

Methodik zur computergestützten, probabilistischen Bauwerksbewertung unter Einbeziehung von Bauwerksmonitoring

von

Christoph Klinzmann

Methodik zur computergestützten, probabilistischen Bauwerksbewertung unter Einbeziehung von Bauwerksmonitoring

von

Christoph Klinzmann

Von der Fakultät Architektur, Bauingenieurwesen und Umweltwissenschaften
der Technischen Universität Carolo-Wilhelmina zu Braunschweig
zur Erlangung des Grades eines Doktoringenieurs (Dr.-Ing.) genehmigte
Dissertation

Eingereicht am	31. Januar 2008
Disputation am	04. Juni 2008
1. Berichterstatter	Prof. Dr.-Ing. D. Hosser
2. Berichterstatter	Prof. Dr.-Ing. H. Budelmann

Bibliografische Information der Deutschen Nationalbibliothek

Die Deutsche Nationalbibliothek verzeichnet diese Publikation in der Deutschen Nationalbibliografie; detaillierte bibliografische Daten sind im Internet über <http://dnb.d-nb.de> abrufbar.

Bibliographic information published by the Deutsche Nationalbibliothek

The Deutsche Nationalbibliothek lists this publication in the Deutsche Nationalbibliografie; detailed bibliographic data are available in the Internet at <http://dnb.d-nb.de>.

Information bibliographique de la Deutsche Nationalbibliothek

La Deutsche Nationalbibliothek a répertorié cette publication dans la Deutsche Nationalbibliografie; les données bibliographiques détaillées peuvent être consultées sur Internet à l'adresse <http://dnb.d-nb.de>.

Vorwort

Diese Arbeit entstand während meiner Tätigkeit als Mitarbeiter im Fachgebiet Brandschutz des Instituts für Baustoffe, Massivbau und Brandschutz (IBMB) der Technischen Universität Braunschweig. Sie basiert auf Forschungsarbeiten, die im Rahmen des Teilprojekts A1 des Sonderforschungsbereichs 477 durchgeführt und von der Deutschen Forschungsgemeinschaft (DFG) gefördert wurden.

Mein besonderer Dank gilt meinem Doktorvater Herrn Prof. Dr.-Ing. D. Hosser für die zahlreichen fachlichen Anregungen und das entgegengebrachte Vertrauen im Laufe der Bearbeitung des Forschungsvorhabens und der Ausarbeitung der Doktorarbeit. Die durch ihn geförderte, freie Arbeitsweise im Fachgebiet hat maßgeblich zum Gelingen der Arbeit beigetragen.

Bei Herrn Prof. Dr.-Ing. H. Budelmann möchte ich mich für die Übernahme des zweiten Berichts und die damit verbundenen Mühen herzlich bedanken. Ebenso danken möchte ich Herrn Prof. Dr.-Ing. U. Peil für die Übernahme des Prüfungsvorsitzes und Prof. Dr.-Ing. habil. M. Krafczyk für die Mitwirkung als Prüfer.

Im Hintergrund haben aber noch viele weitere Menschen zum guten Abschluss der Doktorarbeit beigetragen. Allen voran gebührt mein Dank den wissenschaftlichen Hilfskräften R. Janetzek, L.-C. Quander, A. Atak, T. Guelfirat und B. Maier für die Hilfe bei der Umsetzung des Programmsystems PROBILAS und T. Völske für die Erweiterung des Stabwerksmodells der Fachwerkbrücke. Bei der Klärung verschiedener Fragestellungen und der Lösung von Problemen waren die fachlichen Diskussionen mit meinen Kollegen Ralf und Volker ebenfalls sehr hilfreich. Allen anderen Kollegen gilt mein Dank für das gute Arbeitsklima im Fachgebiet.

Für die beschwerliche Arbeit des Korrekturlesens des Manuskripts möchte ich meiner Frau Astrid, meinen Eltern sowie meinen Freunden und Kollegen Olli, Ekkehard und Volker herzlich danken. Astrid muss an dieser Stelle besonders erwähnt werden, denn ohne ihr Verständnis in der Endphase Abends und am Wochenende auf mich zu verzichten, wäre mir die Fertigstellung der Arbeit erheblich schwerer gefallen.

Braunschweig, im Juli 2008

Christoph Klinzmann

Abstract

From time to time the condition of public infrastructure in Germany gets negative coverage in the media. The majority of the structures concerned have been constructed in the 1960s and 1970s and show more or less significant damages. The financial requirements for appropriate rehabilitation measures in the field of public transportation are estimated to a total of 34 billion € for the time period 2001 to 2015 by the Federal Ministry of Transport, Building and Urban affairs. In reality, upcoming rehabilitation measures must be prioritized with respect to the limited available funds in the public sector. Only urgent measures can be carried out.

In Germany, bridges are inspected by qualified inspectors mainly in visual inspections every three or six years. The structural assessment is based on standardized deterioration catalogues. The disadvantage of visual inspection and the lack of the actual assessment procedure is always the possible oversight of small deteriorations or the misinterpretation of their extensiveness. A possible improvement of the situation can be achieved by the application of the technologies of structural health monitoring (SHM). Measured data from monitoring can be used to recognize changes in the load bearing system of structures or the further increase of damage and deterioration. It can help the authorities to estimate the actual safety level of the structure and to decide whether a deteriorated structure can still be safely used. Despite the advantages of SHM for early damage recognition, in Germany the technology is mainly applied to heavily damaged structures to prolong their service life.

The subject of this work is the development of a methodology for the probabilistic assessment of structures basing on measured data from structural health monitoring. In a second step, the results from the probabilistic assessment are used to deduce information for the necessary amount of SHM. Apart from the assessment of the actual state of the structure, its development in the future is estimated from the measured data, too. These results are included in the decisions regarding the monitoring measures as well.

The assessment process is carried out using a probabilistic model of the structure and complex methods of system reliability analysis. The methods have been adapted and partially simplified for the usage with data from structural health monitoring. The developed methodology and the different procedures for the analysis of data as well as the decision support for the planning of SHM measures have been implemented into a program system called PROBI-LAS („Probabilistic Lifetime Assessment,“) to ensure a simplified and guided application. The architecture of the program system as well as special questions regarding the implementation were other aspects of this work. The application of the methods and the program system to a reality based structure is shown in the final chapter of this work.

Inhaltsverzeichnis

Vorwort	i
Abstract	iii
Symbol- und Abkürzungsverzeichnis	ix
Glossar	xi
1 Einleitung	1
1.1 Problemstellung und Ziele	2
1.2 Gliederung der Arbeit	3
2 Stand der Erkenntnisse	5
2.1 Überblick	5
2.2 Typische Schäden und Schädigungsprozesse von Bauwerken	5
2.2.1 Fehler und Mängel	5
2.2.2 Entstehung von Bauschäden	6
2.2.3 Physikalische Schädigung von Stahlbeton- und Spannbetonbauwerken	6
2.2.4 Korrosion	7
2.2.5 Ermüdung	9
2.3 Lebensdauermanagement von Ingenieurbauwerken	10
2.3.1 Überwachung und Prüfung nach DIN 1076	11
2.3.2 Planung von Stichprobenentnahmen und Messungen	12
2.3.3 Erfassung und Bewertung von Schäden nach RI-EBW-PRÜF	13
2.3.4 Wertung der bisherigen Vorgehensweise	14
2.4 Monitoring von Ingenieurbauwerken	15
2.4.1 Möglichkeiten des Bauwerksmonitorings	16
2.4.2 Planung von Monitoringmaßnahmen	17
2.4.3 Auswahl von Messgrößen und Sensoren	18
2.4.4 Verarbeitung und Auswertung von Messdaten aus dem Monitoring . .	19
2.4.5 Bauwerksmonitoring als Grundlage der Bauwerksbewertung	20
2.5 Probabilistische Verfahren zur Bauwerksbewertung	20
2.5.1 Grundlagen	21
2.5.2 Festlegung von Basisvariablen	23
2.5.3 Berechnungsverfahren zur Ermittlung der Zuverlässigkeit	31
2.5.4 Modellierung von Systemen	35
2.5.5 Anwendungen der probabilistischen Verfahren	41

3	Verbesserung der Bauwerksbewertung und Ableitung adaptiver Monitoringstrategien	43
3.1	Quantitative Bauwerksbewertung	43
3.2	Ansatzpunkte für adaptive Monitoringstrategien	44
3.3	Der Bauwerksbewertungskreislauf	47
3.4	Das Programmsystem PROBILAS	48
4	Das probabilistische Modell	51
4.1	Ablauf der Bauwerksanamnese	51
4.2	Modellierung als Gesamtmodell oder in Teilmodellen	52
4.3	Fehlerbaum und Versagenspunkte	53
4.3.1	Versagensmechanismen	54
4.3.2	Versagensarten	55
4.4	Grenzzustandsgleichungen	56
4.5	Stochastisches Modell und Klassifizierung der Basisvariablen	58
4.6	Indikatorkomponenten	60
4.7	Berücksichtigung von Schäden im Modell	62
4.8	Festlegung der Zielzuverlässigkeit	62
4.9	Fazit und programmtechnische Umsetzung	64
5	Probabilistische Bauwerksbewertung auf Grundlage von Messdaten	67
5.1	Auswahl von Berechnungsverfahren und Bewertungsintervall	67
5.2	Bewertung des aktuellen Bauwerkszustands	68
5.2.1	Vergleich der Berechnungsmodelle	70
5.3	Prognose des zukünftigen Bauwerkszustands	71
5.3.1	Herkömmliche Methoden	71
5.3.2	Entwickeltes Verfahren auf Grundlage des probabilistischen Modells	72
5.3.3	Definition von Modifikationsfunktionen	73
5.3.4	Vergleich der Methoden zur Prognose der Entwicklung der Zuverlässigkeit geschädigter Bauteile	74
5.4	Auswertung und Deutung der Berechnungsergebnisse	77
5.4.1	Ermittlung der Zuverlässigkeit von Komponenten und Redundanzen	78
5.4.2	Ermittlung der Signifikanz von Basisvariablen und Komponenten	80
5.4.3	Sicherheitsmarge	81
5.5	Fazit und programmtechnische Umsetzung	82
6	Kalibrierung	85
6.1	Elemente eines Stichprobenplans für messende Prüfung	85
6.2	Kalibrierungsplan	86
6.3	Adaptive Festlegung des Stichprobenumfangs	87
6.4	Überprüfung des notwendigen Stichprobenumfangs	90
6.5	Kalibrierungsmessung und Aktualisierung des probabilistischen Modells	91
6.6	Fazit und programmtechnische Umsetzung	93
7	Adaptive Monitoringstrategie und Monitoringplan	95

7.1	Elemente der adaptiven Monitoringstrategie	95
7.1.1	Auswahl der Messgrößen	96
7.1.2	Ableitung der Monitoringintensität	97
7.1.3	Berücksichtigung zeitlicher Veränderungen in der Strategie	98
7.1.4	Überführung der Monitoringstrategie in den Monitoringplan	99
7.2	Überprüfung der Messunsicherheit von Sensoren	100
7.3	Fazit und programmtechnische Umsetzung	100
8	Untersuchung der Messwerte und Anpassung des probabilistischen Modells	103
8.1	Erkennung von negativen Entwicklungen und Trends	103
8.1.1	Vergleich der Verfahren zur Trenderkennung	106
8.1.2	Einordnung der Trenderkennung	109
8.2	Gewinnung stochastischer Informationen aus Messdaten	110
8.2.1	Datenreduktion	110
8.2.2	Methoden zur Verteilungsanpassung an die Messdaten	112
8.2.3	Bildung einer gemeinsamen Verteilung über alle Monitoringphasen	113
8.2.4	Einfluss des Verteilungstyps und des Stichprobenumfangs auf die Ergebnisse von Zuverlässigkeitsanalysen	115
8.2.5	Berücksichtigung neuer stochastischer Information im Gesamtmodell	118
8.3	Fazit und programmtechnische Umsetzung	118
8.3.1	Aufstellung des Monitoringplans	119
8.3.2	Erkennung von Schäden	119
8.3.3	Verteilungsanpassung an die Messdaten	120
8.3.4	Datenübermittlung an PROBILAS Server	120
8.3.5	Erforderliche Vorkenntnisse des Anwenders	121
9	Anwendungsbeispiel	123
9.1	Bauwerksbeschreibung	123
9.1.1	Durchführung der numerischen Simulationen	125
9.2	Entwicklung des probabilistischen Modells	126
9.2.1	Anamnese	126
9.2.2	Entwicklung der Versagensarten und -mechanismen	128
9.2.3	Stochastisches Modell	130
9.2.4	Indikatorcomponenten	131
9.3	Erste Bauwerksbewertung	132
9.3.1	Ergebnisse	132
9.3.2	Planung und Durchführung des Monitorings	133
9.3.3	Annahmen für die Simulation von Messdaten	134
9.3.4	Gewinnung der stochastischen Information aus den Messwerten	134
9.3.5	Bewertung des aktuellen Zustands nach einem Bewertungsintervall	134
9.3.6	Bestimmung der Prüfgrößen für die Trenderkennung	136
9.4	Bauwerksbewertung des geschädigten Bauwerks	137
9.4.1	Schädigung des Bauwerks an einem nicht gemessenen Stab (Szenario I)	138
9.4.2	Schädigung des Bauwerks an mehreren Stellen (Szenario II)	143

9.4.3	Einbeziehung neuer Schwachstellen (Szenario III)	146
9.5	Übertragbarkeit des Anwendungsbeispiels	148
10	Zusammenfassung und Ausblick	151
10.1	Zusammenfassung	151
10.2	Ausblick	152
	Literaturverzeichnis	155
	Anhang	161

Symbol- und Abkürzungsverzeichnis

Griechische Buchstaben

α	Sensitivitätsfaktor einer Basisvariablen aus der FORM/SORM Berechnung
α_{rel}	Bezogener Sensitivitätsfaktor einer Basisvariablen
β	Zuverlässigkeitsindex
β_{Komp}	Zuverlässigkeitsindex einer Komponente eines Systems
β_{System}	Zuverlässigkeitsindex eines Systems
ε	Dehnung
γ	Sensitivitätsfaktor einer Komponente aus der FORM/SORM Berechnung
γ_{rel}	Bezogener Sensitivitätsfaktor einer Komponente
i	Laufvariable
μ	Mittelwert
μm	Mikrometer
σ	Standardabweichung
$\Phi(x)$	Kumulative Dichtefunktion der Standardnormalverteilung

Lateinische Buchstaben

a	Jahr
E	Einwirkungsbasisvariable eines Grenzzustands
$G(x_i)$	Grenzzustand in Abhängigkeit der Basisvariablen x_i
Hz	Einheit Hertz
m	Mittelwert einer Stichprobe
m	Meter
mm	Millimeter
N	Exponent für eine Extrapolation auf den Bezugszeitraum
n	Anzahl Elemente einer Stichprobe
p_f	Versagenswahrscheinlichkeit
R	Widerstandsbasisvariable eines Grenzzustands
s	Standardabweichung einer Stichprobe
t_i	Zeitpunkt i
V	Variationskoeffizient
Z	Sicherheitsabstand Z

Abkürzungen

BMS	Bauwerksmanagementsystem
DIN	Deutsches Institut für Normung
FEM	Finite-Elemente-Methode
FORM	First-Order-Reliability-Method
GEV	Verallgemeinerte Extremwertverteilung
GZG	Grenzzustandsgleichung
MC	Monte-Carlo Simulation
MP	Monitoringphase
OC	Operationscharakteristik
RSM	Response Surface Method / Antwortflächenverfahren
SFB	Sonderforschungsbereich
SK	Sicherheitsklasse
SLW 30	Schwerlastwagen 30 to.
SORM	Second-Order-Reliability-Method
USA	Vereinigte Staaten von Amerika
VA	Versagensart
VM	Versagensmechanismus
VP	Versagenspunkt

Glossar

In diesem Glossar werden die für das Verständnis der Arbeit wesentlichen und evtl. mehrdeutigen Begriffe definiert.

adaptive Monitoringstrategie

Die adaptive Monitoringstrategie wird aus den Ergebnissen der *Bauwerksbewertung* abgeleitet und beschreibt, welche Größen des Modells in welchem Umfang überwacht werden müssen. Der Umfang des Monitorings wird mit der *Monitoringintensität* beschrieben.

Bauwerksbewertung

Unter Bauwerksbewertung wird die Bewertung des aktuellen Zustands des Bauwerks verstanden. In der vorliegenden Arbeit erfolgt dies auf Grundlage von probabilistischen Methoden.

Bewertungsintervall

Das Bewertungsintervall beschreibt den Zeitraum, der zwischen zwei (probabilistischen) Bewertungen des Bauwerkszustands liegt.

Kalibrierung

Die Kalibrierung beschreibt den Vorgang, ein auf Grundlage von Bauwerksunterlagen erstelltes probabilistisches Bauwerksmodell durch gezielte Messung einzelner Größen an die Realität anzupassen.

Kalibrierungsplan

Der Kalibrierungsplan gibt die Größen vor, die im Rahmen der *Kalibrierung* gemessen werden sollten. Darüber hinaus wird in Abhängigkeit des Variationskoeffizienten und der Signifikanz der Größe für das System ein notwendiger Stichprobenumfang vorgeschlagen.

kontinuierliches Monitoring

Bei kontinuierlichem Monitoring wird das Bauwerk dauerhaft und ohne Pause überwacht.

Monitoringintensität

Die Monitoringintensität gibt den notwendigen Umfang des Monitorings in textlicher Form an (z. B. hoch). Sie wird anhand der Ergebnisse der Bauwerksbewertung festgelegt.

Monitoringphase

Die Monitoringphase beschreibt einen Zeitraum, in dem das Bauwerk kontinuierlich überwacht wird. Ihre Länge wird in Abhängigkeit der *Monitoringintensität* festgelegt.

Monitoringplan

Der Monitoringplan ist die Überführung einer Monitoringstrategie in konkrete Vorgaben für das Monitoring, d. h. die Festlegung der Anzahl und der Dauer der *Monitoringphasen*.

periodisches Monitoring

Bei periodischem Monitoring erfolgt eine kontinuierliche Überwachung nur während einzelner *Monitoringphasen* in einem vordefinierten zeitlichen Abstand.

1 Einleitung

Nahezu jedes Bauwerk zeigt im Zuge seiner Lebensdauer mehr oder weniger schwerwiegende Schäden. Ein großer Anteil der Schäden wird durch die Abnutzung oder Alterung der verwendeten Baustoffe ausgelöst oder ist auf andere schädigende Einflüsse zurückzuführen. Das Ausmaß eines Schadens ist in erster Linie von der Intensität der Nutzung und der Umgebung des Bauwerks abhängig. Darüber hinaus können Unfälle und andere unvorhersehbare Ereignisse ebenfalls Schäden auslösen. Häufig wird die spätere Schädigung des Bauwerks durch solche Ereignisse begünstigt, da sie Oberflächen oder Schutzanstriche zerstören können. Aggressive Medien können dann die Oberfläche angreifen oder in das Bauwerk eindringen und dort weiteren Schaden anrichten.

Neben den Bauschäden, die die Tragfähigkeit eines Bauwerks verringern, können sich mit der Zeit auch die Einwirkungen auf das Bauwerk ändern. Der Klimawandel führt beispielsweise zu immer größeren Naturkatastrophen mit extremeren Einwirkungen [MRG06], und auch die durchschnittlichen Verkehrslasten im Güterverkehr sind in den letzten Jahrzehnten stark gestiegen (200 % seit 1985 [BMV06a]). Diese Zusammenhänge sind vor allem für Ingenieurbauwerke, wie Brücken über Bundesstraßen und Autobahnen, relevant. Der Zustand der Straßenbrücken in Deutschland macht aufgrund von auftretenden Schäden und öffentlichkeitswirksamen Beeinträchtigungen des täglichen Lebens gelegentlich Schlagzeilen. Brücken sind anders als Ingenieurbauwerke des normalen Hochbaus häufiger betroffen, da sie aggressiven Umgebungsbedingungen (z. B. durch Beaufschlagung mit Tausalzen im Winter) und gleichzeitig steigenden Belastungen ausgesetzt sind.

Im Netz der Fernstraßen der Bundesrepublik Deutschland existieren ca. 37.000 Straßenbrücken mit einer Gesamtfläche von ca. 27 Millionen Quadratmetern und einer Gesamtlänge von rund 1.900 Kilometern. Das Anlagevermögen der Bauwerke allein in der Baulast des Bundes wird vom Bundesverkehrsministerium auf rund 40 Milliarden Euro veranschlagt [BMV06a]. Ein Großteil dieser Bauwerke stammt aus den 1960er und 1970er Jahren des letzten Jahrhunderts und zeigt dementsprechend mehr oder weniger starke Schäden. Allein für die Instandhaltung und Sanierung der Brücken im Bereich der Bundesfernstraßen wird vom Bundesverkehrsministerium im Zeitraum von 2001 bis 2015 ein Finanzbedarf von rund 34 Mrd. € eingeplant [BMV06b], womit diese Kosten den Aufwand für Neubauten bereits erheblich übersteigen.

Ein Bauschaden bewirkt meistens zunächst nur kleinere Einschränkungen der Gebrauchstauglichkeit des Bauwerks und gefährdet erst bei zunehmender Schädigung seine Tragfähigkeit. Nur im Extremfall könnte ein Bauschaden wirklich zu einem Kollaps des Bauwerks führen. Durch regelmäßige Inspektionen und rechtzeitige Nutzungseinschränkungen wird die Wahrscheinlichkeit für den Eintritt eines entsprechenden Falls reduziert. Da Bauwerke in der Regel mit umfangreichen Tragreserven ausgelegt werden, bleiben kleinere Schäden zunächst un bemerkt. Der Schädigungsprozess kommt aber nicht zum Erliegen, die Schäden werden mit der

Zeit größer. Eine frühzeitige Entdeckung ist daher wichtig, um die Kosten für eine etwaige Instandsetzung niedrig zu halten.

Zur Gewährleistung der Sicherheit schreibt der Gesetzgeber für die genannten Infrastrukturbauwerke regelmäßige visuelle Bauwerksprüfungen vor, bei denen sie durch qualifizierte Bauwerksprüfungingenieure inspiziert werden. Nur bei begründeten Verdachtsmomenten werden tiefergehende Untersuchungen, mit zerstörungsfreien oder zerstörenden Prüfverfahren, eingeleitet. Anhand der aufgenommenen Schäden kann das Bauwerk mit Hilfe von einheitlichen Schadenskatalogen mit einer Zustandsnote bewertet werden. Dieses Verfahren hat sich bewährt, es hat aber dennoch Nachteile. Ein Kritikpunkt ist, dass die Bauwerksbewertung zwar anhand des Schadenskatalogs erfolgt, aber dennoch abhängig von der Einschätzung des Prüfers ist. Darüber hinaus birgt eine rein visuelle Prüfung immer die Gefahr, dass Schäden übersehen werden oder ihr Umfang unterschätzt wird.

Eine Möglichkeit der Optimierung bietet das Bauwerksmonitoring. Es stellt eine Erweiterung der klassischen Bauwerksinspektion im Rahmen des Bauwerksüberwachungsprozesses dar. Dabei wird der Zustand des Bauwerks mit Hilfe von in der Regel dauerhaft applizierten Sensoren automatisch überwacht. Wenn die Messdaten vorher definierte Grenz- oder Schwellenwerte über- oder unterschreiten, können sofort die notwendigen Maßnahmen, z. B. eine Sperrung des Bauwerks, ergriffen werden. In Deutschland wird Monitoring hauptsächlich bei der Weiternutzung von vorgeschädigten Bauwerken zur Gewährleistung der Betriebssicherheit eingesetzt, um diese erst dann stillzulegen, wenn das Gefährdungspotential zu groß wird. Eine lebensdauerbegleitende Überwachung zwecks frühestmöglicher Erkennung und ggf. Beseitigung von Schäden ist in Deutschland bei Bauwerken nicht üblich.

1.1 Problemstellung und Ziele

Weil sich Bauwerksmonitoring in Deutschland im Gegensatz zum Ausland noch nicht durchsetzen konnte, existieren keine Normen oder Richtlinien für die effektive Planung entsprechender Maßnahmen, weshalb sie in den vereinzelt Fällen der Anwendung auf Grundlage von Erfahrungswerten erfolgen muss. Nachteile des Monitorings sind die relativ hohen Initialkosten für Sensorik und weitere Geräte sowie der Aufwand für eine Auswertung der Messdaten, der ohne eine automatische Vorgehensweise und intelligente Datenreduktion schnell unüberschaubar wird. Darüber hinaus ist es nur schwer möglich, direkt von den Messdaten aus dem Monitoring auf den aktuellen Zustand des Bauwerks und dessen zukünftige Entwicklung zu schließen.

Im Rahmen dieser Arbeit soll eine Methodik entwickelt werden, die einerseits eine lebensdauerbegleitende Bauwerksbewertung unter Verwendung von Daten aus dem Monitoring erlaubt und andererseits aus den Ergebnissen Informationen für die Planung und Anpassung des Umfangs von Monitoringmaßnahmen ableitet. Neben der Bewertung des aktuellen Bauwerkszustands soll auf Grundlage der Messdaten seine zukünftige Entwicklung prognostiziert werden, was ebenfalls Einfluss auf den notwendigen Umfang der Maßnahmen hat.

Viele der auf Bauwerke einwirkenden Größen, vor allem die maßgeblichen veränderlichen Einwirkungen, unterliegen mehr oder weniger starken Schwankungen und bergen inhärente Unsicherheiten in sich. Da diese Unsicherheiten einen ganz erheblichen Einfluss auf die Sicherheit

des Bauwerks haben, erscheint es sinnvoll, sie auch in der Bauwerksbewertung zu berücksichtigen. Dies gelingt durch die Anwendung der Methoden der Systemzuverlässigkeitsanalyse. Auf Grundlage eines probabilistischen Modells des Bauwerks bieten sie die Möglichkeit einer sicherheitstheoretischen Bewertung seines Zustands. Die Methoden liefern darüber hinaus Erkenntnisse über den Einfluss der einzelnen Größen auf die Systemzuverlässigkeit. Diese Informationen können zur Ableitung des notwendigen Umfangs von Einzelmessungen und Monitoringmaßnahmen verwendet werden. Die Methoden der Systemzuverlässigkeitsanalyse werden für die Anwendung auf reale Bauwerke und die Einbeziehung von Daten aus dem Monitoring angepasst und, dort wo es möglich ist, vereinfacht.

Um die Anwendung der Methodik zu erleichtern wird sie zusammen mit den im Rahmen der Arbeit entwickelten Entscheidungshilfen in das Programmsystem „PROBILAS“ (Probabilistic Lifetime Assessment) integriert. Es soll den Ingenieur und Messtechniker bei der Bauwerksbewertung und der anschließenden Planung von an den Bauwerkszustand angepassten, adaptiven Monitoringstrategien unterstützen. Gleichzeitig soll das Programmsystem Methoden für die Berücksichtigung der Messdaten im Bauwerksmodell bereithalten. Gesamtziel ist die Erzielung des maximalen Informationsgewinns mit dem geringsten Überwachungs- und Messaufwand und die Lieferung von Anhaltspunkten für den Eigner des Bauwerks für den effektiven Einsatz der finanziellen Mittel bei der Unter- und Instandhaltung des Bauwerks.

1.2 Gliederung der Arbeit

Im ersten Teil der Arbeit (Kapitel 2) werden die Grundlagen für die Entwicklung der Methodik zur probabilistischen Bauwerksbewertung und der Planung von Bauwerksmonitoringmaßnahmen dargestellt. Dazu werden zunächst der Stand der Erkenntnisse zusammengefasst und die Grenzen des bisherigen Verfahrens des Lebensdauermanagements von Ingenieurbauwerken erläutert. Einen weiteren Schwerpunkt bildet die Darstellung der Möglichkeiten und Grenzen des Bauwerksmonitorings. Darüber hinaus werden die für die Entwicklung der Methodik relevanten Verfahren der Systemzuverlässigkeitsanalyse vorgestellt.

In Kapitel 3 werden zunächst die verschiedenen Ansatzpunkte für die Methodik entwickelt und die darin enthaltenen Elemente dargestellt, die dann in den folgenden Kapiteln weiter ausgearbeitet werden. In Kapitel 4 wird zunächst die Grundlage des Verfahrens, das spezielle probabilistische Modell hergeleitet, welches die Voraussetzung für die Bauwerksbewertung (Kapitel 5) ist. Auf Basis der Ergebnisse der Bauwerksbewertung können Informationen zur Planung von Einzelmessungen zur Kalibrierung des Modells (Kapitel 6) und von an den Bauwerkszustand angepassten, adaptiven Monitoringstrategien (Kapitel 7) abgeleitet werden. In Kapitel 8 wird zunächst untersucht, inwieweit aus den Messdaten auf Schäden am Bauwerk geschlossen werden kann, damit das probabilistische Modell beim Auftreten von neuen Schäden an den aktuellen Schädigungszustand angepasst werden kann. Ein weiterer Schwerpunkt des Kapitels ist die Aufbereitung und anschließende Berücksichtigung der Messdaten im probabilistischen Modell als Grundlage für eine Bewertung des aktuellen Bauwerkszustands. In jedem Kapitel werden die aus den Ergebnissen der Untersuchungen abgeleiteten Entscheidungshilfen für das Programmsystem PROBILAS gesondert dargestellt und ihre Umsetzung im Programmsystem erläutert.

1 Einleitung

Abschließend wird in einem Anwendungsbeispiel die Anwendung der Methodik exemplarisch auf Grundlage eines numerischen Modells eines realen Bauwerks verdeutlicht (Kapitel 9). Die Arbeit schließt mit einer Zusammenfassung und einer Darstellung noch offener Punkte, die in zukünftigen Untersuchungen behandelt werden könnten.

2 Stand der Erkenntnisse

2.1 Überblick

„Bauliche Anlagen sind so anzuordnen, zu errichten, zu ändern und instand zu halten, dass die öffentliche Sicherheit und Ordnung, insbesondere Leben, Gesundheit und die natürlichen Lebensgrundlagen, nicht gefährdet werden.“

Diese Forderung wird so in §3 der Musterbauordnung von 2002 [MBO02] und ähnlich in den einzelnen Landesbauordnungen formuliert. Ihre Einhaltung wird über die gesamte Lebensdauer durch eine Vielzahl von Maßnahmen wie Inspektionen, Instandhaltungsmaßnahmen oder teilweisen Erneuerungen des Bauwerks gewährleistet. Sie werden heute unter dem Oberbegriff „*Lebensdauermanagement*“ oder engl. „*Life-Cycle Management*“ zusammengefasst.

Die im Rahmen des Lebensdauermanagements notwendigen Maßnahmen sind immer abhängig vom Bauwerkszustand und den aufgetretenen Schäden. Als Einstieg in die Thematik werden zunächst typische Schadensbilder dargestellt, wie sie bei den für diese Arbeit relevanten Ingenieurbauwerken auftreten. Im Anschluss werden die durch Normen und Richtlinien gesetzlich geregelten Rahmenbedingungen des Lebensdauermanagements beschrieben. Die Technologie des Bauwerksmonitorings stellt eine effektive Möglichkeit dar, das Lebensdauermanagement von Bauwerken zu unterstützen und zu verbessern. Daher widmet sich ein weiterer Abschnitt dieses Kapitels dem Stand der Technik des Bauwerksmonitorings sowie der Vorgehensweise bei der Planung von entsprechenden Maßnahmen.

Für die im Rahmen dieser Arbeit zu entwickelnde adaptive Monitoringstrategie ist eine Zustandsbewertung des Bauwerks erforderlich. Diese kann durch den Einsatz probabilistischer Verfahren erfolgen, wodurch die Berücksichtigung der verschiedenen Quellen der Unsicherheit und zeitlicher Variabilität von Einflussgrößen ermöglicht wird. In diesem Kapitel werden daher die entsprechenden Randbedingungen und notwendigen Grundlagen probabilistischer Verfahren wiedergegeben.

2.2 Typische Schäden und Schädigungsprozesse von Bauwerken

2.2.1 Fehler und Mängel

Die meisten Fehler an Bauwerken sind auf unsachgemäße Planung oder mangelhafte Ausführung zurückzuführen. Juristisch werden Fehler durch die Toleranz überschreitende, unzulässige Abweichungen von zugesicherten Eigenschaften des Bauteils oder Bauwerks definiert. Sie stehen immer im Zusammenhang mit einer menschlichen (Fehl-)Handlung, z. B. einer

Nachlässigkeit bei der Planung oder Ausführung. Die entsprechenden Toleranzen sind durch Normen, Vorschriften oder den allgemein anerkannten Stand der Technik festgelegt. Fehler in Abläufen während des Bauprozesses können letztendlich zu Bauschäden führen.

Ein Mangel im juristischen Sinn ist eine nicht erfüllte, aber durch den Stand von Wissenschaft und Technik vorgeschriebene oder vertraglich vereinbarte Eigenschaft eines Gegenstands oder Bauteils. Mängel können Einfluss auf die Gebrauchsfähigkeit des Bauteils haben und dadurch vor allem langfristig zu Bauschäden führen. Beispiele sind die unsachgemäße Verarbeitung von Baustoffen oder mindere Baustoffqualität. Im Gegensatz zu Fehlern können Mängel auch durch den normalen Gebrauch eines Bauwerks entstehen und werden nicht zwangsläufig durch Menschen verursacht.

2.2.2 Entstehung von Bauschäden

Liegen am Bauwerk Mängel oder Fehler vor, kann der Widerstand des Bauwerks gegen äußere Einflüsse sinken und damit die Wahrscheinlichkeit ansteigen, dass ein Schaden entsteht. Je nach Ausmaß des Mangels oder Fehlers können Bauschäden eine Vielzahl von Ausprägungen haben und die Stand- oder Tragsicherheit bzw. die Funktions- und Gebrauchsfähigkeit innerhalb der Nutzungsdauer beeinträchtigen. Bauschäden sind stark materialspezifisch, so dass bei Untersuchung der Gründe für ihre Entstehung der Baustoff mit zu berücksichtigten ist. Mit 69 % haben Brücken aus Spannbeton den größten Anteil im aktuellen Brückenbestand. Danach folgen mit 19 % Stahlbetonbrücken, sowie 7 % bzw. 4 % Stahl- und Stahlverbundbrücken [BMV06a]. Die aufgrund ihrer Wirtschaftlichkeit heutzutage recht häufig verwendete Verbundbauweise ist eine Mischbauweise aus Stahl und Stahlbeton, weswegen an entsprechenden Bauwerken sowohl typische Schäden für Stahlbauwerke (Korrosion, Ermüdung) als auch für Stahlbeton- und Spannbetonbauwerke (physikalische Schäden des Materials, Korrosion) anzutreffen sind. Für typische Schäden von Fahrbahnen, Abdichtungen und Lagern sei hier auf die Literatur, z. B. [Thi06], verwiesen.

Bauschäden lassen sich in die Gruppen Anfangsschaden und Alterungsschaden einteilen. Anfangsschäden treten verhältnismäßig schnell (ca. 5-10 Jahre) nach der Errichtung des Bauwerks auf und haben ihren Ursprung in der Regel in Planungsfehlern (z. B. Unterbemessung, Vernachlässigung von Lastfällen) oder Ausführungsmängeln (z. B. vergessene Bewehrung, mangelhafte Betongüte). Alterungsschäden hingegen resultieren aus der natürlichen Alterung der Baustoffe, der Abnutzung des Bauwerks oder verschiedenen Schädigungsprozessen, z. B. chemischen Angriffen und treten je nach Instandsetzungsstrategie eher später im Lebenszyklus des Bauwerks auf. Sie zeigen in der Regel langsame Entwicklungsgeschwindigkeiten. Vor allem Alterungsschäden und fortschreitende Schädigungen können durch Bauwerksmonitoring erkannt werden, weshalb in dieser Arbeit verstärkt auf diese Schadensarten eingegangen wird.

2.2.3 Physikalische Schädigung von Stahlbeton- und Spannbetonbauwerken

Bei der Herstellung von Bauwerken aus Beton können baustoffbedingt bereits kleinere Risse entstehen, die nicht unbedingt einen Mangel darstellen müssen. Beim Abbindevorgang ent-



Abbildung 2.1: Bauschäden nach physikalischen Angriffen auf Beton [Thi06]

stehen Mikrorisse, wenn die Zugspannungen im Bauteil größer werden als die verhältnismäßig geringe Zugfestigkeit des Betons. Von ihnen geht im Allgemeinen keine Gefahr aus, solange ihre Größe, Tiefe und Anzahl bestimmte Grenzwerte nicht überschreitet. Makrorisse hingegen gehen tiefer und sind in Richtung der Hauptspannungen orientiert. Werden sie zu groß kann bereits ein Mangel vorliegen, der instand gesetzt werden sollte. Neben der Nichterfüllung ästhetischer Ansprüche an das Bauwerk können auch die Gebrauchstauglichkeit und die Dauerhaftigkeit durch Makrorisse in Frage gestellt werden, da ein tiefer und breiter Riss das mögliche Eindringen von korrosionsfördernden Stoffen erleichtert.

Daneben begünstigen weitere Arten physikalischer Angriffe die Schädigung des Bauwerks und ermöglichen dadurch letztendlich die Korrosion des Betonstahls. Durch eine Frosteinwirkung kann das in großen Poren des Zementsteins vorhandene Wasser gefrieren und dabei sein Volumen um ca. 9 % vergrößern. Ist keine Möglichkeit vorhanden, den gestiegenen hydrostatischen Druck abzubauen, kommt es zu Abplatzungen, die zu einem Freiliegen des Bewehrungsstahls führen können (Abbildung 2.1(a)). Bei der Abrasion wird die Oberfläche des Betons durch Verschleiß langsam abgetragen, was langfristig den gleichen Effekt haben kann. Gleiches gilt für die Ausspülung des Kalks aus dem Betongefüge durch Oberflächenwasser (Abbildung 2.1(b)), begünstigt durch eine ungünstige Betonzusammensetzung.

2.2.4 Korrosion

Schäden durch Korrosion verursachen weltweit jährliche Kosten zwischen einer halben und einer Milliarde Euro. Im Bereich des Bauwesens sind davon Stahlbauten sowie Stahlbeton- und Spannbetonbauwerke betroffen.

Die Bewehrung in Stahlbetonbauwerken wird prinzipiell durch eine ausreichende Betondeckung gegen äußere Einwirkungen geschützt. Dadurch wird verhindert, dass die für eine Korrosion notwendigen Stoffe bis zur Bewehrung diffundieren können. Zusätzlich bildet sich im alkalischen Milieu des Porenwassers ($\text{pH} > 12$) nach kurzer Zeit eine Passivschicht, die die anodische Eisenauflösung verhindert. Sie besteht aus einer dünnen und dichten Oxid-Schicht,



(a) Betonstahlkorrosion

(b) Spaltkorrosion bei einem Stahlbauteil

Abbildung 2.2: Beispiele für Korrosion bei Beton- und Stahlbauwerken [Thi06]

die durch die im Porenwasser gelösten Hydroxidsalze entsteht. Die Ursachen dafür, dass es dennoch zu Korrosionsvorgängen kommt, liegen vor allem in einer zu geringen Betonqualität aber auch in Rissen, Abplatzungen und anderen Schädigungen wie fehlerhaften Abdichtungen oder Drainagen begründet. Sie sorgen dafür, dass korrosionsfördernde Stoffe in den Beton eindringen können. Zur Korrosion kommt es aber erst, wenn die schützende Passivschicht der Bewehrung geschädigt ist. Dies kann auf verschiedene Arten erfolgen. Beim Mechanismus der Karbonatisierung kann die Umgebungsluft bis zur Bewehrung vordringen. Das in der Luft enthaltene CO_2 neutralisiert das alkalische Porenwasser und hebt damit die Schutzwirkung des Betons auf. Neben der resultierenden Sauerstoffkorrosion ist der Mechanismus der Chloridkorrosion für Ingenieurbauwerke typisch. Sie wird durch in Wasser gelöste Chlorionen (Chloride) ausgelöst. Im Bereich des Bauwesens kommen Chloride im Meerwasser, in Form von Tausalzen im Bereich des Straßenverkehrs oder in bestimmten, vornehmlich bei Bränden entstehenden Gasen vor. Aufgrund der Reaktionsfreudigkeit des Chlors und seiner Position in der elektrochemischen Spannungsreihe bergen Chloridangriffe eine große Gefahr für alle Metalle. Im Fall des Stahlbetons gelangen Chloride ebenfalls durch Öffnungen in die Nähe der Bewehrung und können dort punktuell die Passivschicht schädigen, wodurch dann der eigentliche Korrosionsprozess begünstigt wird (Abbildung 2.2(a)).

Anders als Stahlbetonbauteile bieten unbehandelte Stahlbauteile der Korrosion keinerlei Widerstand, weswegen sie generell mit einem Schutzanstrich versehen werden. Der aus dem Schiffbau bekannte kathodische Korrosionsschutz auf Basis von Opferanoden oder aktiven Elementen ist im Bauwesen eher seltener anzutreffen. Ähnlich wie beim Stahlbeton kommt es bei Stahlbauteilen vor, dass die Schutzmaßnahmen mit der Zeit durch Schädigungen geschwächt bzw. lokal außer Kraft gesetzt werden. Die dann auftretenden Formen der Korrosion ähneln denen der Bewehrung des Stahlbetons. Durch die unterschiedlichen Konstruktionsweisen gibt es im Stahlbau aber auch spezielle Formen, wie die in Abbildung 2.2(b) gezeigte Spaltkorrosion.

Der im Bauwesen häufig auftretende Reaktionsmechanismus ist die elektrochemische Korrosion, die in Form der Sauerstoffkorrosion und der Chloridkorrosion auftreten kann. Sie unterscheiden sich vor allem in der Form des Materialabtrags. Während es bei der Sauerstoff-

korrosion zu einem gleichmäßigen und großflächigen Abtrag des Materials kommt, äußert sich die Chloridkorrosion in starkem Lochfraß [San04].

Bestimmte Werkstoffe, z. B. rost- und säurebeständige sowie hochfeste Stähle sind für die Spannungsrisskorrosion empfindlich. Daher sind vor allem Spannbetonbauteile und bestimmte, auf Zug belastete Stahlbauteile gefährdet. Die Spannungsrisskorrosion führt bei diesen Bauteilen und einem vorhandenen aggressiven Medium (Chlorid, Sulfate, Ammoniak, Nitrat) zu einer Rissbildung und langfristig gesehen zu einem Versagen, das schlagartig auftreten kann. Abhilfe schaffen nur die Wahl eines unempfindlichen Werkstoffs, der Ausschluss des aggressiven Mediums oder die Reduktion der Zugspannung.

Korrodierte Bauteile stellen eine große Gefahr für das gesamte Bauwerk dar. Durch den korrosiven Abtrag wird der Stahl- oder Bewehrungsquerschnitt geschwächt, so dass ein Restquerschnitt die Last aufnehmen muss. Kann die Last nicht auf andere (ungeschwächte) Bauteile umgelagert werden, kommt es zu Teilschäden oder im Extremfall zum Kollaps des Tragwerks. Bei Petersen [Pet94] finden sich Anhaltswerte für die jährliche Abrostrate unlegierter Stähle unter freier Bewitterung in Abhängigkeit der Umgebungsbedingungen. Sie liegen zwischen 5-70 $\mu\text{m}/\text{a}$ für Landatmosphäre und 60-250 $\mu\text{m}/\text{a}$ für Meeresatmosphäre.

2.2.5 Ermüdung

Der Begriff Ermüdung beschreibt das Phänomen, dass die Festigkeit eines Materials durch sich häufig wiederholende äußere Belastungen auf einen Wert unterhalb der elastischen Fließgrenze absinkt. Während die Korrosion sowohl für Stahl- und Stahlbetonbauwerke problematisch ist, betrifft die Ermüdung aufgrund größerer Schwingbreiten im Wesentlichen Stahlbauwerke. Bei Stahlbeton- und Spannbetonbauwerken im ungerissenen Zustand kommt es kaum zum Ermüdungsversagen, lediglich bei Tragwerken mit teilweiser Vorspannung ist dieses Phänomen relevant [Esk96].

Ein Ermüdungsversagen bzw. -schaden kann vor allem bei Stahlbauwerken auftreten, die gemäß der Norm „*nicht vorwiegend ruhenden*“ Beanspruchungen ausgesetzt sind. Dies ist z. B. bei folgenden Bauteilen und Bauwerken der Fall:

- Kranen und Kranbahnen
- Brücken
- vibrierenden Maschinen
- sowie Schornsteinen und Masten bei wind-induzierten Schwingungen

Der Grad der Schädigung ist abhängig von der Größe der Schwingbreite und der Anzahl der Lastwechsel. Verschiedene Faktoren wie Lastfolgen, Fertigungseinflüsse und die Werkstoffigenschaften beschleunigen oder verlangsamen den Prozess [Pei03].

Ermüdungsschäden treten häufig im Bereich von Kerben, Löchern, Fehlstellen und bei Schweißnähten auf. Die Risseinleitung im Kerbgrund wird durch örtliches Plastizieren infolge von Spannungsspitzen ausgelöst, wodurch es zu einer Versprödung des Materials und der Entstehung von sogenannten Mikrorissen kommt. Bei weiterer zyklischer Belastung vergrößert sich der Riss zu einem Makroriss, der ab einer Länge von ca. 1 mm als Anriss bezeichnet wird. In dieser Größenordnung sind Ermüdungsrisse schwer zu entdecken, dies ist in der Regel

erst möglich, wenn sie weiter wachsen und sich größere und besser sichtbare Risse zeigen. Es kommt zum Bruch, wenn der verbleibende, ungerissene Restquerschnitt die Last nicht mehr tragen kann und statisch versagt.

Im Rahmen dieser Arbeit wird das Ermüdungsversagen nur am Rande betrachtet, weshalb es an dieser Stelle nur der Vollständigkeit halber aufgeführt ist. Auf Grundlagen und Berechnungsmodelle wird daher nicht vertieft eingegangen.

2.3 Lebensdauermanagement von Ingenieurbauwerken

Verantwortlich für das Lebensdauermanagement von Ingenieurbauwerken sind die Träger der Baulast bzw. die Eigentümer der baulichen Anlage. Für die Ingenieurbauwerke im Zuge der Bundesfernstraßen ist nach §5 des Bundesfernstraßengesetzes (FStrG) der Bund Träger der Baulast. Allerdings verwalten die Länder oder die nach Landesrecht zuständigen Gebietskörperschaften nach Artikel 90 Absatz 2 des Grundgesetzes (GG) die Bundesfernstraßen und die betroffenen Ingenieurbauwerke im Auftrag des Bundes. Die zuständigen Straßenbauverwaltungen müssen den sich mit der Zeit verschlechternden Zustand der Bauwerke feststellen und die Betriebssicherheit gewährleisten. Dazu werden die Bauwerke im Rahmen des Lebensdauermanagements regelmäßig inspiziert und bewertet. Die Inspektionen bzw. Prüfungen erfolgen in Intervallen, die in der DIN 1076 *„Ingenieurbauwerke im Zuge von Straßen und Wegen - Überwachung und Prüfung“* [DIN99] festgelegt sind. Die Bewertung der Schäden wird in der *„Richtlinie zur einheitlichen Erfassung, Bewertung, Aufzeichnung und Auswertung von Bauwerksprüfungen nach DIN 1076“ (RI-EBW-PRÜF)* [RIE04] geregelt.

Obwohl die Norm und die Richtlinie sowie die ergänzenden Vorschriften die notwendigen Unter- und Instandhaltungsmaßnahmen festschreiben, können zahlreiche aufgetretene Schäden aus Kostengründen häufig erst behoben werden, wenn sie ein kritisches Ausmaß erreichen. Die Nachteile dieses Vorgehens macht Abbildung 2.3 deutlich.

Im Diagramm sind zwei mögliche Zustandsverläufe eines Bauwerks aufgrund von verschiedenen Instandhaltungsstrategien über der Zeit dargestellt. Die mit der Zeit zunehmende Schädigung wurde durch eine parabelförmige Abtragsfunktion abgeschätzt. Es wird angenommen, dass Instandhaltungsmaßnahmen den Zustand des Bauwerks bis knapp unter das Ausgangsniveau wieder herstellen können. Die Instandhaltungsmaßnahmen erfolgen bei Strategie 1 nach Bedarf in verschiedenen Zeitabständen und dadurch mit jeweils unterschiedlichem Aufwand. Dieses Vorgehen entspricht am ehesten der in Deutschland gängigen Praxis. In der Abbildung ist eine weitere Strategie dargestellt, bei der die Instandhaltungsmaßnahmen in konstantem zeitlichen Abstand und jeweils ähnlichem Umfang durchgeführt werden. Es ist bereits an dieser sehr vereinfachten Betrachtungsweise erkennbar, dass das Vorgehen nach Strategie 2 günstiger ist. In Strategie 1 fallen durch eine Rückstellung der eigentlich notwendigen Instandhaltungsmaßnahmen die Kosten für den Ersatz des Bauwerks wesentlich früher an, als dies mit regelmäßigen Instandhaltungsmaßnahmen nach Strategie 2 der Fall wäre. Je nach Wahl der Instandhaltungsstrategie kann der Zeitpunkt der Reinvestition unterschiedlich weit hinausgezögert und die Lebensdauer des Bauwerks verlängert werden. Hinzu kommt, dass die Kosten für Reparaturen mit der Zeit nicht linear, sondern exponentiell anwachsen [DIN03a]. Dies bedeutet, dass durch eine frühzeitige Schadensbeseitigung letztendlich Kosten gespart

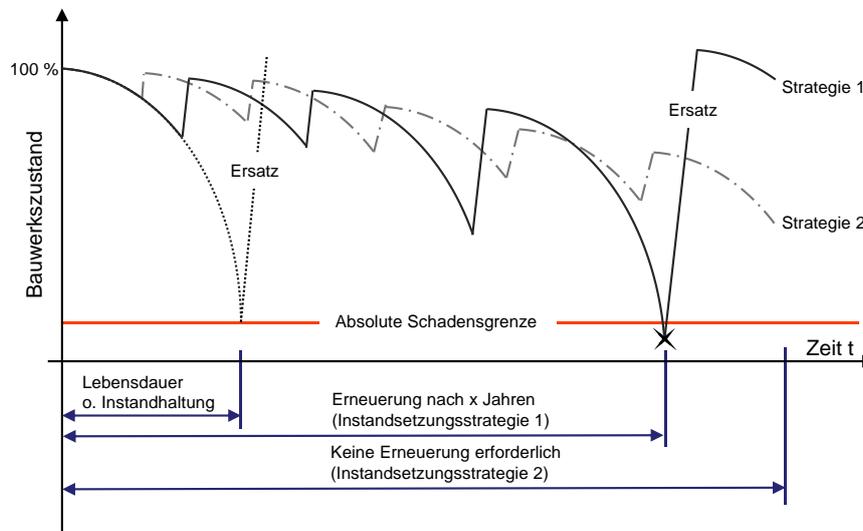


Abbildung 2.3: Lebenszyklus eines Bauwerks mit verschiedenen Instandsetzungsstrategien in Anlehnung an DIN 31051 [DIN03a]

werden könnten. Treten große Schäden am Bauwerk auf, muss seine Nutzung eingeschränkt werden, beispielsweise durch ein Tempolimit oder eine Gewichtsbeschränkung. Aus diesem Grund würden die Nutzer eines Bauwerks ebenfalls von einer frühzeitigen Beseitigung von Schäden profitieren, da dadurch die Reduktion der Leistungsfähigkeit der betroffenen Verkehrsverbindung umgangen werden kann.

Knappe Kassen und die hohen Kosten für die Unterhaltung und Sanierung des Bauwerksbestands haben zu einem Umdenken geführt. Nicht nur auf internationaler Ebene wurde die Notwendigkeit erkannt, dass die vorhandenen finanziellen Mittel effektiver eingesetzt werden müssen. Bauwerke können heute nicht mehr nur individuell betrachtet werden, sondern müssen als Teil eines Netzwerks begriffen und beurteilt werden. Dies ist die Aufgabe der sogenannten Bauwerksmanagementsysteme (BMS), die die in Abbildung 2.3 angedeutete Optimierungsaufgabe der Planung der Instandhaltung lösen sollen. Im Idealfall enthalten sie dazu Schädigungsmodelle und umfangreiche Schadensdatenbanken, womit die zukünftige Entwicklung der Sicherheit des Bauwerks und damit der verfügbare Zeithorizont zur Durchführung der Maßnahmen abgeschätzt werden können. Praktisch in allen Ländern der Welt werden BMS entwickelt oder bereits eingesetzt.

2.3.1 Überwachung und Prüfung nach DIN 1076

Die DIN 1076 regelt die Prüfung und Überwachung von Ingenieurbauwerken im Bereich des Straßenverkehrs. Zu den Ingenieurbauwerken im Sinne der DIN 1076 zählen alle Bauwerke, für die ein Einzelstandsicherheitsnachweis erforderlich ist, also vor allem Brücken, Tunnel, Trog-,

Stütz- sowie Lärmschutzbauwerke. Durch die regelmäßige Prüfung sollen Schäden erkannt werden, bevor sie ein kritisches Ausmaß erreichen und die Verkehrssicherheit beeinträchtigen. Die DIN 1076 definiert drei unterschiedliche Arten von Prüfungen:

- Hauptprüfungen,
- einfache Prüfungen,
- Sonderprüfungen.

Die Prüfungen müssen von einem sachkundigen Ingenieur durchgeführt werden und unterscheiden sich vor allem im Untersuchungsaufwand. Für Ingenieurbauwerke werden alle sechs Jahre eine Hauptprüfung und dazwischen im Abstand von drei Jahren einfache Prüfung gefordert. Bei der Hauptprüfung werden alle Bauwerksteile im Hinblick auf Schäden untersucht, die die Standsicherheit, die Verkehrssicherheit oder die Dauerhaftigkeit beeinträchtigen. Die Prüfung erfolgt weitestgehend visuell, von Fall zu Fall aber auch mit einfachen Messungen (z. B. Rissbreiten) oder aufwendigeren Untersuchungen im Rahmen einer objektbezogenen Schadensanalyse. Die einfache Prüfung wird im Normalfall als intensive und erweiterte Sichtprüfung durchgeführt.

Die Sonderprüfungen oder „Prüfungen aus besonderem Anlass“ müssen nach besonderen Ereignissen, z. B. schweren Unfällen, durchgeführt werden, die Schädigungen auslösen und das Bauwerk im Hinblick auf die genannten Punkte beeinträchtigen könnten.

In manchen Fällen reichen die Prüfungen nach DIN 1076 nicht aus, um den Zustand eines Bauteils abschließend bewerten zu können. Vor allem bei komplexen, schwerwiegenden oder unklaren Schadensbildern können darüber hinausgehende, sogenannte „*objektbezogene Schadensanalysen*“ durch die Straßenbauverwaltung angeordnet werden. Sie sind intensiver als die normalen Prüfungen und dienen der genaueren Beurteilung des Schadensausmaßes sowie dem Auffinden der Ursachen für die aufgetretenen Schäden.

Ein Schwachpunkt der aktuellen Vorgehensweise des Lebensdauermanagements in Deutschland ist die vornehmlich visuelle Prüfung der Bauwerke, da sie auf den individuellen Einschätzungen der Bauwerksprüfer basiert. Abhilfe versprechen die Verfahren des Bauwerksmonitorings, die diese Einschätzungen um belastbare Messwerte ergänzen.

2.3.2 Planung von Stichprobenentnahmen und Messungen

Die meisten Größen, die im Rahmen einer Bauwerksprüfung gemessen werden können, unterliegen gewissen Schwankungen und Unsicherheiten, so dass eine einfache Messung der Größe nicht ausreicht. Daher müssen zur Gewährleistung einer Mindestaussagegenauigkeit mehrere Proben genommen und mit statistischen Verfahren ausgewertet werden. Dies geschieht mit den Methoden der Stichproben- oder Prüfungsplanung, die vor allem bei der Qualitätskontrolle von Materialfestigkeiten oder anderen physikalischen Eigenschaften angewendet werden. Sie dienen der Festlegung des notwendigen Umfangs der Stichprobe, wobei das Ziel ist, zu kleine oder zu große Stichprobenumfänge zu vermeiden. Ein zu geringer Stichprobenumfang kann zur Erhöhung der Unsicherheit der Messergebnisse führen. Andererseits sind zu große Stichproben unter Umständen unwirtschaftlich, weil sich die Aussagesicherheit mit steigender Probenanzahl ab einem gewissen Niveau nur noch geringfügig erhöht.

Da ein Stichprobenplan an die jeweilige Messaufgabe angepasst sein muss, existieren für die verschiedenen Fragestellungen unterschiedliche Mess- und Planungsstrategien. Sollen lediglich die Eigenschaften verschiedener stationärer Größen genauer festgelegt werden, genügt eine einmalig durchgeführte Messreihe. Je nach Zeitpunkt der Messung können die Proben bereits bei der Herstellung des Bauwerks (Qualitätskontrolle, z. B. Druckfestigkeitsprüfung von Beton) oder zerstörend im Rahmen einer Inspektion im interessierenden Bereich des Bauwerks entnommen werden. Unterliegt die Größe geringen zeitlichen Änderungen, kann die Messung zu gegebener Zeit wiederholt werden. Im Rahmen der Qualitätskontrolle kommen, z. B. bei der Prüfung der Betondeckung, auch Mehrfachstichprobenpläne zum Einsatz, bei denen so lange geprüft wird, bis eine vorher festgelegte Prüfbedingung erstmalig erfüllt bzw. nicht erfüllt wird und die Probe dementsprechend angenommen oder abgelehnt wird [Hos96]. Es werden generell zwei Grundtypen von Prüfungen unterschieden, für die die Ermittlung der Stichprobenpläne jeweils unterschiedlich ist. Die Attributprüfung oder auch Gut-Schlecht-Prüfung ermittelt die Anzahl der Fehler bzw. der fehlerhaften Einheiten in der Stichprobe. Ein Element der Stichprobe ist fehlerhaft, wenn es eines oder mehrere vordefinierte Merkmale nicht erreicht. Die gesamte Stichprobe wird bei Überschreitung der im Stichprobenplan definierten Annahmezahl zurückgewiesen. Die Attributprüfung entspricht der Prüfung qualitativer Merkmale. Bei einer Variablenprüfung, die auch „*Messende Prüfung*“ genannt wird, erfolgt die Entscheidung, ob ein Element der Stichprobe fehlerhaft ist, anhand einer im Stichprobenplan definierten Toleranzgrenze. Die Variablenprüfung entspricht der Prüfung quantitativer Merkmale und ist die im Bauwesen im Wesentlichen eingesetzte Methode (vgl. Stange [Sta68]). Die einzelne Prüfung ist bei einer Variablenprüfung zwar teurer und aufwendiger als bei der Attributprüfung, allerdings ist der Stichprobenumfang bei letzterer größer, so dass der höhere Aufwand der Variablenprüfung häufig gerechtfertigt ist.

2.3.3 Erfassung und Bewertung von Schäden nach RI-EBW-PRÜF

Um die Erhaltung des Bauwerksbestands zu gewährleisten, regelt die Richtlinie RI-EBW-PRÜF die einheitliche Erfassung, Bewertung und Aufzeichnung von Prüfergebnissen nach DIN 1076 mit dem Programm SIB-Bauwerke. Sie beschreibt, welche Daten bei Prüfungen erfasst und in welcher Form Schäden dokumentiert und bewertet werden müssen. Die Unterscheidung und Bewertung von Schäden erfolgt nach den drei Kriterien:

- Standsicherheit,
- Verkehrssicherheit,
- Dauerhaftigkeit.

Dabei bezeichnet die Standsicherheit die Fähigkeit des Bauwerks zum aktuellen Zeitpunkt die planmäßigen Belastungen aufnehmen zu können. Die uneingeschränkte Verkehrssicherheit ist gegeben, wenn das Bauwerk keine oder nur geringe Schäden aufweist, die seine gefahrlose Nutzung erlauben. Die Dauerhaftigkeit schließlich bezeichnet die Widerstandsfähigkeit des Bauwerks, die planmäßige Nutzung über eine lange Dauer und unter Erfüllung der ersten beiden Kriterien zu erlauben.

Tabelle 2.1: Bewertung der Gesamtzustandsnoten nach [RIE04]

Bewertung	Beschreibung
1,0-1,4	Sehr guter Bauwerkszustand Laufende Unterhaltung erforderlich
1,5-1,9	Guter Bauwerkszustand Laufende Unterhaltung erforderlich
2,0-2,4	Befriedigender Bauwerkszustand Laufende Unterhaltung erforderlich / Mittelfristige Instandsetzung erforderlich
2,5-2,9	Noch ausreichender Bauwerkszustand Laufende Unterhaltung erforderlich / Kurzfristige Instandsetzung erforderlich
3,0-3,4	Kritischer Bauwerkszustand Laufende Unterhaltung erforderlich / Umgehende Instandsetzung erforderlich / Nutzungseinschränkung evtl. erforderlich
3,5-4,0	Ungenügender Bauwerkszustand Laufende Unterhaltung erforderlich / Umgehende Instandsetzung bzw. Erneuerung erforderlich / Nutzungseinschränkung erforderlich

Die Auswirkungen eines aufgetretenen Schadens werden anhand von in der Richtlinie enthaltenen Katalogen [RIE04] für jedes Kriterium getrennt bestimmt und mit einer Note bewertet. Um dem Anwender die Bewertung eines Schadens zu erleichtern, enthalten die Richtlinie und das Programm SIB-Bauwerke Beispiele für Bewertungen von typischen Schäden, die als Vorlage verwendet werden können. Letztendlich ist die Bewertung aber abhängig von der ausführenden Person und daher rein subjektiv. Durch Schulungen wird versucht, ein einheitliches Beurteilungsniveau zu erreichen. Aus der Summe der Bewertungen der Einzelschäden wird eine Note für den Gesamtzustand des Bauwerks errechnet, womit sich das Bauwerk in eine von fünf Kategorien einordnen lässt. Eine Übersicht gibt Tabelle 2.1. Die Kategorien geben neben der Zustandsbeschreibung einen Anhaltspunkt für den längerfristigen Zeithorizont der notwendigen Instandsetzung des Bauwerks. Ab einer Zustandsnote von schlechter als 3,0 ist der Zustand als kritisch anzusehen, da die Richtlinie ab dieser Zustandsnote von einer umgehenden Instandsetzung ausgeht.

2.3.4 Wertung der bisherigen Vorgehensweise

Abbildung 2.4 zeigt die Verteilung von Zustandsnoten für Brücken an Bundesfernstraßen für die Jahre 2001-2004. Es ist zu erkennen, dass sich über den Betrachtungszeitraum von 3 Jahren der Bauwerkszustand weiter verschlechtert hat. Im Jahr 2004 haben 15 % der Bauwerke bereits den im vorherigen Abschnitt definierten kritischen Zustand erreicht. Weitere 30 % mussten mit einer Zustandsnote knapp unter 3,0 bewertet werden. Bei einem Fortschritt der Schädigung wird in den nächsten Jahren bei diesen Bauwerken ohne rechtzeitige Instandset-

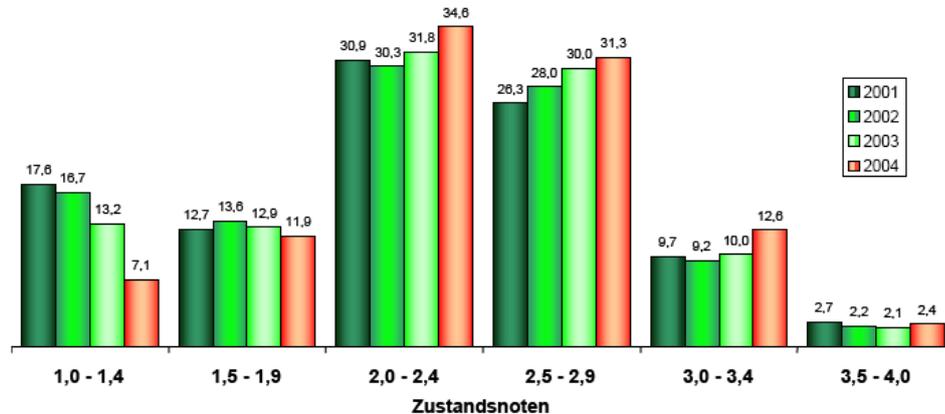


Abbildung 2.4: Überblick über die Zustandsnoten von Brücken der Bundesfernstraßen 2001-2004 [BMV06a]

zungsmaßnahmen der Bauwerkszustand daher ebenfalls auf ein kritisches Niveau sinken. In der Praxis haben das gesetzlich vorgeschriebene Verfahren des Lebensdauermanagements und begrenzte finanzielle Mittel dazu geführt, dass Bauwerke tatsächlich erst dann saniert werden, wenn es dringend erforderlich ist. Wie in diesem Kapitel analysiert worden ist, führt diese Vorgehensweise letztendlich zu höheren Kosten. Es muss daher ein Umdenken hin zu einer bedarfsorientierten Instandhaltungsstrategie stattfinden, wonach Instandhaltungsmaßnahmen sofort bei der Erkennung eines Schadens eingeleitet werden. Die rechtzeitige Erkennung von Schäden an Bauwerken gelingt durch den Einsatz von Technologien des Bauwerksmonitorings, die im folgenden Abschnitt vorgestellt werden.

2.4 Monitoring von Ingenieurbauwerken

Allgemein wird unter „*Monitoring*“ die systematische Erfassung, Beobachtung und Überwachung eines Prozesses mit technischen Hilfsmitteln verstanden. Tatsächlich ist die automatische Messung bzw. Überwachung von Ereignissen und Parametern aus vielen Bereichen des täglichen Lebens nicht mehr wegzudenken. In so gut wie allen technischen Geräten unterschiedlichster Komplexität überwachen Sensoren den aktuellen Betriebszustand.

Unter dem Begriff Bauwerksmonitoring wird das Vorgehen auf das Bauwesen übertragen. Hier versteht man unter Monitoring die wiederholte Messung gleicher Kenngrößen am Bauwerk. Die Unterschiede in Art, Umfang und Messzielen werden in den folgenden Abschnitten erläutert.

Obwohl die Vorteile des Bauwerksmonitorings offensichtlich sind, beschränkt sich seine Anwendung in Deutschland im Moment noch auf einige wenige Bauwerke. Vor allem im Bereich des Ingenieurbaus könnte Bauwerksmonitoring stärker dazu eingesetzt werden, die Sicherheit der teilweise stark geschädigten Brücken zu gewährleisten und ihre Nutzungsdauer zu verlängern. Mit geeigneten Monitoringsystemen könnten die meisten negativen Veränderungen im Bauwerksverhalten frühzeitig erkannt und die zum Glück seltenen Bauwerkeinstürze verhindert werden. Im Ausland, z. B. in Nordamerika und Kanada, wird Bauwerksmonitoring aus

den gleichen Gründen bereits in größerem Maßstab eingesetzt [Muf01].

2.4.1 Möglichkeiten des Bauwerksmonitorings

Die Bauwerksüberwachung entsprechend den gültigen Normen und Richtlinien basiert zum Großteil auf visuellen Inspektionen. Durch eine visuelle Inspektion können Schäden nur dann erkannt werden, wenn sie bereits sichtbare Auswirkungen haben. Die Zeit von der Initiierung der Schädigung bis zum sichtbaren Schaden ist dabei verloren. Dies ist der Ansatzpunkt des Bauwerksmonitorings. Durch die Auswertung von Messdaten könnten bereits kleinste Änderungen im Tragsystem des Bauwerks erkannt und in einer genaueren Untersuchung lokalisiert werden. Insgesamt ermöglicht der Einsatz von Bauwerksmonitoring eine wesentlich frühere Instandsetzung von Schäden, was den damit verbundenen Kostenaufwand nachhaltig reduzieren kann (vgl. Abschnitt 2.3). Die Unterhaltungskosten für das Bauwerk sinken ebenfalls, da im Idealfall die zeitaufwendigen und teuren Inspektionen nur noch dann durchgeführt werden müssen, wenn die Messdaten dies signalisieren.

Es existieren verschiedene Varianten des Bauwerksmonitorings mit jeweils unterschiedlichen Messzielen und Aufgaben. Die gebräuchlichste Art der Anwendung ist die (Echtzeit-)Zustandsanalyse. Bei diesem Verfahren wird in der Regel bei hoher Messfrequenz die (dynamische) Bauwerksantwort, also die Reaktion des Bauwerks auf äußere Einflüsse, gemessen. Entsprechende Messgrößen sind meistens geometrischer Natur wie Verformungen (Wege, Längenänderungen, Dehnungen) oder mechanischer Natur wie Kräfte oder Spannungen. Das Monitoring des Verkehrs und sonstiger Lasten auf Bauwerken und Straßen hingegen dient primär der Verifikation von Berechnungsannahmen und der Überwachung der ordnungsgemäßen Nutzung (Höhenkontrolle, Gewichtskontrolle).

Bei den bisher beschriebenen Arten des Monitorings muss im Lauf des Bauwerkslebens nicht zwangsläufig ein Schaden oder eine Abweichung von Sollwerten auftreten. Bei der Überwachung der Dauerhaftigkeit eines Bauwerks ist dies anders. An besonders gefährdeten Stellen werden präventiv Sensoren eingebaut, die den Verlauf einer für die Dauerhaftigkeit wichtigen Kenngröße wie der Eindringtiefe von Chloriden in den Baustoff (in der Regel Beton) messen können. Auf diese Art und Weise kann der Umfang der Gefährdung abgeschätzt werden, bevor größere Schäden und damit Kosten verursacht werden. Ein Nachteil dieses Verfahrens ist, dass die Erkenntnisse in der Regel lokal begrenzt sind und keine Rückschlüsse auf den Rest des Bauwerks zulassen. Je nach Messziel und Umfang der Monitoringmaßnahme werden diese Systeme mit den Verfahren der Zustandsanalyse kombiniert.

Bauwerksmonitoring hat auch Vorteile für die Nutzer eines Bauwerks. Neben dem zunächst für sie nicht sichtbaren Sicherheitsgewinn können die für eine visuelle Inspektion notwendigen teilweisen oder vollständigen Sperrungen des Bauwerks auf ein Minimum reduziert werden. Die Maßnahmen der Nutzungseinschränkung, wie sie in der RI-EBW-PRÜF vorgesehen sind (z. B. Gewichts- oder Geschwindigkeitsbeschränkungen), können so lange hinaus gezögert werden, bis der Zustand des Bauwerks sie unbedingt erfordert.

Gründe für die noch nicht sehr weit verbreitete Anwendung des Bauwerksmonitorings in Deutschland sind einerseits die verhältnismäßig hohen Kosten für Sensoren, Datenerfassungssysteme und Auswertesoftware sowie die erforderlichen Spezialkenntnisse für den Aufbau, die

Handhabung des Systems und die richtige Bewertung der Messergebnisse. Hinzu kommt, dass die feingliedrigen Sensoren und elektrischen Verbindungen sehr vorsichtig gehandhabt werden müssen, was im rauen Bauwerksalltag nicht immer gegeben ist (Abbildungen 2.5(a) und 2.5(b)). Gerade bei Sensoren, die z. B. in den Beton eingebaut werden müssen, kommt es immer wieder zu Fehlern bzw. zu Zerstörungen von Sensoren durch nicht ausreichende Robustheit.

2.4.2 Planung von Monitoringmaßnahmen

Vor Beginn der Planung von Monitoringmaßnahmen müssen einige Vorüberlegungen angestellt werden. Die auf das Bauwerk einwirkenden Vorgänge und Belastungen und ihre Auftretenszeitpunkte und -häufigkeit müssen ebenso wie seine Antwort auf die Einwirkungen analysiert werden. Der aktuelle Schädigungszustand, sofern bekannt, muss ebenfalls berücksichtigt werden.

Der Regelfall der Anwendung im Ausland, z. B. bei großen Brücken, ist das kontinuierliche Monitoring, welches zugleich auch die höchsten Anforderungen stellt. Dabei werden die vorhandenen Sensoren quasi-kontinuierlich abgefragt und Messdaten aufgezeichnet. Bei den üblichen Abfrageraten von einem bis mehreren Hundert Hertz (Hz) fallen sehr bei kontinuierlichem Monitoring große Datenmengen an, die vom Monitoringsystem verarbeitet und sinnvoll reduziert werden müssen. Der Vorteil des Verfahrens ist die Erzielung der größtmöglichen Genauigkeit und Sicherheit, allerdings bei gleichzeitig maximalem Kosteneinsatz. Eine erste Möglichkeit der Reduktion der Datenmenge und damit des Aufwands bieten ereignisgesteuerte Messungen, die nur dann Daten aufzeichnen, wenn tatsächlich eine signifikante Belastung des Bauwerks vorliegt. Während dieses Verfahren beispielsweise für Autobahnbrücken ungeeignet ist, weil sie durch den Verkehr im Prinzip kontinuierlich belastet werden, hat es bei Eisenbahnbrücken und nur wenig befahrenen Straßen Vorteile.

Beim periodischen Monitoring wird das Bauwerk nur zu festgelegten Zeitpunkten über eine gewisse Periode überwacht, unabhängig von der Einwirkungsdauer der Lasten, wodurch die



(a) Anodenleiter im Rohbau



(b) Einbetonierte Anodenleiter

Abbildung 2.5: Rauhe Einsatzbedingungen für Sensorik [Sen06]

anfallende Datenmenge drastisch reduziert wird. Von den gemessenen Werten muss in diesem Fall auf die Zeit geschlossen werden, in der kein Monitoring stattfindet. Dabei ist es wichtig, einen repräsentativen Zeitraum, z. B. einen verkehrsreichen Wochentag, zu wählen. Ist die aktuelle Schädigung des Bauwerks noch nicht sehr groß, ist dieses Vorgehen häufig ausreichend, solange die Intervalle zwischen den Messungen nicht zu lang gewählt werden. Das Wiederkehrintervall sollte so festgelegt werden, dass jahreszeitliche Schwankungen der Belastungen (z. B. des Verkehrs) durch die Messungen abgedeckt werden.

2.4.3 Auswahl von Messgrößen und Sensoren

Die wichtigsten Aufgaben bei der Planung des Monitorings sind die Wahl der Messgröße, d. h. der Sensoren und der problemspezifischen Messfrequenz. Die Messfrequenz hat einen großen Einfluss auf die Genauigkeit und Aussagekraft der Messung. Eine hohe Messfrequenz erzeugt zwar sehr große Datenmengen, stellt aber auch sicher, dass alle Amplituden des Messsignals aufgenommen werden. Die Problematik des mit einer zu niedrigen Abtastrate verbundenen Aliasingeffekts verdeutlicht Abbildung 2.6. Das hier anliegende sinusförmige Signal mit 9.5 Hz wird durch die falsche Abtastfrequenz von 5 Hz in ein ebenso sinusförmiges Signal von ca. 1 Hz umgewandelt. Um dieses Problem zu umgehen wird die Messfrequenz mindestens doppelt so hoch gewählt, wie die höchste im Signal vorkommende Frequenz („Nyquistfrequenz“, Abtasttheorem von Shannon und Nyquist [Ebe00]).

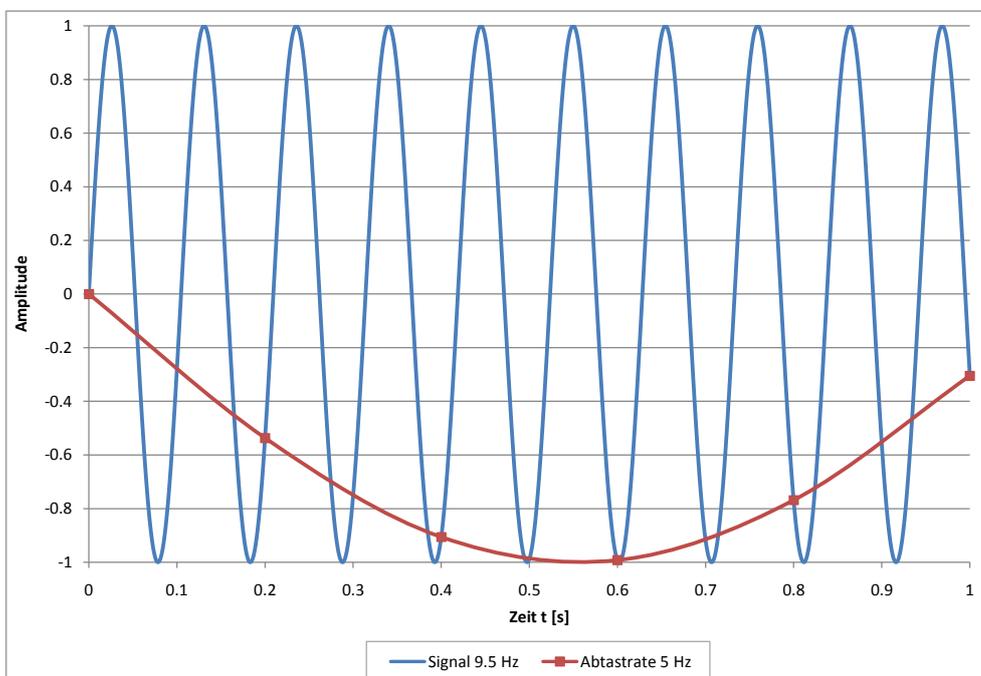


Abbildung 2.6: Problematik des Aliasingeffekts bei zu geringer Abtastrate

Wenn möglich, sollte die Zielgröße direkt gemessen werden. Da dies häufig nicht möglich ist, muss die stellvertretend gemessene Größe leicht in die Zielgröße umzurechnen sein. Dane-

ben sind der für eine Messung erforderliche Aufwand und die Komplexität des Messprinzips Auswahlkriterien. Als Beispiel ist die unkomplizierte Dehnungsmessung mit Dehnmessstreifen an Stahlbauteilen im Vergleich einer aufwendigeren direkten Kraft- oder Spannungsmessung zu nennen. Die an einem Stab gemessene Dehnung kann, sofern die Beanspruchung im linear-elastischen Bereich liegt, leicht durch die Multiplikation mit der Spannung aus dem Hooke'schen Gesetz ($\sigma = E * \epsilon$) und dem Stabquerschnitt in eine Kraft umgerechnet werden.

Für jede Messaufgabe existiert eine Vielzahl von Sensoren, die sich vor allem in ihren möglichen Einsatzgebieten, der möglichen Genauigkeit und ihrer Dauerhaftigkeit unterscheiden. Generell gilt, dass die Kosten für einen Sensor mit zunehmender Komplexität exponentiell ansteigen. Daher muss häufig ein Mittelweg zwischen vertretbaren Kosten und erzielbarer Genauigkeit gefunden werden. Auf spezielle Sensortypen wird im Rahmen dieser Arbeit nicht näher eingegangen.

Nach Wahl der Sensoren werden die Orte bestimmt, an denen die Messungen durchgeführt werden sollen. Am wichtigsten sind dabei die Orte, an denen große Beanspruchungen erwartet werden. Selten erfolgt die Messung nur an einem einzelnen Messpunkt. Zur Gewinnung weiterer Informationen, z. B. über die Auswirkungen eines Schadens, werden in der Regel weitere Sensoren in einem festen Raster am Bauwerk verbaut [San04].

2.4.4 Verarbeitung und Auswertung von Messdaten aus dem Monitoring

Die digitalisierten Messdaten müssen in eine für die Weiterverarbeitung geeignete Form umgewandelt werden. Darunter fallen die Elimination von im Signal enthaltenen Störungen, die u. a. aus elektrischen Wechselwirkungen zwischen verschiedenen Leitungen (z. B. Rauschen) oder der Temperaturabhängigkeit der Sensoren resultieren. Da die Gefahr besteht, dass wichtige Informationen in einer zu großen Datenmenge nicht erfasst werden können, folgt in einem nächsten Schritt die intelligente Datenreduktion. Durch Anwendung von Verfahren der Zeitreihenanalyse (Anhang A) können irrelevante Daten verworfen werden.

Die Art der Auswertung der Messdaten ist abhängig vom Ziel der Monitoringmaßnahme. Bei der Zustandsüberwachung wird beispielsweise durch eine einfache Schwellenwertüberwachung [Har04] überprüft, ob das System vorher festgelegte Grenzwerte überschritten hat. Abweichungen von Referenzwerten, z. B. aus Berechnungen oder Referenzmessungen deuten auf eine Zustandsänderung des Bauwerks hin, beispielsweise durch fortschreitende Schädigungsprozesse. Weitergehende Analysen untersuchen, ob das System sich verändert hat, indem sie Trends in den Messwertverläufen erkennen. Komplexe Analysealgorithmen sind sogar dazu in der Lage, die Art und den Umfang eines Schadens aus Messdaten zu bestimmen [Muf01]. Eine weitere Möglichkeit ist die Systemidentifikation, bei der mit Hilfe gemessener Daten auf Eigenschaften des Systems (z. B. Steifigkeiten), Schädigungen oder die Belastung geschlossen wird [Löh04]. Allerdings erfordert dies u. U. eine spezielle Anregung des Bauwerks und eine Vielzahl von Sensoren. Zudem sind ein systematisches Vorgehen und ausreichendes Vorwissen über die Konstruktion unabdingbar.

Auf Basis der Ergebnisse jeder Art von Analyse können Entscheidungsprozesse angestoßen werden, wodurch je nach Ergebnis verschiedene Maßnahmen, z. B. die Sperrung des Bau-

werks im Notfall oder die Durchführung einer Inspektion in weniger schweren Fällen ausgelöst werden können.

2.4.5 Bauwerksmonitoring als Grundlage der Bauwerksbewertung

Probleme bei der Anwendung von Bauwerksmonitoring bestehen momentan noch bei der direkten Nutzung der Messwerte für die Bewertung des Bauwerkszustands. Üblicherweise werden vorab, beispielsweise anhand von Simulationsrechnungen oder Belastungsversuchen, für die messbaren Größen Grenzwerte festgelegt, die während der Nutzung des Bauwerks nicht oder nur sehr selten überschritten werden dürfen. Weitergehende Zeitreihenanalysen der Messdaten erlauben heutzutage auch die Erkennung von Veränderungen am Bauwerk. Allerdings ist anhand dieser Methoden noch keine Bewertung seines Zustands, vergleichbar mit den Kategorien nach DIN 1076 und R-EBW-PRÜF möglich (Abschnitt 2.3.3).

Darüber hinaus können die herkömmlichen Verfahren die Unsicherheiten und Streuungen des Widerstands und der Einwirkungen auf das Bauwerk nicht berücksichtigen. Dies wird erst durch die Nutzung von probabilistischen Methoden möglich, die im nachfolgenden Abschnitt erläutert werden. In Dänemark werden diese Methoden bereits angewandt. Im Jahre 2004 publizierte die oberste Straßenbaubehörde eine erste Version eines Dokuments, das eine probabilistische Klassifizierung der Tragfähigkeit von bestehenden Brücken unter Einhaltung eines vorgeschriebenen Sicherheitsniveaus erlaubt. Seit Beginn des Jahres 2006 soll eine Richtlinie zur Verfügung stehen, die ein auf probabilistischen Methoden basierendes Brückenmanagement unter Berücksichtigung von Inspektionen, Präventivmaßnahmen und Reparaturen ermöglicht [Lau06].

In der vorliegenden Arbeit soll ebenfalls eine Bauwerksbewertung auf Grundlage probabilistischer Methoden erfolgen, anders als bei den bisher angewandten Verfahren werden aber zusätzlich Messwerte aus dem Bauwerksmonitoring in die Bewertung einbezogen.

2.5 Probabilistische Verfahren zur Bauwerksbewertung

Die Anwendung der verschiedenen Normen im Bauwesen garantiert die Einhaltung des vom Gesetzgeber festgelegten und von der Gesellschaft akzeptierten Sicherheitsniveaus. Im Gegensatz dazu ist das Ziel einer probabilistischen Untersuchung die Quantifizierung der Zuverlässigkeit eines Bauwerks. Ergebnis einer solchen Untersuchung kann eine Versagenswahrscheinlichkeit p_f sein, z. B. die Wahrscheinlichkeit, dass im Laufe der Lebensdauer ein sogenannter Grenzzustand überschritten wird. Allgemein ist dies der Fall, wenn die Einwirkungen auf das Bauwerk dessen Widerstand gegenüber der Einwirkung überschreiten. Als Maß für die Zuverlässigkeit wird der Zuverlässigkeitsindex β angegeben, der über die Standardnormalverteilung mit der Versagenswahrscheinlichkeit verknüpft ist ($\beta = -\Phi^{-1}(p_f)$).

Die klassische Bemessung nach Norm unterscheidet Grenzzustände der Tragfähigkeit, der Gebrauchstauglichkeit sowie der Ermüdung. Diese Grenzzustände können ebenfalls in probabilistischen Untersuchungen berücksichtigt werden, wenn die Einflussgrößen entsprechend festgelegt werden. Bei probabilistischer Nachweisführung wird dem ermittelten Zuverlässigkeitsindex β eine Zielzuverlässigkeit gegenüber gestellt, die u. a. der DIN 1055-100 [DIN01]

entnommen werden kann, siehe Tabelle 2.2. Die Zielzuverlässigkeit bzw. Zielversagenswahrscheinlichkeit stellen lediglich eine Entscheidungshilfe für die Auswertung probabilistischer Berechnungen dar. Eine direkte Übertragung auf wirkliche Versagensfälle ist nicht möglich, da reale Versagensfälle oft auf menschlichen Fehlhandlungen beruhen, die in den meisten probabilistischen Betrachtungen ausgeklammert werden.

Tabelle 2.2: Zielwerte der Zuverlässigkeit nach DIN 1055-100 [DIN01]

Grenzzustand	Zielwert des Zuverlässigkeitsindex β ¹⁾
Tragfähigkeit	4,7 / 3,8
Ermüdung	- / 1,5-3,8
Gebrauchstauglichkeit	3,0 / 1,5

Die praktischen Bemessungsverfahren der Eurocodes mit Teilsicherheitsbewertungen γ_i gemäß dem semiprobabilistischen Sicherheitskonzept sollen das mit diesen Zahlenwerten implizit festgelegte Sicherheitsniveau im Mittel erreichen.

Der Bezugszeitraum T spielt eine Rolle, wenn sich im Zeitverlauf z. B. die Lasten ändern. Zweckmäßig werden die Bemessungsgrößen und die Zielzuverlässigkeit für den Bezugszeitraum von einem Jahr angegeben. Sind größere Anteile der Einwirkungen zeitlich veränderlich, so sind deren Extremwerte für einen längeren Bezugszeitraum zu berücksichtigen. In diesem Fall kann die Zielzuverlässigkeit für den längeren Bezugszeitraum über den in Gleichung 2.2 gezeigten Zusammenhang zwischen dem Zuverlässigkeitsindex β und der Versagenswahrscheinlichkeit p_f ermittelt werden. Für jedes Jahr innerhalb des Bezugszeitraums T gilt eine Zielversagenswahrscheinlichkeit von $p_{f,t,1}$, die jeweils nicht unterschritten werden darf. Die Zielzuverlässigkeit β_n eines Bezugszeitraums mit der Länge von n Jahren ergibt sich entsprechend zu:

$$p_{f,t,n} = \prod_{i=1}^n p_{f,t,1} \quad (2.1)$$

$$= 1 - (1 - p_{f,t,1})^n$$

$$\Leftrightarrow \beta_n = -\phi^{-1}(p_{f,t,n}) \quad (2.2)$$

2.5.1 Grundlagen

Bei der mathematischen Beschreibung des Zuverlässigkeitsproblems wird die Beanspruchbarkeit des Bauteils häufig mit „R“ und die Einwirkung mit „E“ bezeichnet. Versagen tritt ein, sobald $R < E$ gilt. Dabei können R und E auch aus mehreren Größen zusammengesetzt sein, die je nach vorhandener Unsicherheit bzw. Streuung deterministisch oder probabilistisch beschrieben werden können. Der Sinn einer probabilistischen Nachweisführung liegt in der Berücksichtigung dieser naturgegebenen oder von außen induzierten Unsicherheit. Die unsicheren bzw. streuenden Größen eines Grenzzustands werden „Basisvariablen“ oder stochastische Parameter genannt (vgl. Schneider [Sch94]). Die Größe „R“ des Grenzzustands ist

¹⁾ Werte bezogen auf einen Bezugszeitraum von 1 Jahr / 50 Jahren

in der Regel eine Funktion von geometrischen Eigenschaften und Materialparametern, wohingegen die Größe „E“ aus den unterschiedlichen Einwirkungen wie dem Eigengewicht und der Verkehrslast resultiert.

Die Beziehungen zwischen den Basisvariablen der Einwirkung und der Beanspruchbarkeit können ganz allgemein mit einer Grenzzustandsgleichung $G(x)$ beschrieben werden, so dass sich die Versagenswahrscheinlichkeit in Abhängigkeit der Basisvariablen X_i zu

$$p_f = P[G(X_1, X_2, \dots, X_n) < 0] \quad (2.3)$$

ergibt. Die genaue Bestimmung der Versagenswahrscheinlichkeit führt über die gemeinsame Verteilungsdichte aller Basisvariablen X_i und ihren Schnitt mit der Grenzzustandsgerechten. Im einfachsten Fall, also für zwei Basisvariablen R und E und ihren Realisationen im Bauwerk r und e , ergibt sich das in den Gleichungen 2.4 und 2.5 gezeigte Wahrscheinlichkeitsintegral.

$$p_f = P[G(x) < 0] = \int_{G(x) < 0} f_X(x) dx \quad (2.4)$$

$$= \int_0^\infty \int_0^{r=e} f_R(r) * f_E(e) dr de$$

$$= \int_0^\infty F_R(e) * f_E(e) de \quad (2.5)$$

Das Integral in 2.5 lässt sich nur in den einfachsten Fällen analytisch und in komplexen Fällen nur schwer numerisch lösen, weshalb verschiedene Methoden zur näherungsweise Lösung des Zuverlässigkeitsproblems existieren. In der DIN 1055 und dem „Probabilistic Model Code“ [JCS01] werden die Methoden in drei Nachweisstufen (Level) gegliedert:

- Nachweisstufe I: Sie entspricht den heutigen gängigen Nachweisen nach dem semi-probabilistischen Sicherheitskonzept mit Teilsicherheitsbeiwerten γ_i . Das erforderliche Sicherheitsniveau ist implizit durch die Teilsicherheitsbeiwerte gewährleistet. Aussagen zur Versagenswahrscheinlichkeit sind nicht möglich, die Basisvariablen werden durch charakteristische Werte (Fraktilwerte) oder Mittelwerte beschrieben.
- Nachweisstufe II: Verwendung der Methoden der Zuverlässigkeitstheorie 1. und 2. Ordnung (z. B. FORM/SORM). Die Versagenswahrscheinlichkeit/Zuverlässigkeit wird mit Hilfe von Näherungsverfahren bestimmt. Die Basisvariablen werden mit mindestens zwei Kennwerten, z. B. Mittelwert und Standardabweichung sowie ggf. mit einem Verteilungstyp beschrieben. Die Nachweisführung erfolgt über eine Zielversagenswahrscheinlichkeit bzw. Zielzuverlässigkeit.
- Nachweisstufe III: exakter probabilistischer Nachweis. Die Versagenswahrscheinlichkeit wird mit Hilfe von Simulationsverfahren (Monte-Carlo Simulation, Methode der stochastischen Finite-Elemente) oder direkter numerischer Integration ermittelt. Alle Informationen über die Verteilungen der Basisvariablen gehen in die Modellierung ein. Die Nachweisführung erfolgt ebenfalls über eine Zielversagenswahrscheinlichkeit bzw. Zielzuverlässigkeit.

Eine vollständige Darstellung probabilistischer Nachweisverfahren würde an dieser Stelle eine weitere, 4. Nachweisstufe aufführen, die im aktuellen Normenkonzept (DIN 1055) allerdings

nicht vorkommt. Sie wird an anderen Stellen genannt und beschrieben (z. B. in [Spa92] und [Pla93]). In dieser Nachweisstufe, die auch als vollständig probabilistisches Bemessungskonzept bezeichnet wird, kann abweichend von der Norm die Zielversagenswahrscheinlichkeit in Abhängigkeit des zu erwartenden Risikos festgelegt werden, wozu Verfahren und Strategien aus dem Risikomanagement eingesetzt werden. Ein vor allem im Bauwesen bekanntes Verfahren ist der sogenannte „*Life Quality Index*“ [Rac02b], mit dem ein von der Gesellschaft akzeptiertes Restrisiko und damit eine Zielversagenswahrscheinlichkeit festgelegt werden kann.

2.5.2 Festlegung von Basisvariablen

Die Unsicherheit einer Größe bzw. Basisvariablen kann verschiedene Ursachen haben. Bei der Modellierung einer Größe als Basisvariable müssen alle Informationen über ihre Unsicherheit berücksichtigt werden. Je größer die Unsicherheit einer Größe ist, desto stärker beeinflusst sie die Versagenswahrscheinlichkeit. Faber unterscheidet in [Fab03] mehrere Quellen der Unsicherheit:

- Inhärente und zufällige Unsicherheit,
- Unsicherheit durch unzureichendes Wissen,
- Statistische Unsicherheit.

Die inhärente Unsicherheit wird durch die Natur verursacht und ist weder vorhersehbar noch gänzlich auszuschließen. In diese Gruppe gehören Streuungen von Kenngrößen, die entweder natürlichen Ursprungs sein oder beispielsweise durch Fertigungs- und Herstellungsprozesse entstehen können. Zufällige Lastereignisse auf Bauwerken fallen ebenfalls in diese Kategorie. Die inhärente Unsicherheit kann bei Naturereignissen und Lasten gar nicht (Windgeschwindigkeit, Verkehrslast, Erdbebenstärke) oder im beschränkten Maße durch verbesserte Fertigungs- oder Kontrollmaßnahmen (Materialkenngrößen) reduziert werden.

Die Unsicherheit durch unzureichendes Wissen wird auch Modellunsicherheit genannt. Der Begriff beschreibt die Unsicherheit, die durch die Abstraktion der Realität durch ein Berechnungsmodell entstehen kann. Unsichere Vorhersagen von Phänomenen, z. B. von Windgeschwindigkeiten oder Erdbeben fallen ebenfalls in diese Kategorie. Genau wie inhärente Unsicherheiten können Modellunsicherheiten nur zu einem kleinen Teil, z. B. durch verstärkte Forschung und Entwicklung reduziert werden. Genaue Werte für die Modellunsicherheit können nur konkrete Vergleichsuntersuchungen erbringen. In Zuverlässigkeitsanalysen sollten Modellunsicherheiten, sofern bekannt, berücksichtigt werden. Verschiedene Vorgehensweisen zu ihrer Bestimmung und der Modellierung sind im Probabilistic Model Code [JCS01] sowie in [Kön85] dargestellt.

Die statistische Unsicherheit entsteht häufig bei der Gewinnung von stochastischen Informationen aus einer zu geringen Datenbasis, beispielsweise wenn aus Kostengründen nur eine kleine Anzahl von Versuchen durchgeführt werden kann oder wenn aus sehr wenigen Versagensereignissen auf eine Ausfallwahrscheinlichkeit geschlossen werden muss. Statische Unsicherheiten können ebenfalls entstehen, wenn systematische Zusammenhänge wie die Korrelation zwischen zwei Größen bei der stochastischen Modellierung ignoriert werden.

Ist die Streuung bzw. die Unsicherheit einer Größe vernachlässigbar, kann sie als deterministisch oder konstant behandelt werden. Typische Beispiele für entsprechende Parameter sind die Mehrzahl der Geometriegrößen, z. B. die Abmessungen von Bauteilen. Vor allem bei Stahlbauwerken weisen sie durch die maschinelle Fertigung verhältnismäßig geringe Streuungen auf [JCS01]. Bei Betonbauwerken ist sie stärker ausgeprägt, sie liegt allerdings in den meisten Fällen noch in einem vertretbaren Bereich für eine Modellierung als konstanter Parameter. Die Streuung der Betondeckung hingegen kann in einzelnen, speziellen Fällen so groß sein, dass sie als Basisvariable modelliert werden sollte.

Typische Basisvariablen sind Materialkenngrößen und Lasten. Im Gegensatz zu deterministischen Größen sind sie als Zufallsgrößen zu beschreiben, die innerhalb eines vordefinierten Intervalls verschiedene Werte annehmen können. Es werden stetige und diskrete Zufallsgrößen unterschieden. Eine Zufallsvariable wird als diskret bezeichnet, wenn sie nur endlich viele oder abzählbar unendlich viele Werte annimmt. Demgegenüber ist eine Zufallsvariable stetig, wenn sie innerhalb des Betrachtungsintervalls jeden beliebigen Wert annehmen kann. Zufallsvariablen werden mit Wahrscheinlichkeitsverteilungen, bestehend aus Dichtefunktion $f(x)$ und Verteilungsfunktion $F(x)$ beschrieben. Sie werden durch ihre Momente bzw. Parameter genau festgelegt. Abbildung 2.7 zeigt exemplarisch die Dichte- und die Verteilungsfunktion einer stetigen standardnormalverteilten Größe. Weitere wichtige und für diese Arbeit relevante Verteilungstypen stetiger Zufallsvariablen werden in Anhang C zusammen mit den beschreibenden Funktionsgleichungen dargestellt (vgl. [Ben63], [Fab03], [Sch94]).

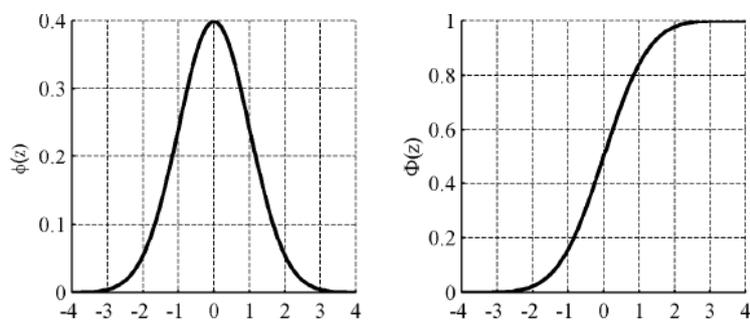


Abbildung 2.7: Dichte- und Verteilungsfunktion einer Standardnormalverteilung

2.5.2.1 Datengewinnung und Verteilungsanpassung für zeitunabhängige Größen

Nach Identifikation einer relevanten streuenden Größe müssen zunächst die Möglichkeiten zur Bestimmung einer passenden statistischen Verteilung und ihrer Kennwerte untersucht werden. Vor allem die Größen, die zeitlichen Veränderungen unterliegen, verlangen eine besondere Aufmerksamkeit. Für den Fall, dass die zeitliche Entwicklung keine Rolle spielt, kann für stetige Zufallsvariablen nach dem folgenden Schema vorgegangen werden (in Anlehnung an [Fab03]):

- **Datengewinnung:** In der Regel sollten die Parameter der Verteilung auf Basis von Stichproben, z. B. aus der Qualitätskontrolle oder Versuchen ermittelt werden. Im Bereich des Ingenieurbaus haben die Randbereiche der Verteilungen, also die seltenen

Ereignisse einen großen Einfluss auf die Versagenswahrscheinlichkeit. Eine Datenbasis mit zu wenigen Messwerten kann Fehlinterpretationen der Grundgesamtheit hervorrufen und Berechnungsergebnisse verfälschen, die dadurch dann auf der unsicheren Seite liegen könnten.

Alternativ kann auf Erfahrungswerte oder Daten aus der Literatur (z. B. dem *Probabilistic Model Code* [JCS01] oder Normen) zurückgegriffen werden. Dieses Vorgehen kann aber naturgemäß nicht die gleiche Genauigkeit wie eine direkte Messung bieten.

- **Wahl der Verteilungsfunktion:** Mit Hilfe von Histogrammen der verwendeten Daten kann die am besten zu den Daten passende Verteilungsfunktion bestimmt werden. Alternativ können wiederum Erfahrungswerte genutzt werden, da für viele Größen typische Verteilungen bekannt sind.
- **Bestimmung der Parameter/Momente:** Mit Hilfe passender Verfahren (Momentenmethode, Maximum Likelihood Method können aus den Stichproben die beschreibenden Parameter oder Momente der Verteilungs- und Dichtefunktionen geschätzt werden (vgl. [Ben63]).
- **Überprüfung des Grads der Anpassung:** Es muss überprüft werden, ob die gewählte Verteilungsfunktion die gemessenen Daten hinreichend genau wiedergibt. Dazu können je nach Stichprobengröße verschiedene statistische Anpassungstests (χ^2 -Test, Kolmogorow-Smirnow-Test und Anderson-Darling-Test, vgl. [Ben63], Anhang D) verwendet werden.

2.5.2.2 Modellierung einer zeitabhängigen Größe mit einer Extremwertverteilung

Die Grundaufgabe der Zuverlässigkeitstheorie nach Gleichung 2.5 geht von einer zeitunabhängigen Basisvariable des Widerstands R und einer Basisvariable der Einwirkung E mit nur einem Lastimpuls variabler Höhe innerhalb des Betrachtungszeitraums aus. Die Versagenswahrscheinlichkeit p_f gibt für dieses Problem an, wie hoch die Wahrscheinlichkeit ist, dass der Lastimpuls den Widerstand im Betrachtungszeitraum überschreitet. Für reale Probleme mit zeitabhängigen Basisvariablen ist diese Modellvorstellung nicht mehr korrekt, da sowohl die Höhe des Lastimpulses als auch die Anzahl der Lastimpulse im Betrachtungszeitraum Zufallsgrößen bzw. Zufallereignisse sind. Unter der vereinfachenden Annahme, dass eine gegebene Verteilung die Verteilung aller Lastimpulse im Betrachtungszeitraum beschreibt, kann eine Näherungslösung für das Zuverlässigkeitsproblem angegeben werden. Eine genauere Lösung ist möglich, wenn die zeitliche Variabilität der Größen berücksichtigt wird. Kann eine zeitabhängige Größe im Grenzzustand als dominierend angesehen werden, d. h. wenn sie wesentlich stärker als andere zur Versagenswahrscheinlichkeit des Grenzzustands beiträgt, kann die Zuverlässigkeit auf Grundlage einer Verteilung der über einen Bezugszeitraum auftretenden Extremwerte ermittelt werden. Voraussetzung ist, dass die dominierende Größe die einzige zeitabhängige Größe im Grenzzustand ist, bzw. die anderen Größen vereinfachend als zeitunabhängig angesehen werden können [Spa92]. Für baupraktisch relevante Grenzzustände kann in guter Näherung von einer zeitlich variablen Einwirkung E und einem zeitunabhängigen Widerstand R ausgegangen werden. Dadurch wird das ursprünglich zeitabhängige Problem

auf ein zeitunabhängiges zurückgeführt. Dies hat den Vorteil, dass die bekannten Berechnungsmethoden der Zuverlässigkeitstheorie weiter angewendet werden können.

Extremwertverteilungen werden anhand von Messdaten bzw. der Verteilung der Lastimpulse pro Zeitschritt (Amplitudenverteilung) ermittelt. Ein Beispiel für eine Extremwertbetrachtung ist in Abbildung 2.8 dargestellt. Sie zeigt den Verlauf von Messdaten über einen Zeitraum von $T = 300$ Minuten. Die 60-Minuten-Extremwerte sind anhand der Markierungen zu erkennen. Die resultierende Extremwertverteilung würde die Verteilung der 60-Minuten-Extremwerte beschreiben.

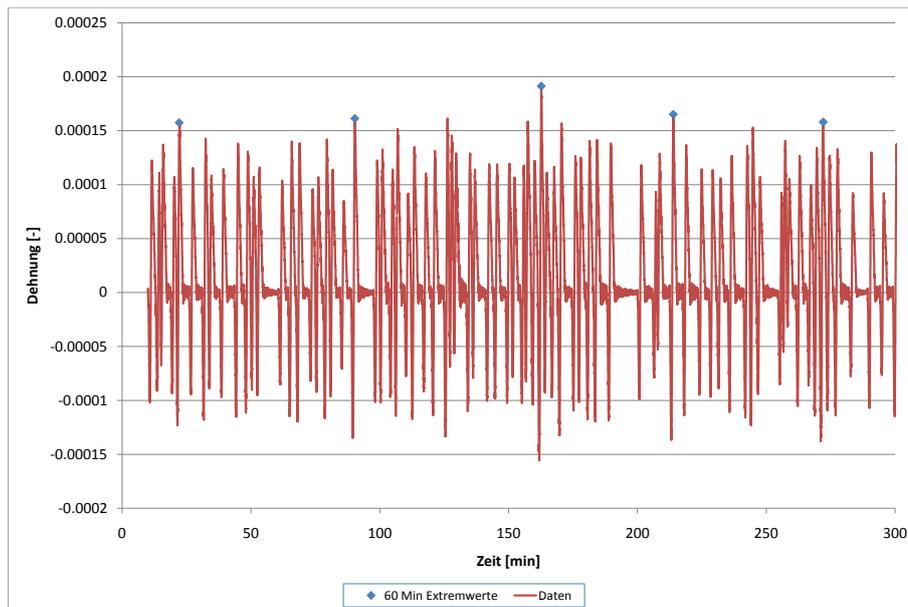


Abbildung 2.8: Zeitschrieb einer Messung mit markierten 60-Minuten-Extremwerten

Eine Zuverlässigkeitsanalyse auf Basis der Extremwertverteilung für die Einwirkung E^* und einfachen Verteilungen für den Widerstand R liefert die Wahrscheinlichkeit p_f , dass zu irgendeinem Zeitpunkt $t < T$ der Widerstand im Bezugszeitraum T von der Einwirkung überschritten wird:

$$p_f = P[G(E^*, R) < 0 | t \in [0, T]] \quad (2.6)$$

Unter der Annahme, dass die N einzelnen Lastereignisse eines Bezugszeitraums voneinander unabhängig sind, lässt sich die extreme Verteilungsfunktion F_{E^*} der Einwirkung wie in Gleichung 2.7 gezeigt ermitteln ([Spa92],[Mel99]).

$$F_{E^*} = P(E^* \leq x) = P(E_1 \leq x) * P(E_2 \leq x) * \dots * P(E_N \leq x) = [F_E(x)]^N \quad (2.7)$$

Dieses Vorgehen hat den Vorteil, dass die Extremwertverteilung direkt aus einer beliebigen Amplitudenverteilung der Lastereignisse bestimmt werden kann. Können nicht wie im hier gezeigten Fall konstante Verhältnisse für die einzelnen Intervalle angenommen werden, muss der Bezugszeitraum in Abschnitte aufgeteilt werden und die Beschreibung der Einwirkung in jedem Abschnitt erfolgen. Das entsprechende Vorgehen wird in [Mel99] näher beschrieben. Für die im Rahmen dieser Arbeit diskutierte Anwendung ist das dargestellte Verfahren ausreichend. Auf eine Anwendung der hier gezeigten Verfahren in der Bauwerksbewertung wird

in Abschnitt 5.2 eingegangen, während die Ermittlung der dazu notwendigen stochastischen Information aus Messdaten in Abschnitt 8.2 beschrieben wird.

Die nach Gleichung 2.7 ermittelten Extremwertverteilungen konvergieren für große Werte des Exponenten N gegen eine der drei asymptotischen Extremwertverteilungen [Spa92], die wiederum Spezialfälle der verallgemeinerten Extremwertverteilung darstellen. Der jeweilige Typ hängt davon ab, wie die Ausgangsverteilung nach beiden Seiten begrenzt ist. Nach beiden Seiten unbegrenzte Verteilungstypen, z. B. die Gauß-Normalverteilung und die Exponentialverteilung, liegen im Maximum-Anziehungsbereich der Extremwertverteilung vom Typ I (Gumbel-Verteilung), die wiederum zwei Typen unterscheidet. Für die Verteilung der Größtwerte bzw. der Maxima ergibt sich die Gumbel-Max-Verteilung und für die Verteilung der Kleinstwerte bzw. der Minima die Gumbel-Min-Verteilung. Sie werden im Ingenieurbau zur Beschreibung von Einwirkungen und Widerständen eingesetzt. Die Extremwertverteilung vom Typ II, die sogenannte Fréchet-Verteilung ist bei der Beschreibung von extremen Windlasten relevant, wohingegen Extremwertverteilungen vom Typ III (Weibull Verteilung) für die Ermittlung der Zuverlässigkeit technischer Geräte eingesetzt werden. Die Verteilungs- und Dichtefunktionen sind zusammen mit Formeln zur Parameterschätzung aus Stichproben nach der Momentenmethode im Anhang C dargestellt. Ist das Verhalten der Grundverteilung in ihren Grenzbereichen bekannt, kann eine der drei asymptotischen Extremwertverteilungen an die Extremwerte der Messdaten angepasst werden, ohne den Umweg über die Grundverteilung (Gleichung 2.7) zu gehen.

Häufig stimmt der Zeitraum, für den die Extremwerte bestimmt werden können, nicht mit dem Bezugszeitraum der Zuverlässigkeitsanalyse überein. Ein Vorteil der drei asymptotischen Extremwertverteilungen ist, dass sie sich auf einen größeren Bezugszeitraum umrechnen lassen. Das Verfahren entspricht dem nach Gleichung 2.7, nur dass in diesem Fall nicht die Grundverteilung, sondern die entsprechende Extremwertverteilung $F^*(x)$ für den kürzeren Bezugszeitraum in die Berechnung für $F_N^*(x)$ eingeht. Nach Spaethe [Spa92] gelten dabei die zuvor beschriebenen Annahmen. Die Verteilungsfunktion der Extremwertverteilung über den längeren Bezugszeitraum ergibt sich entsprechend Gleichung 2.8.

$$F_N^*(x) = F^*(x)^N \quad (2.8)$$

mit

$$N = \frac{\text{Bezugszeitraum des Sicherheitsnachweises}}{\text{Bezugszeitraum der Extremwertverteilung}}$$

Für Gumbel-Max-verteilte Extremwerte lassen sich die Parameter u und α der Verteilung für den kürzeren Bezugszeitraum direkt in Parameter für den längeren Bezugszeitraum umrechnen [Gum58], allerdings ebenfalls unter der Annahme, dass die entsprechenden Lastereignisse voneinander unabhängig sind. Dieses Verfahren ist zu dem vorstehend beschriebenen mathematisch äquivalent.

$$u_N = u_1 + (\ln N)/\alpha_1 \quad (2.9)$$

$$\alpha_N = \alpha_1 \quad (2.10)$$

2.5.2.3 Modellierung mehrerer zeitabhängiger Größen mit stochastischen Prozessen

Sind in einem Grenzzustand mehrere zeitabhängige Variablen enthalten und ist keine von ihnen als dominierend anzusehen, sollte die Versagenswahrscheinlichkeit nicht mehr unter Verwendung von Extremwertverteilungen ermittelt werden. Eine herkömmliche Zuverlässigkeitsberechnung kann die in der Regel unterschiedlichen Auftretenszeitpunkte der Extremwerte mehrerer Größen nicht berücksichtigen und würde dementsprechend eine konservative Versagenswahrscheinlichkeit ermitteln. Lösungsmöglichkeiten bestehen in der Bestimmung einer gemeinsamen Extremwertverteilung für alle Einwirkungen oder in der Anwendung komplexerer Berechnungsverfahren für die Zuverlässigkeitsanalyse auf Grundlage von stochastischen Prozessen. Dabei werden mehr Informationen über den zeitlichen Verlauf der Größen berücksichtigt und die zeitabhängigen Basisvariablen nicht mehr als einzelne Zufallsvariable $X(t)$, sondern als eine Funktion von mehreren Zufallsvariablen $x_i(t)$ bzw. einem stochastischen Prozess $X_t(t)$ mit $[t \in T]$ aufgefasst. Jede Realisierung dieses Prozesses zu einem beliebigen Zeitpunkt t ist wiederum eine Zufallsvariable. Die Eigenschaften des Prozesses müssen mit Hilfe der Zeitreihenanalyse aus Messwerten geschätzt werden, die in der Regel mehreren Betrachtungszeiträumen entnommen werden müssen und aus diesem Grund eine größere Ausgangsdatenbasis benötigen.

Die entsprechenden Berechnungsverfahren lassen sich nicht ohne Weiteres auf die in dieser Arbeit im Fokus stehenden Systeme anwenden. Zwar ist eine Übertragung auf Seriensysteme problemlos möglich, da aber hier auch Parallelsysteme Gegenstand der Betrachtung sind, wird für diese Arbeit das zeitabhängige Problem mit der in Abschnitt 2.5.2.2 dargestellte Vorgehensweise auf ein zeitunabhängiges Problem zurückgeführt. Einzig zur Überprüfung der Güte dieser Näherungslösung wird im Hauptteil der Arbeit eine Zuverlässigkeitsanalyse auf Grundlage eines stationären Gauss-Prozesses durchgeführt. Dieses Verfahren wird an dieser Stelle nicht näher erläutert, sondern es sei auf die entsprechende Literatur verwiesen (z. B. [Spa92] und [Pla93]).

2.5.2.4 Korrelation

Beim Bauwerksmonitoring werden in der Regel gleichzeitig mehrere Größen gemessen. Diese Größen sind in der Regel nicht unabhängig, da sie normalerweise eine Reaktion auf eine Einwirkung darstellen, die an mehreren Stellen des Bauwerks messbare Auswirkungen haben kann. Die gegenseitige Abhängigkeit zweier Größen wird Korrelation genannt, wobei nicht nur lineare Abhängigkeiten, sondern auch solche höheren Grads existieren. In den meisten bei der Zuverlässigkeitsanalyse verwendeten Verfahren wird allerdings nur die lineare Korrelation zwischen zwei Größen berücksichtigt, die durch den dimensionslosen Korrelationskoeffizienten ρ ausgedrückt wird. Seine Berechnung zeigt Gleichung 2.11:

$$\rho_{X,Y} = \frac{\text{Cov}(X, Y)}{\sqrt{\sigma^2(X)}\sqrt{\sigma^2(Y)}} \quad (2.11)$$

Der Korrelationskoeffizient kann Werte zwischen -1 (vollständig negative Korrelation) und $+1$ (vollständig positive Korrelation) annehmen. Der Bereich dazwischen wird „teilweise Korrelation“ genannt. Werte im Bereich von Null zeigen, dass zwischen den Größen keine lineare

Korrelation besteht. Die verschiedenen Graphen in Abbildung 2.9 zeigen Beispiele für verschiedene Ausprägungen der Korrelation (aus [Sch94]). Der mittlere der untenstehenden Graphen ist ein Beispiel für nichtlineare Korrelation.

Die Korrelation hat einen großen Einfluss auf die Zuverlässigkeit, sowohl innerhalb von Komponenten als auch in Systemen (vgl. Abschnitt 2.5.4). Aus diesem Grund sollte sie bei Messungen unbedingt erfasst und bei probabilistischen Analysen berücksichtigt werden.

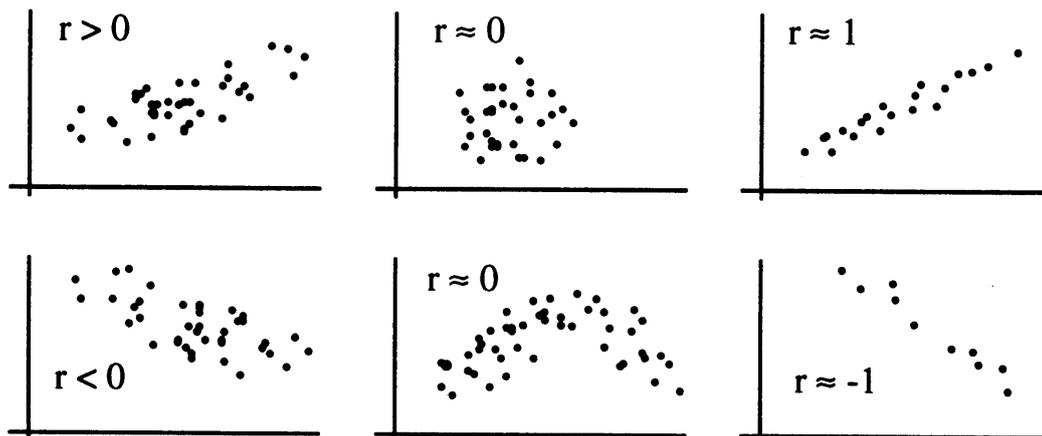


Abbildung 2.9: Verschiedene Werte für den linearen Korrelationskoeffizienten ρ

2.5.2.5 Berücksichtigung von Vorinformationen

Die Berücksichtigung von Vorinformationen kann bei der Festlegung von Basisvariablen in zwei Fällen eine Rolle spielen. Einerseits wenn bei der Festlegung der Variablen das bereits vorhandene Wissen über die Größe, z. B. aus früheren Messungen oder Experteneinschätzungen, einfließen soll. Im zweiten Fall können die festgelegten Parameter und Momente einer Basisvariablen zu einem späteren Zeitpunkt auf Basis einer Stichprobe aktualisiert werden, um die Unsicherheit der Größe zu reduzieren (z. B. von Materialparametern, [Ade03]).

Wird die Vorinformation ausgenutzt, kann der Stichprobenumfang kleiner gewählt werden als normalerweise bei einer Bestimmung der Parameter ohne Vorinformation erforderlich wäre. Da die Gewinnung der Daten für die Stichprobe unter anderem mit zerstörenden Verfahren erfolgt, kann dies einerseits mit hohen Kosten und andererseits mit einer Schädigung des Bauwerks verbunden sein. Die Verwendung der Bayes'schen Statistik bietet daher die Möglichkeit, Kosten zu sparen und die Schädigung auf ein Minimum zu beschränken [Hen82].

Ziel des sogenannten „Bayes'schen Updates“ ist es, die zukünftige Verteilung einer Größe, die sogenannte „Prediktorverteilung“ zu bestimmen. Eine Vorinformation kann verwendet werden, wenn sie Aussagen über die langfristige Verteilung eines oder mehrerer Parameter der Verteilung (z. B. des Mittelwertes) macht. Sie wird in Form der Priorverteilung $f'(\theta)$ angegeben, wobei θ für den Parameter der Verteilung steht, über den die Information vorliegt. Aus einer gewonnenen Stichprobe \underline{x} der Größe kann nun die sogenannte Likelihoodfunktion $L(\theta|\underline{x})$ bestimmt werden, die das in der Stichprobe enthaltene Wissen über den Parameter θ , reprä-

sentiert durch m Einzelwerte x_i , darstellt (Gleichung 2.12).

$$L(\theta|\underline{x}) = \prod_{i=1}^m f(x_i|\theta) \quad (2.12)$$

Unter Verwendung des Satzes von Bayes (vgl. [Hen82], [Pla93])

$$P(\theta|x) = \frac{P(x|\theta) * P(\theta)}{P(x)} \quad (2.13)$$

und der Randverteilung $f(\underline{x})$ als der Summe aller möglichen Kombinationen von $f'(\theta)$ und $L(\theta|x)$

$$f(\underline{x}) = \int_{\theta} f'(\theta) * L(\theta|\underline{x}) d\theta \quad (2.14)$$

lässt sich die Posteriorverteilung $f''(\theta|x)$ herleiten:

$$f''(\theta|x) = \frac{L(\theta|\underline{x}) * f'(\theta)}{\int_{\theta} f'(\theta) * L(\theta|\underline{x}) d\theta} \quad (2.15)$$

Sie gibt die zukünftige Verteilung des Parameters der Verteilung an. Die gesuchte Prediktorverteilung $f(x|\underline{x})$, also die Verteilung einer Größe x , unter der Bedingung, dass Vorinformationen und eine Stichprobe \underline{x} vorliegen, ergibt sich dann aus der Posteriorverteilung und der Randverteilungsdichte $f(x|\theta)$ zu (nach [Hen82]):

$$f(x|\underline{x}) = \int_{\theta} f(x|\theta) * f''(\theta|\underline{x}) d\theta \quad (2.16)$$

Mit dem gezeigten Vorgehen können praktisch alle stetigen Verteilungen mit Stichproben aktualisiert werden. Für die Praxis ist dieses Vorgehen aufgrund der aufwendigen numerischen Integration und der schwierigen Bestimmung der Verteilungsparameter der Prediktorverteilung wenig geeignet. Man bedient sich daher oft der Klasse der sogenannten konjugierten Verteilungen. Diese Verteilungsklasse zeichnet sich dadurch aus, dass sich bei Voraussetzung eines bestimmten Verteilungstyps der Priorverteilung wiederum geschlossen lösbar Posterior- und Prediktorverteilungen ergeben. Haben die Prior- und die Posteriorverteilung sogar die gleiche Form, spricht man von natürlich konjugierten Verteilungen. In diesem Fall lassen sich die Verteilungsparameter der entsprechenden Prediktorverteilung verhältnismäßig einfach ermitteln. Dabei wird unterschieden, ob der Mittelwert oder die Standardabweichung der Grundgesamtheit bekannt sind. Wenn im einfachsten Fall die Standardabweichung einer Grundgesamtheit bekannt ist, die gesuchte Größe und die Priorinformationen einer Gauß-Normalverteilung gehorchen, dann sind sowohl die Posteriorverteilung und die Prediktorverteilung wiederum Gauß-Normalverteilungen. Weitere Beispiele für konjugierte Verteilungen für komplexere Kombinationen von Verteilungstypen sowie verschiedene Herleitungen sind bei Aitchison und Dunsmore [Ait75] sowie Raiffa und Schlaifer [Rai61] dargestellt.

Abbildung 2.10 verdeutlicht das Bayes'sche Update einer Größe anhand eines Beispiels.

Die Priorinformation zeigt eine relativ große Streuung. Die Stichprobe, repräsentiert durch den Likelihood weist bei einem geringeren Mittelwert keine große Streuung auf. Bei ungefähr gleichmäßiger Gewichtung von Priorinformation und Likelihood ergibt sich eine Prediktorverteilung mit kleinerem Mittelwert aber auch reduzierter Streuung bzw. Unsicherheit. Bei ungünstiger Stichprobennahme kann das Gegenteil, die Vergrößerung der Unsicherheit durch das Update eintreten.

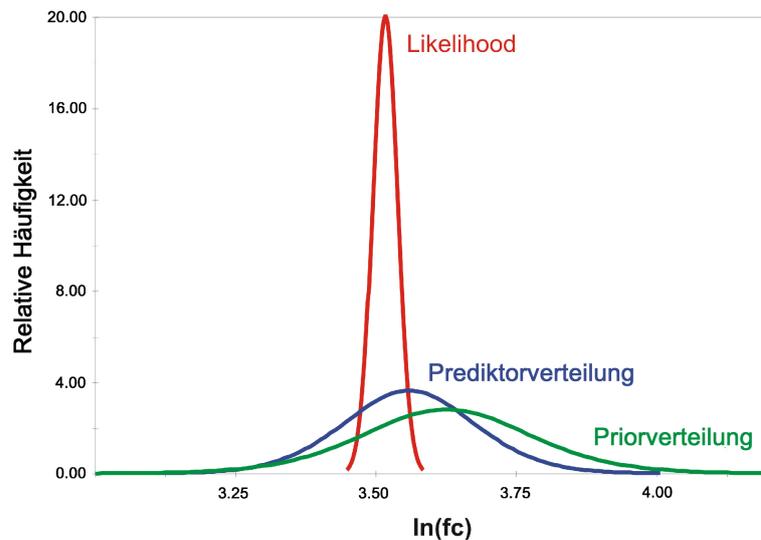


Abbildung 2.10: Wahrscheinlichkeitsdichtefunktionen einer lognormalverteilten Größe beim Bayes'schen Update

2.5.3 Berechnungsverfahren zur Ermittlung der Zuverlässigkeit

Diese Arbeit beschränkt sich im Folgenden auf die Darstellung der gängigsten Methoden zur Lösung des Zuverlässigkeitsproblems der Nachweisstufen II und III. Für weitergehende Darstellungen wird auf die Literatur verwiesen.

2.5.3.1 Zuverlässigkeitstheorie 1. und 2. Ordnung

Die Zuverlässigkeitstheorie 1. Ordnung geht auf die Arbeiten von Basler bzw. Cornell [Cor69] zurück. Die Methode arbeitet mit sogenannten Grenzzustandsgleichungen $G(x)$, deren allgemeine Form in Gleichung 2.3 zu sehen ist. Die Herleitung des Verfahrens basiert auf der einfachsten Form der Gleichung, die sich $Z = R - E$ schreibt. Cornell führte den Sicherheitsabstand Z ein, der für zwei Gauß-normalverteilte Variablen R und E nach dem zentralen Grenzwertsatz wiederum eine Gauß-normalverteilte Größe mit den Parametern μ_Z und σ_Z ist. Der Zuverlässigkeitsindex β kann nach Cornell entsprechend Gleichung 2.17 angegeben werden. Die Versagenswahrscheinlichkeit steht durch $p_f = \Phi(-\beta)$ mit der Zuverlässigkeit in Zusammenhang. Aus dem Zuverlässigkeitsindex ergibt sich der sogenannte Bemessungspunkt, der die Kombination der Realisierungen der Basisvariablen beschreibt, die zur geringsten Zuverlässigkeit führen.

$$\beta = \frac{\mu_Z}{\sigma_Z} \tag{2.17}$$

mit

$$\mu_Z = \mu_R - \mu_E$$

$$\sigma_Z = \sqrt{\sigma_R^2 + \sigma_E^2}$$

Die Methode war anfangs auf zwei Gauß-normalverteilte Variablen und lineare Grenzzustandsgleichungen beschränkt. Rackwitz und Fiessler [Rac78] erweiterten sie auf nichtlineare Grenzzustandsgleichungen mit mehreren Basisvariablen und beliebigen Verteilungen. Die Berechnung wurde durch die Transformation der Basisvariablen in den Standardraum vereinfacht und damit eine eventuelle Korrelation zwischen den Basisvariablen eliminiert. Der in einem iterativen Berechnungsgang ermittelte Zuverlässigkeitsindex β gibt im Standardraum den kleinsten Abstand zwischen Nullpunkt und Bemessungspunkt auf der Grenzzustandsfläche an. Nichtlineare Gleichungen werden durch Ersatzdarstellungen angenähert, wozu die Grenzzustandsgleichung im Bemessungspunkt in eine Taylorreihe entwickelt wird. Diese bricht nach dem linearen Glied (First-Order-Reliability Method, FORM) bzw. nach dem quadratischen Glied ab (Second-Order-Reliability Method, SORM), weshalb die analytische Grenzzustandsgleichung im Bemessungspunkt mindestens einmal (FORM) oder zweimal (SORM) differenzierbar sein muss. Aufgrund der Näherung können die Verfahren nur in die Nachweisstufe II eingeordnet werden.

Ein großer Vorteil der Methode gegenüber anderen Verfahren ist die direkte Ermittlung von Sensitivitätsfaktoren α_i , die den Anteil der Basisvariablen an der Zuverlässigkeit angeben. Gleichung 2.18 zeigt ihre Berechnung.

$$\alpha_i = \frac{-a_i * \sigma_{X_i}}{\sqrt{\sum_{i=1}^m (a_i * \sigma_{X_i})^2}} \quad (2.18)$$

mit

$$a_i = \frac{dG}{dX_i} \quad (2.19)$$

Die Genauigkeit von FORM / SORM ist für viele Ingenieurprobleme und normative Anwendungen ausreichend [Spa92]. Lediglich bei stark nichtlinearen Grenzzuständen kann es zu einer Abschätzung des Zuverlässigkeitsindex auf unsicherer Seite kommen. Ein weiterer Schwachpunkt des Verfahrens ist, dass eine Abschätzung des Fehlers bei der Lösung nicht möglich ist [Roo01].

Auch zeitabhängige Probleme können mit den beschriebenen Methoden in begrenztem Umfang behandelt werden. Mit Comrel-TV von RCP Software [RCP04] existiert eine Software zur Berechnung der zeitabhängigen Zuverlässigkeit von Komponenten auf Grundlage von stochastischen Prozessen. Die zeitabhängige Berechnung erfordert gegenüber der zeitunabhängigen Variante allerdings zusätzliche Angaben über die zu modellierenden Prozesse der Basisvariablen und ist wie beschrieben nur eingeschränkt für die Behandlung von Systemen geeignet. Zur Berechnung des zeitabhängigen Zuverlässigkeitsindex β einer einfachen Komponente, deren einzige zeitabhängige Basisvariable sich in einem Rechteckwellen-Prozess erneuert, werden neben der Grundverteilung der Basisvariablen, der sogenannten Amplitudenverteilung, die Erneuerungs- bzw. Wechselrate des Prozesses sowie der Betrachtungszeitraum benötigt.

2.5.3.2 Antwortflächenverfahren

Das Antwortflächenverfahren kann eingesetzt werden, wenn eine Grenzzustandsfunktion analog zu Gleichung 2.3 nicht explizit festgelegt werden kann. Dies ist der Fall, wenn die Struk-

turanalyse mit numerischen Methoden, z. B. auf Basis der Finite-Elementen Methode durchgeführt werden soll. Das Antwortflächenverfahren stellt die Verbindung zwischen den Verfahren der Zuverlässigkeits- und der Strukturanalyse her, indem es eine Ersatzdarstellung des Grenzzustands auf Basis von mit dem numerischen Modell ermittelten Systemantworten und einem vorher festgelegten Grenzwert erzeugt. Die benötigten Systemantworten werden nach einem bestimmten Schema, dem sogenannten „experimentellen Design“, in wiederholten Strukturanalysen ermittelt. Durch verschiedene Forderungen an das experimentelle Design, z. B. Orthogonalität und Rotierbarkeit wird die Unabhängigkeit der Systemantworten sichergestellt [Roo01]. Verschiedene Möglichkeiten der Festlegung des experimentellen Designs werden in [Mye02] diskutiert. Das Design wird ausgehend von einem Startvektor entwickelt, der im ersten Iterationsschritt in der Regel der Mittelwert aller Basisvariablen ist. Weitere Stützstellen x_i werden durch die Vorschrift $x_i = \mu_i \pm h * \sigma_i$ erzeugt. Eine generelle Regel zur Festlegung des Faktors h kann nicht angegeben werden. Startwerte von h in der Region des zu erwartenden Zuverlässigkeitsindex sowie ein sukzessives Verringern des Werts in der Nähe des Grenzzustands haben sich als praktikabel erwiesen.

Als Ersatzdarstellung eignen sich lineare und nichtlineare Polynome unter Mitnahme von Mischgliedern und der quadratischen Glieder. Ein entsprechendes Polynom zeigt Gleichung 2.20:

$$\hat{G}(x) = a_0 + \sum_{i=1}^n a_i X_i + \sum_{i=1}^n \sum_{j=1}^n a_{ij} X_i X_j \quad (2.20)$$

Die Bestimmung der Koeffizienten a_{ij} des Ersatzpolynoms erfolgt mit ähnlichen Methoden wie bei der Berechnung von Trends von Zeitreihen (vgl. Anhang A), z. B. durch eine Approximation. Alternativ kann bei der Antwortfläche mit einer Interpolation zwischen den Systemantworten gearbeitet werden. Praktische Untersuchungen haben gezeigt, dass Polynome höheren Grads bei einer größeren Anzahl von variablen Eingangsgrößen (Basisvariablen) zu einer Oszillation der Lösung führen und ein dementsprechend schlechteres Konvergenzverhalten haben. Aus diesem Grund werden beim Antwortflächenverfahren häufig keine Polynome höheren Grads eingesetzt. Effizientere, aber dafür komplexere Verfahren werden in [Roo01] beschrieben.

Die ermittelte Ersatzdarstellung der Grenzzustandsgleichung kann nun wieder mit Verfahren der Zuverlässigkeitstheorie 1. und 2. Ordnung behandelt werden. In der Regel wird die erste ermittelte Ersatzdarstellung den Grenzzustand nicht mit der gewünschten Genauigkeit abbilden. Durch einen Lauf des numerischen Modells mit dem in der FORM Rechnung mit der Ersatzdarstellung ermittelten Bemessungspunkt kann überprüft werden, inwieweit der wirkliche Grenzzustand durch die Ersatzdarstellung erreicht wird. Ist dies nicht der Fall, sind weitere Iterationsschritte erforderlich, wobei auf Basis des Startvektors \bar{x} (oder $\bar{\mu}$), der Systemantwort am Startwert der vorherigen Iteration $g(\bar{x})$, dem Bemessungspunkt x_D und der Antwort am Bemessungspunkt $g(x_D)$ mit Hilfe einer linearen Interpolation ein neuer Startvektor x_M errechnet werden kann:

$$x_M = \bar{x} + (x_D - \bar{x}) \frac{g(\bar{x})}{g(\bar{x}) - g(x_D)} \quad (2.21)$$

Bei einem geeigneten Problem hat das Antwortflächenverfahren Vorteile gegenüber den probabilistischen Verfahren der dritten Nachweiststufe, da es bei einer entsprechenden Anzahl von Basisvariablen deutlich weniger Rechenzeit benötigt. Lineare Ersatzdarstellungen haben

bei nichtlinearen Grenzzuständen das Problem des Modellfehlers, d. h. dass der Grenzzustand evtl. auf der unsicheren Seite liegend abgeschätzt wird, wohingegen Ersatzpolynome höheren Grads die beschriebenen Oszillationen zwischen den einzelnen Iterationsschritten zeigen. Liegen Probleme mit einer größeren Anzahl an Basisvariablen vor, kann ein optimiertes Verfahren der Monte-Carlo Simulation rechenzeittechnisch günstiger sein, vor allem weil innerhalb eines Simulationslaufs mehrere Grenzzustände ausgewertet werden können. Bei Anwendung des Antwortflächenverfahrens ist dies aufgrund der iterativen Ermittlung des Startwerts nach Gleichung 2.21 nicht möglich.

2.5.3.3 Monte-Carlo Simulation

Die direkte numerische Integration des Wahrscheinlichkeitsintegrals nach Gleichung 2.4 ist nur für eine geringe Anzahl von Basisvariablen überhaupt möglich und nicht effizient. Probleme mit mehreren Basisvariablen und niedriger Versagenswahrscheinlichkeit können in der Nachweisstufe III daher nur mit den Methoden der Monte-Carlo Simulation gelöst werden. Dazu werden Zufallsgrößen für den Grenzzustand Z auf Basis einer großen Anzahl von Versuchen oder Simulationen erzeugt. Der Hintergrund des Verfahrens, das auch „*Methode der statistischen Versuche*“ genannt wird, basiert auf dem mathematischen Gesetz der großen Zahlen, das besagt, dass sich die relative Häufigkeit eines Zufallsergebnisses mit steigender Anzahl von Versuchen immer weiter an die entsprechende theoretische Wahrscheinlichkeit annähert. Die im Wahrscheinlichkeitsintegral oder einer Grenzzustandsgleichung enthaltenen Informationen über die Beziehungen zwischen den Basisvariablen eines Problems, werden in einem Versuch oder einer Simulation mit einem numerischen Modell implizit abgebildet. Dies ist ein Vorteil gegenüber den Methoden der Zuverlässigkeitstheorie 1. und 2. Ordnung, da keine analytische Grenzzustandsgleichung benötigt wird.

Die der Simulation zugrunde liegenden numerischen Modelle benötigen diskrete Eingangsgrößen für die verschiedenen Basisvariablen. Für alle im Modell enthaltenen Basisvariablen werden Zufallszahlen entsprechend ihrer stochastischen Kennwerte erzeugt und für jeden Simulationslauf ein Satz von diskreten Werten ausgewählt. Für Probleme des Ingenieurwesens muss auf eine gute Repräsentation der Randbereiche der Verteilungen geachtet werden. Gleiches gilt für eine eventuelle Korrelation zwischen den Basisvariablen, wie sie z. B. zwischen E-Modul und Festigkeit eines Baustoffs auftreten kann. Geben die erzeugten Zufallszahlen diese Korrelation nicht wieder, kann es zu einer Überschätzung der vorhandenen Sicherheit kommen. Verschiedene Methoden zur Zufallszahlenerzeugung, auch mit Berücksichtigung der Korrelation, finden sich bei Benjamin und Cornell [Ben63].

Die Berechnung der Versagenswahrscheinlichkeit erfolgt auf Basis einer Indikatorfunktion $I(x)$, die in Abhängigkeit des Grenzzustands und des Simulationsergebnisses den Wert 0 oder 1 annimmt.

$$I(g(x)) = \begin{cases} 0 & : g(x) > 0 \\ 1 & : g(x) \leq 0 \end{cases} \quad (2.22)$$

Als Schätzwert für die Versagenswahrscheinlichkeit gilt dann

$$p_f \approx \frac{1}{N} \sum_{i=1}^N I(g(x_i)) \quad (2.23)$$

Die erforderliche Anzahl der Simulationen bzw. Realisationen der Basisvariablen lässt sich nach [Kli92] entsprechend Gleichung 2.24 bestimmen. Dabei ist $p_{f,Ziel}$ die Zielversagenswahrscheinlichkeit und F der tolerierbare Fehler in Prozent.

$$N = \frac{1 - p_{f,Ziel}}{p_{f,Ziel} * (F/100)^2} \quad (2.24)$$

Bei einem als tolerierbar angenommenen Fehler von 10 % und einem im Bauwesen üblichen Sicherheitsniveau von $p_{f,Ziel} = 1 * 10^{-6}$ ergäbe sich mit $N = 10^8$ notwendigen Simulationen eine für ingenieurpraktische Belange erhebliche Anzahl. Dieses Problem führte zur Entwicklung von optimierten, varianzmindernden Verfahren, die eine Reduzierung der Anzahl der notwendigen Simulationsläufe ermöglichten. Relevante Verfahren sind das sogenannte „*Directional Sampling*“ und die verschiedenen Importance Sampling Techniken [Mel99]. Diesen wird heute im Vergleich zur hier beschriebenen direkten Monte-Carlo Simulation der Vorzug gegeben.

Alternativ kann die Versagenswahrscheinlichkeit näherungsweise durch statistische Auswertung der Ergebnisse eines Simulationslaufes bestimmt werden. Der Sicherheitsabstand Z ist wiederum eine Zufallsgröße, deren Realisationen sich aus den Berechnungsergebnissen $g(x_i)$ ergeben. Ist es über statistische Anpassungstests möglich, eine zu den Ergebnissen passende Verteilung zu bestimmen, lässt sich die Versagenswahrscheinlichkeit leicht berechnen [Six01]. Ist Z beispielsweise Gauß-normalverteilt, kann der Zuverlässigkeitsindex bzw. die Versagenswahrscheinlichkeit nach Bildung des Mittelwerts μ_Z und der Standardabweichung σ_Z entsprechend Cornell [Cor69] nach Gleichung 2.17 berechnet werden.

Die Monte-Carlo Simulation liefert im Gegensatz zu den Methoden der Zuverlässigkeitstheorie 1. und 2. Ordnung nicht automatisch Sensitivitätsfaktoren oder einen gemeinsamen Bemessungspunkt der Basisvariablen. Diese müssen in einer Nachlaufrechnung aus den Berechnungsergebnissen ermittelt werden, wozu im Allgemeinen Verfahren auf Grundlage von Rang-Korrelationskoeffizienten eingesetzt werden können. Vergleichsberechnungen haben ergeben, dass der Spearman-Rang-Korrelationskoeffizient eine gute Näherung für die Sensitivitätsfaktoren der einzelnen Basisvariablen darstellt [Hyd04].

2.5.4 Modellierung von Systemen

Bisher wurde lediglich auf die Berechnung der Zuverlässigkeit einzelner Komponenten eingegangen. Allerdings bestehen Bauwerke und Maschinen aus mehreren Bauteilen und -elementen, die ihrerseits alle mehr oder weniger zuverlässig sein können. Erst das Zusammenwirken der einzelnen Elemente entscheidet über die Funktionsfähigkeit des Bauwerks oder der Maschine. Man spricht in diesem Zusammenhang von Systemen von Einzelkomponenten.

Die Verknüpfung von mehreren Bauteilen zu einem Gesamtsystem kann sich positiv oder negativ auf die Zuverlässigkeit auswirken. Entscheidend dabei ist, ob sich zwischen den Bauteilen eine Systemwirkung ausbilden kann, d. h. dass die Last eines versagenden Bauteils durch konstruktive Maßnahmen auf ein anderes Bauteil übertragen werden kann. Im Zusammenhang mit Maschinen spricht man hier von redundanten Bauteilen, die im Notfall die Aufgaben eines versagenden Bauteils übernehmen. Diese Art von Systemverknüpfung wird auch „*Parallelsystem*“ genannt.

Andererseits sind auch Systemverknüpfungen denkbar, bei denen der Ausfall einer einzelnen Komponente zum Ausfall des Gesamtsystems führen kann, d. h. eine höhere Anzahl von Komponenten die Zuverlässigkeit des Systems reduziert. Diese Systeme werden „*Seriensysteme*“ genannt. In der Realität kommen vielfach aus beiden Arten gemischte Systeme vor. Der Zusammenhang zwischen den Komponenten lässt sich einfach mit Blockschaltbildern darstellen. Abbildung 2.11 zeigt links jeweils ein Beispiel für ein Parallel- und ein Seriensystem und rechts eine Kombination von beiden (sogenanntes k-von-m System).

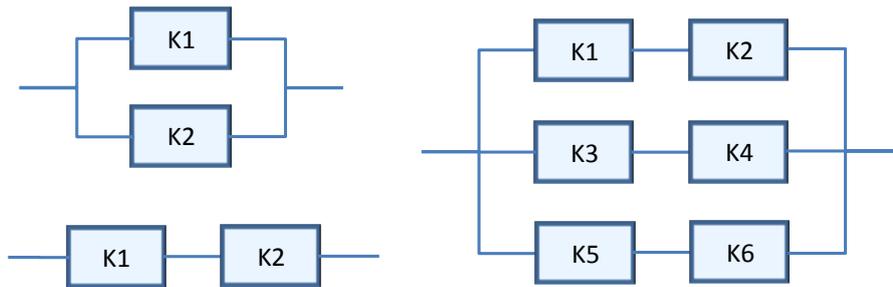


Abbildung 2.11: Verschiedene Arten von Systemschaltbildern

Während bei technischen Systemen die Interaktion der einzelnen Komponenten häufig schon durch ihre sichtbare gegenseitige serielle Abhängigkeit bzw. Redundanz erkennbar ist, kann dies bei Bauwerken ungleich schwerer sein. Während technische Systeme oft aus klar definierten Komponenten bestehen, ist es gerade bei Bauteilen aus inhomogenen Werkstoffen wie Beton schwierig, klar definierte Komponenten und Versagenspunkte auszumachen. Als Beispiel sei hier eine oben und unten gelenkig gelagerte Stütze aus Beton genannt. Es ist sehr wahrscheinlich, dass sie bei Überlast in Längsrichtung in Feldmitte ausknickt und dadurch versagt. Prinzipiell ist dies der wahrscheinlichste Versagenspunkt, allerdings können gerade bei inhomogenen Werkstoffen kleinere Fehlstellen dazu führen, dass ein Bauteil an anderer Stelle versagt als erwartet. Für eine korrekte Systembeschreibung sind daher umfangreiche Kenntnisse der Statik eines Bauwerks und ggf. numerische Modelle zur Bestimmung von Umlagerungsmöglichkeiten erforderlich.

Es existieren verschiedene Verfahren zur systematischen Durchführung einer Systemanalyse und der Identifikation von Versagenspfaden des Systems. Ihr Einsatz ist erforderlich, da die Komplexität eines Systems exponentiell mit der Anzahl von enthaltenen Komponenten ansteigt. Zudem existieren häufig verschiedene Kombinationen von Versagensmöglichkeiten, die gemeinsam zum Versagen des Gesamtsystems führen können.

Die wichtigsten Verfahren werden in den folgenden Abschnitten dargestellt. Alle haben gemein, dass sie die Interaktion zwischen den Komponenten des Systems untersuchen, um verschiedene Rückschlüsse auf seine Zuverlässigkeit zu ziehen.

2.5.4.1 Ereignisablaufanalyse / ETA

Die Ereignisablaufanalyse bzw. „*Event Tree Analysis*“ (ETA) geht von einem auslösenden Ereignis, also dem Versagen einer bestimmten Komponente aus. Die ETA untersucht das Verhalten eines Systems aufgrund der nicht planmäßigen Ursache (z. B. Überlast, Unfall oder

Schädigung), weshalb sie auch Störfallablaufanalyse genannt wird. Oft sind mehrere auslösende Ereignisse denkbar, was bedeutet, dass mehrere unterschiedliche Analysen durchgeführt und bewertet werden müssen. Grundgerüst der ETA ist ein logischer Baum, der ausgehend vom auslösenden Ereignis fortgeschrieben wird. Nach Eintritt des Ereignisses werden sukzessive die entsprechenden Schutzmaßnahmen auf ihre Funktionsfähigkeit untersucht. Der Baum verzweigt sich an diesen Punkten in jeweils einen Ast für den Fall des Versagens und einen Ast für den Fall der Funktionsfähigkeit der Schutzmaßnahme. Die Pfade des Baums enden, wenn keine weiteren Schutzmaßnahmen das Ausmaß des Schadens beschränken können. Obwohl dieses Verfahren für technische Systeme entwickelt worden ist, kann es auch auf Bauwerke angewandt werden. Die Gates stehen in diesem Fall nicht für verschiedene Schutzmaßnahmen, sondern für weitere Versagenspunkte, die nach dem Versagen eines Tragwerksteils die zusätzliche Last aufnehmen müssen. Abbildung 2.12 zeigt einen Ereignisbaum für alle Versagensmöglichkeiten eines Zweifeldträgers unter erhöhter Last.

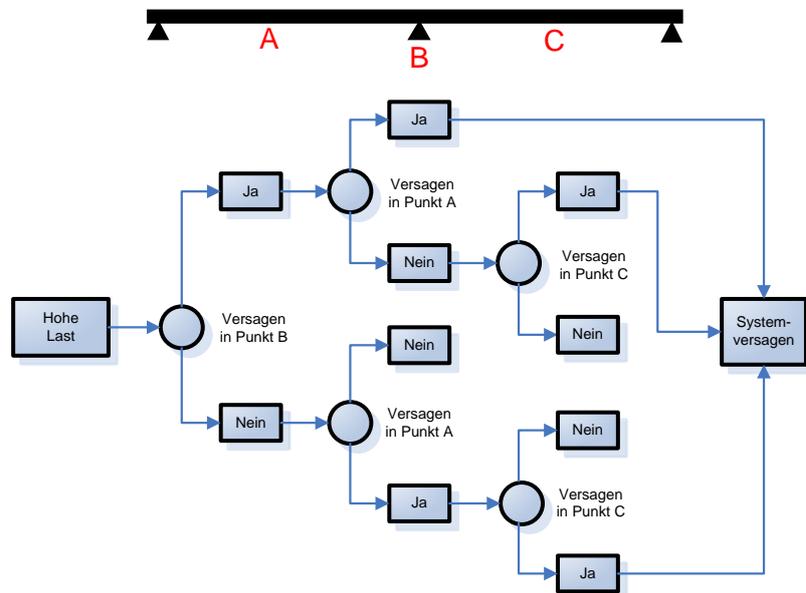


Abbildung 2.12: Einfaches Beispiel für einen Ereignisbaum

Mit Hilfe von an den Gates angegebenen Ausfallwahrscheinlichkeiten, lässt sich die Eintretenswahrscheinlichkeit jedes einzelnen Pfads berechnen. Dabei ist zu beachten, dass ein vorhergehendes Ereignis das nachfolgende bedingt und sich dadurch bedingte Wahrscheinlichkeiten ergeben, die nicht ohne Weiteres auf andere Probleme übertragbar sind. Rechnet man die Wahrscheinlichkeiten an den Enden der Äste zusammen, erhält man die Systemversagenswahrscheinlichkeit aufgrund des Ausgangsereignisses.

Werden die errechneten Wahrscheinlichkeiten P_E mit den möglichen (monetären) Konsequenzen K des jeweiligen Versagenspfads verknüpft, lassen sich Risikokennzahlen R_i mit $R_i = P_E * K$ für den jeweiligen Ast angeben. Mit diesen kann das Gesamtrisiko beurteilt und ein Risikomanagement durchgeführt werden.

Die Ereignisablaufanalyse ist in der DIN 25419 [DIN85] geregelt. Sie kann im Rahmen der Systembewertung auf probabilistischer Basis zum Vergleich verschiedener Instandsetzungs-

strategien angewandt werden [Som93]. Sie wird dabei zur Untersuchung der Folgen von Inspektionen und Instandhaltungsmaßnahmen zu verschiedenen Zeitpunkten eingesetzt [Str04], wodurch u. a. auch Risikobetrachtungen möglich werden [Ade03].

2.5.4.2 Fehlerbaumanalyse / FTA

Eine weitere Darstellung der Zusammenhänge zwischen den Komponenten eines Systems ist der sogenannte Fehlerbaum, der in einer Fehlerbaumanalyse oder „*Fault Tree Analysis*“ (FTA) aufgestellt wird. Alternativ wird auch häufig vom „*logischen Modell*“ gesprochen.

Anders als beim Ereignisbaum steht bei einem Fehlerbaum das Systemversagen im Vordergrund. Die Wurzel des Fehlerbaums ist das sogenannte TOP Event, welches für das Versagen des Gesamtsystems steht. Ziel ist es, alle möglichen Versagenspfade des Systems zu berücksichtigen, die sinnvollerweise mit Hilfe einer oder ggf. mehrerer Ereignisablaufanalyse(n) ermittelt werden. Die Versagenspfade sind über logische Verknüpfungen aus den Basisereignissen bzw. den sogenannten „*Komponenten*“ des Systems zusammengesetzt. Die Komponenten beschreiben üblicherweise das Versagen an bestimmten Punkten des Bauwerks oder an Elementen von Maschinen, z. B. mit Grenzzustandsgleichungen oder Ausfallwahrscheinlichkeiten. Die Fehlerbaumanalyse wird in der DIN 25424 [DIN90b] geregelt.

Der Fehlerbaum erlaubt, anders als ein Ereignisbaum, die Berücksichtigung der bereits beschriebenen Arten der Systemverknüpfung (Parallel- und Seriensysteme). Für das Beispiel des Ereignisbaums aus Abbildung 2.12 zeigt Abbildung 2.13 den entsprechenden Fehlerbaum.

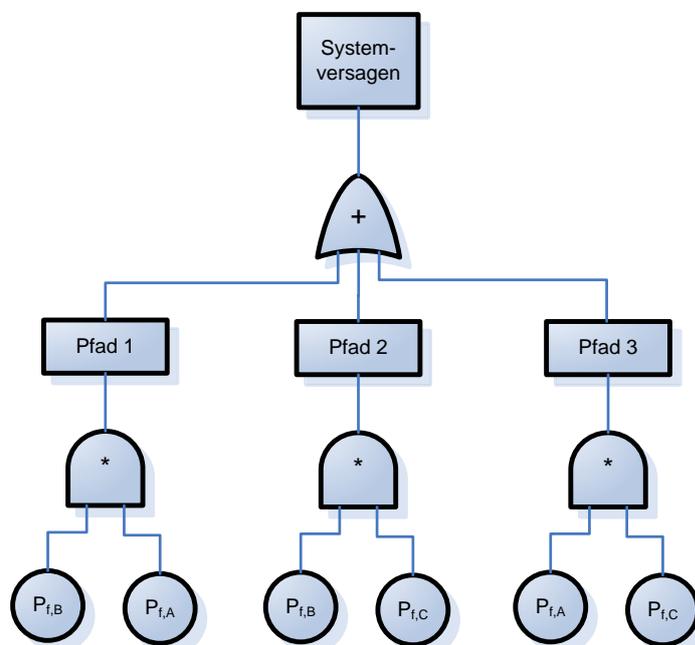


Abbildung 2.13: Einfaches Beispiel für einen Fehlerbaum

Die Darstellung eines Systems als Fehlerbaum und als Blockschaltbild (Abbildung 2.11) sind äquivalent, beide lassen sich in die gleiche logische Schreibweise überführen, die dann als

Basis für weitere Berechnungen dient. Gleichung 2.25 zeigt die logische Schreibweise für den Fehlerbaum aus Abbildung 2.13:

$$P_{f,\text{System}} = (P_{f,B} \cap P_{f,A}) \cup (P_{f,B} \cap P_{f,C}) \cup (P_{f,A} \cap P_{f,C}) \quad (2.25)$$

Dabei werden Parallelsysteme durch ein logisches Und (\cap bzw. $*$) und Seriensysteme mit einem logischen Oder (\cup bzw. $+$) repräsentiert.

Die Fehlerbaumdarstellung eines Systems wird auch „*Fehlersicht*“ oder „*Cutset*“ genannt. Sie gibt an, welche Kombination von Ereignissen zum Versagen des Systems führt. Durch einfache Umformung des logischen Modells nach Gleichung 2.25 lässt sich die „*Fehlerfreie Sicht*“ oder das „*Pathset*“ des Systems herleiten. Sie geben an, welche Komponenten des Systems mindestens funktionieren müssen, damit die Funktionsfähigkeit sichergestellt ist [Rau04].

2.5.4.3 Berechnung der Versagenswahrscheinlichkeit von Systemen

Prinzipiell muss zur Berechnung der Systemversagenswahrscheinlichkeit das schon für die Komponenten dargestellte, gemeinsame Wahrscheinlichkeitsintegral aller Basisvariablen nach Gleichung 2.5 gelöst werden. Da dies für Systeme mit mehreren Variablen schwieriger ist, müssen Näherungs- oder Simulationsverfahren zur Lösung eingesetzt werden. Die vorstehend beschriebenen Methoden zur Systemanalyse und -beschreibung sind dann erforderlich, wenn die Systemversagenswahrscheinlichkeit auf Komponentenebene z. B. mit FORM/SORM berechnet werden soll. Dies ist sinnvoll, wenn nicht nur die Systemversagenswahrscheinlichkeit interessiert, sondern zusätzlich Informationen über den Beitrag der einzelnen Komponenten gewonnen werden sollen. Dabei ist man nicht auf analytische Problembeschreibungen angewiesen, sondern die erforderlichen Ausfallwahrscheinlichkeiten oder Grenzzustandsgleichungen können über die in Abschnitt 2.5.3 beschriebenen Methoden Antwortflächenverfahren oder Monte-Carlo Simulation in Verbindung mit numerischen Modellen ermittelt werden.

In kommerziellen Programmen, wie SYSREL [RCP04], werden häufig logische Modelle in Form von Fehlerbäumen oder Schaltbildern zur Systembeschreibung eingesetzt. Das logische Modell wird wie in Gleichung 2.25 als Vereinigung von Schnitten bzw. Cutset erwartet. Für die Berechnung ist es wichtig, dass das logische Modell minimiert ist, d. h. dass es durch Anwendung mathematischer Umformungen und Gesetze bis zu den Basisereignissen oder einer Kombinationen von Basisereignissen hin vereinfacht worden ist und redundante Ereigniskombinationen eliminiert worden sind. Diese Form wird „*Minimal Cutset*“ genannt [Rau04].

Der Berechnungsablauf sieht zunächst die Bestimmung der Zuverlässigkeitsindizes β_j und Bemessungspunkte der Komponenten vor. Mit Hilfe des logischen Modells und der Korrelationskoeffizientenmatrix der Komponenten R wird dann die Systemversagenswahrscheinlichkeit und ein gemeinsamer Bemessungspunkt aller Parameter bestimmt. Nach Rackwitz [Rac02a] gilt für Parallelsysteme:

$$P_{f,\text{System}}^{\text{Par}} = P\left(\bigcap_{i=1}^m (Z_i \leq 0)\right) = \Phi_i(-\beta_i, R) \quad (2.26)$$

Gleichung 2.27 beschreibt analog den Zusammenhang für Seriensysteme:

$$P_{f,\text{System}}^{\text{Ser}} = P\left(\bigcup_{i=1}^m (Z_i \leq 0)\right) = 1 - \prod_{i=1}^m (Z_i \geq 0) = 1 - \Phi_i(\beta_i, R) \quad (2.27)$$

Die Systemversagenswahrscheinlichkeit eines k-von-m Systems lässt sich dann wie in Gleichung 2.28 schreiben:

$$P_{f,\text{System}}^{km} = P\left(\bigcap_{i=1}^m \bigcup_{j=1}^n (Z_i \leq 0)\right) \quad (2.28)$$

Da sich die Darstellung nach Gleichung 2.28 für komplexe Systeme nicht mehr einfach lösen lässt, können elementare Schranken für die Systemversagenswahrscheinlichkeit angegeben werden, die sich aus den Beziehungen für Parallel- und Seriensysteme ergeben. Die Systemversagenswahrscheinlichkeit für ein reines Parallelsystem bewegt sich zwischen der Versagenswahrscheinlichkeit für vollständige Unabhängigkeit und vollständige Korrelation

$$\prod P(Z_i \leq 0) \leq P\left(\bigcap_{i=1}^m (Z_i \leq 0)\right) \leq \min(P(Z_i \leq 0)) \quad (2.29)$$

und für ein reines Seriensystem zwischen der Versagenswahrscheinlichkeit für vollständige Korrelation und vollständige Unabhängigkeit:

$$\max(P(Z_i \leq 0)) \leq P\left(\bigcup_{i=1}^m (Z_i \leq 0)\right) \leq \sum P(Z_i \leq 0) \quad (2.30)$$

Für das minimierte Cutset ergibt sich die untere elementare Schranke dann zu:

$$\max(P(Z_i \leq 0)) \leq \max\left(P\left(\bigcap_{i=1}^m (Z_i \leq 0)\right)\right) \leq P\left(\bigcap_{i=1}^m \bigcup_{j=1}^n (Z_i \leq 0)\right) \quad (2.31)$$

und die obere elementare Schranke zu:

$$P\left(\bigcap_{i=1}^m \bigcup_{j=1}^n (Z_i \leq 0)\right) \leq \sum P\left(\bigcap_{i=1}^m (Z_i \leq 0)\right) \leq \sum \min(P(Z_i \leq 0)) \quad (2.32)$$

Da die genannten Schranken für einige Fälle zu breit sind, wurden weitere Techniken entwickelt, um genaue Schranken zu finden. Sie sind unter dem Namen „Ditlevsen-Grenzen“ in der Literatur (u. a. bei Rackwitz [Rac02a] und Hohenbichler [Hoh80]) beschrieben. Neben den Ditlevsen-Grenzen bietet die im Rahmen dieser Arbeit verwendete Software SYSREL von RCP Software [RCP04] folgende Berechnungsergebnisse:

- Systemversagenswahrscheinlichkeit $p_{f,\text{System}}$ / Zuverlässigkeitsindex β_{System}
- Gemeinsamer Bemessungspunkt X_i^* der im Grenzzustand relevanten Komponenten
- Versagenswahrscheinlichkeit $p_{f,\text{Cutset},j}$ / Zuverlässigkeitsindex $\beta_{\text{Cutset},j}$ der einzelnen Cutsets
- Sensitivitätsfaktoren α_j der einzelnen stochastischen Parameter
- Sensitivitätsfaktoren γ_j der einzelnen Grenzzustände

Bei Anwendung der Monte-Carlo Simulation kann das logische Modell über eine Indikatorfunktion $I(Z_i)$ in einer Art Nachlaufrechnung berücksichtigt werden:

$$I(Z_i) = \begin{cases} 0 & : \bigcap U(Z_i \geq 0) \\ 1 & : \bigcap U(Z_i \leq 0) \end{cases} \quad (2.33)$$

Die Berechnung der Versagenswahrscheinlichkeit erfolgt dann wieder mit Gleichung 2.23. Als Alternative zur Berechnung der Systemversagenswahrscheinlichkeit auf Basis von logischen Modellen und FORM/SORM können sowohl das Antwortflächenverfahren oder die Monte-Carlo Simulation eingesetzt werden, wobei die Systemwirkung direkt im numerischen Modell enthalten sein muss. Das Antwortflächenverfahren in einfacher Form mit linearen Polynomen als Ersatzdarstellung stößt dabei schnell an seine Grenzen und ist nur für eine geringe Parameterzahl praktikabel. Dies liegt daran, dass ein Systemversagen häufig aus dem Eintreten mehrerer Grenzzustände (Abbildung 2.14) resultiert, was im Grenzzustandsraum zu nichtstetig berandeten Versagensgebieten führt. Diese besonderen geometrischen Formen können nur durch spezielle Ansätze zufriedenstellend beschrieben werden [Roo01].

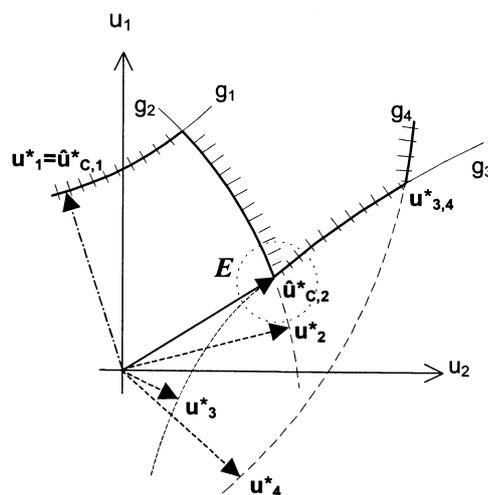


Abbildung 2.14: Unstetiger Grenzzustandsraum mit vier verschiedenen Grenzzuständen (aus [RCP04])

Alternativ können die optimierten Monte-Carlo Verfahren eingesetzt werden, wenn ein gemeinsamer Bemessungspunkt aller Grenzzustände bekannt ist, bzw. er sinnvoll geschätzt werden kann. Dieser Punkt muss dann als Startwert für die Erzeugung der Zufallszahlen verwendet werden.

2.5.5 Anwendungen der probabilistischen Verfahren

Einer der Hauptanwendungsbereiche der probabilistischen Bauwerksbewertung ist die Optimierung der Planung der Instandhaltung von Bauwerken. Wie eingangs beschrieben, lässt sich dadurch die Lebensdauer der Bauwerke verlängern oder der Aufwand für notwendige

Inspektionen verringern. Dazu müssen den probabilistischen Analysen verschiedene Algorithmen und Verfahren zur Entscheidungsfindung nachgeschaltet werden. Der Detaillierungsgrad der probabilistischen Analyse ist dabei je nach Anforderung unterschiedlich hoch, so dass eine zentrale Aufgabenstellung ist, dass am besten geeignetste Verfahren für den jeweiligen Anwendungsbereich zu identifizieren. Prinzipiell sind die meisten Probleme zeitabhängig, was aufwendige Modellierungen bzw. lange Rechenzeiten erfordert. Gegebenenfalls muss das Problem mit gewissen Abstrichen in der Genauigkeit erst vereinfacht werden, bevor die Methoden eingesetzt werden können. In den folgenden Kapiteln wird zunächst die Problemstellung der probabilistischen Bauwerksbewertung auf Grundlage von Messwerten aus dem Bauwerksmonitoring erläutert und die erforderlichen Vereinfachungen in der Modellierung der Zeitabhängigkeit untersucht. Anschließend wird eine Vorgehensweise entwickelt, die es erlaubt von Berechnungsergebnissen auf den notwendigen Überwachungsaufwand zu schließen.

3 Verbesserung der Bauwerksbewertung und Ableitung adaptiver Monitoringstrategien

In Kapitel 2 wurde festgestellt, dass das herkömmliche Verfahren des Lebensdauermanagements nicht optimal ist, da sich offensichtlich der durchschnittliche Bauwerkszustand immer weiter verschlechtert. Prinzipiell könnte diese Situation durch die frühzeitige Erkennung und Instandsetzung von Schäden durch den Einsatz von Bauwerksmonitoring verbessert werden. Eine wirkliche Verbesserung kann aber nur dann erzielt werden, wenn auch die Bauwerksbewertung auf Grundlage der gemessenen Werte erfolgen kann, was allerdings im aktuellen Konzept des Lebensdauermanagements nicht vorgesehen ist. Das bestehende semi-quantitative Vorgehen nach RI-EBW-PRUEF, welches auf subjektiven Einschätzungen von Inspektoren beruht, müsste dazu durch ein vollständig quantitatives Verfahren ersetzt werden. Das Fehlen einer Möglichkeit die Messwerte direkt für die Bauwerksbewertung zu nutzen ist vermutlich einer der Gründe, warum sich die Methoden des Bauwerksmonitorings in Deutschland noch nicht durchsetzen konnten. Ein weiterer Grund liegt darin, dass keine Richtlinien für die Planung von Monitoringmaßnahmen existieren. Die Überwachungsingenieure müssen sich daher bei den vereinzelt Anwendungen an Erfahrungswerten orientieren, wodurch nicht sichergestellt werden kann, dass die Überwachung immer im optimalen Umfang erfolgt. Optimal wären adaptive Monitoringstrategien, die sich im Laufe des Bauwerkslebens an den Zustand des Bauwerks anpassen können und zusätzliche Teile des Bauwerks erst in das Monitoring einbeziehen, wenn es aufgrund des Zustands erforderlich wird. Die Bewertung des Zustands des Bauwerks sollte mit Hilfe der gemessenen Werte möglich sein und Ergebnisse liefern, die wiederum für die Planung und Anpassung der Monitoringmaßnahmen geeignet sind.

In den folgenden Kapiteln werden die Voraussetzungen für eine verbesserte Art der Bewertung von Bauwerken untersucht und eine Vorgehensweise für die Planung und Anpassung adaptiver Monitoringstrategien entwickelt. Ziel ist die Steigerung der Effektivität und des Nutzens des Bauwerksmonitorings sowie die gleichzeitige Kostenreduktion durch eine Anpassung des Umfangs der Maßnahmen an den Bauwerkszustand.

3.1 Quantitative Bauwerksbewertung

Eine Möglichkeit der quantitativen Bauwerksbewertung ist die Anwendung der in Kapitel 2 beschriebenen probabilistischen Methoden. Sie haben den Vorteil, dass bei der Zustandsbewertung die natürliche Streuung und die inhärente Unsicherheit der Eingangsgrößen berücksichtigt werden und ihr Einfluss auf die Zuverlässigkeit des Bauwerks ermittelt werden kann. In Kapitel 4 werden die Überlegungen zur Aufstellung eines schematisierten probabilistischen

Bauwerksmodells als Grundlage für die Bauwerksbewertung beschrieben. Durch eine Aktualisierung des Modells des Bauwerks mit aus den Messwerten gewonnenen stochastischen Informationen und eine erneute Systemzuverlässigkeitsanalyse ist die erforderliche Quantifizierung des aktuellen Bauwerkszustands möglich. Die Berechnungsergebnisse der Analyse können zur Entscheidungsfindung im Hinblick auf das Monitoring eingesetzt werden. Die Auswahl einer für das Problem geeigneten Methode für die zeitabhängige Zuverlässigkeitsanalyse erfolgt in Kapitel 5.

Sobald die Ergebnisse der Bauwerksbewertung anzeigen, dass sich der Bauwerkszustand verschlechtert hat, kann der Umfang des Monitorings adaptiv an die neuen Erfordernisse angepasst werden, so dass von dem entwickelten Verfahren ein klarer Mehrwert gegenüber herkömmlichen Methoden ausgeht.

Vereinzelt werden ähnliche Verfahren bereits beschrieben (z. B. [Zho06]), eine schematisierte Vorgehensweise für den Aufbau von entsprechenden Bauwerksmodellen und die Ableitung von Entscheidungen aus Berechnungsergebnissen existiert aber bis dato nicht.

Nachteilig gegenüber dem herkömmlichen Verfahren der Bauwerksbewertung auf Grundlage der Zustandsnoten ist, dass ein probabilistisches Modell des Bauwerks erforderlich ist. Seine Aufstellung verlangt zumindest in gewissen Grenzen probabilistisches, vor allem aber mechanisches Grundlagenwissen. Während das mechanische Wissen bei Statikern bzw. Bauingenieuren zu finden ist, trifft dies bei probabilistischen Kenntnissen im Regelfall nicht zu. Ein Ziel dieser Arbeit ist die Aufbereitung der Methodik in einer Form, die sie in einfachen Fällen für Personen ohne Spezialwissen anwendbar macht.

3.2 Ansatzpunkte für adaptive Monitoringstrategien

Eine Monitoringstrategie definiert, welche Zustandsgrößen eines Bauwerks in welcher Intensität gemessen werden sollten. Bevor adaptive Monitoringstrategien diskutiert werden können, müssen zunächst die generellen Ziele und Möglichkeiten des Monitorings analysiert werden. Wie alle Messungen dient auch das Bauwerksmonitoring der Reduktion von Unsicherheiten (Abschnitt 2.5.2). Der nachstehende Abschnitt untersucht daher zunächst die Eignung des Monitorings zur Informationsverbesserung von an Bauwerken messbaren Größen.

Die Messung von Größen mit streuenden Eigenschaften an Probekörpern, z. B. von Materialkennwerten in der Qualitätskontrolle, reduziert in erster Linie statistische Unsicherheiten. Je größer der Stichprobenumfang der Messung ist, desto geringer fällt die statistische Unsicherheit aus. Die Unsicherheit von Größen, die keinen oder nur geringen zeitlichen Schwankungen unterliegen, kann durch Wahl eines ausreichenden Stichprobenumfangs hinreichend genau erfasst werden. Eine längerfristige Überwachung einer solchen Größe durch Monitoringmaßnahmen würde keinen Informationsgewinn bedeuten. Aus diesem Grund wird in dieser Arbeit zwischen zeitabhängigen und zeitinvarianten Größen unterschieden. Mit den Ergebnissen der Bauwerksbewertung können zunächst alle für die Zuverlässigkeit relevanten Größen im Bauwerksmodell identifiziert werden und dann in Abhängigkeit ihrer zeitlichen Variabilität behandelt werden. In Kapitel 6 wird ein Verfahren entwickelt, das auf Grundlage der Signifikanz einzelner zeitunabhängiger Größen einen passenden Stichprobenumfang für Einzelmessungen vorschlägt. Die gemessenen Werte können dann zur Kalibrierung des Modells eingesetzt

werden. Bei relevanten zeitabhängigen Größen, z. B. Lasten oder den resultierenden Systemantworten, ist die statistische Unsicherheit kein Problem. Es wird davon ausgegangen, dass bei der Zustandsüberwachung die Messung mit so hohen Messfrequenzen erfolgt, dass hinreichend große Datenmengen für ihre stochastische Beschreibung zur Verfügung stehen. Die Modellunsicherheit, die bei jeder Beschreibung eines Vorgangs durch ein Modell auftritt, kann durch Messdaten aus einer Monitoringmaßnahme reduziert werden. Nachdem die statistischen Unsicherheiten der Eingangsgrößen des Modells ausgeschlossen bzw. minimiert wurden, kann das Modell durch Vergleich der Berechnungsergebnisse mit den Messdaten angepasst werden. Dazu werden Systemantworten bei definierter Lasthöhe und -stellung aufgezeichnet und variable Größen im Modell oder das Modell selbst so eingestellt, dass es mit hinreichender Genauigkeit die gemessenen Daten wiedergibt. Der Vorgang wird wiederholt, sobald Schäden am Bauwerk erkannt werden, die in das Modell aufgenommen werden müssen. In der Regel erfordert die Reduktion von Modellunsicherheiten aufgrund des seltenen Bedarfs an neuer Information kein Monitoring, sondern nur gelegentliche Messungen.

Die inhärente Unsicherheit einer Größe (vgl. Abschnitt 2.5.2) kann durch das Bauwerksmonitoring nicht eliminiert sondern nur besser stochastisch beschrieben werden. Sie tritt bei praktisch allen zeitveränderlichen Größen auf, beispielsweise bei den meisten Einwirkungen (Wind, Verkehr) sowie den aus ihnen resultierenden Systemantworten (Schnittgrößen, Verformungen). Je genauer die inhärente Unsicherheit einer Größe durch Monitoringmaßnahmen bestimmt werden kann, desto verlässlicher sind die auf dem stochastischen Modell der Größen basierenden Vorhersagen.

Neben der Reduktion der Unsicherheit der beschreibenden Größen und Basisvariablen des Bauwerksmodells dient Monitoring aber vor allem der rechtzeitigen Erkennung unvorhersehbarer Veränderungen des Bauwerks. Bezogen auf die Sicherheit und Zuverlässigkeit des Bauwerks handelt es sich hier ebenfalls um eine Art der inhärenten Unsicherheit, die nie gänzlich ausgeschlossen werden kann. Nicht alle Arten von Veränderungen sind durch Monitoring gleich gut identifizierbar. Bauwerksmonitoring würde beispielsweise im Fall von sprödem Versagen, das innerhalb weniger Augenblicke ohne Vorankündigung abläuft, an seine Grenzen stoßen, da keine Zeit für eine Information der Nutzer bleibt. Glücklicherweise sind entsprechende Versagensfälle, z. B. durch Spannungsrisskorrosion, bei Ingenieurbauwerken aufgrund entsprechender Bemessungsregeln im Gebrauchszustand sehr selten.

Die größte Sicherheit ist daher nur bei kontinuierlicher Überwachung eines Bauwerks gegeben. Allerdings ist bei weitestgehend intakten Bauwerken nicht von einem spontanen Versagen auszugehen, so dass von einer Reduktion der Messhäufigkeit nicht unbedingt ein Sicherheitsrisiko ausgehen muss. Das Ziel einer adaptiven Monitoringstrategie ist, die Messhäufigkeit so gering wie möglich festzulegen, ohne dass die Bestimmung der inhärenten Unsicherheit der Einflussgrößen und die Erkennung von Veränderungen des Bauwerks gefährdet werden. In der Realität ist dies bei den meisten neuen Ingenieurbauwerken auch durch ein periodisches Monitoring gewährleistet. Bei einem großen Prozentsatz dieser Bauwerke, z. B. den Straßenbrücken, treten im Laufe des Lebenszyklus vor allem die in Abschnitt 2.2 beschriebenen Alterungsschäden auf. Sobald ein Schaden an einem tragenden Bauteil auftritt und dadurch seine Tragfähigkeit herabgesetzt wird, kommt es bei kleineren Schädigungen zu minimalen Lastumlagerungen, die je nach statischem System und Messort unter Umständen bereits messbar und damit erkennbar sind. Ein Versagen ohne Vorankündigung ist daher nicht zu

erwarten. Das Ausmaß der Schäden kann zwar innerhalb weniger Jahre auf ein kritisches Maß anwachsen, die Reaktionsgeschwindigkeit ist aber bei den typischen Arten der Schädigung nicht so hoch, dass eine kontinuierliche Überwachung in jedem Fall gerechtfertigt wäre. Lediglich bei stark geschädigten Bauwerken, bei denen kritische Zustände unter ungünstigen Umständen bereits bei Gebrauchslast auftreten können, sollte eine kontinuierliche Überwachung in Erwägung gezogen werden. In allen anderen Fällen kann auch bei periodischem Monitoring durch Vergleich alter Messdaten bzw. daraus ermittelter Prüfgrößen auf eine negative Entwicklung des Bauwerkszustands geschlossen werden. Die Entscheidung, ob das Monitoring periodisch oder kontinuierlich durchgeführt werden soll, kann in Abhängigkeit der Sicherheitsreserven des Bauwerks getroffen werden. Neben der Reduktion des Messumfangs kann kurz nach der Errichtung eines Bauwerks die absolute Anzahl von Messorten zunächst auf ein Minimum reduziert werden. Einen Ausgangspunkt für eine Überwachung stellen die potenziellen Schwachstellen des Bauwerks dar, die anhand einer Anamnese identifiziert und in einer anschließenden probabilistischen Bewertung gewichtet werden können. An diesen Stellen müssen die relevanten Einflussgrößen bestimmt und passende Sensoren appliziert werden. Diese Konzentration hat neben der Reduktion der entstehenden Datenmenge auch finanzielle Vorteile. Sensoren und Messaufnehmer sind in der Regel teuer, und eine hohe Anzahl von Messgrößen zieht entsprechend höhere Kosten bei der Hard- und Software für die Erfassung der Messdaten nach sich.

Treten mit der Zeit die ersten Schäden auf, müssen ihre Auswirkungen auf die Sicherheit des Tragwerks abgeschätzt und die Monitoringmaßnahme in den entsprechenden Bereichen adaptiv angepasst werden. Die Anpassung kann durch die Verringerung des Abstands zwischen zwei Messperioden oder dem zusätzlichen Einbau von Sensoren erfolgen, wenn die Schädigung an bisher unberücksichtigter Stelle auftritt.

Die Umsetzung all dieser Randbedingungen und Anforderungen in eine adaptive Monitoringstrategie und Vorschläge für darauf aufbauende Planungen von konkreten Monitoringmaßnahmen folgen in Kapitel 7, während in Kapitel 8 Methoden zur Erkennung von neu aufgetretenen Schäden und zur Gewinnung von stochastischen Informationen aus den Messdaten zur Aktualisierung des Modells vorgestellt werden.

Prinzipiell ist das in dieser Arbeit entwickelte Vorgehen für alle Arten von Bauwerken geeignet. Bei der Entwicklung wurden aber vornehmlich die Randbedingungen von Ingenieurbauwerken im Bereich des Straßenbaus berücksichtigt. Soll das Verfahren auf andere Arten von Tragwerken, z. B. komplexe Dachkonstruktionen übertragen werden, müssen die speziellen Konstruktionsweisen und Lastbilder berücksichtigt werden. Anders als Straßenbrücken werden z. B. Dachtragwerke im Winter unter Umständen durch starke Schneelasten beansprucht. Würde dieser Zeitraum der starken Beanspruchung bei periodischem Monitoring zwischen zwei Monitoringphasen liegen, bestünde die Gefahr, dass kritische Belastungszustände nicht erfasst werden. In diesem Fall müssten ggf. Modifikationen am Verfahren vorgenommen werden. Beispielsweise wäre es möglich, in Zeiten starker Beanspruchung temporär zu einer kontinuierlichen Überwachung des Tragwerks überzugehen.

3.3 Der Bauwerksbewertungskreislauf

Zur Umsetzung der beschriebenen Zielvorstellungen wurde der in Abbildung 3.1 gezeigte Bauwerksbewertungskreislauf entwickelt. Er basiert auf einem probabilistischen Modell des Gesamtbauwerks oder eines repräsentativen Tragwerksausschnitts und beinhaltet drei verschiedene Phasen. Bevor die Phase der kontinuierlichen Bewertung und des Monitorings beginnen kann, erfolgt in einem zweiten Schritt nach der Modellbildung zunächst eine Kalibrierung des Modells. Voraussetzung für die Anwendung des Verfahrens ist die Formulierung des probabilistischen Modells in Abhängigkeit von mit Sensoren messbaren Größen.

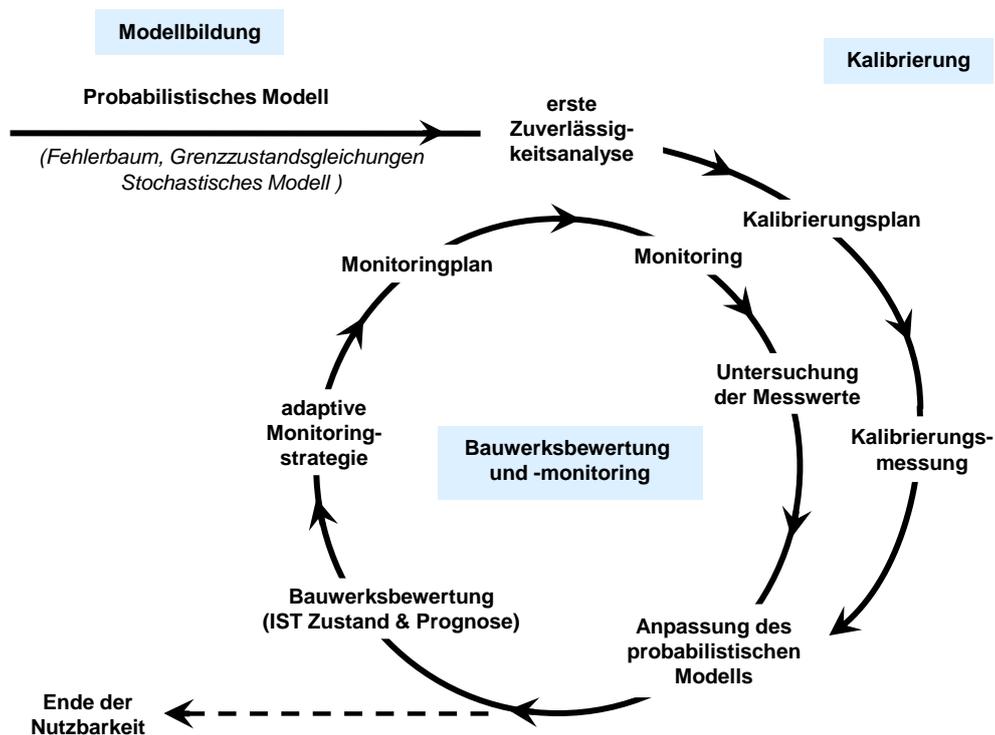


Abbildung 3.1: Der Bauwerksbewertungskreislauf

Die folgende Aufstellung erläutert kurz die einzelnen Phasen des Bewertungskreislaufs.

- **Anamnese- bzw. Modellbildungsphase:** Die Anamnese dient der Zusammenstellung aller verfügbaren Informationen über das Bauwerk und seiner möglichen Schwachstellen. Sie ist die Vorstufe der eigentlichen Aufstellung des probabilistischen Modells, das den Ausgangspunkt für die weiteren Untersuchungen bildet. Die Anamnese kann bereits auf Grundlage von Bauwerksunterlagen erfolgen.

- **Kalibrierungsphase:** In dieser Phase werden auf Basis einer ersten Zuverlässigkeitsanalyse relevante Größen und Parameter identifiziert, die einen hohen Einfluss auf die Zuverlässigkeit haben und sich voraussichtlich mit der Zeit nicht verändern werden. Sie werden nach Fertigstellung am Bauwerk nachgemessen, um das probabilistische Modell, welches bis zu diesem Zeitpunkt in der Regel auf Berechnungsannahmen beruht, an die Realität anzupassen.
- **Phase der Bauwerksbewertung und des Monitorings:** In dieser Phase finden in festem Abstand verschiedene Zuverlässigkeitsanalysen des probabilistischen Modells statt. Mit Hilfe der Ergebnisse können die potenziellen Schwachstellen gewichtet, wichtige zeitveränderliche Größen identifiziert und Vorschläge für passende Monitoringmaßnahmen gemacht bzw. bestehende Maßnahmen an neue Anforderungen angepasst werden. Diese Phase endet, wenn die Zuverlässigkeit des Bauwerks aufgrund zu starker Schädigung eine vorab definierte Zielzuverlässigkeit unterschreitet.

3.4 Das Programmsystem PROBILAS

Die Anwendung des Verfahrens soll durch die Integration der Methodik und der abzuleitenden Entscheidungshilfen in das Programmsystem „PROBILAS“ (*Probabilistic Lifetime Assessment*) erleichtert werden. PROBILAS ist kein Bauwerksmanagementsystem im Sinne der in Abschnitt 2.3 vorgestellten Systeme, sondern versteht sich als Ergänzung und Erweiterung herkömmlicher Verfahren zur Bauwerksbewertung und Planung von Monitoringmaßnahmen. Die Integration der entwickelten Technologien in Bauwerksmanagementsysteme ist zu einem späteren Zeitpunkt prinzipiell denkbar.

Ein wesentliches Ziel bei der Entwicklung des Programmsystems war die einfache Anwendung. Dazu sollen komplexe Zusammenhänge bei der probabilistischen Modellierung von Bauwerken dort vereinfacht werden, wo es im Rahmen der für den Anwendungsbereich geforderten Genauigkeit möglich ist. Der das Monitoring planende Ingenieur sowie der ausführende Messtechniker werden bei ihren Aufgaben durch verschiedene Entscheidungshilfen vom Programmsystem unterstützt. Sie decken die Aufgabenbereiche der Modellbildung, der Bauwerksbewertung sowie der Planung und Auswertung der Monitoringmaßnahmen ab. Allerdings sind für die entwickelte Methodik mehr Vorkenntnisse als beim herkömmlichen Verfahren der Bauwerksbewertung erforderlich.

Das Programmsystem PROBILAS wurde als Client/Server System realisiert und beruht auf einer relationalen Datenbank und zwei eigenständigen Programmteilen. Sie können über die Datenbank miteinander kommunizieren, was auch über das Internet möglich ist. Der zentrale Programmteil des Programmsystems ist „PROBILAS Server“. Mit ihm erfolgen die probabilistische Modellbildung, die Bauwerksbewertung und darauf aufbauend die Ableitung der adaptiven Monitoringstrategie. Um dem Anwender die in der Regel ungewohnte probabilistische Modellierung zu erleichtern, enthält die Datenbank in einem Katalog Beispieldatensätze für die verschiedenen Elemente des probabilistischen Modells. Der Katalog ist erweiterbar, so dass neu erstellte Datensätze in die allgemeine Datenbasis aufgenommen werden können und für die spätere Modellierung ähnlicher Bauwerke zur Verfügung stehen.

Bei der Untersuchung der Messwerte auf neu aufgetretene Schwachstellen und negative

Trends sowie der Gewinnung stochastischer Information aus Messwerten wird der Anwender durch den Programmteil „*PROBILAS Client*“ unterstützt. Die Aufteilung der Aufgaben auf zwei Programmteile beruht auf der Idee, dass die jeweiligen Teilaufgaben nicht notwendigerweise durch die gleiche Person bzw. an gleicher Stelle erfolgen müssen. Die Teilaufgaben von PROBILAS Server fallen in den Arbeitsbereich eines Bauingenieurs und setzen die verschiedenen Bauwerksunterlagen und die relevanten Berechnungen voraus. Das Programm ist aufgrund seiner Struktur zur gleichzeitigen Verwaltung mehrerer Bauwerke geeignet, so dass es am sinnvollsten an zentraler Stelle, beispielsweise bei einer Straßenbauverwaltung, eingesetzt werden könnte. Der Programmteil PROBILAS Client hingegen berührt bei der konkreten Umsetzung der Monitoringmaßnahme und der anschließenden Datenerfassung wesentliche Aufgaben eines Messtechnikers. Es dient als Schnittstelle zwischen ihm und der fachkundigen Person, die die probabilistische Bewertung des Bauwerks durchführt. Darüber hinaus ist es aufgrund der großen Datenmengen sinnvoll, die Datenerfassung in Bauwerksnähe durchzuführen.

Die Grundstruktur und der Programmablauf von PROBILAS werden durch den im vorherigen Abschnitt erläuterten Bauwerksbewertungskreislauf vorgegeben. Die entwickelte Methodik basiert auf den verschiedenen Verfahren, die in Kapitel 2 beschrieben worden sind. Um die Anwendung der Methoden zu erleichtern bzw. überhaupt erst zu ermöglichen, mussten verschiedene Annahmen und Vereinfachungen getroffen werden. Die folgenden Kapitel beschreiben die notwendigen Anpassungen und überprüfen sie anhand einfacher Beispiele.

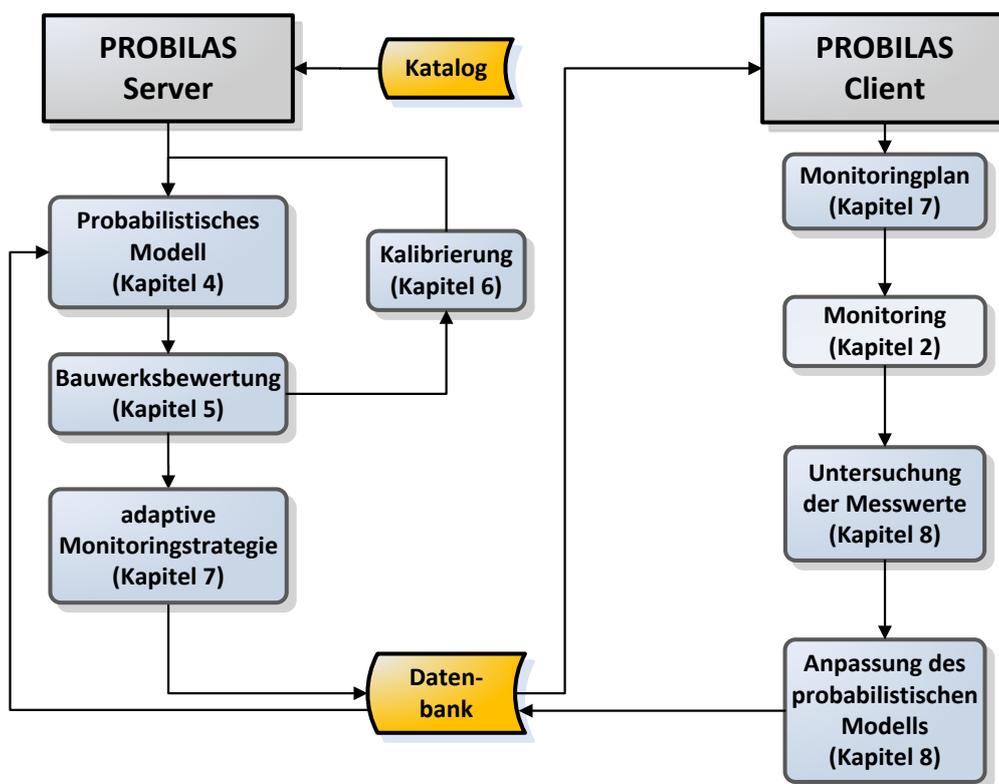


Abbildung 3.2: Interaktion der Programmteile PROBILAS Server und PROBILAS Client

Abbildung 3.2 zeigt die Interaktion der beiden Programmteile des Programmsystems PRO-BILAS und stellt dar, in welchem der folgenden Kapitel die einzelnen Elemente hergeleitet werden.

In jedem Kapitel wird abschließend auf die speziellen Überlegungen eingegangen, die bei der Umsetzung der Verfahren und Methoden sowie der Entscheidungshilfen für den Anwender im Programmsystem PROBILAS erforderlich sind. In einem letzten Kapitel wird die vollständige Anwendung der Methodik anhand eines komplexen Beispiels erläutert und verdeutlicht.

4 Das probabilistische Modell

Die Anwendung der Methoden der Systemzuverlässigkeitsanalyse zur Bauwerksbewertung setzt ein probabilistisches Modell des betreffenden Bauwerks voraus. Grundlage dieses Modells ist eine umfangreiche Bauwerksanamnese, die der Identifikation potenzieller Schwachstellen des Bauwerks dient. Das Modell beschreibt die mechanischen Zusammenhänge an den Schwachstellen, ihren logischen Zusammenhang sowie die Unsicherheit bzw. die Streuung der relevanten Einflussgrößen. Eine Grundidee des Verfahrens ist, dass das Modell im Laufe des Bauwerkslebens sukzessive um neu hinzugekommene Schwachstellen erweitert werden kann. In diesem Kapitel sollen Entscheidungshilfen für die Aufstellung des probabilistischen Modells im Programmsystem PROBILAS entwickelt werden. Dazu muss untersucht werden, inwiefern eine Vereinfachung der Modellbildung möglich ist, da die herkömmliche Systemzuverlässigkeitsanalyse entsprechendes Spezialwissen voraussetzt. Darüber hinaus müssen Fragen zur Modellierung von Teilsystemen, zur Berücksichtigung von Bauschäden im Modell und zur Einbeziehung von Messgrößen in das probabilistische Modell geklärt werden.

4.1 Ablauf der Bauwerksanamnese

Die Identifikation der Punkte des Bauwerks, die in die probabilistische Modellierung aufgenommen werden müssen, gelingt mit einer System- und Schwachstellenanalyse, die mit einer Risikoanalyse technischer Systeme vergleichbar ist. Grundlage der Analyse sind zunächst die relevanten Bauwerksunterlagen, wie Zeichnungen und statische Berechnungen. Anhand dieser werden offensichtlich höher ausgenutzte Punkte und bemessungsrelevante Bereiche des Bauwerks identifiziert. Selbst wenn einzelne Stellen für die Statik des Bauwerks im Ursprungszustand nicht bemessungsrelevant sind, können aufgetretene Schäden die Ausnutzung und damit die Signifikanz erhöhen, weshalb diese Punkte in die Schwachstellenanalyse einbezogen werden müssen. In einem weiteren Schritt wird die Ausnutzung an diesen Stellen verglichen und bei großen Unterschieden eine weitere Selektion durchgeführt. Treten im Laufe des Bauwerkslebens bisher unberücksichtigte Schäden auf, muss der Anamneseprozess erneut durchlaufen werden.

Die Entscheidung, ob Monitoringmaßnahmen an den identifizierten Schwachstellen erfolgen sollen, wird später anhand der Ergebnisse der Zuverlässigkeitsanalysen getroffen, da für diese Entscheidung vor allem die Sicherheitsreserven des Systems und die Streuung der relevanten Einwirkungen eine Rolle spielen.

Neben der Identifikation der Schwachstellen muss das Zusammenwirken der Schwachstellen untereinander analysiert werden. Dabei wird das System auf redundante Elemente untersucht, die im Versagensfall einer Schwachstelle die Last abtragen können. Im negativen Fall

existieren keine redundanten Elemente, so dass das Bauwerk sofort beim Versagen an einer Schwachstelle zusammenbricht.

Bei neuen Bauwerken können die Untersuchungen allein auf Grundlage der Bauwerksunterlagen aus der Tragwerksplanung erfolgen, da man in gewissen Grenzen von einer fehlerfreien Herstellung des Bauwerks ausgehen kann. Bei bestehenden Bauwerken sollte darüber hinaus eine umfangreiche Prüfung erfolgen (vgl. Abschnitt 2.3.1), wodurch im Laufe des Bauwerkslebens aufgetretene Schäden identifiziert und ebenfalls im Modell berücksichtigt werden können.

Grobe menschliche Fehler, die auf den Bauprozess zurückzuführen sind, fallen normalerweise bereits innerhalb kurzer Zeiträume nach der Fertigstellung auf und werden sofort behoben. Falls keine akute Gefährdung besteht, müssen sie zumindest als mögliche Schwachstelle in das probabilistische Modell aufgenommen werden.

Neben der Erkennung potenzieller Schwachstellen aufgrund mechanischer Zusammenhänge und bereits aufgetretener Schäden beinhaltet die Anamnese prinzipiell auch die Analyse des Bauwerks auf potenziell eintretende Schädigungsprozesse. Anhaltspunkte liefern die in Abschnitt 2.2 zusammengestellten relevanten Schadenstypen und -arten für Ingenieurbauwerke. Darüber hinaus könnten weitere Informationen durch die Auswertung von Langzeiterfahrungen oder Ergebnissen von Untersuchungen an Bauwerken, Materialien und Baustoffen unter vergleichbaren Bedingungen gewonnen werden. Alternativ existieren Auswertungen von Schadensfällen verschiedener Bauwerkstypen, die z. B. von Scheer in [Sch00] und [Sch01] und anderen Autoren (z. B. in [Her00]) zusammengestellt wurden.

Auf die Randbedingungen der Berücksichtigung aller Arten von Schäden im probabilistischen Modell wird in Abschnitt 4.7 eingegangen.

4.2 Modellierung als Gesamtmodell oder in Teilmodellen

Prinzipiell ist es sowohl möglich, ein probabilistisches Modell für das gesamte Bauwerk zu erstellen, als auch das Bauwerk in mehrere Teilmodelle zu zerlegen. Grundvoraussetzung ist, dass die Teilbereiche als abgeschlossenes System ohne direkte Interaktion mit anderen Bauwerksteilen wirken, beispielsweise wenn sie baulich, z. B. durch Fugen, voneinander getrennt sind. Ist die Aufteilung auf Teilmodelle möglich wird die Übersichtlichkeit erhöht, da Fehlerbäume schnell sehr komplexe Ausmaße annehmen können. Bei kleineren Bauwerken oder wenn keine Gliederung des Systems in Abschnitte möglich ist, muss das System als Gesamtbauwerk modelliert werden.

Vor dem Aufbau des probabilistischen Modells muss festgelegt werden, auf welche Art von Grenzzustand es sich beziehen soll. Eine Mischung des Grenzzustands der Tragfähigkeit und der Gebrauchstauglichkeit ist schon aufgrund unterschiedlicher Zielzuverlässigkeiten nicht sinnvoll. Sollen Sensoren zur Überwachung beider Arten von Grenzzuständen berücksichtigt werden, müssen zwei probabilistische Modelle aufgestellt und getrennt voneinander ausgewertet werden.

Bauwerke werden in der Regel durch mehrere Arten von veränderlichen Einwirkungen wie Wind-, Schnee- und Verkehrslasten, beansprucht. Für die Zustandsüberwachung des Bauwerks werden in der Regel Sensoren eingesetzt, die nicht die auf das System wirkenden Lasten

messen, sondern die Antwort des Systems als Reaktion auf die Einwirkung. In der gemessenen Antwort spiegeln sich alle Lastanteile wieder. Die Erkennung der einzelnen Anteile über die Sensorik ist nur möglich, wenn die Lasten in unterschiedlichen Richtungen wirken, z. B. Lasten in vertikaler bzw. horizontaler Richtung (Verkehr vs. Wind). Ist es für die Bauwerksbewertung wichtig, welche Last welche Reaktion auslöst, müssen entweder mehrere Sensoren verwendet oder die gemessenen Daten mit mathematischen Methoden (Fourieranalyse) in die entsprechenden Anteile zerlegt werden. Sind die Maxima der so ermittelten Größen vollständig voneinander unabhängig, müssen für die Bauwerksbewertung und die Planung des Monitorings zwei getrennte probabilistische Modelle aufgestellt werden. Dies ist vor allem unter statistischen Gesichtspunkten sinnvoll, wenn zeitabhängige Messgrößen mit Hilfe von Extremwertverteilungen modelliert werden, da die Verwendung von mehreren unabhängigen extremwertverteilten Größen in einem Grenzzustand bzw. Modell zu einer Überschätzung der Versagenswahrscheinlichkeit führen kann (Abschnitt 2.5.2.3).

4.3 Fehlerbaum und Versagenspunkte

Die Erkenntnisse der Anamnese über das logische Zusammenwirken der potenziellen Schwachstellen werden im Fehlerbaum zusammengefasst. Bevor die Anwendung der Fehlerbaumanalyse (vgl. 2.5.4.2) auf Bauwerke beschrieben wird, muss zunächst auf die Möglichkeiten und Grenzen dieses Verfahrens eingegangen werden. Bei einer Anwendung auf technische Systeme werden die Abhängigkeiten der einzelnen Komponenten des Fehlerbaums verwendet, um zeitlich sehr kurz nacheinander eintretende Ereignisse zu modellieren, beispielsweise wenn voneinander unabhängige Schutzmaßnahmen nacheinander versagen. Dadurch liegt der Schluss nahe, diese Interpretation auf Bauwerke zu übertragen und beispielsweise zur Modellierung von Lastumlagerungen einzusetzen. Dies ist jedoch problematisch, da der Fehlerbaum nur eine boolesche Betrachtung des Systems darstellt, wie Rackwitz in [Rac02a] betont. Das bedeutet, dass für die einzelnen Komponenten nur die Zustände defekt und nicht defekt berücksichtigt werden können. Der idealen Modellvorstellung nach bildet sich in statisch unbestimmten Systemen bei der Lastumlagerung ein Fließgelenk aus, was zur Umlagerung der Last auf andere Tragelemente führt. Mit Fehlerbäumen kann nur der Zustand ohne Fließgelenk und der Zustand nach vollständiger Ausbildung des Fließgelenks abgebildet werden. In der Realität ist die Lastumlagerung aber ein kontinuierlich ablaufender Prozess, der bereits dann beginnt, wenn das Hauptbauteil geschwächt wird und redundante Bauteile vorhanden sind. Die Zwischenzustände des Systems erfordern sehr aufwendige Betrachtungen und komplexe Modelle, weshalb die Modellierung von Lastumlagerungen nicht in die entwickelte Methodik aufgenommen wird. Im Hinblick auf das Bauwerksmonitoring bzw. seine Planung ist dies nicht unbedingt nachteilig, da sich eventuelle Lastumlagerungen in den Messwerten widerspiegeln und dadurch automatisch in die Bauwerksbewertung eingehen.

Anders als bei technischen Systemen macht die mathematische Beschreibung von realen Bauwerken mit einem Fehlerbaum Schwierigkeiten, da anders als bei technischen Systemen keine klar abgegrenzten Einzelkomponenten sondern weitestgehend kontinuierliche Bauteile existieren. Der prinzipielle Aufbau eines Fehlerbaums ist relativ willkürlich und abhängig von der ihn aufstellenden Person. Aus diesem Grund wird der Prozess der Erstellung des Baums sche-

matisiert und es werden zwei standardisierte Gliederungsebenen eingeführt, die den Aufbau vereinheitlichen. Mit den Begriffen „Versagensart“ und „Versagensmechanismus“ werden im Bauingenieurwesen übliche Zusammenhänge auf die abstrakte Beschreibung des Bauwerks mit einem Fehlerbaum übertragen. Zusätzlich werden sogenannte Versagenspunkte eingeführt, die den abstrakten Fehlerbaum mit den identifizierten potenziellen Schwachstellen des Bauwerks verknüpfen. Die Schematisierung hat einerseits den Vorteil des verbesserten Verständnisses des Fehlerbaums und erleichtert seine Eingabe im Programmsystem PROBILAS. Die folgenden Abschnitte beschreiben die für die Schematisierung erforderlichen Randbedingungen und Annahmen.

4.3.1 Versagensmechanismen

Eine Ebene unter dem Top-Event des Fehlerbaums, dem Systemversagen, ist der „Versagensmechanismus“ angesiedelt. In Anlehnung an die Fließgelenktheorie soll mit dem Versagensmechanismus eine zum Systemversagen führende Kombination von mehreren Versagensereignissen an verschiedenen Stellen des Bauwerks beschrieben werden. Dies ist der Fall, wenn beispielsweise mehrere Fließgelenke erforderlich sind, um ein Systemversagen auszulösen.

Da bei steigender Schwachstellenanzahl mehrere Möglichkeiten bestehen, ein Systemversagen durch die Kombination von Versagensereignissen einzelner Schwachstellen auszulösen, kann der schematisierte Fehlerbaum theoretisch unendlich viele $(1, 2, i..n)$ Versagensmechanismen enthalten (Abbildung 4.1). Da jeweils ein Versagensmechanismus zum Systemversagen führen kann, sind die verschiedenen Versagensmechanismen über ein Seriensystem (logisches Oder, vgl. Abschnitt 2.5.4) miteinander verknüpft.

Die Beschreibung des eigentlichen Versagensereignisses (dem Auftreten eines Fließgelenks) geschieht mit dem „Versagensart“ genannten Element. Der Versagensmechanismus verknüpft die gemeinsam zum Systemversagen führenden Versagensarten miteinander. Da sie per Definition gleichzeitig auftreten müssen, sind sie über ein Parallelsystem (logisches Und) miteinander verknüpft. Für den Fall, dass eine Versagensart bereits allein zum Systemversagen führt, ist sie auch gleichzeitig ein Versagensmechanismus.

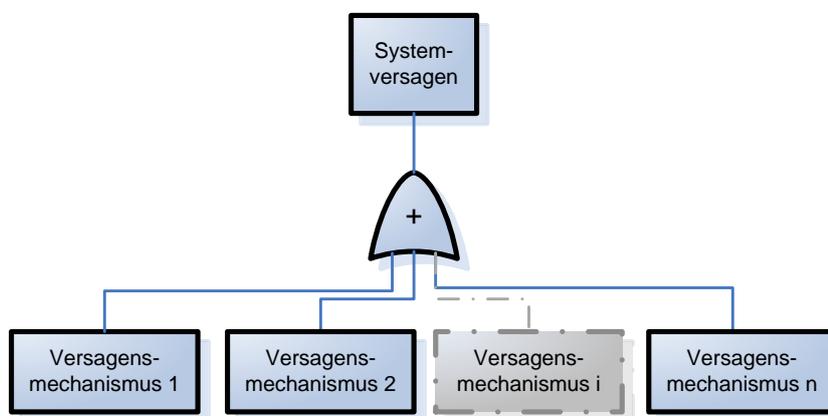


Abbildung 4.1: Versagensmechanismen des schematisierten Fehlerbaums

4.3.2 Versagensarten

Unter einer Versagensart wird die Kombination von Versagensereignissen an einer Stelle des Bauwerks verstanden. Sie wird durch die sogenannten Komponenten, die unterste Ebene des Fehlerbaums, modelliert. Komponenten enthalten die Grenzzustandsgleichungen (GZG_i), die die Berechnung der Zuverlässigkeit der Komponente (bzw. der Auftretenswahrscheinlichkeit eines Fließgelenks) ermöglichen. Jeder Versagensart wird ein Versagenspunkt zugewiesen, der den Zusammenhang zum realen Bauwerk herstellt. Diese Information wird später bei der Planung der Messungen und Monitoringmaßnahmen wieder benötigt. Prinzipiell sind an einem Versagenspunkt im Bauwerk mehrere Versagensereignisse möglich. Dies kann beispielsweise in Fachwerken auftreten, wenn durch unterschiedliche Laststellungen in einem Bauteil sowohl Zug- als auch Druckkräfte auftreten, die auf unterschiedliche Weise zum Versagen des Bauteils führen können. Die Versagensereignisse müssen daher mit zwei Komponenten beschrieben werden. In diesem Fall wären die beiden Komponenten über ein Seriensystem miteinander verknüpft, da entweder das eine oder das andere Ereignis eintreten kann. Es sind aber Fälle denkbar, in denen an einer Stelle im Bauwerk Komponenten in paralleler Abhängigkeit zueinander stehen, weshalb in der Versagensart prinzipiell beide Verknüpfungsmöglichkeiten zugelassen sind. Abbildung 4.2 zeigt einen Versagensmechanismus, der zwei Versagensarten mit zwei Komponenten und jeweils unterschiedlicher Systemverknüpfung enthält.

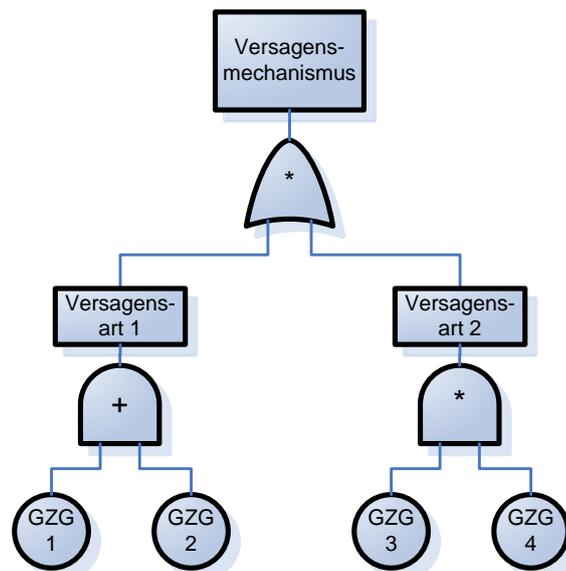


Abbildung 4.2: Versagensarten in einem Versagensmechanismus

Bei der Festlegung von Versagensarten und der Modellierung von darin enthaltenen Grenzzustandsgleichungen muss die Korrelation der einzelnen Versagensarten untereinander berücksichtigt werden. Sie kann u. a. durch Basisvariablen bedingt sein, die in gleicher Form in mehreren Grenzzustandsgleichungen auftreten. Gerade bei vielen gleichartigen Grenzzuständen ist die Frage des Gültigkeitsbereichs dieser Variablen vorab zu klären. Materialeigenschaften inhomogener Werkstoffe wie Beton haben beispielsweise räumlich gesehen eine geringe Korrelationslänge, so dass nur noch bedingt von einer Materialeigenschaft an einer Stelle auf

die gleiche Eigenschaft an anderer Stelle geschlossen werden kann und zusätzliche Untersuchungen über die Ausprägung der Größe am weiter entfernten Punkt erforderlich werden können.

4.4 Grenzzustandsgleichungen

Die Grenzzustandsgleichungen beschreiben das mechanische Verhalten an den potenziellen Schwachstellen des Bauwerks und stellen ihm Grenzwerte für den Widerstand des Bauteils gegenüber. Je nach Wahl der Widerstandsgröße und dem verwendeten mechanischen Modell bedeutet das Erreichen oder Überschreiten des Grenzzustands nicht unbedingt ein Versagen, sondern ggf. nur das Erreichen eines nicht gewünschten Zustands. Im Zusammenhang mit Monitoringmaßnahmen könnten beispielsweise das Auftreten von plastischen Verformungen oder die Überschreitung von Verformungsgrenzwerten sinnvolle Grenzwerte darstellen.

Generell orientiert man sich bei der Aufstellung von Grenzzustandsgleichungen an der Bemessung des Bauwerks bzw. der Bauteile. Wurde ein Bauteil auf Biegung, Zug oder Druck nachgewiesen, sollten entsprechende Grenzzustandsgleichungen an diesen Versagenspunkten aufgestellt werden. Prinzipiell sind probabilistische Modelle in beliebiger Modellierungstiefe und Komplexität denkbar. Hinter dem entwickelten Verfahren steht eine makroskopisch orientierte Betrachtung des Gesamtsystems des Bauwerks. Zwar können die Grenzzustandsbeschreibungen prinzipiell mikroskopische Beschreibungen der entsprechenden Zusammenhänge enthalten, der Fokus bei der Modellierung sollte aber auf messbaren Größen liegen, die Rückschlüsse auf das globale Tragverhalten des Bauwerks, des Teilsystems oder des Bauteils zulassen.

Beim Monitoring eines Bauwerks steht in erster Linie die Sicherstellung der Tragfähigkeit bzw. seiner Nutzbarkeit im Vordergrund. Aus diesem Grund sind die entsprechenden Grenzzustandsgleichungen entweder auf den Grenzzustand der Tragfähigkeit oder der Gebrauchstauglichkeit ausgerichtet. Durch vorhandene Schäden bzw. ablaufende Schädigungsprozesse wird in erster Linie die Dauerhaftigkeit eingeschränkt, erst langfristig gesehen werden sowohl die Gebrauchstauglichkeit als auch die Tragfähigkeit gefährdet. Die direkte Berücksichtigung von dauerhaftigkeitsbezogenen Problemen und Schäden im probabilistischen Gesamtmodell birgt allerdings verschiedene Gefahren, worauf in Abschnitt 4.7 eingegangen wird.

Für die Planung und Beurteilung von Monitoringmaßnahmen sowie eine Bewertung des Bauwerkszustands auf Basis gemessener Werte müssen die Grenzzustandsgleichungen entsprechend aufbereitet werden. Die klassische probabilistische Modellierung orientiert sich wie die Bemessungsverfahren häufig an den Lasten oder Kräften, die auf oder in einem Bauwerk wirken. Durch eine Auswertung der Ergebnisse von probabilistischen Analysen können mit diesen Modellen relevante Größen und Komponenten (Schwachstellen) des Bauwerks identifiziert werden. Im Gegensatz zu den auf das Bauwerk einwirkenden Lasten lassen sich Kräfte im Bauwerk nicht oder nur schwer messen. Lasten hingegen lassen keinen Rückschluss auf die mögliche Tragfähigkeit des Bauwerks zu. Eine Bewertung des Bauwerks auf Basis gemessener Werte ist nur möglich, wenn die Antwort des Systems auf eine äußere Last dem Widerstand des Bauwerks gegenüber gestellt wird. Dazu müssen die herkömmlichen Grenzzustandsgleichungen um messbare Systemantworten erweitert bzw. Teile der Gleichung durch sie ersetzt

werden. Häufig werden die Gleichungen dadurch einfacher, da z. B. die mechanische Modellierung der Lastwirkung entfällt. Bei der Interpretation der Berechnungsergebnisse müssen die Randbedingungen der zur Umstellung der Gleichung eingesetzten Modelle berücksichtigt werden, da sie sich auf das probabilistische Modell übertragen.

Es ist nicht erforderlich, das vollständige probabilistische Modell auf messbare Größen auszurichten. Dies ist nur dann notwendig, wenn die Bauwerksbewertung für die jeweilige Versagensart eine hohe Signifikanz ermittelt und dementsprechend ein Monitoring erforderlich wird. Das Vorgehen kann am ehesten durch ein Beispiel illustriert werden.

Gleichung 4.1 zeigt die Grenzzustandsgleichung eines auf Zug belasteten Stabes. Sie basiert auf einem Spannungsnachweis, der der aufnehmbaren Zugspannung f_y die sich aus der Zugkraft N und der Querschnittsfläche des Stahlprofils A ergebene Spannung gegenüber stellt.

$$Z = f_y - \frac{N}{A} \quad (4.1)$$

Die Querschnittsfläche A und die aufnehmbare Zugspannung f_y können als zeitlich konstant angesehen werden, während die Kraft N abhängig von der Last, der Laststellung und den Steifigkeitsverhältnissen des Bauwerks ist. Nur eine direkte Messung der Kraft N würde die Bewertung ermöglichen. Da dies nicht ohne Weiteres möglich ist, muss die Gleichung um eine messbare Größe erweitert werden. Dies kann unter Zuhilfenahme des Hooke'schen Gesetzes $\sigma = E * \varepsilon$ geschehen (Gleichung 4.2)

$$Z = f_y - E * \varepsilon \quad (4.2)$$

Die Dehnung ε ist direkt messbar, wodurch die Bewertung des Bauwerks mit gemessenen Werten erfolgen kann. Für das hier gezeigte Beispiel bedeutet der Einsatz des Hooke'schen Gesetzes, dass die Grenzzustandsgleichung nur im elastischen Bereich bis zum Erreichen der Streckgrenze gilt. Dieser Umstand spielt für die Planung von Monitoringmaßnahmen keine Rolle, da im Gebrauchszustand eines Bauwerks keine plastischen Verformungen auftreten sollten. Gerade bei der Ausbildung von plastischen Gelenken kommt es zu sehr großen Verformungen, die die Nutzbarkeit stark einschränken würden.

Wenn für ein spezielles Problem keine Zusammenhänge, wie das hier exemplarisch genutzte Hooke'sche Gesetz, zwischen Modell- und Messgröße existieren, kann versucht werden, in einer Voruntersuchung eine sogenannte Transferfunktion zu ermitteln. Sie soll die Beziehung zwischen der Größe im Modell und der Messgröße herstellen. Für die Untersuchung müssen kalibrierte numerische Modelle eingesetzt werden, die sowohl die Messgröße als auch die Modellgröße berechnen können. Es wird versucht, aus den Daten für beide Größen eine wechselseitige Beziehung abzuleiten, wobei im Idealfall der vollständige Wertebereich der Messgröße betrachtet werden muss. Das Verfahren stößt bei sehr komplizierten Zusammenhängen an seine Grenzen, da sonst die Unsicherheiten der Funktion zu groß werden könnten. Wenn die Funktion hinreichend genaue Werte liefert, können die gemessenen Werte in die Modellgrößen der Grenzzustandsgleichung umgerechnet oder die Transferfunktion direkt in die Grenzzustandsgleichung aufgenommen werden.

Physikalische oder geometrische Nichtlinearitäten stellen komplexe Zusammenhänge dar, die häufig nicht mehr mit analytischen Grenzzustandsgleichungen modelliert werden können sondern unter Verwendung der in Abschnitt 2.5.3 beschriebenen Näherungsverfahren

approximiert werden müssen. Da analytische Grenzzustandsgleichungen in Kombination mit FORM/SORM die meisten Informationen für die Entscheidungsfindung liefern, sollte zunächst versucht werden, die Grenzzustandsgleichungen im Hinblick auf die Auswertung mit dieser Methode zu formulieren. Erst wenn dies aufgrund der Genauigkeitsanforderungen oder Modellgrenzen unmöglich ist, sollte auf die nächstkomplexere Methode der Zuverlässigkeitsanalyse ausgewichen werden.

Die folgende Aufzählung listet die beschriebenen Methoden in der entsprechenden Reihenfolge auf:

- Analytische GZG auf Basis analytischer mechanischer Modelle
- Analytische GZG auf Basis numerischer Untersuchungen (Antwortflächenverfahren)
- Ausfallwahrscheinlichkeit auf Basis numerischer Untersuchungen (Monte-Carlo Simulation)

Das Programmsystem PROBILAS enthält zwei Module, die die Verfahren zur Nutzung numerischer Modelle implementieren. Sie werden in Anhang E beschrieben.

4.5 Stochastisches Modell und Klassifizierung der Basisvariablen

Das stochastische Modell beschreibt die Unsicherheit der Basisvariablen in den Grenzzustandsgleichungen. Die Festlegung der passenden Verteilungstypen und sie beschreibenden Momente bzw. Parameter für die Basisvariablen gelingt mit den in Abschnitt 2.5.1 gezeigten Methoden. Die Vorgehensweise ist bei bestehenden oder neuen Bauwerken zunächst identisch. Da die erste Zuverlässigkeitsanalyse der Identifikation relevanter zeitunabhängiger Größen im probabilistischen Modell dient, genügen für die zeitunabhängigen Basisvariablen zunächst stochastische Literatur- oder Erfahrungswerte (z. B. aus [JCS01]), die sich an der Statik des Bauwerks orientieren. Im Rahmen einer Kalibrierung des Modells, die z. B. kurz nach oder bei der Errichtung des Bauwerks stattfinden kann, werden die wichtigsten Größen gemessen und das stochastische Modell aktualisiert. Nähere Ausführungen zur Kalibrierung folgen in Kapitel 6.

Für die zeitveränderlichen Größen, deren stochastisches Modell später mit Messwerten aktualisiert werden soll, sind ebenfalls erste Rechenwerte erforderlich. Dazu können entweder entsprechende Lastmodelle (für Brücken z. B. in [Mer95]) oder bei bestehenden Bauwerken zusätzlich stochastische Informationen aus Einzelmessungen verwendet werden. Da diese Annahmen nicht unbedingt mit der Realität übereinstimmen müssen, ist damit zu rechnen, dass die Zuverlässigkeit nach der ersten Aktualisierung des stochastischen Modells von der mit den Rechenwerten ermittelten Zuverlässigkeit abweicht.

Für die klassische Bemessung mit dem semiprobabilistischen Sicherheitskonzept werden keine Angaben von Streuungen und Unsicherheiten der verschiedenen Größen benötigt, da diese Informationen implizit im Sicherheitskonzept enthalten sind. Bei der hier durchgeführten vollprobabilistischen Bewertung werden sie hingegen benötigt. Da sie dem Statiker oder Ingenieur in der Regel nicht vorliegen, stellt das Programmsystem PROBILAS zur Unterstützung des Anwenders in seinem Katalog eine Materialdatenbank mit entsprechenden Rechenwerten für

verschiedene Materialien und Festigkeitsklassen (Klassifizierungen) aus der Literatur bereit. Ebenso sind für die einzelnen Basisvariablen Vorinformationen enthalten, die bei der Kalibrierung des Modells für ein Bayes'sches Update der Basisvariablen (Abschnitt 2.5.2.5) benötigt werden. Die Materialdatenbank ist erweiterbar, so dass zukünftige Anwendungen von neuen Erkenntnissen profitieren.

Damit das Programmsystem die richtigen Schlüsse aus den Berechnungsergebnissen ziehen kann, müssen die im stochastischen Modell enthaltenen Basisvariablen klassifiziert und kategorisiert werden. Zunächst wird zwischen zeitunabhängigen und zeitabhängigen sowie messbaren Größen unterschieden. Dahinter steht die Vorstellung, dass ein Monitoring primär für zeitabhängige Größen sinnvoll ist. Neben der Zeitklassifizierung wurden weitere Kategorien vorgesehen, um berücksichtigen zu können, dass Größen auf verschiedene Art und Weise überwacht werden müssen. Zudem erlauben nur bestimmte Größen Rückschlüsse auf die Tragfähigkeit bzw. Gebrauchstauglichkeit des Systems. Die Basisvariablen werden daher in die folgenden Kategorien eingeteilt:

- Geometriegrößen
- Materialeigenschaften
- Systemantworten
- Schädigungsspezifische Größen
- Sonstige Größen

Anhand einer Einordnung in die vorgenannten Kategorien kann das Programmsystem bei der Festlegung der Monitoringstrategie erkennen, ob an allen signifikanten Stellen des Bauwerks aussagekräftige Basisvariablen definiert wurden, und Hinweise geben, wenn dies nicht der Fall ist, was in Kapitel 7 dargestellt wird.

In Abschnitt 2.5.2 wurde auf die Notwendigkeit der Modellierung von Modellunsicherheiten eingegangen. Ihre Verwendung in der Zuverlässigkeitsanalyse erfordert allerdings genaue Kenntnisse der Abweichungen zwischen dem in der Grenzzustandsgleichung verwendeten Modell und dem realen Bauwerksverhalten. Häufig werden multiplikative Modellunsicherheitsfaktoren eingesetzt, die neben einem Mittelwert von $\mu = 1$ die jeweilige Unsicherheit zahlenmäßig über die Standardabweichung bzw. den Variationskoeffizienten abbilden. Es ist allgemein üblich, die Modellunsicherheit für den Widerstand und die Einwirkung getrennt anzugeben [JCS01]. In einer dänischen Richtlinie [Sch04] finden sich Zahlenwerte für verschiedene Arten der Modellunsicherheit bei Straßenbrücken.

Werden Modellunsicherheiten im probabilistischen Modell und der Zuverlässigkeitsanalyse berücksichtigt, verringern sie durch die erhöhte Unsicherheit die Zuverlässigkeit des Gesamtsystems. Werden Entscheidungen allein auf Basis der berechneten Zuverlässigkeit getroffen, ist dieser Umstand korrekt und erwünscht. Werden für die weitere Untersuchung zusätzlich aber die Sensitivitätsfaktoren α_i der Basisvariablen benötigt, hat die Verwendung von Modellunsicherheitsfaktoren Nachteile. Liegt sie im üblichen Bereich von ca. 10-15 %, ergeben sich in der Zuverlässigkeitsanalyse entsprechend große Sensitivitätsfaktoren für die Modellunsicherheit. Dadurch vermindern sich die Sensitivitätsfaktoren der anderen Basisvariablen, deren Größe für die weitere Untersuchung eigentlich von Interesse ist. Ein weiterer Nachteil ist, dass sich durch zusätzliche Größen auch das Verhältnis der Sensitivitätsfaktoren der

anderen Basisvariablen zueinander ändert. Vergleichsberechnungen haben gezeigt, dass eine nachträgliche Ermittlung korrigierter Sensitivitätsfaktoren unmöglich ist. Im Zusammenhang mit der hier diskutierten Fragestellung der Planung von Monitoringmaßnahmen sollten daher nur in Ausnahmefällen Modellunsicherheitsfaktoren eingesetzt werden.

4.6 Indikatorkomponenten

Prinzipiell sind Indikatorkomponenten einfache Komponenten, die aus einer einzelnen Grenzzustandsgleichung mit einem entsprechenden stochastischen Modell bestehen. Das besondere an ihnen ist, dass sie nicht mit dem logischen Modell des Gesamtsystems verknüpft sind, sondern parallel zum Gesamtsystem ausgewertet werden. Dadurch wird es möglich, Zusatzinformationen für das Gesamtsystem zu sammeln, ohne darin komplexe Zusammenhänge, wie bedingte Wahrscheinlichkeiten modellieren zu müssen. Ihre absolute Anzahl ist nicht eingeschränkt.

Bei der Interpretation von Indikatorkomponenten werden zwei Typen unterschieden. Der erste Typ dient der Modellierung von potenziellen Schädigungen und der Berücksichtigung von präventiven Monitoringmaßnahmen. Die Grenzzustandsgleichungen sind in diesem Fall auf den Schaden oder einen bestimmten Schädigungsprozess sowie einen passenden Sensor abgestimmt. Für die meisten Fälle eignen sich dazu einfache Grenzzustandsgleichungen vom Typ $Z = R - S$, die eine Widerstandsgröße mit dem gemessenen Wert vergleichen. Durch die Verwendung eines Grenzzustands können die Unsicherheiten des Widerstands und die mit der Messung verbundene Unsicherheit berücksichtigt werden.

Im Folgenden soll als Beispiel eine Indikatorkomponente für die Messung des Eindringens von Chloriden in Beton und der damit verbundenen Depassivierungsfront mit einer Anodenleiter vorgestellt werden. Das Prinzip der Messungen mit Anodenleitern wird in Abschnitt B.2 des Anhangs erläutert. Zur Verdeutlichung des Konzepts des Indikators zeigt Abbildung 4.3 eine Anodenleiter und eine Prinzipskizze sowie einen beispielhaften Zeitverlauf des Eindringens von Chloriden in ein Betonbauteil.

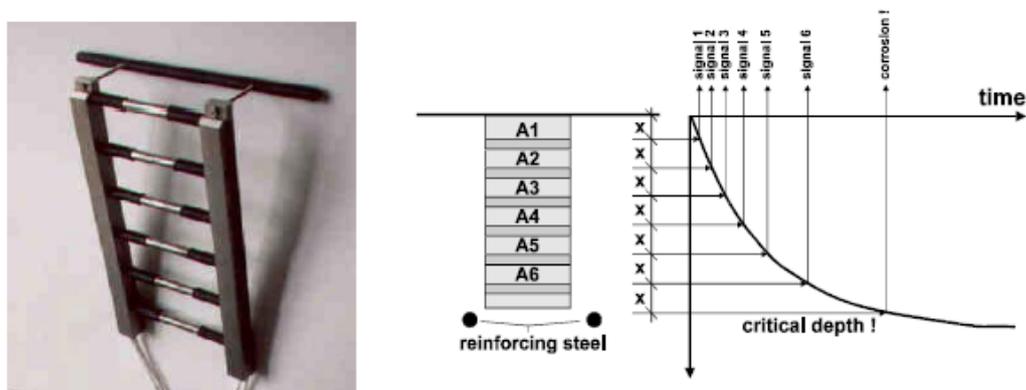


Abbildung 4.3: Anodenleiter, Prinzipskizze und Eindringverlauf (aus [Rau02])

Das Ziel der Nutzung der Indikatorkomponente ist die Bestimmung des Zeitpunkts, ab dem

das probabilistische Gesamtmodell im Bereich der Anodenleiter um ein Modell für den korrosiven Bewehrungsabtrag erweitert werden muss oder wann eine Instandsetzung des Bauwerks an dieser Stelle erfolgen sollte. Eine direkte Berücksichtigung des Monitorings des Chlorideindringens im Gesamtmodell würde dieses nur unnötig verkomplizieren. Das liegt daran, dass das Versagen an dieser Stelle im Bauwerk sowohl mit der Schädigung durch die Chloride als auch ohne die Schädigung eintreten könnte, was normalerweise zwei Versagensarten erfordern würde.

Der Korrosionsprozess kann einsetzen, wenn das Chlorid die gesamte Betondeckung überwunden hat und den Bewehrungsstahl erreicht. In Abbildung 4.3 wird die Betondeckung d_{crit} mit „critical depth“ bezeichnet. In der Grenzzustandsgleichung der Indikatorkomponente für das präventive Monitoring wird daher die Betondeckung d_{crit} der aktuell mit Hilfe der Anodenleiter gemessenen Eindringtiefe d_{ist} gegenüber gestellt (Gleichung 4.3).

$$Z = d_{\text{crit}} - d_{\text{ist}} \quad (4.3)$$

In diesem Fall sind sowohl d_{crit} als auch d_{ist} Zufallsvariablen. Angaben zur Streuung der Betondeckung finden sich in der Literatur [JCS01]. Die Ableitung des stochastischen Modells für die Messung der Eindringtiefe ist komplizierter. Zum einen ist die Messung an sich mit einer gewissen Unsicherheit behaftet und zum anderen liefert sie zum Messzeitpunkt nur eine diskrete Information. Anhand der Daten kann nur bestimmt werden, welche Sprosse A_i der Anodenleiter die Chloridfront bereits passiert hat. Die genaue Position der Chloridfront im Bereich zwischen der letzten Sprosse, die ein entsprechendes Signal geliefert hat, und der darauf folgenden ist unbekannt. Dieser Umstand ließe sich am ehesten mit einer Gleichverteilung für d_{ist} mit den Positionen der Sprossen als obere und untere Schranke modellieren. Die mit der entwickelten Gleichung berechnete Zuverlässigkeit wird bei diesem Typ der Indikatorkomponente anders interpretiert als bei einer normalen Zuverlässigkeitsanalyse. Durch den Zusammenhang $p_f = \Phi(-\beta)$ von Zuverlässigkeitsindex β und Versagenswahrscheinlichkeit p_f lässt sich die Wahrscheinlichkeit berechnen, dass die Chloridfront die Bewehrung erreicht hat und damit ein Korrosionsvorgang entsprechend wahrscheinlich wird. Über die für die Indikatorkomponente angegebene Zielzuverlässigkeit bzw. Zielversagenswahrscheinlichkeit wird entschieden, wann der Anwender über die kritische Entwicklung informiert wird. Für den hier beschriebenen Anwendungsfall könnten beispielsweise $p_{f,\text{Ziel}} = 5\%$ oder $\beta_{\text{Ziel}} = 1,645$ als Zielwerte angenommen werden.

Der zweite Typ von Indikatorkomponenten ist näher an das probabilistische Gesamtmodell des Bauwerks angelehnt. Er wird eingesetzt, wenn ein Versagenspunkt im Gesamtmodell als relevant eingestuft wird, die jeweilige Grenzzustandsgleichung aber keine messbaren Größen enthält und nicht umgeformt werden kann. In diesem Fall müssen eine Ersatzgröße, z. B. eine Verformung, und ein passender Grenzwert gefunden werden, die an dieser Stelle des Bauwerks zur Überwachung und Bewertung herangezogen werden können. Diese Indikatorkomponente kann ebenfalls eingesetzt werden, wenn ein nicht im Modell enthaltener Punkt des Bauwerks aufgrund globaler Aussagekraft zusätzlich überwacht werden sollte. Die Zielzuverlässigkeit dieses Typs der Indikatorkomponente orientiert sich an der Zielzuverlässigkeit des Gesamtsystems.

4.7 Berücksichtigung von Schäden im Modell

Die abnehmende Sicherheit eines Bauwerks hängt im Wesentlichen von Schäden oder ablaufenden Schädigungsprozessen ab. Ihre Berücksichtigung im probabilistischen Modell hat daher eine hohe Relevanz für die Bauwerksbewertung und die Planung von Monitoringmaßnahmen.

Bauwerksschäden, die zum Zeitpunkt der Modellbildung oder der späteren Aktualisierung des Modells bekannt sind, z. B. größere Risse oder Fehlstellen im Beton, werden in der Schwachstellenanalyse berücksichtigt und, sofern sie die Zuverlässigkeit des Bauwerks signifikant beeinflussen, in das probabilistische Modell übertragen. Kann der Schädigungsprozess nicht gestoppt werden, sind für eine Prognose der Entwicklung der Zuverlässigkeit in einem ersten Schritt schlüssige Annahmen über den Schädigungsfortschritt oder ein Schädigungsmodell erforderlich.

Die Modellierung von Schäden oder Schädigungsprozessen, deren Auftreten noch nicht sicher ist, ist mit großen Unsicherheiten verbunden. Das liegt vor allem daran, dass sie nicht zwangsläufig an vorher bekannten Stellen, sondern auch an jedem anderen denkbaren Punkt im Bauwerk eintreten können. Bei der Übertragung entsprechender Erfahrungen von Vergleichsbauwerken auf das aktuelle Bauwerk bleiben in jedem Fall Restunsicherheiten bestehen. Eine pauschale Modellierung möglicher zukünftiger Schäden kann daher zu einer falschen Gewichtung der Schwachstellen und damit unter Umständen zu einer falschen Einschätzung des Bauwerkszustands und zu Fehlentscheidungen im Hinblick auf die Planung von Monitoringmaßnahmen führen.

Für die Berücksichtigung hypothetischer Schäden sind in der Methodik zwei grundsätzlich verschiedene Möglichkeiten vorgesehen. In der ersten Variante werden die im vorherigen Kapitel beschriebenen Indikatorkomponenten unter Nutzung von präventivem Monitoring (Abschnitt 2.4.1) zur Bestimmung des Zeitpunkts der Berücksichtigung im probabilistischen Gesamtmodell des Bauwerks verwendet. Die zweite Variante kann genutzt werden, wenn gesicherte Annahmen zum typischen Auftretenszeitpunkt des Schadens vorliegen. Diese Information wird zusammen mit dem wahrscheinlichen Umfang und Fortschritt des Schadens in der Prognoserechnung berücksichtigt. Entsprechende Daten zu typischen Auftretenszeitpunkten sind für die meisten Arten von Schäden zum aktuellen Zeitpunkt entweder gar nicht vorhanden oder mit zu großen Unsicherheiten behaftet. Belastbare Vorhersagen werden daher erst in Zukunft möglich sein, wenn Ergebnisse entsprechender Langzeituntersuchungen vorliegen.

4.8 Festlegung der Zielzuverlässigkeit

Für die Bauwerksbewertung mit probabilistischen Methoden wird eine Zielzuverlässigkeit β_{Ziel} zum Vergleich mit der ermittelten Zuverlässigkeit auf Grundlage des probabilistischen Modells benötigt. Typische Zahlenwerte für die verschiedenen Grenzzustände wurden in Tabelle 2.2 in Abschnitt 2.5 angegeben. Dieser Abschnitt diskutiert die Festlegung einer individuellen Zielzuverlässigkeit für das betrachtete Bauwerk. Sie erfolgt in Anlehnung an die Vorgehensweise in der DIN 1055 [DIN01] und der „Grundlagen zur Festlegung von Sicherheitsanforderungen für

bauliche Anlagen“ (GruSiBau) [DIN81]. Genau wie in der DIN 1055 und der GruSiBau wird in der entwickelten Methodik jedes Bauwerk in eine von drei sogenannten Sicherheitsklassen (SK1-SK3) eingeordnet. Dieser kann in Anlehnung an Tabelle 2.2 eine Zielzuverlässigkeit zugeordnet werden (Tabelle 4.1).

Tabelle 4.1: Zuordnung der Sicherheitsklassen zur Zielzuverlässigkeit ¹⁾

Grenzzustand	SK 1	SK 2	SK 3
Grenzzustand der Tragfähigkeit	4,2	4,7	5,2
Grenzzustand der Gebrauchstauglichkeit	2,5	3,0	3,5
Ermüdung	1,0-3,2	1,5-3,8	2,2-4,4

Die Einstufung des Bauwerks in eine Sicherheitsklasse ist abhängig von der Art der Grenzzustände des probabilistischen Modells und seiner Bedeutung im Hinblick auf den zu erwartenden Schaden und die mögliche Gefährdung und Einschränkung der Nutzer im Versagensfall. Die entsprechenden Zuordnungen zeigt Tabelle 4.2. Als Ergänzung ist in Tabelle 4.3 für einige Arten von Ingenieurbauwerken beispielhaft die Einstufung in eine Sicherheitsklasse gezeigt.

Tabelle 4.2: Zuordnung der Sicherheitsklassen zu der Bedeutung von Bauwerken

Sicherheitskl.	Grenzzustand der Tragfähigkeit	Grenzzustand der Gebrauchstauglichkeit
SK 1	Keine Gefahr für Menschenleben und geringe wirtschaftliche Folgen	Geringe wirtschaftliche Folgen und geringe Beeinträchtigung der Nutzung
SK 2	Gefahr für Menschenleben und/oder beachtliche wirtschaftliche Folgen	Beachtliche wirtschaftliche Folgen und beachtliche Beeinträchtigung der Nutzung
SK 3	Große Bedeutung der Anlage für die Öffentlichkeit	Große wirtschaftliche Folgen und große Beeinträchtigung der Nutzung

Tabelle 4.3: Beispiele für Bauwerke der Sicherheitsklassen 1-3

Sicherheitskl.	Typische Bauwerke
SK 1	Brücken auf Nebenstrecken, kl. Hochbauten
SK 2	Brücken auf Bundesstraßen, allg. Hochbauten
SK 3	Brücken auf Autobahnen, Sonderbauwerke

Für das Durchschnittsbauwerk ist die einfache Zuordnung der Sicherheitsklassen und der Zielzuverlässigkeit entsprechend der Tabellen 4.1 und 4.2 ausreichend. Es sind aber Fälle denkbar, in denen zur Berücksichtigung besonderer Umstände eine Abweichung von den vordefinierten Sicherheitsklassen nach oben oder unten sinnvoll erscheint. Einige entsprechende Fälle sind in Tabelle 4.4 dargestellt.

¹⁾ Werte mit einem Bezugszeitraum von einem Jahr bzw. 50 Jahren (Ermüdung)

Tabelle 4.4: Mögliche Fälle für die Anpassung der festgelegten Sicherheitsklasse

Grund für die Anpassung	Erhöhung (+) / Reduktion (-)	Begründung
Aufgrund des Baustoffs sprödes Versagen zu erwarten	+1	Versagen ohne Vorankündigung
Aggressive Umgebung	+1	Ein aggressives Millieu begünstigt Schädigungen durch Umwelteinflüsse
Ausgeprägtes Systemverhalten zu erwarten, im Modell aber nicht berücksichtigt	-1	Reserven im Versagensfall eines Elements vorhanden
Geplante Lebensdauer signifikant unter 50 Jahren	-1	Eine Schädigung durch äußere Einflüsse ist erst mit zunehmenden Bauwerksalter zu erwarten
Regelmäßiges Monitoring	-1	Durch das Monitoring können Schäden rechtzeitig erkannt werden

Je nach Sonderfall kann die Sicherheitsklasse um maximal eine Stufe nach oben oder unten variieren, was die Zielzuverlässigkeit entsprechend erhöht oder verringert. Die Reduktion der Sicherheitsklasse im Falle eines regelmäßigen Monitorings wurde eingeführt, um der erhöhten Sicherheit des Bauwerks durch das Monitoring Rechnung zu tragen. Da aber nicht sichergestellt werden kann, dass wirklich alle Schwachstellen des Bauwerks erkannt wurden und dementsprechend überwacht werden, sollte die Zielzuverlässigkeit nicht in einem größeren Umfang reduziert werden.

4.9 Fazit und programmtechnische Umsetzung

Durch die Entwicklung des schematisierten Fehlerbaums wird die Modellbildung für Anwender ohne Kenntnisse der Systemzuverlässigkeitsanalyse erleichtert. Durch die weiteren Entscheidungshilfen zur Teilsystembildung und der Berücksichtigung von Schädigungsprozessen bzw. präventiven Monitoringmaßnahmen über Indikatorkomponenten gelingt es, das Modell so einfach wie möglich zu halten. Vorteilhaft ist die direkte Einbeziehung der im Monitoring gemessenen Größen in die Grenzzustandsgleichungen über entsprechende mechanische Modelle, da damit die eingangs formulierte Forderung der Bauwerksbewertung auf Grundlage gemessener Werte erfüllt werden kann.

Der Anwender des Programmsystems kann neben den Entscheidungshilfen bei der Modellbildung vor allem durch den Katalog unterstützt werden, der Beispieldatensätze für die verschiedenen Elemente des probabilistischen Modells aufnehmen kann, die die folgenden Elemente enthalten können:

- Materialien, Materialklassifizierungen und für sie typische Materialeigenschaften
- Typische Schäden, ggf. auch zeit-, material- und bauwerksabhängig
- Grenzzustandsgleichungen mit entsprechenden Basisvariablen
- Sensoren

Über den Katalog ist es möglich, dem Anwender Zusatzinformationen, z. B. stochastische Angaben zu Materialparametern, zugänglich zu machen, die ihm ohne tiefere Kenntnisse auf dem Gebiet der probabilistischen Modellierung nicht zur Verfügung stehen. Durch die Bereitstellung von Beispielgrenzzustandsgleichungen wird die Festlegung von Versagensarten erleichtert. Für ihre Anwendung sind allerdings mechanische und probabilistische Vorkenntnisse erforderlich, da die Gleichungen in der Regel nicht ohne Anpassungen an die speziellen Begebenheiten des jeweiligen Bauwerks übertragbar sind.

Im Regelfall sind Versagensarten einfach aufgebaut (1-2 Komponenten), so dass der Anwender an dieser Stelle aufgrund des einfachen logischen Modells wenig Vorkenntnisse benötigt. Weitergehende probabilistische Kenntnisse sind erforderlich, wenn bedingte Wahrscheinlichkeiten innerhalb der Versagensarten modelliert werden müssen. Dies kann der Fall sein, wenn ein Versagensereignis erst dann eintreten kann, wenn bestimmte Voraussetzungen erreicht sind für die ebenfalls ein Grenzzustand angegeben werden kann. Dies könnte erforderlich werden, wenn das Versagen des in Abschnitt 4.6 beschriebenen Betonbauteils aufgrund eines Chloridangriffs ohne eine Indikatorkomponente modelliert werden soll. Da solche Zusammenhänge häufig bauwerksspezifisch sind, können dem Anwender keine direkten Hilfestellungen außer der Möglichkeit der Verwendung der Indikatorkomponenten gegeben werden.

Mit der Definition der Versagensarten und ihrem Zusammenwirken in Versagensmechanismen kann der Fehlerbaum auf Grundlage der beschriebenen Festlegungen vom Programmsystem automatisch zusammengesetzt werden, so dass der Anwender mit der für ihn ungewohnten Methodik nur sehr wenig Kontakt hat.

Die Individualität der Bauwerke in Deutschland und der daraus resultierende Aufwand für Anpassungen war einer der Gründe, warum der Katalog bisher auf die beschriebenen Elemente des probabilistischen Modells beschränkt ist und keine Gesamtmodelle zur Wiederverwendung speichert. Einmal erstellte Modelle können allerdings nach Belieben kopiert, verändert und dadurch erneut genutzt werden. Der Katalog ist so aufgebaut, dass die beschriebenen Elemente aus bereits bestehenden Projekten extrahiert und wieder in die Datenbank importiert werden können, womit die Datenbasis erweitert und verbessert wird.

Der gesamte Modellbildungsprozess in PROBILAS wird durch einen Assistenten unterstützt. Er macht dem Anwender den Katalog zugänglich und steuert den Aufbau des probabilistischen Modells sowie die Festlegung der individuellen Zielzuverlässigkeit des Bauwerks. Abbildung 4.4 zeigt ein Flussdiagramm, das die verschiedenen Schritte innerhalb des Assistenten verdeutlicht.

Neben den Beispieldatensätzen und Entscheidungshilfen für die Modellbildung kann der Katalog Angaben zu typischen Schäden von einzelnen Bauwerkstypen und Materialien aufnehmen, obwohl wie bereits erwähnt zum aktuellen Zeitpunkt keine entsprechende Datenbasis existiert. Anhand des Bauwerksalters und dem ebenfalls gespeicherten Auftretenszeitpunkt kann das Programmsystem den Anwender rechtzeitig informieren, damit er entweder eine entsprechende Indikatorkomponente nutzen oder eine Inspektion des Bauwerks veranlassen kann.

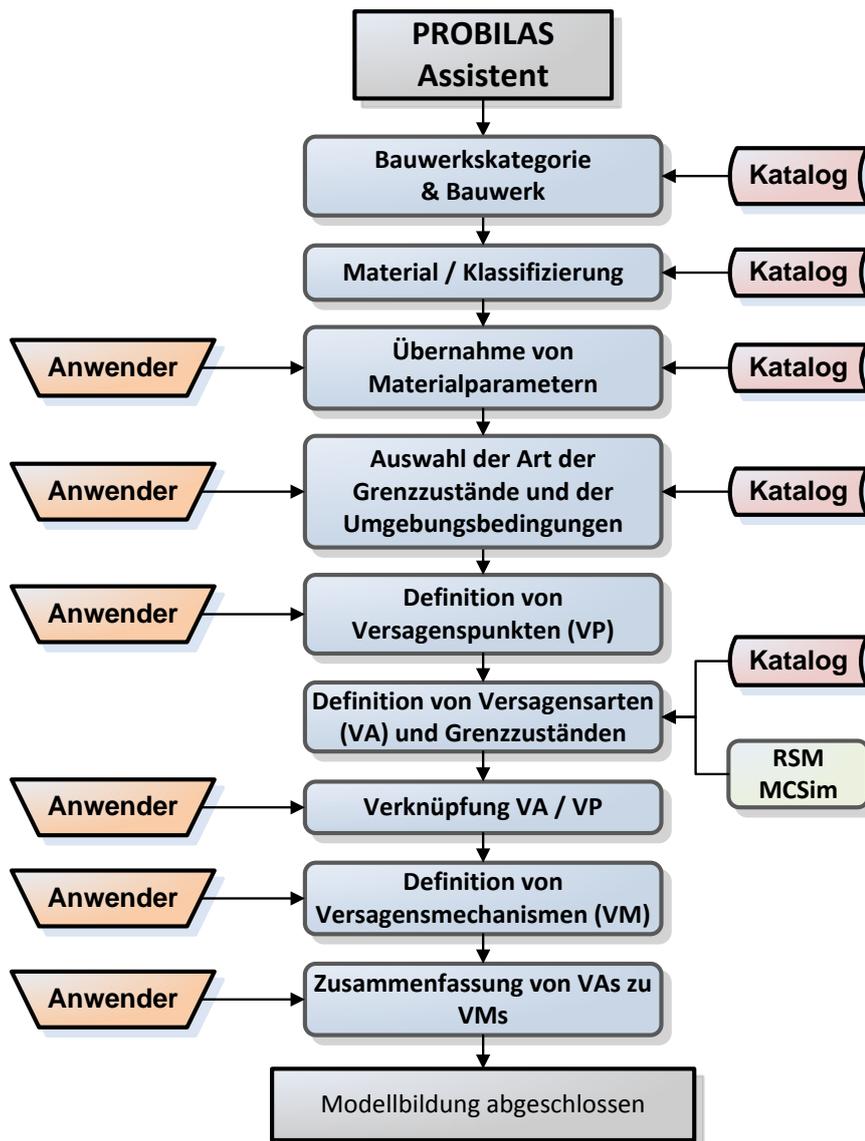


Abbildung 4.4: Programmfluss im Assistenten von PROBILAS Server

5 Probabilistische Bauwerksbewertung auf Grundlage von Messdaten

Bei der Bauwerksbewertung wird der aktuelle Zustand des Bauwerks anhand des im vorherigen Kapitel erläuterten probabilistischen Modells mit den Methoden der Systemzuverlässigkeitsanalyse quantifiziert. Durch eine Aktualisierung des stochastischen Modells der wesentlichen Basisvariablen mit Messdaten aus dem Monitoring wird das Bauwerksmodell an die realen Begebenheiten angepasst und seine Aussagekraft erhöht. Fällt der Bauwerkszustand unter ein vorab festgelegtes, kritisches Niveau, können notwendige Maßnahmen wie eine Nutzungseinschränkung oder die Sperrung des Bauwerks eingeleitet werden. Darüber hinaus können aus den Ergebnissen der Bauwerksbewertung Informationen für die Planung der Monitoringstrategie abgeleitet werden.

In diesem Kapitel müssen zunächst ein geeignetes Berechnungsverfahren ausgewählt und Möglichkeiten zur Berücksichtigung der Zeitabhängigkeit von Messgrößen aus dem Monitoring in der Zuverlässigkeitsanalyse gesucht werden. Neben der Quantifizierung des aktuellen Bauwerkszustands ist auch die Abschätzung seiner weiteren Entwicklung in der Zukunft für die Zustandsbewertung und die Planung der Monitoringmaßnahmen von Interesse, da beispielsweise schnelle Veränderungen an Bauwerken andere Maßnahmen und Entscheidungen erfordern als langsam ablaufende. Aus diesem Grund muss eine Methode für die Vorhersage der Abnahme der Zuverlässigkeit auf Grundlage der Messwerte entwickelt werden. Darüber hinaus wird in diesem Kapitel die Auswertung der Berechnungsergebnisse erläutert und abschließend auf die Umsetzung der Verfahren im Programmsystem PROBILAS eingegangen.

5.1 Auswahl von Berechnungsverfahren und Bewertungsintervall

Für die Bauwerksbewertung werden die Näherungsverfahren der Zuverlässigkeitstheorie 1. und 2. Ordnung (FORM/SORM) eingesetzt (vgl. Abschnitt 2.5.4.3 und 2.5.4.2). Für eine möglichst „exakte“ Quantifizierung des Bauwerkszustands erscheint die Anwendung eines Verfahrens der Nachweisstufe III, wie der Monte-Carlo-Simulation oder eines verbesserten Verfahrens (vgl. Abschnitt 2.5.3.3) sinnvoll. Für die betrachteten Fragestellungen hat die Simulationsmethode vor allem aufgrund der Rechenzeiten Nachteile. Darüber hinaus sind entsprechend genaue Ergebnisse nicht erforderlich, da in erster Linie Relativaussagen über den Beitrag der einzelnen Versagensarten und -mechanismen sowie der Basisvariablen benötigt werden.

Bei der Auswertung der Berechnungsergebnisse wie dem Zuverlässigkeitsindex β und den Sensitivitätsfaktoren α_i ist zu berücksichtigen, dass das Bauwerk lediglich durch ein Modell repräsentiert wird und dieses Modell nur auf potenziellen Schwachstellen des Bauwerks

beruht. Solange keine bisher unberücksichtigten Stellen zu neuen Schwachpunkten werden, stellen die jeweils aktuellen Berechnungsergebnisse der Zuverlässigkeitsanalysen eine gute Grundlage für die Entscheidungsfindung dar.

Im Allgemeinen verschlechtert sich der Zustand eines Bauwerks nur langsam. Daher ist es möglich, die Bauwerksbewertung periodisch in festen Intervallen zu definierten Zeitpunkten durchzuführen. Lediglich wenn die errechnete Zuverlässigkeit bereits in der Nähe der Zielzuverlässigkeit liegt oder neue Schäden oder Schwachstellen am Bauwerk entdeckt werden, muss vom festen Bewertungsintervall abgewichen werden. Ist der neu aufgetretene Schaden relevant (vgl. Abschnitt 4.7), wird er in das Modell aufgenommen und eine außerplanmäßige Bewertung durchgeführt. Durch das feste Bewertungsintervall ist auch der Beobachtungszeitraum der Basisvariablen immer gleich lang, was die stochastische Beschreibung und die Vergleichbarkeit erleichtert. Die Länge des Intervalls zwischen zwei Bewertungen könnte prinzipiell anhand der Entwicklung des bisherigen Bauwerkszustands festgelegt werden. Als praktikabel hat sich aber ein Bewertungsintervall von einem Jahr erwiesen, was dem üblichen Bezugszeitraum von Zuverlässigkeitsanalysen entspricht.

Im Programmsystem PROBILAS werden zwei Arten der Berechnung unterschieden. Die erste Methode dient der Quantifizierung des aktuellen Bauwerkszustands auf Grundlage der Messwerte. Die zweite Methode baut auf dem aktuellen stochastischen Modell auf und bietet die Möglichkeit, die bisherige Entwicklung der Zuverlässigkeit in die Zukunft zu extrapolieren bzw. sie auf Grundlage von Modellen zu prognostizieren.

5.2 Bewertung des aktuellen Bauwerkszustands

Wird ein Bauwerk nur periodisch überwacht, stellen die in den einzelnen Monitoringphasen gemessenen Daten nur eine Momentaufnahme der jeweiligen Größe dar. Die aus den Messdaten ermittelbaren stochastischen Informationen über die Basisvariablen können daher nicht ohne weitergehende Überlegungen auf den Bezugszeitraum der Bauwerksbewertung übertragen werden. Das Problem wird in Abbildung 5.1 verdeutlicht.

Die Abbildung zeigt exemplarisch vier mögliche Ausprägungen x_i eines beliebigen messbaren Prozesses X . Eine Messung zu einem der Zeitpunkte t_1 , t_2 oder t_3 liefert nur eine mögliche Realisierung der jeweiligen Messgröße. Die aus einer Stichprobe entsprechender Messdaten ermittelbare Verteilung (Pfeil „Ensemblemittlung“) wird daher Momentan- oder Amplitudenverteilung genannt. Durch die Ensemblemittlung kann nicht berücksichtigt werden, dass über den Bezugszeitraum sehr viele Lastereignisse mit zufälliger Amplitude auftreten können. In einer Bewertung des Bauwerkszustands muss daher auch die Zeitabhängigkeit der ermittelten Verteilungen mit einem entsprechenden Modell berücksichtigt werden. Dieses Modell muss die durch den Pfeil „Zeitmittlung“ gekennzeichnete Übertragung der Größe auf einen längeren Bezugszeitraum durchführen können. In Abschnitt 2.5.2.2 wurden bereits die Möglichkeiten der Modellierung von zeitabhängigen Größen mit verschiedenen Typen von Extremwertverteilungen und der Extrapolation auf längere Bezugszeiträume vorgestellt. Mit Hilfe der Modelle kann die Ensemble- und die Zeitmittlung durchgeführt und damit eine Bauwerksbewertung mit gemessenen Daten für den festen Bezugszeitraum von einem Jahr gewährleistet werden. Die Beschränkung der Grenzzustandsgleichungen auf eine dominierende zeitabhängige Ein-

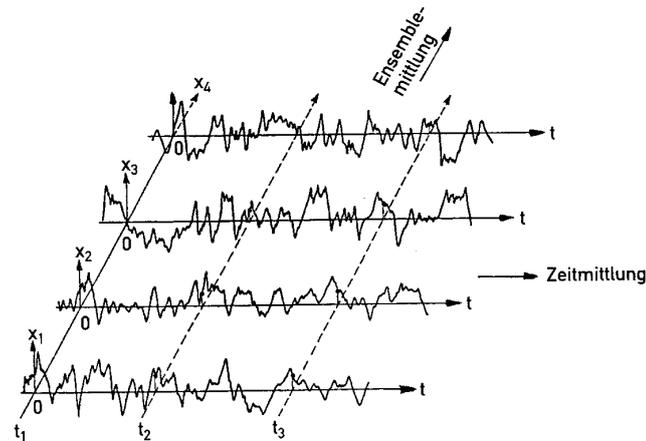


Abbildung 5.1: Problem von Momentaufnahme und Verteilungsbildung für einen längeren Zeitraum (aus [Fis99])

wirkung ermöglicht eine Modellierung unter Umgehung der in Abschnitt 2.5.2.3 beschriebenen stochastischen Prozesse. Diese Annahme ist korrekt, wenn die Bauwerksbewertung auf Grundlage von jeweils einer Systemantwort pro Grenzzustand erfolgt. Mehrere unterschiedlich auf das Bauwerk wirkende Lasten werden durch das System zu einer einzigen Messgröße kombiniert. Solange die Grenzzustandsgleichung in Abhängigkeit der Systemantwort bzw. der Messgröße formuliert ist und nicht aus der Messgröße auf die verschiedenen Lastanteile geschlossen werden muss, ist dieses Vorgehen nicht problematisch. Je nach Anzahl der wirkenden Lasten kann die stochastische Beschreibung der Messgröße allerdings komplexer sein als die der einzelnen Einwirkungen.

Für die Modellierung der Messgrößen eignen sich daher beide in Abschnitt 2.5.2.2 vorgestellten Modelle auf Basis von Extremwertbetrachtungen gleichermaßen, obwohl sie jeweils Vor- und Nachteile haben. An dieser Stelle wird lediglich ihre Anwendbarkeit in der Bauwerksbewertung diskutiert, während in Abschnitt 8.2 genauer auf die Vorgehensweise zur Verteilungsanpassung, notwendige Stichprobengrößen und die verschiedenen Verteilungstypen eingegangen wird.

Das erste Modell basiert auf einer aus Messdaten ermittelten Amplitudenverteilung. Dabei werden in jeder Monitoringphase Messdaten gesammelt und ein einfacher Verteilungstyp, z. B. eine Gauss-Normal- oder eine Lognormalverteilung, an die Messdaten angepasst (Ensemblemittlung). Zur Berücksichtigung der Zeitabhängigkeit wird die Verteilung in eine Extremwertverteilung entwickelt (Abschnitt 2.5.2.2, Gleichungen 2.7 bzw. 2.8). Der für die Extrapolation notwendige Exponent N ergibt sich aus dem Verhältnis der Länge des Bezugszeitraums (z. B. 1 Jahr) zur Dauer der Messungen (z. B. 48 Stunden) innerhalb dieses Zeitraums.

Bei Anwendung des zweiten Modells werden die Messdaten zunächst extremwertstatistisch ausgewertet und eine der asymptotischen Extremwertverteilungen bzw. die verallgemeinerte Extremwertverteilung an die Extremwerte der Messdaten angepasst. Dies bietet zwar durch die reduzierte Datenmenge Vorteile in der Handhabung, birgt aber aus demselben Grund

wiederum eine erhöhte statische Unsicherheit in sich. Extremwertverteilungen sind nicht von vorneherein auf den Bezugszeitraum, sondern auf den jeweiligen Extremwert (10-Minuten, 1-Stunde, etc.) bezogen, so dass auch sie auf den Bezugszeitraum der Zuverlässigkeitsanalyse umgerechnet werden müssen.

Bei der Extrapolation der Momentanverteilung bzw. Extremwertverteilung aller Monitoringphasen auf den Bezugszeitraum bleiben statistische Restunsicherheiten bestehen. Sie sind durch die Annahme der Unabhängigkeit der einzelnen Lastereignisse und der Übertragung der Erkenntnisse aus den Monitoringphasen auf den gesamten Bezugszeitraum bedingt. Bei einem hohen Zuverlässigkeitsniveau haben diese Unsicherheiten einen weniger starken Einfluss, als dies im Bereich der Zielzuverlässigkeit der Fall wäre. Die Unsicherheit kann durch eine erhöhte Anzahl von Monitoringphasen und längere Messdauern verringert werden, so dass anhand des aktuellen Zuverlässigkeitsniveaus der zu erwartende Nutzen einer erhöhten Anzahl von Monitoringphasen bzw. einer Verlängerung der Messdauer abgeschätzt werden kann. Die Abweichungen zwischen den Berechnungsergebnissen mit den verschiedenen Modellen werden im folgenden Abschnitt untersucht.

5.2.1 Vergleich der Berechnungsmodelle

Die Berechnungsmodelle zur Bewertung des aktuellen Bauwerkszustands werden anhand einer Zuverlässigkeitsanalyse einer einfachen Komponente verglichen. Die verwendete Grenzzustandsgleichung wurde bereits in Abschnitt 4.4 zu Illustrationszwecken dargestellt (Gleichung 4.2). Für die stochastische Beschreibung der zeitabhängigen Größe der Stahldehnung ε werden keine realen Messdaten genutzt, da sie oft nur näherungsweise einer Verteilung gehorchen. Um diese Störeinflüsse auszuschließen wird für die Stahldehnung ε eine Gauß-normalverteilte Grundgesamtheit festgelegt. Aus der Grundgesamtheit wird eine Stichprobe entnommen und mit ihr eine Amplitudenverteilung bestimmt. Für die weitere Bewertung wird angenommen, dass diese Stichprobe aus einer 10-stündigen Messung mit einer Messfrequenz von 100 Hz resultiert.

Zur Einordnung der Berechnungsergebnisse der Modelle zur Bestimmung der Extremwertverteilung für den gesamten Bezugszeitraum von einem Jahr wird als Referenzverfahren die Stahldehnung ε zusätzlich mit einem stochastischen Rechteckwellen-Prozess modelliert. Die folgende Aufzählung fasst die untersuchten Modelle zusammen.

- Modell 1: Gauß-Normalverteilung als Amplitudenverteilung (Bezugszeitraum \ll 1 Jahr) ¹⁾
- Modell 2: Auf den Bezugszeitraum von einem Jahr extrapolierte Amplitudenverteilung (N=876)
- Modell 3: Stationärer, stochastischer Rechteckwellen-Prozess auf Basis der Amplitudenverteilung mit einer Wechselrate von N=876 (Abschnitt 2.5.2.3 und 2.5.3.1) ¹⁾
- Modell 4: Extrapolierte 10-Minuten Extremwertverteilung vom Typ I auf den Bezugszeitraum von einem Jahr (N=52560)

¹⁾ nur zu Vergleichszwecken

Tabelle 5.1 zeigt die Berechnungsergebnisse. Die Güte der Verteilungsanpassung wurde mit Hilfe eines Anpassungstests auf einem Signifikanzniveau von $\alpha = 0.01$ geprüft.

Tabelle 5.1: Ermittlung der aktuellen Zuverlässigkeit mit verschiedenen Modellen

Modell	Zuverlässigkeitsindex β
Amplitudenverteilung ¹⁾	7,2
Extrapolierte Amplitudenverteilung	6,7
Extrapolierte Extremwertverteilung	6,6
Stochastischer Prozess ¹⁾	6,2

Die verschiedenen Verfahren auf Grundlage der extrapolierten Verteilungen ermitteln für die Komponente vergleichbare Zuverlässigkeitsniveaus. Gegenüber dem Referenzverfahren der zeitabhängigen Zuverlässigkeitsanalyse ergeben sich Abweichungen, die sich aber mit einem Betrag von maximal $\Delta\beta \leq 0,5$ im tolerablen Bereich bewegen. Die Ergebnisse für die Zuverlässigkeit auf Grundlage der Amplitudenverteilung ohne Extrapolation verdeutlicht ihren Einfluss auf die Zuverlässigkeit. Der Zuverlässigkeitsindex nimmt durch die Extrapolation ab, wohingegen die anderen Ergebnisse einer Zuverlässigkeitsanalyse, wie die Sensitivitätsfaktoren, nicht beeinflusst werden. Die insgesamt geringen Abweichungen des Zuverlässigkeitsniveaus in diesem Beispiel liegen u. a. in einer guten Anpassung der verwendeten Extremwertverteilungen an die Randbereiche der Amplitudenverteilung und dem hohen Zuverlässigkeitsniveau begründet. Ist das Zuverlässigkeitsniveau niedriger, ist die Wahrscheinlichkeit größer dass der Grenzzustand erreicht wird, wodurch die berechnete Zuverlässigkeit bei einer Extrapolation stärker abnimmt.

5.3 Prognose des zukünftigen Bauwerkszustands

5.3.1 Herkömmliche Methoden

Häufig wird bei der Prognose der Zuverlässigkeit eines Bauwerks nicht auf Grundlage eines Bauwerksmodells gearbeitet, sondern auf typische Verläufe der Entwicklung der Zuverlässigkeit („Reliability Index Profiles“, u. a. [Liu04], [Fra04a]) oder auf mathematische Modelle, z. B. auf Basis von Weibull-Formulierungen zurückgegriffen [San04]. Das Zuverlässigkeitsproblem wird dabei nicht auf Basis von Grenzzustandsgleichungen oder Simulationen gelöst, sondern die Zuverlässigkeit wird auf Grundlage der vorab definierten Funktionen abgeschätzt. Der Vorteil ist, dass diese auch „Lebensdauerfunktionen“ genannten Funktionen über mehrere Parameter angepasst werden können und mathematisch einfach zu handhaben sind. Sie ermöglichen ebenfalls die Berücksichtigung von Reparaturmaßnahmen zu verschiedenen Zeitpunkten. Aufgrund des geringeren numerischen Aufwands können Komponentenversagenswahrscheinlichkeiten leicht angegeben und mit Hilfe von logischen Modellen komplexe Brückenstrukturen

¹⁾ nur zu Vergleichszwecken

in Bezug auf den optimalen Instandhaltungszeitpunkt hin untersucht werden. Auch die Verknüpfung mit Kostenkennwerten ist auf diese Art und Weise möglich [Fra04a]. Nachteilig ist, dass die Genauigkeit des Verfahrens stark von der Güte der Anpassung an die tatsächlichen Verhältnisse am Bauwerk abhängt. Neben diesen vereinfachten Herangehensweisen etablieren sich bei der Schädigungsbeschreibung bereits komplexere und zeitaufwendige Arten der Modellierung, beispielsweise auf Basis von Markov- oder Gamma-Prozessen, wie Frangopol und van Noortwijk in [Fra04b] beschreiben.

5.3.2 Entwickeltes Verfahren auf Grundlage des probabilistischen Modells

Bei der Verwendung der vereinfachten Methoden aus dem vorherigen Abschnitt können Nachteile und Ungenauigkeiten entstehen, wenn das reale Verhalten des Bauwerks durch das Vorhersagemodell nicht abgebildet wird und die Modelle nur in Grenzen an Veränderungen des Bauwerks anpassbar sind. Der Ursprung dieser Verfahren liegt in der Entwicklung von globalen Strategien der Instandhaltung von Bauwerken. Ihr Ziel sind in erster Linie globale Vorhersagen des Bauwerkszustands, weshalb diese Einschränkungen für den Anwendungsbereich keine Relevanz haben. Zur gezielten Planung von einzelnen Monitoringmaßnahmen sind sie aber daher nur bedingt geeignet. Für die im Zusammenhang dieser Arbeit wichtigen Fragestellungen mussten aus diesem Grund Methoden untersucht und entwickelt werden, die die Unzulänglichkeiten der herkömmlichen Verfahren umgehen.

Die einfachste Möglichkeit einer Prognose des zukünftigen Zustands bzw. der Zuverlässigkeit bestünde in einer rein mathematischen Vorgehensweise. Dazu könnte der Bezugszeitraum der zeitabhängigen Basisvariablen schrittweise auf den Prognosezeitraum erweitert und dadurch die Verteilungen entsprechend der im vorherigen Kapitel gezeigten Vorgehensweise extrapoliert werden. Dadurch würde sich ein abnehmender Verlauf der Zuverlässigkeit ergeben, der allerdings nur die erhöhte Wahrscheinlichkeit repräsentiert, dass die Einwirkung bei gleicher Größe für einen längeren Bezugszeitraum den zeitunabhängigen Widerstand überschreitet. In der Realität nimmt die Zuverlässigkeit im Laufe des Bauwerkslebens aber vor allem aufgrund von Veränderungen des Bauwerkswiderstands gegen äußere Einflüsse (z. B. durch Schäden und Schädigungsprozesse), sowie durch Änderungen der Einwirkungen (z. B. durch erhöhtes Verkehrsaufkommen und schwerere Fahrzeuge) ab (vgl. Kapitel 1). Das zuvor beschriebene Vorgehen kann solche Entwicklungen nicht berücksichtigen, weshalb eine Vorgehensweise entwickelt werden muss, die die Berücksichtigung von Schäden und Schädigungsprozessen in der probabilistischen Bewertung ermöglicht.

Das aus diesem Grund für die Prognoserechnung entwickelte Verfahren arbeitet anders als globale Modelle mit einer Bottom-Up Strategie und modelliert die zukünftige Entwicklung über eine direkte Modifikation der Basisvariablen des aktuellen stochastischen Modells. Dies wird durch die analytische Beschreibung der mechanischen Zusammenhänge der Basisvariablen und Parameter für Widerstand und Einwirkung im verwendeten probabilistischen Modell möglich. Das Modell wird im Zeitschrittverfahren ausgewertet und liefert so für jeden Zeitschritt Ergebnisgrößen, die zur Entscheidungsfindung eingesetzt werden können. Eine ähnliche Herangehensweise wurde beispielsweise im Rahmen der risikobasierten Inspektionsplanung angewendet (z. B. [Sin97]).

Bei dem entwickelten Verfahren erfolgt die Vorhersage der Entwicklung und Veränderung der Basisvariablen mit den sogenannten Modifikationsfunktionen. Dies sind Polynome, die in Abhängigkeit einer Zeitvariablen t formuliert werden und die Beschreibung der Änderung aller im Modell enthaltenen Basisvariablen und Parameter über den vorher festgelegten Prognosezeitraum für jeden Zeitschritt t_i ermöglichen. Bei Basisvariablen können die Funktionen für die ersten beiden Momente oder Parameter einer Verteilung angegeben werden. Dies hat den Vorteil, dass die Zu- oder Abnahme der Streuung einer Größe über die Zeit ebenfalls berücksichtigt werden kann. Prinzipiell wäre auch die Definition von Modifikationsfunktionen für weitere Momente und Parameter von drei- oder vierparametrischen Verteilungen möglich. Bei der Analyse von Verteilungsanpassungen an Messdaten wurde festgestellt, dass gerade diese höheren Momente, anders als Mittelwert und Standardabweichung, über verschiedene Stichproben stark schwanken können, was der Ableitung von Gesetzmäßigkeiten entgegen steht. Die Länge des Prognosezeitraums wird üblicherweise in Anlehnung an die geplante Restlebensdauer gewählt. Hat die berechnete Zuverlässigkeit zu diesem Zeitpunkt die Zielzuverlässigkeit noch nicht erreicht, kann der Zeitpunkt des Erreichens durch Verlängerung des Prognosezeitraums abgeschätzt werden.

5.3.3 Definition von Modifikationsfunktionen

Es sind zwei Verfahren zur Festlegung der Modifikationsfunktionen vorgesehen. Beim ersten Verfahren werden die Funktionen automatisch aus dem bisherigen Verlauf der Messdaten bestimmt. Dazu wird der Verlauf zu den Berechnungszeitpunkten in der Vergangenheit analysiert und die Änderung der Momente bzw. der Parameter in einem Polynom abgebildet. Der mögliche Grad des Polynoms ist prinzipiell abhängig von der Anzahl der bisherigen Berechnungszeitpunkte. In der Praxis haben sich allerdings lineare, quadratische sowie hyperbolische Polynome als zweckmäßig erwiesen. Ein möglicher Verlauf der Parameter der Basisvariablen in der Zukunft entsteht, wenn das Polynom über den bisherigen Betrachtungszeitraum hinaus bis zum Ende des Prognosezeitraums erweitert wird. Bei höhergradigen Polynomen muss darauf geachtet werden, dass es das bisherige Verhalten der Parameter auch im erweiterten Prognosezeitraum wiedergibt. Kehrt sich beispielsweise seine Steigung im Laufe des Prognosezeitraums um, könnten die Berechnungsergebnisse verfälscht werden. Ein Beispiel für die Ableitung von Modifikationsfunktionen aus Messdaten ist in Anhang G dargestellt.

Diese Methode der Festlegung der Modifikationsfunktionen hat ihre Stärken bei der Vorhersage der Entwicklung der Zuverlässigkeit bereits geschädigter Bauwerke. Voraussetzung ist, dass die geschädigten Teile des Bauwerks gemessen werden und dass der Schädigungsprozess Auswirkungen auf die Messwerte hat. Ist das Bauwerk an mehreren Punkten geschädigt, ergeben sich mit dieser Methode für jeden Messpunkt Funktionen, die die individuelle Entwicklungsgeschwindigkeit der Schädigung des Bauteils beinhalten. Mit Hilfe der Prognoserechnung kann auf diesem Wege abgeschätzt werden, ob es durch die unterschiedlichen Entwicklungsgeschwindigkeiten zu einer Verschiebung der Gewichtung der verschiedenen Schwachstellen kommen kann, was die auf den Berechnungsergebnissen aufbauenden Entscheidungen beeinflusst.

Liegen keine oder zu wenig Messdaten vor, versagt die dargestellte Methode. Für die zutreffenden Entscheidungen ist eine Prognose der Entwicklung der Zuverlässigkeit unerlässlich, vor

allem dann, wenn am Bauwerk unterschiedliche Schädigungsprozesse ablaufen. Daher müssen in diesem Fall die Modifikationsfunktionen auf Grundlage von Annahmen, Modellen bzw. Vorinformationen über die Schädigungsprozesse festgelegt werden. Die Informationsquellen sind vielfältig, als Beispiele können physikalische, chemische oder mechanische Zusammenhänge genannt werden, z. B. die Korrosionsgeschwindigkeit pro Jahr (Abschnitt 2.2.4), das zur Modellierung des Eindringens von Chlorid in Beton verwendete Fick'sche Gesetz [Geh00] oder die bereits erwähnten Verkehrslastmodelle für die Vorhersage von Lasten auf Brücken. Stimmt das Modell gut mit der Realität überein und/oder lassen sich Parameter des Modells durch Monitoring aktualisieren, kann eine weitere Verbesserung der Aussagesicherheit erzielt werden. Darüber hinaus sind im Gegensatz zu den automatisch bestimmbar Funktionen keine oder nur wenige Messungen erforderlich, weshalb diese Modelle wesentlich früher eingesetzt werden können. Auf der anderen Seite verlangt die dargestellte Vorgehensweise mehr Wissen des Anwenders und bietet kaum Automatisierungspotential.

Neben der Vorhersage des Bauwerkszustands können Modifikationsfunktionen auch für weitergehende Betrachtungen verschiedener Szenarien genutzt werden. Der Anwender kann die Auswirkungen von Einzelschäden auf die Zuverlässigkeit zu bestimmten Zeitpunkten simulieren oder den Einfluss unterschiedlicher Entwicklungsgeschwindigkeiten von bereits eingetretenen Schädigungsprozessen auf die Bauwerkszuverlässigkeit untersuchen. Die Planung einer Monitoringstrategie auf Grundlage der Berechnungsergebnisse entsprechender Studien sollte aber nur dann erfolgen, wenn die Eintretenswahrscheinlichkeit der so modellierten Schäden hoch ist (vgl. Abschnitt 4.7). Ansonsten bestünde die Gefahr, dass die Gewichtung der Schwachstellen von der Realität abweicht und die Monitoringstrategie falsch dimensioniert wird.

5.3.4 Vergleich der Methoden zur Prognose der Entwicklung der Zuverlässigkeit geschädigter Bauteile

In diesem Abschnitt werden die beiden Methoden zur Ermittlung von Modifikationsfunktionen für die Prognoserechnung anhand eines einfachen Beispiels verglichen. Die Modifikationsfunktion wird im ersten Fall automatisch aus Messdaten ermittelt und im zweiten Fall auf Grundlage eines Schädigungsmodells bestimmt. Grundlage ist wiederum die in den vorherigen Beispielen verwendete Komponente eines Zugstabs aus Stahl. Mit Hilfe des numerischen Modells und der im Rahmen des Anwendungsbeispiels verwendeten Software werden Messdaten eines geschädigten Bauwerks simuliert, wobei Schwankungen der Verkehrsbelastung mit einer Monte-Carlo-Simulations-Technik berücksichtigt werden (Kapitel 9). Weitere Erläuterungen zum Modell und zum Simulationsverfahren finden sich dort.

Es wird angenommen, dass der Stab im unteren Bereich, z. B. durch einen Unfall, den Korrosionsschutz verloren hat und es dadurch zu einem Korrosionsprozess kommt. Die Messungen der Systemantwort (Stahldehnung ϵ) erfolgen im Bereich des Stabs, der durch den Korrosionsprozess eine reduzierte Querschnittsfläche aufweist. Es wird in Anlehnung an die Daten aus Abschnitt 2.2.4 von einem korrosiven Abtrag von 0,1 mm/Jahr ausgegangen, dies entspricht für das vorhandene Profil des Stabs bezogen auf seinen Ausgangsquerschnitt einem Abtrag von ca. 1,6%/Jahr.

Zur Ermittlung der „realen“ Entwicklung der Zuverlässigkeit des durch Korrosion geschädigten Bauteils werden die Schädigung in das numerische Modell eingearbeitet und mit diesen Messdaten der Stahldehnung ε in einem Zeitabstand von 5 Jahren simuliert. An die Messdaten wird zum jeweiligen Zeitpunkt eine Gauß-Normalverteilung auf einem Signifikanzniveau von $\alpha = 0,01$ angepasst.

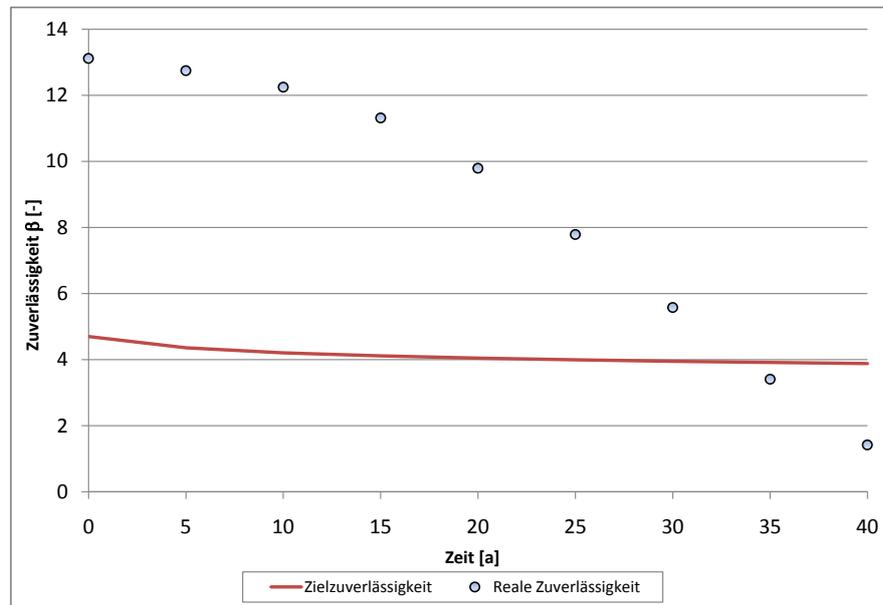


Abbildung 5.2: Reale Entwicklung der Zuverlässigkeit einer Komponente des geschädigten Zugstabs

Abbildung 5.2 zeigt die ermittelte Zuverlässigkeit zu den angegebenen Berechnungszeitpunkten. Die Untersuchungen werden vereinfachend auf Basis der Amplitudenverteilung ohne Extrapolation auf den Bezugszeitraum durchgeführt, da dies zur Illustration der Prognoserechnung nicht notwendig ist. Neben der berechneten Zuverlässigkeit wird die Zielzuverlässigkeit angegeben, deren Ausgangswert zu $\beta_{\text{Ziel}} = 4,7$ angenommen wird.

Die reale Zuverlässigkeit sinkt nach ca. 34 Jahren unter die Zielzuverlässigkeit. Das Ziel einer Prognoserechnung ist die möglichst gute Vorhersage dieses Punkts. Dazu werden zu den Zeitpunkten 5, 10, 15 und 20 Jahren lineare Modifikationsfunktionen bestimmt, die auf den Momenten der an die Messwerte angepassten Gauß-Normalverteilungen basieren. Die Ergebnisse der Prognoserechnungen mit diesen Funktionen sind in Abbildung 5.3 zusammen mit dem realen Verlauf der Zuverlässigkeit dargestellt.

Es ist zu erkennen, dass sich die so prognostizierten Verläufe der Zuverlässigkeit mit der Zeit an den Verlauf der realen Zuverlässigkeit annähern. Mit der nach 20 Jahren ermittelten Modifikationsfunktion wird der Zeitpunkt der Unterschreitung der Zielzuverlässigkeit bereits mit relativ guter Genauigkeit ermittelt. Die Abweichung beträgt lediglich ca. +5 Jahre. Aufgrund von zufälligen Effekten durch die erwähnte Monte-Carlo-Simulation kommt es mit der nach 10 Jahren erzeugten Modifikationsfunktion bereits zu einer guten Vorhersage, wohingegen die zu späteren Zeitpunkten erzeugten Funktionen wieder schlechtere Ergebnisse liefern. Dieser Effekt kann auch in der Realität auftreten, allerdings erfolgen die Bewertungen auf Grundla-

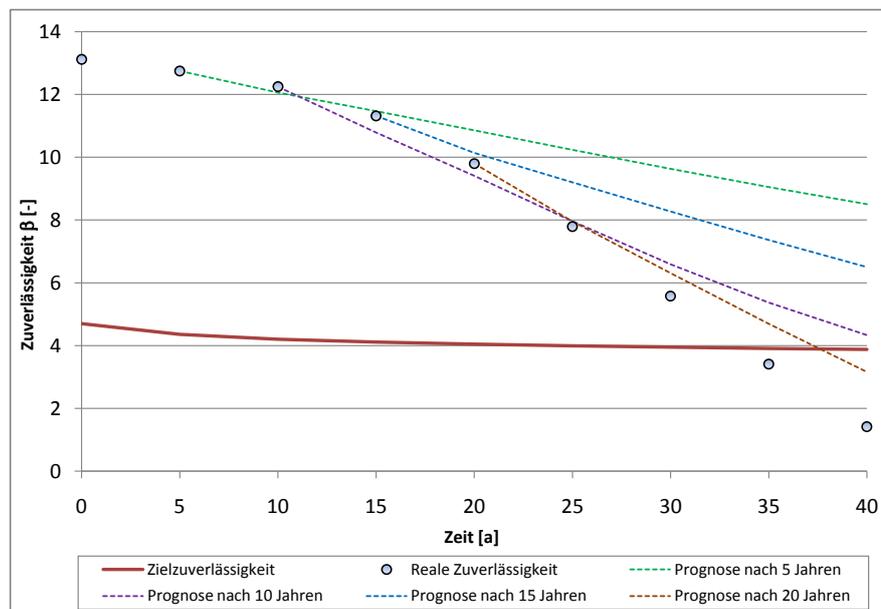


Abbildung 5.3: Reale und prognostizierte Entwicklung der Zuverlässigkeit einer Komponente des geschädigten Zugstabs

ge der Messwerte normalerweise in kürzeren Zeitabständen, so dass sich bei einer größeren Datenbasis schneller gute Ergebnisse und weniger starke Schwankungen einstellen können. Die auf Grundlage der Modifikationsfunktionen ermittelten Verläufe der Zuverlässigkeit werden mit einer Prognoserechnung auf Basis eines einfachen Schädigungsmodells verglichen, das auf den speziellen Grenzzustand zugeschnitten ist. In der hier verwendeten Grenzzustandsgleichung (Gleichung 4.2) ist der Stabquerschnitt nicht enthalten. Aus diesem Grund muss ein Modell genutzt werden, das den Einfluss der Schädigung auf die in der Grenzzustandsgleichung enthaltenen Größen berücksichtigen kann. Ein solches Modell ist in Anhang F dargestellt. Es ersetzt in der Prognoserechnung die automatisch bestimmten Modifikationsfunktionen. Der in der Voruntersuchung ermittelte Wert für die globale Abtragsrate pro Jahr von $r=1,6\%$ wird als Eingangsgröße verwendet. Das Ergebnis ist in Abbildung 5.4 dargestellt. Das Diagramm zeigt, dass das Schädigungsmodell die reale Zuverlässigkeit überschätzt. Diese Abweichungen lassen sich mit den Unzulänglichkeiten des Schädigungsmodells erklären. Ein wesentlicher Grund für die Abnahme der realen Zuverlässigkeit ist, dass sich mit zunehmender Schädigung nicht nur der Mittelwert der gemessenen Stahldehnungen sondern auch die Streuung erhöht. Diese Veränderung kann mit dem einfachen Schädigungsmodell nicht wiedergegeben werden. Die Streuung verbleibt auf dem geringen Anfangsniveau, was letztendlich zu einem höheren Zuverlässigkeitsindex führt.

Der Unterschied zwischen den hier gezeigten Prognosemethoden soll vor allem die Problematik bei der Anwendung und Entwicklung von Schädigungsmodellen aufzeigen. In der Regel sind sie nur bei Beachtung aller möglichen Effekte verlässlich, was wiederum umfangreiche und nicht automatisierbare Untersuchungen erfordert. Eine Verbesserung kann durch die Anpassung des Schädigungsmodells an gemessene Daten erreicht werden, was allerdings entsprechend aktualisierbare Größen erfordert. Zum aktuellen Zeitpunkt existieren nur vereinzelt

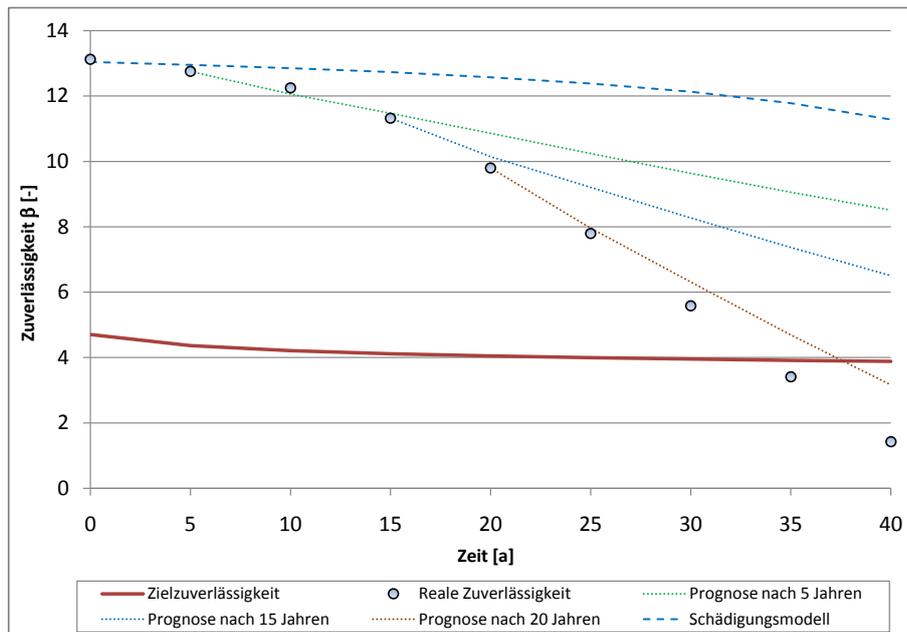


Abbildung 5.4: Reale und mit zwei unterschiedlichen Methoden prognostizierte Entwicklung der Zuverlässigkeit einer Komponente des geschädigten Zugstabs

entsprechend adaptive Modelle, die in der probabilistischen Bewertung eingesetzt werden könnten. Das von Gehlen in [Geh00] vorgestellte Modell ist ein Beispiel.

Aus diesen Gründen kann die Verwendung einer automatisch aus Messwerten ermittelten Modifikationsfunktion praktischer und genauer sein als ein nicht aktualisierbares Schädigungsmodell. Schädigungsmodelle sind vor allem dann notwendig, wenn noch keine oder nicht ausreichend viele Messdaten zur Bestimmung der Modifikationsfunktionen vorliegen.

5.4 Auswertung und Deutung der Berechnungsergebnisse

Das eingesetzte Berechnungsverfahren FORM/SORM liefert verschiedene Berechnungsergebnisse, die zur Bauwerksbewertung und zur Planung der Monitoringstrategie eingesetzt werden können. Alle Berechnungsergebnisse stehen sowohl für den aktuellen Zeitpunkt als auch für die verschiedenen Zeitschritte der Prognoserechnung für das Gesamtsystem und die Indikatorcomponenten zur Verfügung.

Je nach Fragestellung werden die Berechnungsergebnisse auf unterschiedliche Art und Weise genutzt. In bestimmten Fällen müssen sie vor der Anwendung in einer Nachlaufrechnung erst angepasst bzw. umgerechnet werden.

Für eine Bauwerksbewertung des Gesamtsystems ist vor allem der globale Zuverlässigkeitsindex des Systems β_{System} relevant, der sich aus dem Zusammenspiel aller Komponenten des Systems ergibt. Für die Bewertung einzelner Schwachstellen und die Planung von Monitoringmaßnahmen werden hingegen die Werte der Zuverlässigkeit der einzelnen Komponenten $\beta_{\text{Komp},i}$ benötigt. Die notwendigen Überlegungen für ihre Ermittlung werden im folgenden Abschnitt dargestellt.

5.4.1 Ermittlung der Zuverlässigkeit von Komponenten und Redundanzen

Die verschiedenen Komponenten eines Systems leisten einen unterschiedlichen Beitrag zur Zuverlässigkeit des Gesamtsystems. Soll der Umfang der Monitoringmaßnahmen an den Schwachstellen in Abhängigkeit des Bauwerkszustands festgelegt werden, liegt es nahe, zu diesem Zweck nicht den globalen Zuverlässigkeitsindex β_{System} , sondern einen Zuverlässigkeitsindex für die jeweilige Komponente β_{Komp} zu verwenden. Es sind mehrere Möglichkeiten zur Ermittlung der Komponentenzuverlässigkeit denkbar. Der einfachste Weg wäre eine zusätzliche Zuverlässigkeitsanalyse für jede Komponente. Bei dieser Bottom-Up Methode geht allerdings der Bezug der Komponente zum System verloren, da alle so ermittelten Berechnungsergebnisse nur für die Einzelkomponente gültig sind. Bei der Planung der Monitoringmaßnahmen sollen neben der Zuverlässigkeit der Komponenten auch die Sensitivitätsfaktoren α_i der Basisvariablen eingesetzt werden. Diese sollten sich wiederum auf das Gesamtsystem beziehen, da für das Monitoring der Einfluss der Basisvariablen auf die Zuverlässigkeit des Gesamtsystems wichtig ist. Aus diesem Grund wird eine Top-Down Methodik vorgeschlagen, bei der aus Berechnungsergebnissen des Gesamtsystems auf die Zuverlässigkeit der einzelnen Komponenten geschlossen wird.

Die Zuverlässigkeit des Gesamtsystems wird mit den in Abschnitt 2.5.4.3 gezeigten Methoden auf Grundlage der Grenzzustände der einzelnen Komponenten und des Fehlerbaums bzw. des logischen Modells ermittelt. Da die Zuverlässigkeit der jeweiligen Komponente vom gemeinsamen Bemessungspunkt aller Komponenten des Systems abhängig ist, sind die so ermittelten Zuverlässigkeiten nicht unbedingt mit einer Einzelberechnung vergleichbar.

Das logische Modell besteht aus den Minimal-Cutsets des Fehlerbaums des Systems, die die verschiedenen Versagenspfade des Systems darstellen (vgl. Abschnitt 2.5.4.3). Die eingesetzten Berechnungsverfahren und -programme ermitteln neben dem globalen Zuverlässigkeitsindex β_{System} auch den Zuverlässigkeitsindex dieser Versagenspfade β_{Cutset} . Der Zuverlässigkeitsindex der Komponenten β_{Komp} wird nicht berechnet. Für die Planung von Überwachungsmaßnahmen ist dies kein Nachteil, da sie auf Grundlage der Zuverlässigkeit des Cutsets erfolgen kann. Der Zuverlässigkeitsindex der Komponenten β_{Komp} wird dem Zuverlässigkeitsindex des Cutsets gleichgesetzt, der die jeweilige Komponente enthält. Besteht das Cutset nur aus einem Element, ist β_{Cutset} gleich β_{Komp} . Enthält es mehrere Elemente, sind diese Elemente redundant. Das bedeutet, dass der durch das Cutset beschriebene Versagenspfad nur dann eintritt, wenn alle Komponenten des Pfades versagen und damit das System sicherer ist. Die parallele Systemverknüpfung führt daher bei nicht korrelierten Komponenten zu einem höheren Zuverlässigkeitsindex β_{Cutset} gegenüber β_{Komp} der einzelnen Komponenten. Da der Zuverlässigkeitsindex zur Dimensionierung der Monitoringmaßnahmen eingesetzt wird, wird durch Verwendung des höheren Zuverlässigkeitsindex des Cutsets automatisch berücksichtigt, dass redundante Elemente zum einen alle im gleichen Umfang und zum anderen weniger häufig als Elemente ohne Redundanz überwacht werden können. Ist eine Komponente in mehreren Cutsets enthalten, wird der jeweils niedrigste Wert des Zuverlässigkeitsindex für β_{Komp} angenommen.

Das beschriebene Vorgehen soll durch die Betrachtung der Cutsets verdeutlicht werden, die sich aus dem in Abbildung 5.5 gezeigten Fehlerbaum mit komplexeren Versagensarten ergeben.

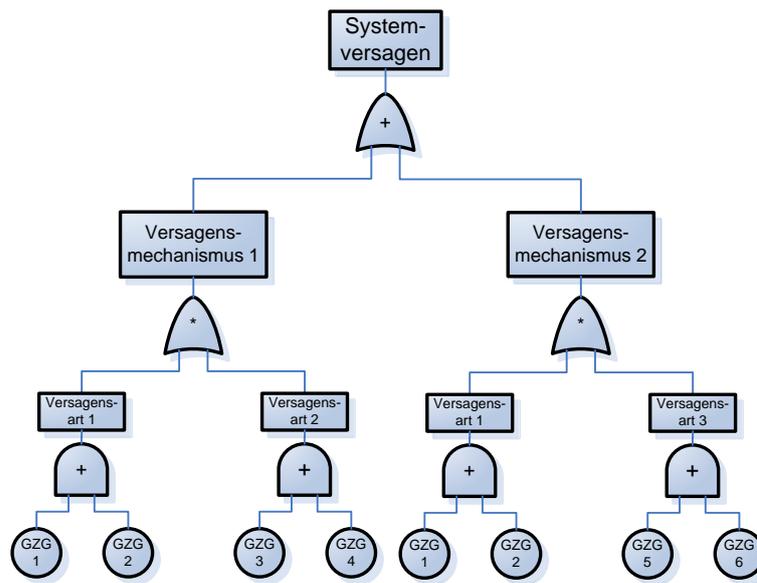


Abbildung 5.5: Fehlerbaum mit zwei Versagensmechanismen und redundanten Versagensarten

Zur Überprüfung der Annahmen müssen alle möglichen Fälle der Systemverknüpfung innerhalb der Cutsets untersucht werden. Innerhalb der Versagensmechanismen und zwischen den Mechanismen sind sie durch die Definition des schematisierten Fehlerbaums festgelegt. Lediglich innerhalb der Versagensarten sind neben den in der Abbildung gezeigten Seriensystemen auch Parallelsysteme möglich, wobei Seriensysteme die Regel darstellen. Bei dem in der Abbildung gezeigten Beispiel tritt das Systemversagen ein, wenn Versagensart 1 entweder mit Versagensart 2 oder Versagensart 3 kombiniert wird. Das sich ergebende Minimal-Cutset ist in Tabelle 5.2 dargestellt. In der Tabelle bedeutet ein „x“, dass die jeweilige GZG im Cutset enthalten ist.

Tabelle 5.2: Minimal Cutsets für das gezeigte Beispiel

Cutset	GZG1	GZG2	GZG3	GZG4	GZG5	GZG6
1	x	-	x	-	-	-
2	x	-	-	x	-	-
3	-	x	x	-	-	-
4	-	x	-	x	-	-
5	x	-	-	-	x	-
6	x	-	-	-	-	x
7	-	x	-	-	x	-
8	-	x	-	-	-	x

Bei der Verwendung herkömmlicher Fehlerbäume ohne Schematisierung kann nach der Mi-

nimierung das Problem auftreten, dass einzelne Komponenten scheinbar willkürlich in den verschiedenen Cutsets enthalten sind. Wie in Tabelle 5.2 erkennbar ist, ist dies durch die Festlegungen des schematisierten Fehlerbaums nicht der Fall.

Ein Cutset enthält alle Kombinationsmöglichkeiten der Komponenten, die sich aus den parallelen Systemverknüpfungen der Versagensmechanismen ergeben. Da Versagensart 1 in beiden Mechanismen enthalten ist, tritt sie sowohl in Kombination mit den Elementen der Versagensart 2 als auch mit denen der Versagensart 3 auf. Enthielte Versagensmechanismus 2 keine Versagensart, die auch in Versagensmechanismus 1 enthalten ist, gäbe es keine Überschneidungen in den Cutsets. Ändern sich die Systemverknüpfungen in den Versagensarten zu einem Parallelsystem, wird die absolute Anzahl der Cutsets verringert und die Anzahl redundanter Elemente in ihnen erhöht. Die Ausführungen zu der Vermischung der Elemente gelten aber weiterhin.

Aufgrund dieser Zusammenhänge entstehen durch die Verwendung des Zuverlässigkeitsindex des Cutsets bzw. der Gruppe redundanter Elemente für die Planung des Monitorings an der jeweiligen Schwachstelle keine Nachteile.

5.4.2 Ermittlung der Signifikanz von Basisvariablen und Komponenten

Die Berechnungsverfahren stellen weitere Größen bereit, die neben der Zuverlässigkeit der Komponenten für die Planung der Monitoringmaßnahmen wichtig sind. Es handelt sich dabei um die Sensitivitätsfaktoren der Basisvariablen α_i und der Komponenten γ_i , die den Anteil der jeweiligen Basisvariable oder der Komponente an der Systemzuverlässigkeit angeben.

Die Größen sind jeweils auf den Wert 1 normiert, so dass $\sum \alpha_i^2 = 1$ bzw. $\sum \gamma_i^2 = 1$ gilt. Mit zunehmender Anzahl von Basisvariablen bzw. Komponenten wird der jeweilige Absolutbetrag des Sensitivitätsfaktors theoretisch immer niedriger. Nachteilig ist dies vor allem dann, wenn der Fehlerbaum beispielsweise um weitere Versagensarten mit einem ähnlichen Zuverlässigkeitsniveau wie bei den bereits vorhandenen Versagensarten erweitert wird. Obwohl in diesem Fall die Sensitivitätsfaktoren aller wesentlichen Basisvariablen in den Versagensarten ähnliche Beträge haben, sinkt ihr Absolutbetrag im Vergleich zur vorherigen Situation. Bei der Ableitung von Regeln für den Kalibrierungsplan und die Monitoringstrategie kann aber nur auf Basis von feststehenden Werten der Sensitivitätsfaktoren gearbeitet werden, da die Anzahl der Basisvariablen bzw. Komponenten vorab nicht feststeht. Aus diesem Grund werden relative Sensitivitätsfaktoren α_{rel} bzw. γ_{rel} eingeführt, die das Problem umgehen sollen. Die in den Zuverlässigkeitsanalysen ermittelten Sensitivitätsfaktoren α_i werden auf den jeweils größten Wert bezogen, wodurch sich gegenüber den Änderungen des logischen Modells weitestgehend unabhängige Werte einstellen. Dies gilt für den Fall, dass die die Basisvariablen enthaltenden Komponenten voneinander unabhängig sind. Ist dies nicht der Fall, kann sich unter Umständen das Verhältnis der Sensitivitätsfaktoren zueinander ändern, was auch durch einen relativen Sensitivitätsfaktor nicht ausgeglichen werden kann. Die Ermittlung der relativen Sensitivitätsfaktoren der Basisvariablen $\alpha_{rel,i}$ und der Komponenten $\gamma_{rel,i}$ zeigen Gleich-

chungen 5.1 und 5.2.

$$\alpha_{\text{rel},i} = \left| \frac{\alpha_i}{\max(\alpha_i)} \right| \quad (5.1)$$

bzw.

$$\gamma_{\text{rel},i} = \left| \frac{\gamma_i}{\max(\gamma_i)} \right| \quad (5.2)$$

Je nach System und logischem Modell ist die Stabilität der Berechnungsergebnisse auf Grundlage von Messwerten über mehrere Berechnungszeitpunkte hinweg unterschiedlich. Dies wird bei der Anwendung von Zuverlässigkeitsanalysen auf Seriensysteme deutlich. Bei ungleichem Zuverlässigkeitsniveau der Komponenten kann der Fall eintreten, dass ein einzelner Grenzzustand die Zuverlässigkeit des Systems dominiert und daher für die anderen Komponenten kein Einfluss ermittelt werden kann. Die Berechnung des Zuverlässigkeitsindex für die nicht signifikanten Komponenten ist möglich, für die enthaltenen Basisvariablen ergeben sich die relativen Sensitivitätsfaktoren aber zu $\alpha_{\text{rel},i} = 0$. Schon durch kleine Änderungen im stochastischen Modell, die z. B. durch Schwankungen der Messwerte ausgelöst werden, kann sich die Gewichtung der einzelnen Grenzzustände ändern und im nächsten Berechnungszeitpunkt eine andere Komponente und die enthaltenen Basisvariablen signifikant werden lassen. Bei der Ableitung von Entscheidungen aus Berechnungsergebnissen muss daher immer die Entwicklung der Ergebnisgröße im Entscheidungsprozess berücksichtigt werden. Wie die einzelnen Größen bei der Planung der Kalibrierung bzw. der Monitoringstrategie eingesetzt werden, wird in den Kapiteln 6 und 7 beschrieben.

5.4.3 Sicherheitsmarge

Die Bauwerksbewertung erfolgt auf Grundlage des Vergleichs der berechneten Werte für den globalen Zuverlässigkeitsindex β_{System} mit der vorab festgelegten Zielzuverlässigkeit. Die sogenannte Sicherheitsmarge, die Differenz aus Zuverlässigkeitsindex und Zielzuverlässigkeit, kann als Grundlage für weitere Entscheidungen, wie z. B. die Instandsetzung oder Sperrung des Bauwerks dienen. Wichtige Anhaltspunkte dafür liefert die Prognoserechnung, da an den Berechnungsergebnissen zu erkennen ist, wie schnell die Zielzuverlässigkeit voraussichtlich erreicht werden wird. Zusätzlich liefern die neben dem Gesamtsystem ausgewerteten Indikatorcomponenten wertvolle Informationen.

Was das Erreichen der Zielzuverlässigkeit bedeutet, hängt vom jeweiligen Grenzzustand ab. In der Regel ist damit kein Einsturz des Bauwerks verbunden, sondern lediglich die vorab vereinbarte Sicherheitsmarge aufgebraucht. Je nach Grenzzustand geht vom Bauwerk dadurch noch keine Gefahr aus, allerdings ist zu beachten, dass das probabilistische Modell lediglich ein Abbild der Wirklichkeit darstellt. Wird diese durch das Modell nur unzureichend wiedergegeben, kann das Bauwerk wesentlich stärker gefährdet sein, als durch die Berechnungsergebnisse suggeriert wird. Das Erreichen der Zielzuverlässigkeit sollte daher als Anzeichen für einen erhöhten Handlungsbedarf gesehen werden. Einerseits kann das Modell evtl. verfeinert und damit eine höhere Zuverlässigkeit ermittelt werden. Andererseits müssen tatsächlich Erhaltungsmaßnahmen eingeplant oder Nutzungseinschränkungen angeordnet werden.

Es ist zu berücksichtigen, dass der Zuverlässigkeitsindex des Gesamtsystems auf Basis der Zuverlässigkeit der Einzelkomponenten mit dem logischen Modell ermittelt wird. Es kann daher vorkommen, dass der Zuverlässigkeitsindex des Systems durch Hinzufügen oder Entfernen von Versagensarten und -mechanismen mehr oder weniger stark schwankt.

5.5 Fazit und programmtechnische Umsetzung

Es wurde gezeigt, dass das gewählte Verfahren zur Berücksichtigung der Zeitabhängigkeit der Basisvariablen hinreichend genaue Ergebnisse liefert. Es ist wesentlich weniger aufwendig als die komplexen Verfahren auf Grundlage stochastischer Prozesse. Die Einschränkung, dass bei der Verwendung von Extremwertverteilungen nur eine zeitabhängige Größe pro Grenzzustandsgleichung berücksichtigt werden kann, fällt aufgrund des Umstands, dass an einem Versagenspunkt in der Regel nur eine Größe gemessen wird, nicht ins Gewicht. Die entwickelte Methode zur Prognose gliedert sich problemlos in das Verfahren zur Bauwerksbewertung ein. Es konnte gezeigt werden, dass die Genauigkeit des Verfahrens höher ist als beim herkömmlichen Vorgehen auf Grundlage von einfachen Schädigungsmodellen. Ein weiterer Vorteil ist, dass für die Ermittlung der Modifikationsfunktionen kein zusätzlicher Messaufwand erforderlich ist, da sie direkt aus den Messdaten gewonnen werden können.

Für die Anwendung der entwickelten Methoden und Verfahren im Programmsystem sind weitere Überlegungen notwendig, die im Folgenden vorgestellt werden. Darüber hinaus wird analysiert, welche Vorkenntnisse ein Anwender für den Einsatz des Programmsystems mitbringen sollte.

Im Laufe des Bauwerkslebens muss das probabilistische Modell des Bauwerks sukzessive erweitert bzw. verändert werden. Es müssen einerseits mit der Zeit weitere potenzielle Schwachstellen in die Modellierung aufgenommen werden oder können andererseits wieder aus dem Modell herausfallen. Zusätzlich ändert sich das stochastische Modell der gemessenen Basisvariablen, sobald neue Messdaten vorliegen. Ohne besondere Vorkehrungen im Programmsystem würde eine Änderung des Modells alle vorherigen Berechnungsergebnisse ungültig werden lassen, was zur Folge hätte, dass die auf Grundlage des alten Modells getroffenen Entscheidungen nicht mehr nachvollziehbar wären. PROBILAS führt aus diesem Grund die sogenannten Bewertungszeitpunkte ein. Mit jedem Durchlauf des Bauwerksbewertungskreislaufs (Abbildung 3.1) und dem Einlesen neuer Messdaten wird ein neuer Bewertungszeitpunkt angelegt, der zunächst eine vollständige Kopie des Modells des vorherigen Zeitpunkts enthält. Bis zur Entwicklung einer Monitoringstrategie sind durch den Anwender beliebige Änderungen des Modells und verschiedene Zuverlässigkeitsanalysen möglich. Ältere Bewertungszeitpunkte können zum Vergleich der Berechnungsergebnisse oder der Monitoringstrategien jederzeit geöffnet werden. Zur Wahrung der Konsistenz der Daten sind probabilistische Berechnungen aber nur zum aktuellen Bewertungszeitpunkt möglich. Der jeweils letzte Bewertungszeitpunkt kann jederzeit gelöscht werden, um zum vorherigen probabilistischen Modell zurückzukehren. Das Konzept erleichtert die Berücksichtigung des Verlaufs der Zuverlässigkeit des Gesamtsystems, der Indikatorkomponenten und die Änderungen des stochastischen Modells der Basisvariablen bei der Entwicklung der Monitoringstrategie und der automatischen Festlegung der Modifikationsfunktionen.

Neben der dargestellten Verwaltung und des Handlings des probabilistischen Modells bietet das Programmsystem dem Anwender verschiedene Entscheidungshilfen und Möglichkeiten zur Visualisierung der Berechnungsergebnisse der probabilistischen Bewertung (Abbildung 5.6).

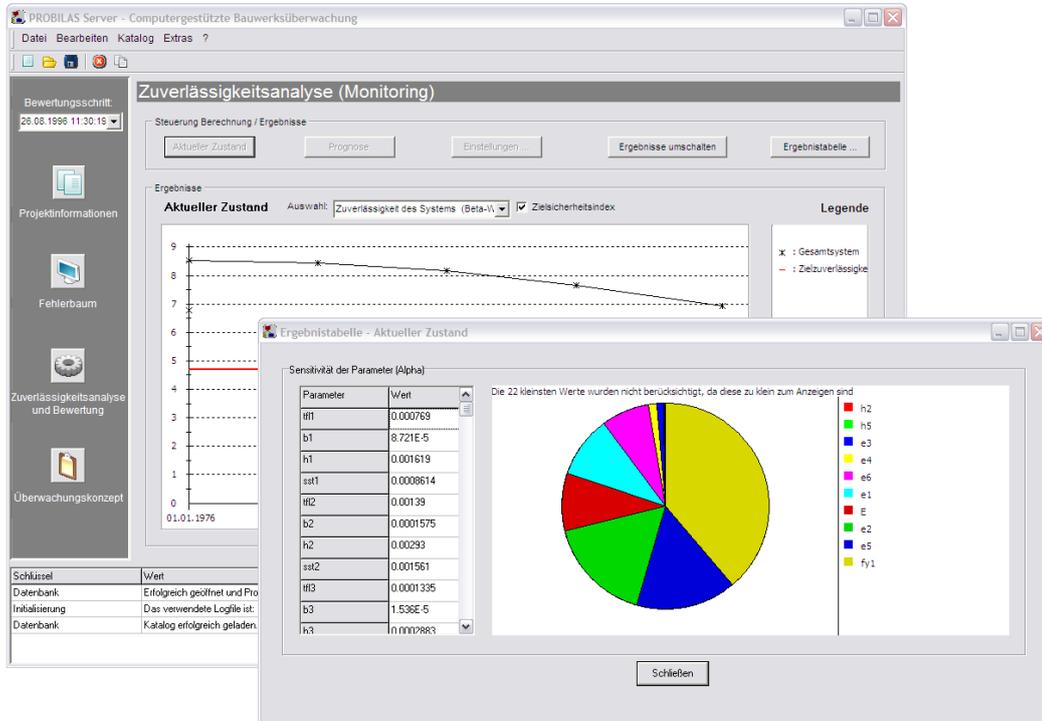


Abbildung 5.6: PROBILAS Server: Verlauf des Zuverlässigkeitsindex und relative Sensitivitätsfaktoren eines Bewertungszeitpunkts

Für die Bauwerksbewertung und die darauf aufbauenden Entscheidungen ist neben der Kenntnis der Ergebnisgrößen kein Zusatzwissen erforderlich. Das Programmsystem ermittelt aus neuen Messwerten selbstständig die beschriebenen Modifikationsfunktionen und setzt sie nach einer Prüfung durch den Anwender in der Prognoserechnung ein. Die mit dem aktuellen probabilistischen Modell errechnete Sicherheitsmarge für den aktuellen Zustand und die Prognoserechnung wird durch ein farbiges Symbol im Projektüberblick gekennzeichnet. So kann der Anwender ohne Zahlenwerte erkennen, wenn sich der Bauwerkszustand verschlechtert. Für weitergehende Analysen werden aber auch Tabellen oder Graphen mit den entsprechenden Daten vorgehalten.

Hat ein Anwender probabilistische Vorkenntnisse, kann er alle Elemente des probabilistischen Modells verändern und dementsprechend eigene Untersuchungen auf Grundlage des aktuellen Bauwerkszustands durchführen. Der Katalog hält beispielsweise einige vordefinierte Modifikationsfunktionen bereit, die wie erwähnt für die Simulation eigener hypothetischer Szenarien eingesetzt werden können. Darüber hinaus erfolgt die automatische Bestimmung der Modifikationsfunktionen aus den Messdaten relativ flexibel. Der Anwender kann den Grad der Funktion zugrundeliegenden Polynoms und den Messzeitraum zu seiner Definition wählen. Die Auswirkungen seiner Entscheidungen werden grafisch dargestellt, so dass die Überprüfung leichter fällt, ob die ermittelte Funktion das zu erwartende Verhalten des Parameters

korrekt wiedergibt. Als Alternative zu den kontinuierlichen Polynomen kann der Anwender auch nur zu den Zeitschritten der Prognoserechnung definierte diskrete Funktionen angeben, womit die Simulation der Auswirkungen von sprunghaften Veränderungen oder singulären Ereignissen möglich wird.

Das Programmsystem bezieht von selbst keine hypothetischen Szenarien in die Bauwerksbewertung ein. Dies wäre prinzipiell möglich und bei einer entsprechenden Datenbasis für die Bauwerksbewertung und die Planung der Überwachung vorteilhaft. Wie aber bereits in Abschnitt 4.7 angedeutet wurde, ist diese zum gegenwärtigen Zeitpunkt noch zu schlecht, so dass durch entsprechende Annahmen die Unsicherheiten des Modells eher vergrößert werden. Dies ist einer der Gründe, warum die Prognoserechnung im Regelfall mit den Modifikationsfunktionen auf Grundlage der bisherigen Entwicklung der Messwerte erfolgen sollte. Einmal entwickelte Modifikationsfunktionen können aber wie alle Elemente des probabilistischen Modells in den Katalog des Programmsystems übernommen werden, so dass sie unter Voraussetzung der Übertragbarkeit für zukünftige Untersuchungen zur Verfügung stehen.

6 Kalibrierung

In der Regel wird das probabilistische Modell des Bauwerks auf Grundlage von Berechnungsannahmen, Zeichnungen und anderen Unterlagen und nicht auf Basis von in-situ Messungen und Untersuchungen aufgestellt. In der Realität werden sich aufgrund des Fertigungsprozesses bei einigen Größen gewisse Abweichungen gegenüber der Planung einstellen, was Folgen für die Genauigkeit der Zuverlässigkeitsanalyse und den auf der Grundlage der Ergebnisse zu treffenden Entscheidungen haben kann. Eine Verbesserung kann durch die Nachmessung dieser Größen am Bauwerk nach Fertigstellung oder durch Nutzung der Ergebnisse der regulären Qualitätskontrolle erreicht werden. Da Messungen in der Regel kostenintensiv und aufwendig sind, muss es die Zielsetzung der Kalibrierung sein, nur möglichst wenige Größen zu messen und mit dem geringsten Messaufwand den größten Informationsgewinn zu erzielen.

Für die Lösung dieses Problems sollen die Methoden der Stichprobenplanung eingesetzt werden (vgl. Abschnitt 2.3.2), da die dabei auftretenden Fragestellungen denen der Kalibrierung des probabilistischen Modells ähneln. Ziel ist es, das Verfahren an die speziellen Erfordernisse und Randbedingungen anzupassen.

6.1 Elemente eines Stichprobenplans für messende Prüfung

Ein Stichprobenplan enthält verschiedene Elemente, die vor einer Prüfung festgelegt bzw. berechnet werden. Zunächst wird in Abhängigkeit der Art der Prüfung festgelegt, wann ein Element der Stichprobe als fehlerhaft zu bezeichnen ist. Daraus lässt sich dann für die gesamte Stichprobe der sogenannte Schlechtanteil p_X bestimmen. Mit Hilfe der Kennlinie oder auch Operationscharakteristik (OC)-Kurve (Abbildung 6.1) kann bestimmt werden, ob die Stichprobe aufgrund des Schlechtanteils zurückgewiesen werden muss oder angenommen werden kann.

Eine Operationscharakteristik wird durch Zuordnung eines Schlechtanteils p_X einer Stichprobe zu einer bestimmten Annahmewahrscheinlichkeit L gebildet. Eine exakte Operationscharakteristik würde die Grundgesamtheit bei Unterschreitung des Schlechtanteils p_X annehmen und bei Überschreitung ablehnen. Dies wird in Abbildung 6.1 durch eine gerade Linie über p_X symbolisiert. Die Annahmewahrscheinlichkeit beträgt in diesem Fall 100 % für gute Elemente bzw. 0 % für fehlerhafte Elemente der Stichprobe. Da dies nur mit einer Vollprüfung sichergestellt werden kann, wären entsprechende Vorgaben nur wenig sinnvoll. Man arbeitet in der Praxis daher mit weicheren Operationscharakteristiken, die gewisse Restunsicherheiten und damit die fälschliche Annahme oder Ablehnung einer Stichprobe bewusst einkalkulieren. Die Auftretenswahrscheinlichkeit solcher Fehleinschätzungen und damit die Schärfe des Prüfplans kann man durch Verschieben der beiden Punkte P1 ($p_1, L_1 = 1 - \alpha$) und P2 ($p_2, L_2 = \beta$)

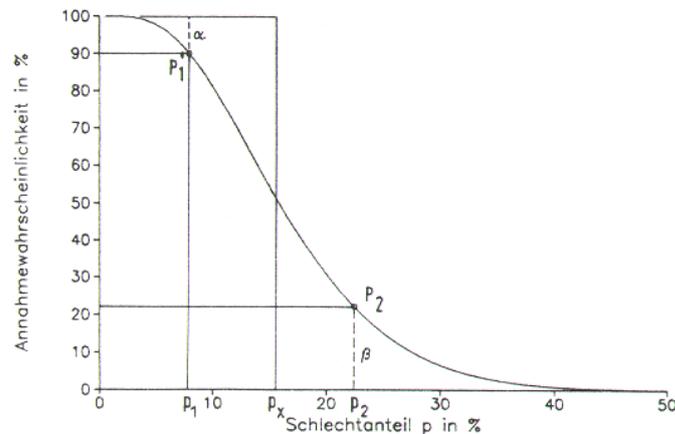


Abbildung 6.1: Beispiel für eine Operationscharakteristik-Kurve

reduzieren. Der sogenannte Fehler 1. Art oder auch α -Fehler markiert das Risiko eines Herstellers, dass eine Stichprobe einen Schlechtanteil von p_1 ausweist, die Grundgesamtheit aber dennoch den geforderten Kriterien entspricht. Ein Fehler 2. Art oder β -Fehler beschreibt das Risiko des Prüfenden, eine nicht den Erfordernissen entsprechende Grundgesamtheit aufgrund einer Stichprobe mit einem Schlechtanteil p_2 anzunehmen. Beide Größen sind je nach Anwendungszweck frei wählbar, Ziel ist es allerdings, sie in bestimmten Grenzen möglichst klein zu halten. Typische Werte sind $\alpha=0,05$ und $\beta=0,1$.

Mit Hilfe der Operationscharakteristik lassen sich der Annahmefaktor k und der notwendige Stichprobenumfang n berechnen. Dabei muss unterschieden werden, ob bereits Vorinformationen, etwa über die Varianz σ^2 oder den Mittelwert μ der Grundgesamtheit vorliegen. Beide Informationen reduzieren die erforderliche Größe der Stichprobe. Formeln zur Berechnung von k und n finden sich bei Stange [Sta68].

6.2 Kalibrierungsplan

Der Kalibrierungsplan legt fest, welche Größen des probabilistischen Modells im Rahmen einer Kalibrierung gemessen werden sollten. Die erste Zuverlässigkeitsanalyse nach der Aufstellung des probabilistischen Modells dient dem Zweck der Identifikation von relevanten Größen im Modell. Deren Signifikanz lässt sich anhand der berechneten relativen Sensitivitäten $\alpha_{rel,i}$ ablesen. Bei der Aufstellung des Kalibrierungsplans werden nur Basisvariablen berücksichtigt, bei denen keine Änderung über die Zeit zu erwarten ist und sie aus diesem Grund nicht von Monitoringmaßnahmen betroffen sind. Typische Beispiele für zeitunabhängige Größen unter den in Abschnitt 4.5 beschriebenen Arten von Basisvariablen sind Materialeigenschaften wie die Beton- oder Stahlfestigkeit, die typischerweise lediglich baustoffspezifische Streuungen und weniger zeitliche Variabilität zeigen. Größen, die nicht als Basisvariablen definiert werden (z. B. die meisten Geometrieparameter) und im Modell daher keine stochastischen Eigenschaften besitzen, können aufgrund der fehlenden $\alpha_{rel,i}$ -Werte nicht im Kalibrierungsplan berücksichtigt werden. Sie können je nach Grenzzustandsgleichung dennoch einen großen Einfluss auf die Zuverlässigkeit haben, weshalb eine Einzelmessung und anschließende Korrektur

des Modells einen positiven Einfluss auf die Zuverlässigkeit haben kann. Ein Automatismus zur Planung der Messung dieser Größen kann aber nicht angegeben werden.

Im Idealfall können Messwerte aus der Qualitätskontrolle zur Nachmessung stochastischer Größen eingesetzt werden. Dabei ist gerade bei ausgedehnten Bauwerken auf Repräsentativität zu achten. Wird beispielsweise für eine Materialeigenschaft im gesamten Modell die gleiche Basisvariable verwendet, muss sie für die Kalibrierung entsprechend am gesamten Bauwerk gemessen werden. Bei der Verwendung von mehreren Größen oder Teilsystemen muss das Modell mit Messdaten aus dem jeweiligen Bauwerksbereich aktualisiert werden.

Das wichtigste Element des Kalibrierungsplans ist der vorgeschlagene Messumfang. Aufgrund der hohen Kosten für Messungen und der Tatsache, dass für weniger wichtige Größen höhere Unsicherheiten bei der Bestimmung in Kauf genommen werden können, wurde ein Verfahren entwickelt, mit dem der notwendige Stichprobenumfang in Abhängigkeit der Signifikanz einer Basisvariablen bestimmt werden kann. Aus den Untersuchungen konnte eine Tabelle abgeleitet werden, die bei der Festlegung des Kalibrierungsplans ausgewertet wird. Hintergrundinformationen zur Ermittlung der enthaltenen Werte zeigt der nächste Abschnitt. Die Kalibrierung dient nicht der Neubestimmung, sondern lediglich der Nachmessung der Größen des probabilistischen Modells. Es wird davon ausgegangen, dass die aktuellen stochastischen Kennwerte der Größen die realen Verhältnisse in einem gewissen Toleranzbereich wiedergeben. Die relative Sensitivität als eine Eingangsgröße in die Bestimmung des adaptiven Stichprobenumfangs wird auf Basis der aktuellen stochastischen Kennwerte der Größe ermittelt. Unterscheiden sich die aktuellen Kennwerte stark von der Realität, könnte der Stichprobenumfang evtl. zu klein gewählt werden.

6.3 Adaptive Festlegung des Stichprobenumfangs

Hinter der adaptiven Festlegung des Stichprobenumfangs steht die Idee, dass für die Nachmessung von Größen mit geringerer Signifikanz eine weniger scharfe Operationscharakteristik und damit ein kleinerer notwendiger Stichprobenumfang angenommen werden kann. Durch eine Modifikation der Arbeitspunkte $P_1(p_1, 1-\alpha)$ und $P_2(p_2, \beta)$ der Operationscharakteristik lässt sich die Schärfe des Stichprobenplans und damit der Stichprobenumfang beeinflussen (vgl. Abbildung 6.1).

Für das Bauwerk ist es weniger kritisch, wenn eine genommene Stichprobe fälschlicherweise zurückgewiesen wird, obwohl sie den Anforderungen entspricht (Fehler 1. Art). Die Beeinflussung von α erscheint daher nicht praktikabel. Es ist wesentlich ungünstiger, wenn eine Stichprobe zugelassen wird, die nicht den Anforderungen genügt (Fehler 2. Art). Dabei ist mit β das Restrisiko bzw. die Restunsicherheit eines Fehlers 2. Art bei vorgegebenem Schlechtanteil der Stichprobe assoziiert. Wird die Schärfe des Prüfplans über β in Abhängigkeit der Signifikanz einer Basisvariablen variiert, ist das Ziel eines adaptiven Stichprobenumfangs erreicht. Es müssen daher Werte für die tolerierbare Unsicherheit bei der Bestimmung einer Basisvariablen aus einer Stichprobe gefunden werden.

Letztendlich führt die erhöhte Unsicherheit von Basisvariablen zu einer niedrigeren Zuverlässigkeit, wobei der Grad des Einflusses der Unsicherheit im Wesentlichen von drei Faktoren abhängt. Der erste ist das jeweilige Zuverlässigkeitsniveau. Eine durch die erhöhte Unsi-

cherheit ausgelöste Abweichung des Zuverlässigkeitsindex um $\Delta\beta = 0.2$ nach unten hat im Bereich der Zielzuverlässigkeit eine größere Bedeutung als in Bereichen, in denen das Zuverlässigkeitsniveau wesentlich höher liegt. Es hängt von Mittelwert μ und Standardabweichung σ der im Grenzzustand enthaltenen Größen sowie ihrem Verhältnis zueinander ab, das durch den Variationskoeffizienten V ausgedrückt wird ($V = \sigma/\mu$). Da die Analyse des Einflusses dieser drei Faktoren für jedes individuelle Problem zu aufwendig ist, wird anhand einer einfachen Grenzzustandsgleichung (Gleichung 6.1) eine Untersuchung zur Ableitung von Gesetzmäßigkeiten für die maximal tolerierbare Unsicherheit durchgeführt. Ziel ist die Untersuchung aller Kombinationen des Variationskoeffizienten und der relativen Sensitivität der Größe S in diesem speziellen Grenzzustand im Hinblick auf die maximal tolerierbare Unsicherheit. Der sich daraus ergebende notwendige Stichprobenumfang soll in Abhängigkeit der Eingangsgrößen tabelliert werden.

$$Z = R - (S * \text{Unsicherheit}) \quad (6.1)$$

Die wesentliche Annahme der Untersuchung ist die Festlegung einer maximal tolerierbaren Abweichung von $\Delta\beta = 0.2$ für die Zuverlässigkeit β durch die erhöhte Unsicherheit, hier repräsentiert durch den multiplikativen Unsicherheitsfaktor für die Größe S . Diese Art der Modellierung der Messungenauigkeit orientiert sich an der üblichen Vorgehensweise zur Modellierung von Modellunsicherheiten (Abschnitt 2.5.2). Da der Einfluss der Unsicherheit im Bereich der Zielzuverlässigkeit am größten ist, erfolgen die Untersuchungen im Bereich um $\beta_{\text{Ziel}} = 4,7$. Die beiden Größen R und S werden so eingestellt, dass sich bei vorgegebenem Variationskoeffizient von S ohne Berücksichtigung der Unsicherheit eine Zuverlässigkeit von $\beta = 4,9$ ergibt. Dann wird die Unsicherheit so weit erhöht, bis die Zielzuverlässigkeit von $\beta_{\text{Ziel}} = 4,7$ erreicht ist. Der so ermittelte Wert für den Variationskoeffizienten V des Unsicherheitsfaktors wurde für diesen Fall als maximal tolerierbare Unsicherheit angenommen. Abbildung 6.2 zeigt für drei Wertebereiche des Variationskoeffizienten die Abhängigkeit der tolerierbaren Unsicherheit von der relativen Sensitivität der Basisvariablen $\alpha_{\text{rel},i}$. Im Diagramm ist zu erkennen, dass die mögliche Unsicherheit sinkt, je größer die relative Sensitivität der Größe ist. Dies bedeutet, dass eine erhöhte Unsicherheit bei Basisvariablen mit hoher Signifikanz einen größeren Einfluss hat. Bei Basisvariablen mit geringem Variationskoeffizienten ist dieser Effekt stärker ausgeprägt. Die erhöhte Unsicherheit bei der Messung einer Größe hat einen kleineren Einfluss, wenn die Größe selber eine größere Streuung zeigt.

Die dargestellte Untersuchung markiert aufgrund der zugrunde liegenden Annahmen den ungünstigsten Fall und kann deswegen als Grundlage für die Ermittlung des adaptiven Stichprobenumfangs für die Kalibrierung eingesetzt werden. Vergleichsuntersuchungen zeigen, dass sich Grenzzustandsgleichungen mit mehreren Basisvariablen ebenfalls auf einen der hier betrachteten Fälle zurückführen lassen. Für die Bestimmung des Stichprobenumfangs wird die maximal tolerierbare Unsicherheit mit der Restunsicherheit β der Annahme einer nicht den Anforderungen entsprechenden Stichprobe gleichgesetzt. Aus dem Diagramm in Abbildung 6.2 können dann direkt die entsprechenden OC-Kurven für die verschiedenen Bereiche des Variationskoeffizienten ermittelt werden. Exemplarisch zeigt Abbildung 6.3 die OC-Kurven für Variationskoeffizienten von bis zu 33% und der variablen Restunsicherheit für einen Fehleranteil von $p_2 = 10\%$. Der mit Hilfe der OC-Kurven berechnete notwendige Stichprobenumfang n ist in Tabelle 6.1 gegeben. Streng genommen gelten die verwendeten

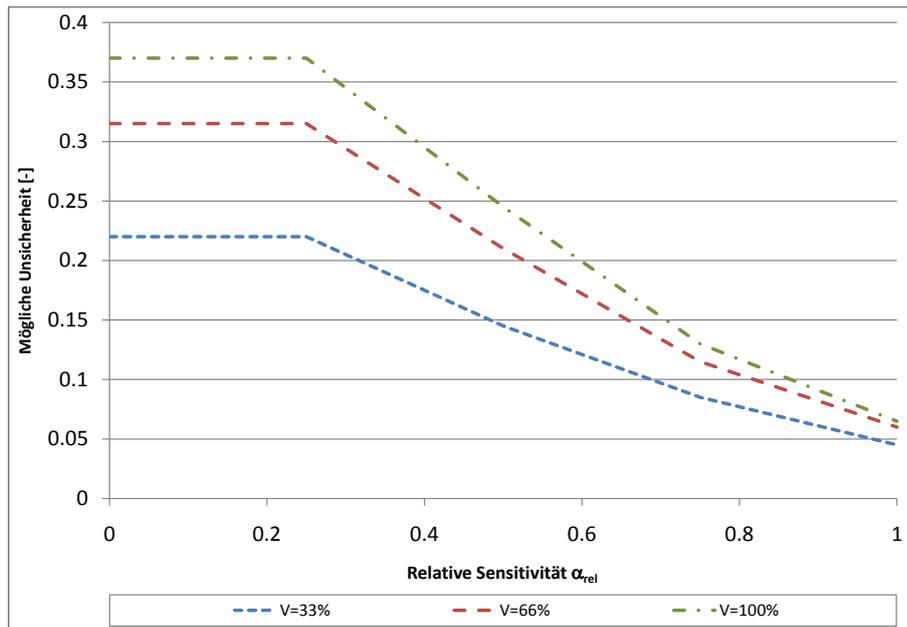


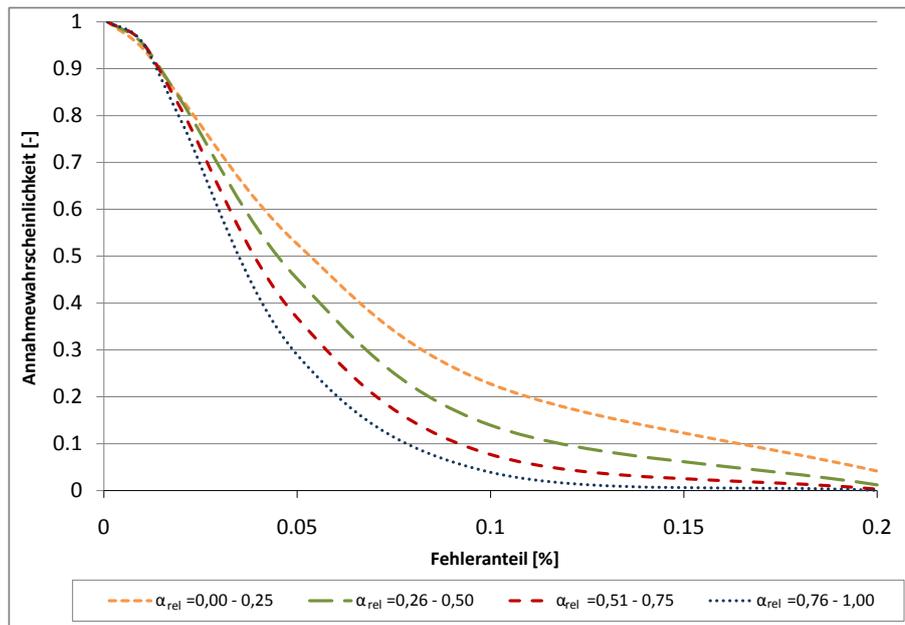
Abbildung 6.2: Maximal tolerierbare Unsicherheit in Abhängigkeit von der relativen Sensitivität und drei Bereichen des Variationskoeffizienten

Formeln von Stange [Sta68] nur für Gauß-normalverteilte Variablen. Für andere Verteilungstypen sind sie als Näherung anzusehen.

Tabelle 6.1: Notwendiger Stichprobenumfang in Abhängigkeit von Sensitivität und Variationskoeffizient

rel. Sensitivität	V < 33 %	V < 66 %	V < 100 %
	σ bek. / σ unbek.	σ bek. / σ unbek.	σ bek. / σ unbek.
$\alpha_{rel}=0,00 - 0,25$	5/12	4/9	4/8
$\alpha_{rel}=0,26 - 0,50$	7/16	6/13	5/11
$\alpha_{rel}=0,51 - 0,75$	8/21	7/19	7/17
$\alpha_{rel}=0,76 - 1,00$	10/27	9/25	9/24

Für die Anwendung von Tabelle 6.1 werden der Variationskoeffizient und die ermittelte relative Sensitivität der zu kalibrierenden Größe benötigt. Die Tabellenwerte sind als Entscheidungshilfe zu sehen und dienen als Richtwerte, die bei starker Abweichung des realen stochastischen Modells vom bisher angenommenen unter Umständen nicht konservativ sind. Zusätzlich muss bekannt sein, ob die bisher angenommene Standardabweichung der Basisvariablen der Standardabweichung der Grundgesamtheit entspricht. In diesem Fall reduziert sich der Stichprobenumfang erheblich (Fall „ σ bek.“). Ist dies nicht der Fall oder soll ein neuer Verteilungstyp an die Messdaten angepasst werden, gelten in allen Spalten nur die Zahlen für den Fall „ σ unbek.“. In diesem Fall muss der Variationskoeffizient auf Grundlage von Vorinformationen oder Expertenwissen abgeschätzt werden. Außerdem sollte nur die letzte Zeile der Tabelle zur

Abbildung 6.3: OC-Kurven in Abhängigkeit von Sensitivität und $V = 33\%$

Bestimmung des Stichprobenumfangs eingesetzt werden, da sich durch den Wechsel eines Verteilungstyps die relativen Sensitivitäten der Größe ändern können.

6.4 Überprüfung des notwendigen Stichprobenumfangs

Anhand eines einfachen Beispiels wird die Eignung der entwickelten Tabelle zur Bestimmung von Stichprobengrößen zur Schätzung bzw. Aktualisierung der Verteilungsparameter von Grundgesamtheiten überprüft. Aus einer Gauß-normalverteilten Grundgesamtheit werden Zufallszahlen im Umfang des notwendigen Stichprobenumfangs nach Tabelle 6.1 entnommen. Aus den Zufallszahlen werden die Verteilungsparameter der Grundgesamtheit geschätzt und Zuverlässigkeitsanalysen durchgeführt. Ziel der Untersuchung ist die Quantifizierung der Abweichung der so ermittelten Zuverlässigkeit vom Sollwert auf Grundlage der vollständigen Grundgesamtheit. Ein notwendiger Stichprobenumfang in der Größenordnung wie in Tabelle 6.1 angegeben, stellt den Regelfall in der industriellen Fertigung dar. Bei Übertragung der Tabelle auf das Bauwesen und reale Bauwerke mittlerer Größe, kann der notwendige Stichprobenumfang höher liegen als wirtschaftlich vertretbar ist. Um den Fall einer Abweichung des Stichprobenumfangs vom vorgeschlagenen Wert zu berücksichtigen, wurde der Vorgang mit der halben notwendigen Stichprobengröße wiederholt.

Mit den aus den Stichproben bestimmten Verteilungsparametern wird der Zuverlässigkeitsindex β einer einfachen Grenzzustandsgleichung $Z = R - S$ bestimmt und die Differenz zum erwarteten Zuverlässigkeitsindex β_{soll} ermittelt. Die Ergebnisse sind in Tabelle 6.2 dargestellt.

Tabelle 6.2: Ergebnisse der Berechnungen zur Überprüfung des notwendigen Stichprobenumfangs

V	$\alpha_{rel,i}$	Fall	Stichprobenumfang (notw. N)/(notw. N/2)	Abweichungen von β_{soll}
33%	0,41	σ bek	5 / 3	0,06 / 0,10
	0,41	σ unbek.	12 / 6	0,04 / 0,08
66%	0,66	σ bek	7 / 4	0,04 / 0,08
	0,66	σ unbek.	19 / 10	0,03 / 0,06
100%	1,00	σ bek	9 / 5	0,03 / 0,04
	1,00	σ unbek.	24 / 12	0,02 / 0,04

Die Ergebnisse zeigen, dass der auf Basis der variablen Operationscharakteristik ermittelte notwendige Stichprobenumfang die maximale Abweichung von $\Delta\beta = 0.2$ für die betrachteten Fälle garantieren kann. Alle Ergebnisse, auch die auf Grundlage des halbierten Stichprobenumfangs, liegen unter diesem Wert. Die Anwendung von Tabelle 6.1 bietet daher ein gewissen Sicherheitsabstand. Es ist zu beachten, dass diese Untersuchung nicht alle möglichen Kombinationen von Variationskoeffizienten der Basisvariablen und relativen Sensitivitäten abdecken kann. Es kann daher nicht ausgeschlossen werden, dass in bestimmten Fällen der Maximalwert der akzeptierten Unsicherheit erreicht werden kann.

6.5 Kalibrierungsmessung und Aktualisierung des probabilistischen Modells

Die Möglichkeiten zur Aktualisierung des stochastischen Modells sind vom Stichprobenumfang unabhängig. Lediglich die Güte der möglichen Aussage hängt davon ab. Bei der Durchführung der Kalibrierung erfolgt zunächst eine Stichprobenentnahme am Bauwerk (Kalibrierungsmessung), wobei die Anmerkungen zum Gültigkeitsbereich der Variablen aus Abschnitt 6.2 berücksichtigt werden müssen.

Die neuen Informationen über eine gemessene Größe können auf mehrere Arten in das probabilistische Modell des Bauwerks einfließen. Es besteht die Möglichkeit der vollständigen Neubestimmung oder der Aktualisierung des stochastischen Modells der Basisvariablen.

Eine Neubestimmung ist notwendig, wenn die gemessenen Daten nicht zum bisher für die Basisvariable angenommenen stochastischen Modell passen und keine weiteren Informationen über die Größen vorliegen. Dies kann der Fall sein, wenn beispielsweise die Materialfestigkeit am Bauwerk höher ausfällt als vorher angenommen und damit die Berechnungsannahmen nicht mehr zutreffen. Gerade bei Betonbauwerken bzw. -bauteilen kommt dies häufiger vor. Eine Überprüfung kann mit sogenannten Prognoseintervallen erfolgen. Liegt der Stichprobenmittelwert nicht mit der gewählten Konfidenz in den durch das Prognoseintervall beschriebenen Grenzen, sollte die Basisvariable nicht aktualisiert, sondern neu bestimmt werden. Ein weiteres Indiz für eine Neubestimmung der Größe ist es, wenn bei hinreichend großer Stich-

probe ($n > 20$) die bisher angenommene Verteilung nicht mit der Verteilung der Stichprobe übereinstimmt.

Eine Aktualisierung des stochastischen Modells ist möglich, wenn zusätzliche Informationen über die Größe vorliegen und das bestehende Modell als Vorinformation genutzt werden kann. Bei der Aktualisierung werden zwei Verfahren unterschieden. Bei der einfacheren Möglichkeit wird eine neue gemeinsame Verteilung aus den Vorinformationen und der Stichprobe gebildet. Dies funktioniert unter der Voraussetzung, dass der Verteilungstyp der Größe bekannt ist und die zusätzliche Stichprobe mit der Vorinformation vereinigt werden kann. Dazu müssen Mittelwert und Standardabweichung der Vorinformation bekannt sein und der Verteilungstyp auf Basis der Stichprobenparameter bestimmbar sein (z. B. mit der Momentenmethode, Anhang C). Zusätzlich muss ein Stichprobenumfang für die Vorinformationen angegeben werden können. Dieser kann einerseits aus früheren Messungen bekannt oder von theoretischer Natur sein. Für Betonkenngrößen finden sich entsprechende Angaben im Probabilistic Model Code [JCS01]. In den Gleichungen 6.2 und 6.3 sind die Formeln zur Ermittlung der Parameter m' und s' einer gemeinsamen Stichprobe auf Basis der Parameter der Stichproben m_i und s_i sowie den Stichprobenumfängen n_i dargestellt. Der neue Stichprobenumfang ergibt sich dann zu $n' = \sum_{i=1}^k n_i$. Die Gleichungen gelten für beliebig viele (k) Stichproben und sind [Zöf00] entnommen.

$$m' = \frac{\sum_{i=1}^k n_i * m_i}{n'} \quad (6.2)$$

$$s' = \sqrt{\frac{1}{n' - 1} * \left[\sum_{i=1}^k ((n_i - 1) * s_i^2) + \sum_{i=1}^k (n_i * (m_i - m')^2) \right]} \quad (6.3)$$

Das allgemeingültigere Verfahren zum Update von Verteilungen auf Basis von Vorinformationen ist das sogenannte „*Bayes'sche Update*“, das bereits in Abschnitt 2.5.2.5 beschrieben wurde. Anders als das hier vorgestellte Verfahren ist das Bayes'sche Update theoretisch von den Verteilungstypen der Vorinformationen und der Stichprobe unabhängig. In diesen Fällen muss die Prediktorverteilung, die die zukünftige Verteilung der Basisvariablen nach dem Update beschreibt, numerisch ermittelt werden. In der praktischen Anwendung konzentriert man sich daher meist auf die in Abschnitt 2.5.2.5 beschriebenen konjugierten Verteilungen, bei denen die Bestimmung der Prediktorverteilung auf analytischem Weg erfolgen kann. Nachteilig ist, dass in diesem Fall die Verteilungstypen der Vorinformationen und der Stichprobe zueinander passen müssen. Die möglichen Kombinationen sind tabelliert (z. B. [Ait75], [Pla93]) und die teilweise besonderen Verteilungsfunktionen in kommerzieller Software implementiert (z. B. in COMREL/SYSREL [RCP04]), so dass Zuverlässigkeitsanalysen mit den aktualisierten Größen und den komplexeren Verteilungstypen erfolgen können. Liegen gesicherte Vorinformationen über die gesuchte Größe vor, stellt das Bayes'sche Update eine gute Möglichkeit dar, mit geringen Stichprobenumfängen den größten Informationsgewinn zu erzielen. So kann aus kleineren Stichproben, die nicht dem notwendigen Umfang nach Tabelle 6.1 entsprechen, der größte Nutzen gezogen werden. Ein Beispiel für die Anwendung der Methode auf das Update des stochastischen Modells einer Basisvariable enthält [Sch06].

6.6 Fazit und programmtechnische Umsetzung

Auf Grundlage der durchgeführten Untersuchungen konnte das Ziel erreicht werden, einen notwendigen Stichprobenumfang in Abhängigkeit der Signifikanz der Parameter anzugeben. Die Angaben in Tabelle 6.1 wurden anhand eines Beispiels überprüft und können daher direkt in das Programmsystem übernommen werden.

Im Programmsystem PROBILAS wird eine Kalibrierung des Modells nach der ersten Zuverlässigkeitsanalyse im ersten Bewertungszeitraum vorgeschlagen. Der versierte Anwender kann diesen Punkt überspringen und die Kalibrierung zu einem späteren Zeitpunkt durchführen. Ergeben sich durch Änderungen am Modell weitere signifikante Parameter, die noch nicht nachgemessen worden sind, wird automatisch eine erneute Kalibrierung des Modells vorgeschlagen.

Der von PROBILAS entwickelte Kalibrierungsplan gibt für alle zu kalibrierenden Parameter den notwendigen Stichprobenumfang nach Tabelle 6.1 vor. Die vorgeschlagene Stichprobengröße ist nicht bindend, da die Verfahren zur Bestimmung von Verteilungsparametern unabhängig vom Stichprobenumfang sind. Dennoch erhöht sich durch einen geringeren Stichprobenumfang die statistische Unsicherheit. Bei Verwendung einer kleineren Stichprobe trägt der Anwender selber die Verantwortung für die daraus resultierende erhöhte Unsicherheit.

Als weitere Hilfestellung gibt PROBILAS den Versagenspunkt an, an dem der Parameter definiert ist, wodurch gewährleistet werden soll, dass die Stichprobe an der richtigen Stelle im Bauwerk entnommen wird. Wird eine Basisvariable in mehreren Komponenten an unterschiedlichen Versagenspunkten verwendet, ist das Programmsystem in der Lage, dies zu erkennen. Der Anwender wird darauf hingewiesen, dass die Stichprobe sich dementsprechend aus Messungen an mehreren Punkten des Bauwerks zusammensetzen muss.

Beim Einlesen der Stichprobe wird anhand eines Prognoseintervalls geprüft, ob die Stichprobe zu den bestehenden Daten passt. Der Anwender wird informiert, wenn dies nicht der Fall ist und wann eine Neubestimmung des Parameters auf Basis der hinreichend großen Stichprobe ($n > 20$) sinnvoll erscheint. Je nachdem, ob und welche Vorinformationen vorliegen, wird der Anwender auf die verschiedenen Möglichkeiten des Updates der Größe hingewiesen, wobei für das Bayes'sche Update nur die häufig benötigten Fälle (Gauss-Normal- und Lognormalverteilung) auf Basis konjugierter Verteilungen direkt im Programmsystem implementiert wurden. Für komplexere Fälle wird auf Statistiksoftware, wie Statrel hingewiesen [RCP00]. Der Anwender kann in diesen Fällen das Bayes'sche Update mit der Software durchführen und die Ergebnisse direkt in das stochastische Modell der betroffenen Parameter integrieren. Voraussetzung ist, dass der Verteilungstyp der Prediktorverteilung im von PROBILAS für die Zuverlässigkeitsanalyse verwendeten Programmpaket Strurel [RCP04] enthalten ist.

7 Adaptive Monitoringstrategie und Monitoringplan

Das primäre Ziel von Monitoringmaßnahmen ist die Gewährleistung der Sicherheit und die dadurch mögliche Lebensdauerverlängerung des Bauwerks. Darüber hinaus können mit Hilfe von Monitoring die in einem Bauwerksmodell enthaltenen statistischen Unsicherheiten einzelner Größen durch die zusätzliche Information aus den Messdaten reduziert werden. Unter einer adaptiven Monitoringstrategie werden periodische Monitoringmaßnahmen verstanden, deren Umfang bei Bedarf (z. B. nach dem Auftreten von größeren Schäden) auf eine kontinuierliche Überwachung ausgeweitet werden kann. Gegenüber dem konventionellen kontinuierlichen Monitoring wird dadurch der Überwachungs- und damit der Kostenaufwand reduziert. Dieses Vorgehen ist bei neu erstellten Bauwerken und solchen in gutem Zustand möglich, da bei diesen in der Regel Tragreserven vorhanden sind und eine relevante Zustandsverschlechterung oder ein Versagen zwischen zwei Phasen des Monitorings unwahrscheinlich ist. In diesen Fällen ist von einer kontinuierlichen Überwachung kein Sicherheitsgewinn zu erwarten. Ziel dieses Kapitels ist es, aus den Ergebnissen der Bauwerksbewertung, vor allem der Sicherheitsmarge des Systems und den relativen Sensitivitätsfaktoren, Anhaltspunkte für die Festlegung der adaptiven Monitoringstrategie abzuleiten. Abschließend wird die Umsetzung der Methodik im Programmsystem PROBILAS dargestellt.

7.1 Elemente der adaptiven Monitoringstrategie

Eine Monitoringstrategie setzt sich aus mehreren Elementen zusammen. Wird ein Bauwerk periodisch überwacht, erfolgt die Überwachung nur zu bestimmten Zeitpunkten in den sogenannten „*Monitoringphasen*“. Die Anzahl und damit der zeitliche Abstand sowie die Dauer der einzelnen Phasen sind variabel. Den Zusammenhang zwischen den Elementen der Strategie verdeutlicht Abbildung 7.1.

In Abschnitt 5.2 wurden das Wiederholintervall der Bauwerksbewertung sowie der Bezugszeitraum der Zuverlässigkeitsanalysen aus Gründen der Vergleichbarkeit auf ein Jahr festgelegt. Daher liegt es nahe, die abgeleitete Monitoringstrategie und den Monitoringplan auf den gleichen Zeitraum auszurichten und beide nach Ablauf eines Jahres zu prüfen und ggf. anzupassen.

Die Messfrequenz, mit der das Monitoring einer Größe erfolgt, ist nur innerhalb gewisser Grenzen variabel. Sie hängt in erster Linie vom zu überwachenden Phänomen ab und sollte daher ausschließlich in Abhängigkeit der Änderungen der Messgröße pro Zeiteinheit festgelegt werden, um der Problematik des Aliasingeffekts zu begegnen (Abschnitt 2.4.4 bzw. Abbildung 2.6). Die Adaptivität der Monitoringstrategie kann daher nur durch die Variation der

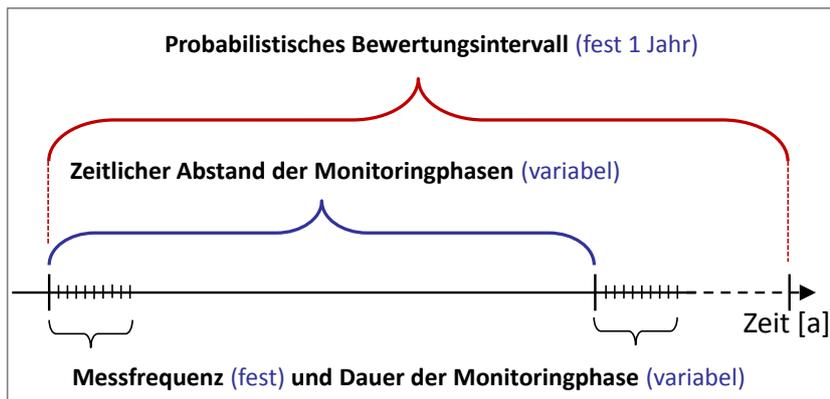


Abbildung 7.1: Elemente der adaptiven Monitoringstrategie

verbleibenden variablen Elemente aus Abbildung 7.1 erreicht werden. Optimal wäre es, wenn ihre Festlegung mit mathematischen oder physikalischen Zusammenhängen und den Ergebnissen der Bauwerksbewertung begründbar wäre. Allerdings ist es aufgrund der Vielzahl von Einflussgrößen und Möglichkeiten unmöglich, eine allgemeingültige und auf alle Problemstellungen und Bauwerke anwendbare Monitoringstrategie bzw. eine allgemeingültige Regel zu ihrer Ableitung zu entwickeln. Aus diesem Grund werden aus den Ergebnissen der Bauwerksbewertung lediglich Hilfestellungen bzw. Entscheidungshilfen für die eigentliche Umsetzung der konkreten Monitoringmaßnahme abgeleitet, die vom planenden Ingenieur bei der Aufstellung des sogenannten Monitoringplans verwendet werden (vgl. Abbildung 3.1). Kernelement ist die sogenannte „*Monitoringintensität*“, die im übernächsten Abschnitt erläutert wird.

7.1.1 Auswahl der Messgrößen

Die wichtigste Aufgabe bei der Planung einer Monitoringmaßnahme ist die Auswahl der zu messenden Größen. Startpunkt für den Auswahlprozess sind die durch den Anwender in der Anamnese identifizierten potenziellen Schwachstellen des Bauwerks. Für ein Monitoring kommen an diesen Punkten des Bauwerks die für das System relevanten zeitabhängigen Basisvariablen der Versagensarten in Frage. Einen Anhaltspunkt für die Relevanz einer Größe stellt die in den Zuverlässigkeitsanalysen bestimmte relative Sensitivität α_{rel} dar, die den Einfluss der Größe auf die Zuverlässigkeit des Systems anhand ihrer Streuung bestimmt. Zwar ist die Zuverlässigkeit nicht nur von der Streuung, sondern auch vom Mittelwert der Größe abhängig, da aber andererseits eine größere Streuung eine erhöhte Wahrscheinlichkeit impliziert, dass in Realität größere bzw. kleinere Werte als der Mittelwert auftreten, ist die relative Sensitivität als Auswahlkriterium ausreichend.

Trägt eine Größe in der Bauwerksbewertung sowohl zum aktuellen Zeitpunkt als auch in der Prognoserechnung gar nicht zur Versagenswahrscheinlichkeit des Bauwerks bei, kann auf ein Monitoring verzichtet werden, solange keine Veränderungen eintreten.

7.1.2 Ableitung der Monitoringintensität

Prinzipiell kann davon ausgegangen werden, dass ein Bauwerk seltener überwacht werden kann, solange es Sicherheitsreserven hat. Das Monitoring muss häufiger erfolgen, wenn sein Zustand schlecht ist oder sich rapide verschlechtert. In diesem Fall müssen die Anzahl der Monitoringphasen erhöht und die relevanten Größen für eine genauere stochastische Beschreibung innerhalb einer Monitoringphase länger überwacht werden. Die Reserven des Bauwerks werden durch die Sicherheitsmarge ausgedrückt, die für alle Komponenten des Systems sowohl für den aktuellen Zustand als auch für die einzelnen Prognosezeitschritte zur Verfügung steht (vgl. Abschnitt 5.4.3), wodurch die Geschwindigkeit der Abnahme der Zuverlässigkeit des Bauwerks ebenfalls in die Planung des Monitorings einbezogen werden kann. Die Signifikanz des Bauwerks und mögliche Schadensfolgen sind in diesen Betrachtungen implizit durch die festgelegte Zielzuverlässigkeit (Abschnitt 4.8) enthalten.

Eine feste Zuordnung der für die Komponenten berechneten Sicherheitsmarge zu vordefinierten Monitoringphasen ist prinzipiell möglich, eine entsprechende Festlegung wäre allerdings rein willkürlich. Abgesehen davon, dass die Messungen zu repräsentativen Zeitpunkten erfolgen sollten, existiert keinerlei mathematische oder physikalische Begründung für den Zeitpunkt, den Abstand und die Dauer einer Überwachung.

Die Monitoringintensität soll den Anwender daher bei der Dimensionierung der Monitoringmaßnahme unterstützen. Sie stellt eine Hilfsgröße dar, in der alle Informationen über die Relevanz einer zeitabhängigen Basisvariablen für das Gesamtsystem zusammengefasst sind. Dabei werden sowohl die aktuelle Sicherheitsmarge als auch ihre voraussichtliche Entwicklung sowie der jeweilige Anteil der Messgröße zum aktuellen Zeitpunkt und in der Zukunft berücksichtigt. Tabelle 7.1 zeigt die Zuordnung der Sicherheitsmarge der jeweiligen Komponente und der relativen Sensitivität der Basisvariablen zur Monitoringintensität.

Die Monitoringintensität wird für jede zeitabhängige Basisvariable einzeln bestimmt. Im günstigsten Fall ist das Monitoring der Größe nicht erforderlich, im ungünstigsten Fall muss ein kontinuierliches Monitoring erfolgen. Die drei Zwischenstufen „niedrig“, „normal“ und „hoch“ dienen der Variation des periodischen Monitorings.

Tabelle 7.1: Festlegung der Monitoringintensität

$\beta_{\text{Komp,akt}} - \beta_{\text{Ziel}} \vee$ $\beta_{\text{Komp,Prog}} > \beta_{\text{Ziel}} \quad ^1)$	Monitoringintensität		
	$\alpha_{\text{rel,i}} \vee \gamma_{\text{rel,i}} < 0.33$	$\alpha_{\text{rel,i}} \vee \gamma_{\text{rel,i}} < 0.66$	$\alpha_{\text{rel,i}} \vee \gamma_{\text{rel,i}} < 1.00$
$\leq 0.0 \vee 0 \% \text{ d. Zeit}$	hoch ²⁾	kontinuierlich	kontinuierlich
$\leq 1.0 \vee 25 \% \text{ d. Zeit}$	normal ²⁾	hoch	hoch
$\leq 2.0 \vee 50 \% \text{ d. Zeit}$	normal ²⁾	normal	hoch
$\leq 3.0 \vee 75 \% \text{ d. Zeit}$	niedrig ²⁾	niedrig	normal
$\geq 3.0 \vee 100 \% \text{ d. Zeit}$	niedrig ²⁾	niedrig	normal

¹⁾ Die jeweils ungünstigere Bedingung ist maßgebend

²⁾ Kein Monitoring wenn $\alpha_{\text{rel,i}} = 0$ oder $\gamma_{\text{rel,i}} = 0$

Der günstigste Fall einer großen Sicherheitsmarge und einer niedrigen relativen Sensitivität soll an dieser Stelle noch etwas stärker differenziert werden. Unter Sicherheitsaspekten ist an den entsprechenden Stellen noch kein Monitoring erforderlich. Unter dem Gesichtspunkt der möglichen Erkennung zukünftiger Schäden ist es dennoch sinnvoll, mit einer Überwachung im minimalen Umfang zu beginnen, sobald eine relative Sensitivität ungleich Null vorliegt. Daher wird in der Tabelle in diesem speziellen Fall zwischen einer relativen Sensitivität $\alpha_{rel,i}=0$ („kein Monitoring“) und $\alpha_{rel,i}>0$ („niedrige Monitoringintensität“) unterschieden.

Die so festgelegte Monitoringstrategie wird vom Anwender unter Berücksichtigung der Vorinformationen über die vorherrschenden Randbedingungen in den Monitoringplan überführt.

7.1.3 Berücksichtigung zeitlicher Veränderungen in der Strategie

In die im vorherigen Abschnitt beschriebene Festlegung der Monitoringintensität gingen bisher nur die Berechnungsergebnisse der Bauwerksbewertung ein. Schwankungen in der Belastung des Bauwerks und erforderliche Änderungen des probabilistischen Modells, beispielsweise nach der Erkennung von Schäden, können zu einem Wechsel der Gewichtung zwischen den einzelnen Schwachstellen führen. Dies hat im Extremfall die Folge, dass für eine Größe im letzten Bewertungszeitpunkt eine hohe Monitoringintensität ermittelt wurde und durch die Veränderung das Monitoring zum aktuellen Zeitpunkt nicht mehr sinnvoll erscheint. Problematisch ist dies, wenn der Umfang des Monitorings angepasst wird und sich mit der nächsten Bewertung wieder die vorherigen Verhältnisse einstellen.

Um dieses Problem abzuschwächen, werden bei der Entwicklung der Monitoringstrategie etwaige Änderungen gegenüber den Monitoringstrategien der vergangenen Bewertungszeitpunkte festgestellt und die nach Tabelle 7.1 bestimmte Monitoringintensität gegebenenfalls angepasst. Erst wenn sich die Berechnungsergebnisse über einen vom Anwender festlegbaren, längeren Zeitraum (z. B. 5 Bewertungszeitpunkte, d.h. 5 Jahre) nicht mehr verändern, wird die ermittelte Monitoringintensität unverändert übernommen.

Entsprechende Situationen können daraus resultieren, dass die Zuverlässigkeit nur von einer Komponente bzw. einem Teilsystem abhängt, was beispielsweise speziell bei Seriensystemen auftritt (vgl. Abschnitt 5.4). Nimmt zusätzlich die Zuverlässigkeit des Gesamtsystems ab, sind häufig lokale Zustandsverschlechterungen die Ursache. Weicht die Zuverlässigkeit stark vom bisherigen Niveau ab, kann es sinnvoll sein, die betroffenen Komponenten verstärkt zu überwachen und die Intensität der Überwachung anderer Bauteile zurückzufahren.

Grundsätzlich gilt, dass eine einmal in das Monitoring einbezogene Größe nur dann vollständig aus dem Monitoring herausfallen sollte, wenn die Zuverlässigkeit der betroffenen Komponente über den beschriebenen längeren Zeitraum keinen Beitrag mehr zur Gesamtzuverlässigkeit des Systems leistet. Die jeweilige Versagensart verbleibt generell im probabilistischen Modell, ihr stochastisches Modell wird in zukünftigen Monitoringphasen lediglich nicht mehr planmäßig aktualisiert.

7.1.4 Überführung der Monitoringstrategie in den Monitoringplan

Bei der Festlegung des Monitoringplans wird die Monitoringstrategie mit den enthaltenen Monitoringintensitäten in konkrete Angaben über den Umfang des Monitorings der einzelnen Größen überführt. Der auf Grundlage von sicherheitstechnischen und statistischen Belangen ermittelten notwendigen Intensität des Monitorings stehen die finanziellen und logistischen Möglichkeiten des Bauwerkseigners gegenüber. Der Anwender der Methodik bzw. des Programmsystems PROBILAS muss die Randbedingungen des Bauwerks sowie sein Wissen über das zu überwachende Phänomen mit der angegebenen Monitoringintensität kombinieren und damit die notwendige Anzahl von Monitoringphasen sowie die Dauer jeder Phase festlegen. Dabei müssen wiederum statistische Gesichtspunkte berücksichtigt werden, denn durch diese Werte wird indirekt der Stichprobenumfang für die spätere Verteilungsanpassung an die Messdaten festgelegt. Grundannahme des Verfahrens ist, dass bei Größen mit niedriger Monitoringintensität höhere statistische Unsicherheiten und damit kürzere Monitoringphasen oder eine geringere Anzahl in Kauf genommen werden können. Zieht man zusätzlich zu den statistischen auch die sicherheitstechnischen Belange in Betracht, können neu errichtete Bauwerke seltener überwacht werden als bereits bestehende, bei denen aufgrund der Alterung die Wahrscheinlichkeit unentdeckter Schäden größer ist.

Aufgrund der von Bauwerk zu Bauwerk variierenden Randbedingungen kann der Monitoringplan nicht automatisch festgelegt werden. Tabelle 7.2 kann aber als Anhalt für die mögliche Zuordnung der Monitoringintensität einer Größe zu Zahlenwerten für den zeitlichen Abstand sowie die Dauer der Monitoringphasen für neu errichtete und bestehende Bauwerke dienen. Die Werte sind so gewählt, dass eine „normale“ Häufigkeit für neu errichtete Bauwerke einem zeitlichen Abstand der Monitoringphasen von vier Wochen entspricht, wodurch beispielsweise Größen mit monatlichen Schwankungen hinreichend gut erfasst werden können. Die Bestimmung des besten Zeitpunkts der Messungen muss losgelöst von diesen Betrachtungen erfolgen. Sie müssen in jedem Fall zu einem repräsentativen Zeitpunkt erfolgen, für Ingenieurbauwerke im Bereich des Straßenbaus beispielsweise am verkehrsreichsten Tag der Woche. Diese Information kann das Programmsystem ebenfalls nicht liefern, so dass an dieser Stelle Vorinformationen des Anwenders benötigt werden.

Tabelle 7.2: Vorschlag für die Zuordnung der Monitoringintensität zum zeitlichen Abstand zwischen den Monitoringphasen und ihrer Dauer

Monitoringintensität	Beispiel	
	neue Bauwerke	bestehende Bauwerke
kontinuierlich	kontinuierlich	kontinuierlich
hoch	14 Tage / 8 h	7 Tage / 8 h
normal	4 Wochen / 6 h	14 Tage / 6 h
niedrig	3-6 Monate / 4 h	4 Wochen / 4 h

7.2 Überprüfung der Messunsicherheit von Sensoren

Jede Messung ist mit einer gewissen Messunsicherheit behaftet. Diese ist vom eingesetzten Verfahren abhängig und bei festapplizierten Sensoren in der Regel niedriger als bei manuellen, von Menschen durchgeführten Messungen. Durch die Unsicherheit wird die Breite eines Zahlenbereichs angegeben, in dem sich der Messwert einer realen Größe befinden kann. Die Größe des Bereichs ist damit ein Maß für die Verlässlichkeit einer Messung. Würde die Unsicherheit auf ein kritisches Maß anwachsen, könnte bei der Auswertung der Messwerte theoretisch nicht mehr zwischen der inhärenten Unsicherheit der Größe und der Messunsicherheit unterschieden werden. Generell sollten für Monitoringmaßnahmen Sensoren mit möglichst niedriger Messunsicherheit gewählt werden. Bei kommerziellen Sensoren für den Praxiseinsatz ist dies problemlos, da sie in der Regel bei weit unter einem Prozent liegt. Bei Sensoren, die z. B. in Forschungsvorhaben für spezielle Einsatzgebiete entwickelt werden, müssen in der Erprobungsphase in der Regel höhere Unsicherheiten in Kauf genommen werden.

Aufgrund der beschriebenen Auswirkungen müssen Messunsicherheiten in die Planung von Monitoringmaßnahmen einbezogen werden. Aus diesem Grund wird an dieser Stelle ein einfaches Verfahren vorgestellt, das überprüft, ob der Einfluss der Unsicherheit einer Messung größer ist als der Einfluss der Streuung der zu messenden Größe. Die Betrachtung erfolgt mit einer ähnlichen Methode, wie bei der Ableitung der maximal tolerierbaren Unsicherheit in einer Kalibrierungsmessung. Die Messunsicherheit des ausgewählten Sensors bzw. des Messverfahrens wird über einen multiplikativen Modellunsicherheitsfaktor erfasst und dann eine erneute probabilistische Analyse der jeweiligen Komponente durchgeführt. Erhält in der Berechnung der neu eingeführte Modellunsicherheitsfaktor einen höheren Sensitivitätsfaktor als die gemessene Größe selbst, kann davon ausgegangen werden, dass die Messergebnisse dieses Sensors die Unsicherheit der Größe eher erhöhen und daher keinen Informationsgewinn ergeben. In diesem Fall kann auf die Messung der Größe mit dem betreffenden Sensor verzichtet werden.

7.3 Fazit und programmtechnische Umsetzung

Ohne die in diesem Kapitel entwickelten Entscheidungshilfen wäre ein Überwachungsingenieur ohne weitreichende Erfahrungen und mechanische Kenntnisse nicht in der Lage, verschiedene Schwachstellen untereinander zu wichten und das Monitoring entsprechend zu dimensionieren. Mit Hilfe der entwickelten Hilfsgröße der Monitoringintensität, die alle relevanten Ergebnisse der Bauwerksbewertung zusammenfasst, kann er nun einschätzen, wie wichtig eine Größe bzw. ein Parameter im Modell für die Sicherheit des Bauwerks ist. Dadurch können Monitoringmaßnahmen in Abhängigkeit weiterer Randbedingungen, z. B. den zur Verfügung stehenden finanziellen Mitteln, differenzierter im notwendigen Umfang geplant bzw. durchgeführt werden.

Die folgenden Ausführungen behandeln spezielle Fragestellungen der Vorgehensweise des Programmsystems bei der Ableitung der Monitoringstrategie und der notwendigen Plausibilitätsprüfung.

Nachdem in PROBILAS Server für den aktuellen Bewertungszeitpunkt eine Bauwerksbewertung durchgeführt worden ist, kann der Anwender das Programm anweisen, anhand der Berechnungsergebnisse und der vorgestellten Tabelle die Monitoringstrategie zu entwickeln. Abbildung 7.2 zeigt den entsprechenden Dialog des Programmsystems.

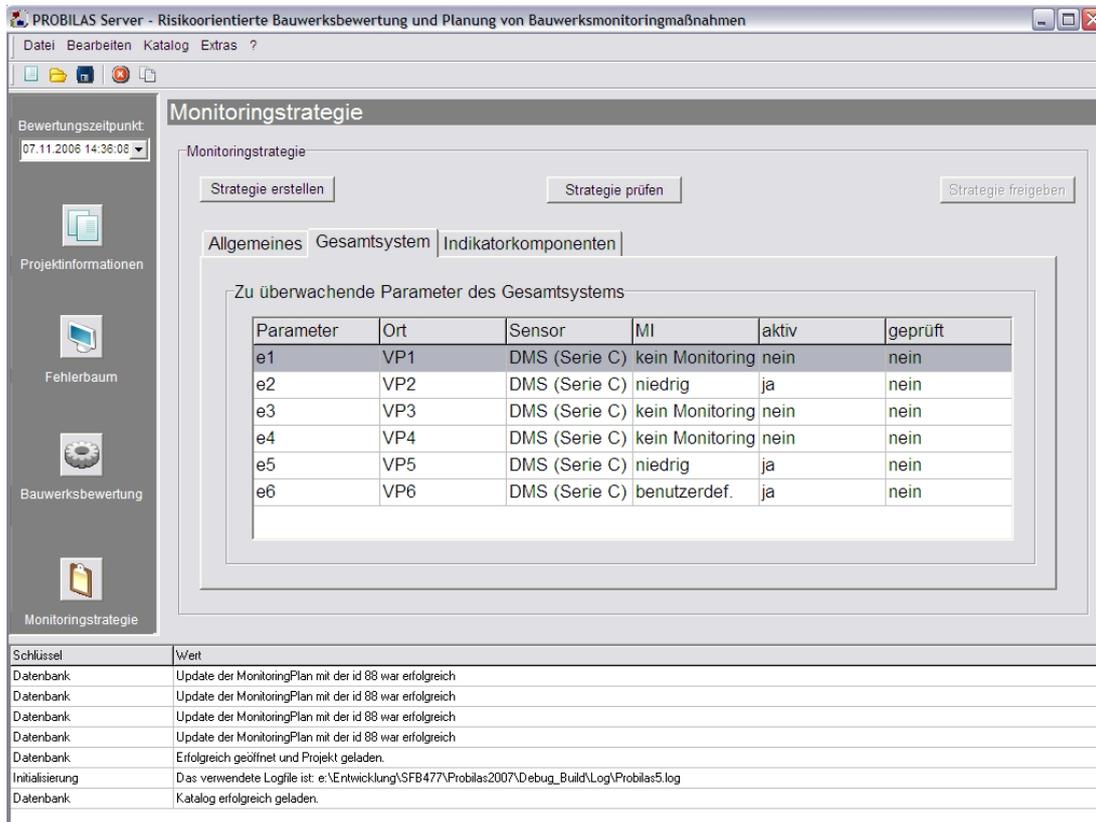


Abbildung 7.2: Entwickelte Monitoringstrategie in PROBILAS Server

Das Programm listet alle zeitabhängigen Basisvariablen mit den ermittelten Monitoringintensitäten auf. Bei Größen, die vom Programmsystem als nicht relevant eingestuft wurden (MI: "Kein Monitoring"), kann der Anwender selbst entscheiden, ob sie dennoch überwacht werden sollen (MI: "benutzerdef. "). Die Aktualisierung ihres stochastischen Modells mit Messdaten wird nach Ende des nächsten Bewertungsintervalls ebenfalls vorgesehen. Nachdem für alle zu überwachenden Größen Monitoringintensitäten vergeben wurden und der Basisvariablen ein entsprechender Sensor zugewiesen wurde, wird die Strategie überprüft. An dieser Stelle wird mit dem im vorherigen Abschnitt beschriebenen Verfahren untersucht, ob die Messunsicherheit des Sensors ggf. die Unsicherheit der Basisvariablen vergrößert. Wenn dies ausgeschlossen werden kann, wird die entwickelte Strategie an den Programmteil PROBILAS Client übermittelt, der im nächsten Kapitel genauer erläutert wird.

Neben der Unterstützung bei der Aufstellung der Monitoringstrategie kann das Programmsystem das Modell und die Strategie auf Plausibilität prüfen. Aus verschiedenen Gründen kann an mancher Stelle des Bauwerks keine Grenzzustandsgleichung in Abhängigkeit messbarer Größen formuliert werden. Anhand der relativen Sensitivitätsfaktoren der Komponenten γ_{rel} ist das Programm in der Lage zu erkennen, ob der jeweilige Grenzzustand einen hohen Einfluss

auf die Zuverlässigkeit des Systems hat. Tritt dieser Fall ein, wird der Anwender aufgefordert, an dieser Stelle des Bauwerks die Grenzzustandsgleichung der Versagensart um eine messbare Größe zu erweitern. Ist es nicht möglich, eine entsprechende Größe zu messen, kann an diesem Versagenspunkt eine Indikatorkomponente definiert und stellvertretend eine Alternativgröße gemessen werden. Diese hat zwar in der Regel keinen Bezug zur eigentlichen Versagensart an dieser Stelle des Bauwerks, liefert aber über die Berechnungsergebnisse eine qualitative Abschätzung des Versagensrisikos.

8 Untersuchung der Messwerte und Anpassung des probabilistischen Modells

Das probabilistische Modell des Bauwerks basiert zunächst nur auf den vom Anwender des Systems als signifikant eingestuften Schwachstellen. Die Zuverlässigkeit des Bauwerks wird anhand dieser Schwachstellen ermittelt und das Monitoring in Abhängigkeit der in den vorstehenden Kapiteln beschriebenen Methoden dimensioniert. Treten unvorhersehbare Schäden am Bauwerk auf, können auch bisher nicht berücksichtigte Punkte des Bauwerks zu möglichen Schwachstellen werden und damit das Modell und die getroffenen Entscheidungen ungültig werden. Ziel dieses Kapitels ist es daher, zunächst ein Verfahren zu entwickeln, mit dem neu aufgetretene Schwachstellen anhand der Messdaten identifiziert werden können.

Ein zweiter wesentlicher Punkt ist die Gewinnung von stochastischen Informationen aus den Messdaten. Ein weiterer Teil dieses Kapitels behandelt daher, wie die gemessenen Daten im Hinblick auf die speziellen Fragestellungen der probabilistischen Bauwerksbewertung und die Anpassung bzw. Aktualisierung des probabilistischen Modells ausgewertet werden müssen.

8.1 Erkennung von negativen Entwicklungen und Trends

Eine Identifikation neu aufgetretener Schäden ist auf unterschiedliche Art und Weise möglich. Der herkömmliche Weg ist eine visuelle Inspektion des Bauwerks, die z. B. nach DIN 1076 alle 3 Jahre erfolgt (vgl. Abschnitt 2.3). Alternativ kann der Versuch unternommen werden, neue Schäden durch die Untersuchung der Messwerte aus dem Monitoring zu erkennen, da das Bauwerksmonitoring an dieser Stelle wesentlich leistungsfähiger ist. Kleinere Schäden können bei der visuellen Inspektion erst dann erkannt werden, wenn entsprechend feine Prüfmethoden eingesetzt werden und das Bauwerk an den richtigen Stellen untersucht wird. Liegen Schäden an Teilen des Bauwerks vor, die bei der Inspektion nicht erreichbar sind, ist eine Entdeckung erst dann wahrscheinlich, wenn sich auch an anderer Stelle im Bauwerk größere Auswirkungen zeigen. Unter bestimmten Voraussetzungen kann Bauwerksmonitoring an dieser Stelle helfen. Im günstigsten Fall ist die geschädigte Stelle mit einem Sensor bestückt, so dass der Schaden frühzeitig anhand der Änderung der Messdaten erkannt werden kann. Häufig wird dies jedoch nicht der Fall sein. Daher nutzt man den gleichen Effekt wie bei der Erkennung von Schäden durch eine visuelle Inspektion, indem versucht wird, den Schaden durch die Änderung der Messwerte an anderer Stelle zu erkennen. Voraussetzung ist, dass Sensoren vor allem an repräsentativen Stellen angeordnet werden, an denen die Messgrößen Rückschlüsse auf das globale Verhalten des Bauwerks liefern.

Aufgrund der beim Monitoring anfallenden großen Datenmengen können und sollten die

Messdaten nicht von Hand ohne entsprechende Auswertemethoden untersucht werden. In Abschnitt 2.4.4 wurde bereits auf einige einfache Algorithmen zur Erkennung von Schäden eingegangen. Aufgrund der Wichtigkeit der Erkennung neu aufgetretener Schäden für das vorgestellte Verfahren werden einige zusätzliche Prüfkriterien eingeführt, die eine schnellere Entdeckung ermöglichen sollen.

Die einfachste Möglichkeit zur Erkennung eines Schadens ist die Definition eines Grenzwerts für die Messgrößen. Bei dem bereits erläuterten Verfahren werden alle aufgenommenen Messdaten mit den vorab definierten Werten verglichen. Wird der jeweilige Wert erreicht, wird davon ausgegangen, dass eine Veränderung des Bauwerks erfolgt ist, die es zu untersuchen gilt. Je nach Höhe des Schwellenwerts kann dieses Vorgehen den Nachteil haben, dass minimale Änderungen oder Trends in den Messdaten nicht erkannt werden können. Andererseits steigt die Gefahr von Fehlalarmen, wenn der Schwellenwert zu niedrig angesetzt wird. Die Anzahl von Fehlalarmen aufgrund vereinzelter Ausreißer in den Messdaten kann reduziert werden, wenn beispielsweise erst bei einer bestimmten Anzahl von Überschreitungen des Werts weitere Maßnahmen eingeleitet werden.

Erweiterte Verfahren setzen auf Vorinformationen über die zu messenden Werte, die beispielsweise aus Referenzmessungen im Rahmen einer schadensfreien Trainingsphase am Bauwerk ermittelt werden können. Aus den in der Trainingsphase ermittelten Messwerten werden sogenannte „Prüfgrößen“ ermittelt, die bei der Überprüfung zukünftiger Messreihen eingesetzt werden. Die Länge der Trainingsphase muss repräsentativ gewählt werden, damit sich möglichst die vollständige Schwankungsbreite der Messwerte (z. B. saisonale Veränderungen) in den Prüfgrößen widerspiegelt. Zur Verbesserung der Leistungsfähigkeit der Prüfgrößen können in der Trainingsphase, zusätzlich zum im Monitoringplan festgelegten Umfang, weitere Messungen durchgeführt werden, die nicht in der Bauwerksbewertung berücksichtigt werden müssen. Dieses Vorgehen ist vor allem bei Bauwerken mit großen Sicherheitsreserven sinnvoll, da sie zu Anfang in der Regel nur in geringem Umfang überwacht werden.

Aufgrund der geringen Leistungsfähigkeit der einfachen Überwachung der Überschreitung von Grenzwerten werden im Programmsystem PROBILAS Prüfgrößen und -kriterien implementiert, die auf in der Trainingsphase gemessenen Daten beruhen. Sie werden im Folgenden dargestellt.

Im einfachsten Fall können die Daten der Trainingsphase genutzt werden, um Grenzwerte für einzelne Messgrößen zu ermitteln. Dazu wird der größte Absolutwert der Messgröße in der Trainingsphase bestimmt und mit einem individuellen Vorhaltemaß beaufschlagt. Der so bestimmte Wert ist genau wie ein herkömmlich festgelegter Grenzwert gut zur Erkennung größerer Veränderungen des Bauwerks geeignet. Für langfristig auftretende Trends ist er in der Regel zu unscharf.

Die weiteren Prüfgrößen und -kriterien basieren daher auf theoretischen Überlegungen zur möglichen Entwicklung von Messwerten geschädigter Bauwerke. Sie sind notwendig, da sich Schäden auf unterschiedliche Art und Weise in Messdaten widerspiegeln können. Im einfachsten Fall tritt durch einen Schaden eine Vergrößerung oder Verkleinerung des Messwerts auf. In anderen Fällen, beispielsweise bei schwingungsanfälligen Bauwerken, können sich zusätzlich die Schwingbreite und damit die Streuung der Messwerte ändern. Als weitere Prüfgrößen bieten sich daher der Mittelwert $m_{\text{Messdaten}}$ und die Standardabweichung $s_{\text{Messdaten}}$ der Messdaten einer Monitoringphase an. Prüfkriterium ist der Vergleich der Prüfgrößen mit den entspre-

chenden Größen aus der Trainingsphase (m_{Training} und s_{Training}). Dadurch dass die Prüfgrößen auf Grundlage aller Daten einer Monitoringphase ermittelt werden, sind sie unempfindlicher gegenüber Ausreißern. Das Gleiche gilt auch für das Prüfkriterium. Es gilt als erfüllt, wenn der prozentuale Grad der Abweichung der Prüfgröße aus der Messung von der Prüfgröße der Trainingsphase (Gleichungen 8.1, 8.2) einen Grenzwert nicht überschreitet. Dieser kann entweder individuell oder ebenfalls anhand der Daten aus der Trainingsphase festgelegt werden. Maßgebend ist die größte Abweichung der Prüfgröße von den jeweiligen Kennwerten der einzelnen Stichproben aus der Trainingsphase. Zur Reduktion von Fehlalarmen sollte die so ermittelte tolerierbare Abweichung ebenfalls mit einem Vorhaltemaß beaufschlagt und analog zur Vorgehensweise bei klassischen Grenzwerten erst bei mehrfacher Überschreitung weitere Maßnahmen ergriffen werden.

$$\text{Änderung } \mu \text{ [\%]} = \frac{\mu_{\text{Training}} - \mu_{\text{aktuell}}}{\mu_{\text{Training}}} * 100 \quad (8.1)$$

bzw.

$$\text{Änderung } \sigma \text{ [\%]} = \frac{\sigma_{\text{Training}} - \sigma_{\text{aktuell}}}{\sigma_{\text{Training}}} * 100 \quad (8.2)$$

Die dargestellten Prüfgrößen sind abhängig von den Schwankungen der jeweiligen Messgrößen, die z. B. aus wechselnden Verkehrsbelastungen resultieren. Für den Fall, dass eine Messgröße über die verschiedenen Monitoringphasen des Trainings ein entsprechendes Verhalten zeigt, muss die maximal tolerierbare prozentuale Abweichung oder die tolerierbare Anzahl von Überschreitungen auf sehr große Werte gesetzt werden, was das Kriterium unschärfer werden lässt.

Dieses Problem kann durch eine weitere Prüfgröße weitestgehend reduziert werden. Sie basiert auf der Vorstellung, dass alle im gleichen Zeitraum und mit der gleichen Messfrequenz gemessenen Größen identische Schwankungen zeigen, vorausgesetzt, dass sie von der gleichen Einwirkung auf das Bauwerk abhängen. Durch die Berechnung des Verhältniswerts $v_{i,j}$ der Mittelwerte der Messdaten einer Messreihe an zwei Punkten des Bauwerks VP_i und VP_j zueinander, gelingt es, die Schwankungen zu entfernen und ein robustes Kriterium für die Erkennung von Schäden zu definieren (Gleichung 8.3). Bei hinreichend langen Monitoringphasen und einem großen Stichprobenumfang zeigt die so ermittelte Prüfgröße $v_{i,j}$ nur eine relativ geringe Variabilität, so dass bereits kleine Änderungen auf eine Veränderung des Bauwerks schließen lassen. Dabei ist es auch denkbar, die Prüfgröße zwischen verschiedenen Messgrößen, wie einer Verformung und einer Schnittgröße, zu bilden. Als Grenzwert wird wie bisher die prozentuale Abweichung des Werts von $v_{i,j}$ aus der aktuellen Monitoringphase von dem in der Trainingsphase ermittelten Wert $v_{i,j,\text{Training}}$ genutzt. Bei einem ungeschädigten Bauwerk und einem hinreichend großen Stichprobenumfang stellen sich nur marginal voneinander abweichende Verhältniswerte zwischen den Größen ein. Die maximal tolerierbare Abweichung kann automatisch analog zum bisherigen Vorgehen ermittelt werden.

$$\text{Änderung } v_{i,j} \text{ [\%]} = \frac{v_{i,j,\text{Training}} - v_{i,j,\text{aktuell}}}{v_{i,j,\text{Training}}} * 100 \quad (8.3)$$

mit:

$$v_{i,j} = \frac{\mu_{VP_i}}{\mu_{VP_j}}$$

Der folgende Abschnitt vergleicht die verschiedenen Prüfgrößen zur Trenderkennung anhand eines einfachen Anwendungsbeispiels.

8.1.1 Vergleich der Verfahren zur Trenderkennung

Die Untersuchung erfolgt auf Grundlage eines numerischen Modells eines einfachen Bauwerks aus Stahl, das aus zwei über Querträger verbundenen Zweifeldträgern besteht. Abbildung 8.1 zeigt eine Prinzipskizze mit den untersuchten Versagenspunkten (VP 1-VP 6). Das Bauwerk wird auf den Querträgern durch eine stochastische, Gauß-normalverteilte Einwirkung belastet, die an das Ermüdungslastmodell nach Pohl und Krämer [Poh84] angelehnt ist. Ihre Position auf dem Querträger variiert ebenfalls entsprechend einer Gauß-Normalverteilung.

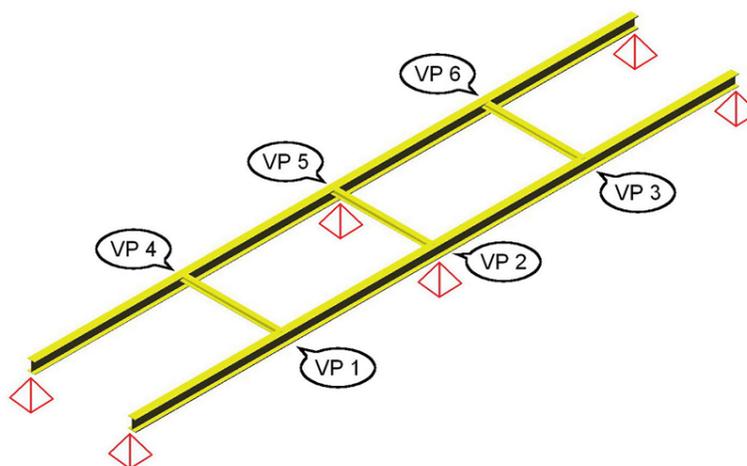


Abbildung 8.1: Einfaches Beispielbauwerk für die Erläuterung der Trenderkennung

Es wird angenommen, dass pro Jahr zwölf Monitoringphasen durchgeführt werden. Weiterhin wird davon ausgegangen, dass in jeder Monitoringphase 2000 Fahrzeuge das Bauwerk passieren. Als Messgröße wird die durch die Fahrzeuge verursachte Stahldehnung in den sechs angezeigten Versagenspunkten verwendet. Sie werden für jede Monitoringphase in einer Monte-Carlo Simulation auf Grundlage eines Finite-Elemente-Programms ermittelt. Zur Verringerung des numerischen Aufwands wird angenommen, dass die Messung genau dann durchgeführt wird, wenn das jeweilige Fahrzeug sich auf einem der beiden Querträger befindet. Gegenüber einer realen Messung ergeben sich dadurch wesentlich kleinere Datensätze. In Abbildung 8.2 ist ein typischer Verlauf der Dehnung an VP 4 für eine Monitoringphase dargestellt.

Die Eignung der Methoden zur Trenderkennung wird in zwei Szenarien geprüft. In Szenario I wird die Verteilung des Verkehrs als konstant nach dem erwähnten Ermüdungslastmodell angenommen. In Szenario II wird das Beispiel realitätsnäher gestaltet, indem zusätzlich der Mittelwert der Belastung nach den in Tabelle 8.1 gezeigten Annahmen monatsweise variiert wird, wodurch höhere Anforderungen an die Algorithmen gestellt werden.

Es wird angenommen, dass in den ersten vier Jahren (48 Monate) keine Schäden am Bauwerk auftreten. Nach diesem Zeitpunkt wird ein Schaden am zweiten Querträger zwischen VP 4

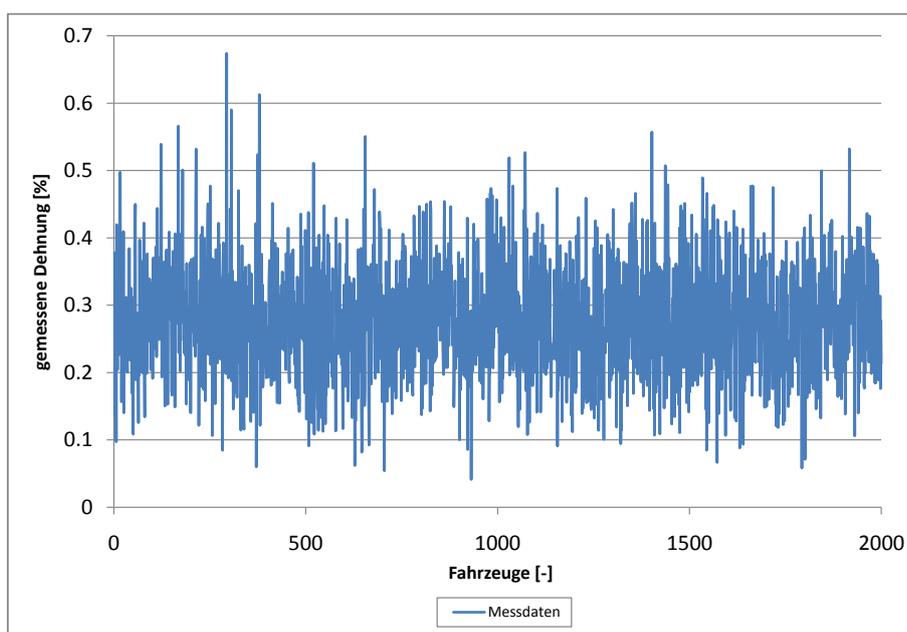


Abbildung 8.2: Exemplarischer Verlauf einer Messung der Dehnung aufgrund der Einwirkung von 2000 Fahrzeugen an VP 4

Tabelle 8.1: Monatliche Variation der Einwirkung in Szenario II

Monat	Jan.	Feb.	Mrz.	Apr.	Mai	Jun.	Jul.	Aug.	Sep.	Okt.	Nov.	Dez.
Var.	-4%	-4%	-2%	-1%	+1%	+2%	+4%	+4%	+2%	+1%	-1%	-2%

und VP 5 (Abbildung 8.1) angenommen, der durch die lineare Reduktion der Steifigkeit in diesem Bereich im numerischen Modell berücksichtigt wurde. Es wurde untersucht, inwieweit die vorgestellten Verfahren zur Erkennung des Schadens in den beiden beschriebenen Szenarien geeignet sind.

Zunächst wird auf Grundlage der zwölfmonatigen Trainingsphase ein dynamischer Grenzwert festgelegt (maximal gemessener Wert), der in der Regel unter einem durch den Anwender festgelegten Grenzwert liegt. Die Untersuchungen zeigen, dass sich durch den Schaden der Mittelwert der gemessenen Größe leicht verändert, es aber in keinem Szenario zu einer mehrfachen Überschreitung des gewählten Grenzwerts kommt. Aus dem Ergebnis kann geschlossen werden, dass die Verfahren auf Basis absoluter oder dynamischer Schwell- bzw. Grenzwerte bei nur geringem Schädigungsgrad nicht aussagekräftig genug sind.

In einem zweiten Schritt werden die Mittelwert-basierenden Prüfgrößen ebenfalls auf Grundlage einer zwölfmonatigen Trainingsphase in beiden Szenarien eingesetzt. Das Ergebnis zeigt Abbildung 8.3. Da die Standardabweichung der Einwirkung in der Simulation als konstant angenommen wird, kann auf die Anwendung der Prüfgröße Standardabweichung verzichtet werden.

In Szenario I ist die Prüfgröße „Mittelwert“ in der Lage, eine Veränderung des Systems zu erkennen. Durch den Schaden kommt es ca. 14 Monate nach Initiierung des Schädigungsprozesses zu einer starken Abweichung vom Referenzmittelwert. In Szenario II ergeben sich

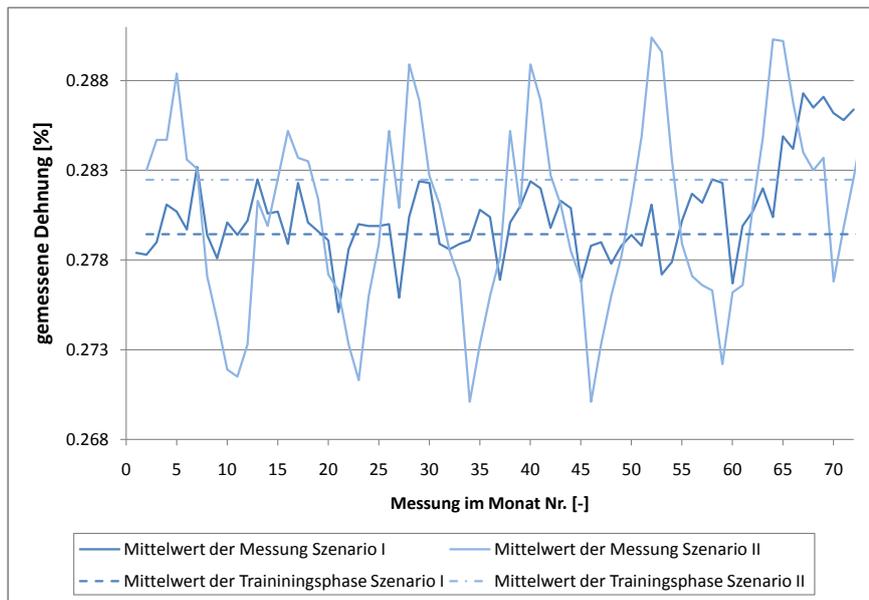


Abbildung 8.3: Verlauf der Mittelwerte der Messungen an VP4 für beide Szenarien und Vergleich mit dem Mittelwert der Trainingsphase

durch die variierte Verkehrsbelastung ein höherer Referenzmittelwert in der Trainingsphase und höhere Mittelwerte in den einzelnen Monitoringphasen. Der Einfluss der Schädigung auf die Messwerte wird so überdeckt, so dass das Prüfkriterium für dieses Szenario wirkungslos ist.

Die Abbildungen 8.4 und 8.5 zeigen die Ergebnisse der Untersuchungen mit der Prüfgröße

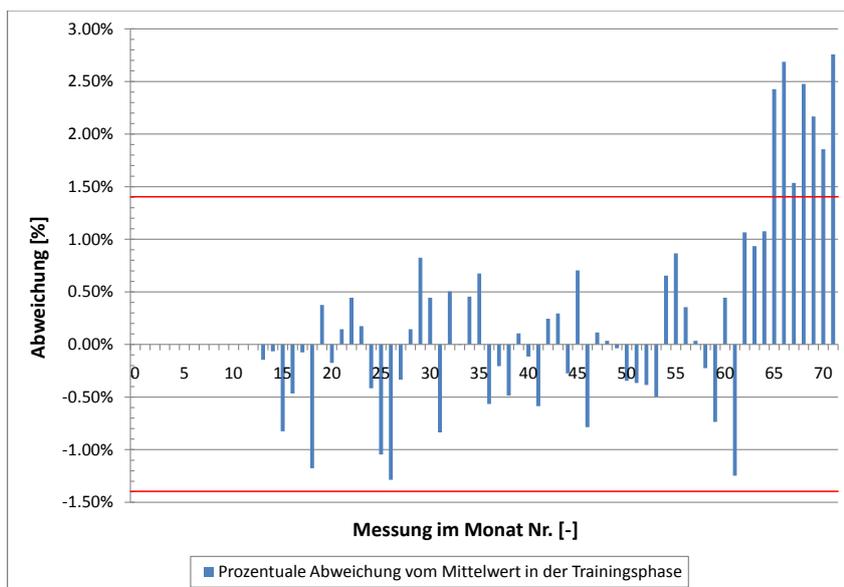


Abbildung 8.4: Verlauf der Abweichung des Verhältnisswerts der Mittelwerte der Messungen an VP1 und VP4 im Szenario ohne Schwankungen der Einwirkung

der Verhältniswerte. Zu ihrer Ermittlung wurden die Mittelwerte der gemessenen Dehnungen an VP 1 durch den Mittelwert der über den gleichen Zeitraum gemessenen Dehnungen an VP 4 geteilt. Für jede Monitoringphase ist die prozentuale Abweichung des aktuellen Werts der Prüfgröße $v_{1,4}$ von der Prüfgröße $v_{1,4, \text{Training}}$ dargestellt (vgl. Gleichung 8.3). Zusätzlich sind mögliche kritische Werte für die Prüfgröße eingezeichnet. Aufgrund der geringen Anzahl der simulierten Messdaten pro Monitoringphasen ($n=2000$) treten zwischen zwei Monitoringphasen größere Schwankungen als üblich in der Prüfgröße $v_{i,j}$ auf, so dass der kritische Wert etwas höher als bei realen Messungen gewählt werden muss.

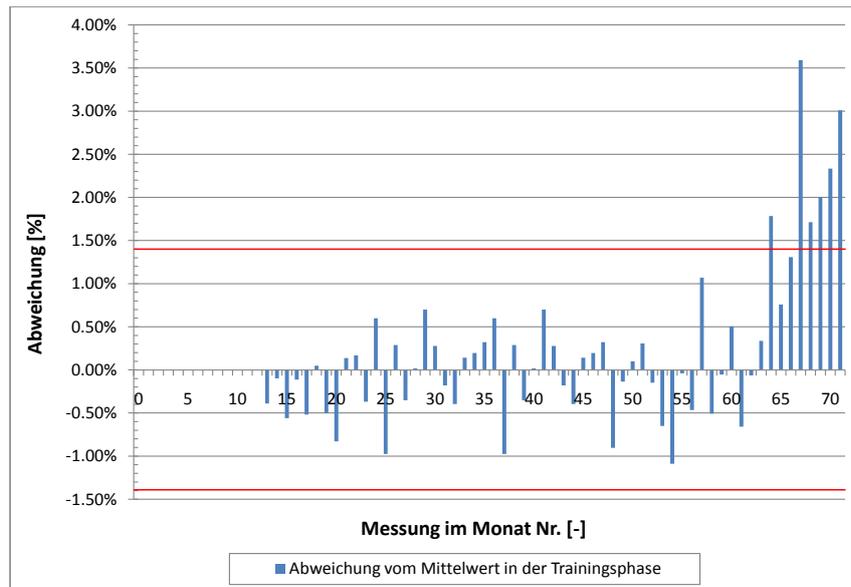


Abbildung 8.5: Verlauf der Abweichung des Verhältniswerts der Mittelwerte der Messungen an VP1 und VP4 im Szenario mit Schwankungen der Einwirkung

In beiden Szenarien wird der Schaden erkannt. Spätestens 17 Monate nach Initiierung des Schädigungsprozesses treten in beiden Fällen kritische Überschreitungen der tolerierbaren Abweichung auf, so dass je nach Kriterium bei einer mehrfachen Überschreitung Alarm ausgelöst werden würde. Würde dieser Fall an einem realen Bauwerk eintreten, sollte es sofort näher untersucht werden.

8.1.2 Einordnung der Trenderkennung

Die beschriebenen Verfahren der Trenderkennung wurden entwickelt, um möglichst früh Veränderungen am Bauwerk anhand der Messdaten zu erkennen. Da für die dann notwendige Anpassung des probabilistischen Modells in jedem Fall eine Inspektion erforderlich ist, war das Ziel bei der Entwicklung nicht die Quantifizierung oder auch Lokalisierung des Schadens. Die Methoden berücksichtigen zum aktuellen Zeitpunkt nicht die Position der Messstellen oder den Messwertverlauf, so dass sie nicht zwischen mehreren gleichzeitigen Schäden differenzieren können. Die Verfahren konkurrieren aus diesen Gründen nicht mit den in professionellen Monitoringsystemen enthalten komplexen Analysealgorithmen, die diese Aufgaben teilweise heute schon leisten (vgl. Abschnitt 2.4.4).

Insgesamt zeigen die Beispiele aber, dass die Untersuchung der Verhältniswerte der Mittelwerte von über den gleichen Zeitraum gemessenen Größen eine interessante Möglichkeit zur Früherkennung von Schädigungen bzw. Trends bietet. Wie verschiedene Untersuchungen gezeigt haben, ist es durch die Verhältniswertbildung auch nicht mehr unbedingt erforderlich, dass die Messungen an der geschädigten Stelle des Bauwerks durchgeführt werden. Eine Voraussetzung ist allerdings, dass durch den Schaden Veränderungen auftreten, die an anderer Stelle im Bauwerk messbar sind.

8.2 Gewinnung stochastischer Informationen aus Messdaten

Bei der Zustandsüberwachung von Bauwerken mit hoher Messfrequenz fallen große Datenmengen an. Die Untersuchung der Messwerte auf Trends und die Bestimmung der in den probabilistischen Analysen benötigten Korrelationskoeffizienten erfolgt mit den vollständigen Datensätzen, um die Ergebnisse nicht zu verfälschen und Fehlinterpretationen auszuschließen. Für die probabilistische Bauwerksbewertung hingegen eignen sich die unbehandelten Messdaten nicht, so dass der zweite Schritt bei der Auswertung der gemessenen Daten die Extraktion der relevanten stochastischen Information ist. Die Art und Weise, wie Messdaten in der probabilistischen Analyse verwendet werden können, hängt von der Messgröße und dem betrachteten Grenzzustand ab. Für die probabilistische Bewertung der Tragfähigkeit des Bauwerks muss die Verteilung der Maximalwerte bzw. der Extremwerte der Systemantwort als Reaktion auf die Einwirkung aus den Messdaten ermittelt werden. Messdaten aus der Zustandsüberwachung eines Bauwerks enthalten durch die hohe Messfrequenz neben den Peaks der Belastung eine Vielzahl weiterer Signale. Bevor die Verteilung der Maximalwerte aus den Messdaten ermittelt werden kann, müssen diese irrelevanten Informationen aus den Daten entfernt werden. Die dazu notwendigen Annahmen und Verfahren sind Gegenstand des folgenden Abschnitts.

Wenn nicht die Tragfähigkeit des überwachten Bauteils sondern sein Ermüdungszustand beurteilt werden soll, ist eine andere Behandlung der Messdaten erforderlich. Da für den Ermüdungszustand jedes Schwingenspiel oberhalb einer Mindestspannungsdifferenz von Interesse ist, müssen die Messdaten vor einer probabilistischen Bewertung, z. B. mit dem Rainflow-Verfahren [Pei03], ausgewertet werden. Für weitergehende Ausführungen zur probabilistischen Bewertung des Ermüdungszustands von Bauwerken sei auf die Literatur verwiesen (z. B. [Kun92]).

8.2.1 Datenreduktion

Abbildung 8.6 zeigt den Ausschnitt aus einem simulierten Messschrieb eines Stahlbauwerks unter einer starken Verkehrsbeanspruchung. Die Messfrequenz beträgt in diesem Fall 100 Hz, was zu einer entsprechend hohen Anzahl von Messdaten führt.

Diese Messreihe muss auf die Messwerte reduziert werden, die für die weiteren Untersuchungen relevant sind. Für den Fall, dass die Bewertung auf Grundlage von Extremwertverteilungen erfolgen soll, ist dies relativ einfach, da innerhalb des jeweiligen Bezugszeitraums lediglich der

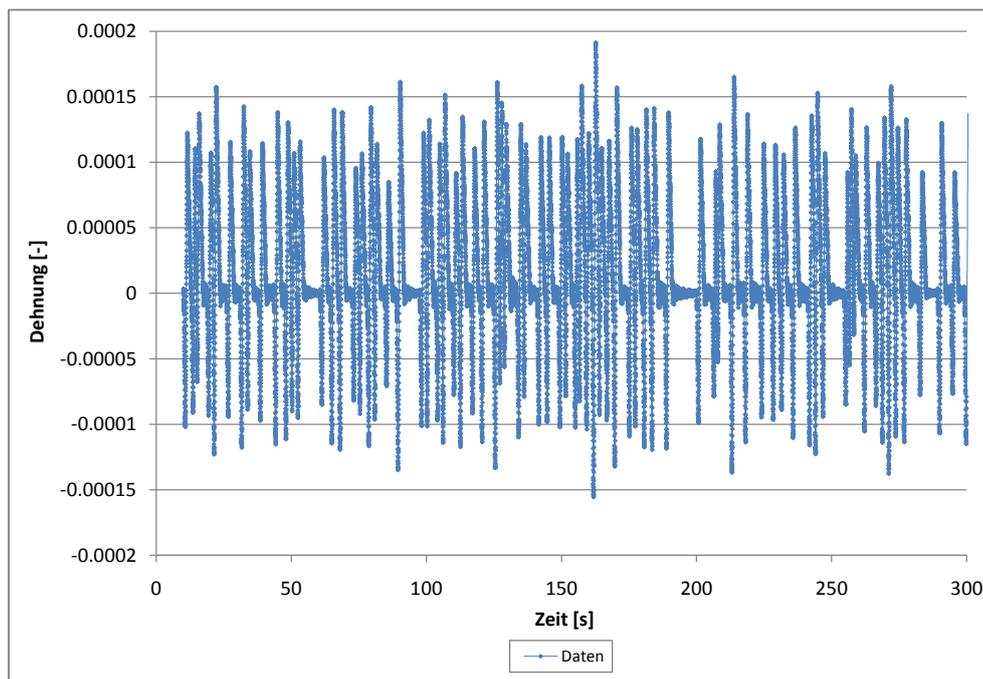


Abbildung 8.6: Exemplarischer Verlauf von Messwerten

maximale bzw. minimale Wert gesucht wird. Die Bildung einer Amplitudenverteilung ist komplexer, da dafür jeder einzelne Maximal- bzw. Minimalwert der Messreihe ermittelt werden muss. Dabei besteht das Problem, dass die Amplituden der Messreihe in der Abbildung nicht erkennbare lokale Minima und Maxima enthalten, die für die Bildung einer Verteilung über alle Amplituden nicht relevant sind. Weitere Störgrößen sind kleinere Oszillationen der Messreihe im Bereich des Nullpunkts, die durch das Nachschwingverhalten des Bauwerks bedingt sind. Sie enthalten ebenfalls weitere irrelevante lokale Minima und Maxima. Die Extraktion der gesuchten Werte kann durch die Anwendung verschiedener Operationen und Algorithmen erreicht werden, deren Eignung von Fall zu Fall geprüft werden muss.

Die Elimination von irrelevanten Werten um den Nullpunkt herum gelingt durch Festlegung von Schwellenwerten, die rein visuell anhand des Messschriebs abgeschätzt werden können. Die Messwerte ober- oder unterhalb des Schwellenwerts werden aus der Messreihe entfernt. Eine weitere Reduktion der Messreihe kann durch die in Anhang A dargestellten Methoden der Zeitreihenanalyse erreicht werden. Dazu wird sie zunächst mit der Methode des gleitenden Durchschnitts geglättet und anschließend linearisiert. Durch die Glättung entfallen kleinere lokale Minima und Maxima. Bei der Linearisierung werden anschließend alle Zwischenpunkte aufeinander folgender Minimas und Maximas entfernt, so dass die Messreihe nur noch aus diesen besteht. Für die probabilistische Bewertung werden die positiven und negativen Werte der reduzierten Datenreihen in der Regel getrennt weiterverarbeitet, beispielsweise für die Amplitudenverteilungen von Größen in den Grenzzuständen Zug und Druck.

8.2.2 Methoden zur Verteilungsanpassung an die Messdaten

Für die probabilistische Bauwerksbewertung sind statistische Verteilungen erforderlich, die auf verschiedene Art und Weise aus den Messdaten bestimmt werden können. Die Bauwerksbewertung kann entweder auf Basis einer Amplitudenverteilung oder einer Extremwertverteilung erfolgen. Die Auswahl der jeweiligen Methode hängt von den Vorinformationen über die Messdaten, ihrem Umfang und der Kenntnisse über die Grundgesamtheit ab. Die folgenden Abschnitte beschreiben die jeweilige Vorgehensweise.

8.2.2.1 Bestimmung einer Amplitudenverteilung bei bekannter Grundverteilung

Wenn die Verteilung der Grundgesamtheit der gemessenen Größe aus Langzeituntersuchungen oder durch entsprechendes Expertenwissen bekannt ist, wird die Bestimmung der Parameter der Amplitudenverteilung erleichtert. In diesem Fall ist es sehr wahrscheinlich, dass die Messgrößen ebenfalls entsprechend diesem Verteilungstyp verteilt sind. Für die Parameterbestimmung der Amplitudenverteilung wird dies als Nullhypothese angenommen und anhand einer hinreichend großen Messreihe mit einem Verteilungstest geprüft (Anhang D). Im weiteren Verlauf der Auswertung wird der Verteilungstyp als bekannt vorausgesetzt. Die Vorgehensweise zur Bestimmung einer Amplitudenverteilung für den ganzen Bewertungszeitraum mit mehreren Monitoringphasen wird in Abschnitt 8.2.3 erläutert.

8.2.2.2 Bestimmung einer Amplitudenverteilung bei unbekannter Grundverteilung

Für den Fall, dass die Grundverteilung einer gemessenen Größe nicht bekannt ist, wird angenommen, dass der Verteilungstyp der Amplitudenverteilung und der Grundverteilung identisch sind. Er muss in diesem Fall auf Grundlage einer Stichprobe geschätzt werden. Zu diesem Zweck sollten Messdaten aus mehreren Monitoringphasen verwendet werden, damit die Stichprobe hinreichend groß ist und eventuelle saisonale Schwankungen in den Daten enthalten sind. Konnte ein Verteilungstyp an die Stichprobe angepasst werden, kann für die restlichen Monitoringphasen wie im vorstehend beschriebenen Fall verfahren werden.

8.2.2.3 Bestimmung von Extremwertverteilungen

Reale Messdaten haben oft den Nachteil, dass die Verteilung der Grundgesamtheit gänzlich unbekannt ist und dass die Anpassung eines einfachen Verteilungstyps an die Peaks der Messreihe fehlschlägt. Dies kann beispielsweise der Fall sein, wenn die Messdaten durch mehrere streuende Größen beeinflusst werden und sie dementsprechend nur mit multivariaten oder mehrmodalen Verteilungen beschrieben werden könnten. Darüber hinaus sind die beschriebenen Verfahren auf Grundlage der Amplitudenverteilung von einer effektiven Datenreduktion abhängig, die mit zunehmender Länge der Monitoringphasen immer aufwendiger wird.

Durch die Anwendung der Extremwertstatistik und die Verwendung einer der asymptotischen Extremwertverteilungen kann das Problem unter Umständen vereinfacht werden. Sie beschreiben die Verteilung der Maximal- bzw. Minimalwerte einer Grundgesamtheit und sind

ansonsten von ihr unabhängig. Aus diesem Grund ist ihre Anpassung an reale Messwerte wesentlich robuster als die Verwendung eines einfachen Verteilungstyps. Für die im Bauwesen üblichen Zuverlässigkeitsniveaus bieten sie daher eine gute Alternative zur direkten Bestimmung der Amplitudenverteilung.

Für die Wahl eines passenden Bezugszeitraums der Extremwertverteilung existieren keine festen Regeln. Parameterstudien mit verschiedenen Grundgesamtheiten, Bezugszeiträumen und der anschließenden Bewertung der Güte der Anpassung mit Anpassungstests haben gezeigt, dass die Verteilungsanpassung für größere Stichproben schwieriger wird. Andererseits darf der Stichprobenumfang aus Gründen der statistischen Unsicherheit nicht zu klein gewählt werden.

8.2.3 Bildung einer gemeinsamen Verteilung über alle Monitoringphasen

Bisher wurde lediglich die Anpassung eines Verteilungstyps an die Messdaten diskutiert. Im Fall von periodischem Monitoring müssen die stochastischen Informationen der einzelnen Monitoringphasen zu einer gemeinsamen Verteilung mit dem passenden Bezugszeitraum kombiniert werden. Die möglichen Vorgehensweisen bei der Kombination von Amplitudenverteilungen und von Extremwertverteilungen unterscheiden sich voneinander und sind Gegenstand dieses Abschnitts.

Die erste Voraussetzung bei der Bestimmung einer Amplitudenverteilung über alle Monitoringphasen ist, dass die Konformität der Messdaten mit der Amplitudenverteilung vorab sichergestellt wird, da eine nachträgliche Konformitätsprüfung nicht mehr möglich ist. Die zweite Voraussetzung ist, dass die Momente bzw. Parameter der verwendeten Verteilung mit Hilfe der Momentenmethode [Ben63] aus den ersten beiden Momenten einer Stichprobe, dem Stichprobenmittelwert m und der Stichprobenstandardabweichung s geschätzt werden können. Dies hat den Vorteil, dass nicht die gesamte Stichprobe, sondern nur die Stichprobenkennwerte bis zum Ende des Bewertungszeitraums gespeichert werden müssen. Aufgrund der großen Datenmenge einer einzelnen Stichprobe müssten ansonsten Abstriche beim Stichprobenumfang gemacht werden. Einerseits limitiert an dieser Stelle der verfügbare Speicherplatz die mögliche Anzahl der Stichprobenelemente und andererseits ist die Güteprüfung der Verteilungsanpassung sehr großer Stichproben mit herkömmlichen Methoden ungenau.

Die Momentenmethode bietet zwar nicht die Genauigkeit aufwendigerer Verfahren zur Parameterschätzung, wie der Maximum-Likelihood Methode [Ben63], gegenüber diesen hat sie aber den Vorteil, dass der Berechnungsaufwand nicht mit der Stichprobengröße ansteigt. Aus den Kennwerten der Stichproben der einzelnen Monitoringphasen können mit Hilfe der bereits in der Kalibrierung genutzten Gleichungen 6.2 und 6.3 die Kennwerte einer Gesamtstichprobe und anschließend aus diesen die gesuchten Verteilungsparameter ermittelt werden.

In Tabelle 8.2 sind beispielhaft Zahlenwerte für den Stichprobenumfang bei der Nutzung von Amplituden- und Extremwertverteilungen für eine verschiedene Anzahl von Monitoringphasen und Messdauern gegenüber gestellt. Aus diesen Zahlen wird deutlich, dass das vereinfachte Vorgehen auf Grundlage der Stichprobenkennwerte einen guten Kompromiss zwischen Aufwand und Nutzen darstellt.

Die Kombination von Extremwertverteilungen ist mit der beschriebenen Vorgehensweise nicht

möglich. Aufgrund der geringeren Datenmenge können aber die Extremwerte aus den einzelnen Stichproben bestimmt, gespeichert und am Ende des Bewertungszeitraums eine Extremwertverteilung an die vollständigen Daten angepasst werden. Vor der Bestimmung der Extremwerte aus den Stichproben muss ihr Bezugszeitraum gewählt werden. Er ist abhängig von der Größe der Gesamtstichprobe der Extremwerte und damit von der Anzahl der Monitoringphasen. Da der Gesamtstichprobenumfang immer in dem im vorherigen Abschnitt angesprochenen Bereich liegen sollte, ist der Bezugszeitraum bei einer höheren Anzahl von Monitoringphasen ebenfalls größer. Eine höhere Anzahl von Monitoringphasen und eine Vergrößerung des Bezugszeitraums verringern die statistische Unsicherheit der Bewertung. Tabelle 8.2 enthält neben den bereits erwähnten Angaben Vorschläge für Bezugszeiträume von Extremwerten in Abhängigkeit von einer unterschiedlichen Anzahl der Monitoringphasen und der Überwachungsdauer. Durch Verwendung dieser Angaben ergeben sich günstige Stichprobenumfänge.

Die Bauwerksbewertung erfolgt mit dem in Abschnitt 5.2 vorgestellten Modell, das auf der Extrapolation der aus den Messdaten ermittelten Verteilung auf den Bezugszeitraum von einem Jahr basiert. Die Methode ist gleichermaßen für Amplitudenverteilungen und Extremwertverteilungen anwendbar, lediglich der notwendige Extrapolationsexponent N ist unterschiedlich. Daher muss dieser bei der Bildung der gemeinsamen Amplitudenverteilung bzw. der Extremwertverteilung aus der Anzahl der Monitoringphasen und der Dauer der Messungen bzw. des Bezugszeitraums der Extremwertverteilung ermittelt werden. Als letzte Information stellt Tabelle 8.2 die sich aus der Anzahl der Monitoringphasen und der Dauer der Überwachung ergebenden Exponenten N für die Verwendung von Amplituden- bzw. Extremwertverteilungen gegenüber.

Tabelle 8.2: Darstellung des Einflusses des Umfangs des Monitorings auf die Stichprobengröße für die Verteilungsanpassung und den Exponenten N für die Extrapolation

Anzahl der Monitoringphasen	Dauer des Monitorings	Stichprobenumfang ¹⁾	günstiger Extremwert	Exponent N ¹⁾
2	12 h	8,6E6 / 144	10-Minuten	365/52560
4	12 h	1,7E7 / 144	20-Minuten	183/26280
6	12 h	2,6E7 / 144	30-Minuten	122/17520
12	12 h	5,2E7 / 144	60-Minuten	61/8760
kontinuierlich	kontinuierlich	3,2E9 / 183	2-Tage	1/183

Den Effekt unterschiedlicher Stichprobengrößen auf die Zuverlässigkeitsberechnung zeigt der folgende Abschnitt. Das gesamte Vorgehen und die verschiedenen in PROBILAS realisierten Möglichkeiten zur Verteilungsbestimmung, sind in Abbildung 8.7 noch einmal zusammengefasst.

¹⁾ Jeweils für die Amplitudenverteilung bzw. für die jeweilige Extremwertverteilung

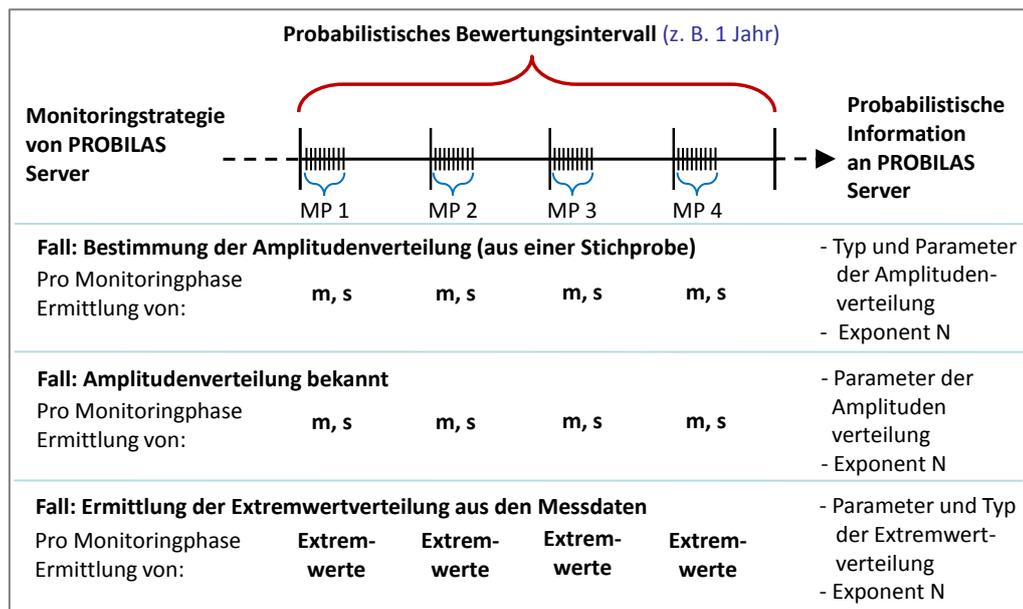


Abbildung 8.7: Möglichkeiten bei der Gewinnung stochastischer Information aus Messdaten

8.2.4 Einfluss des Verteilungstyps und des Stichprobenumfangs auf die Ergebnisse von Zuverlässigkeitsanalysen

Die Güte der Anpassung einer Verteilung an eine Stichprobe hat einen großen Einfluss auf die berechnete Zuverlässigkeit, wobei der Stichprobenumfang und die Auswahl eines passenden Verteilungstyps entscheidende Faktoren sind. Die Auswirkungen der Wahl des Stichprobenumfangs und des Verteilungstyps auf die Zuverlässigkeit sollen in einem Beispiel dargestellt werden. Die Zuverlässigkeitsanalysen erfolgen mit der bereits in anderen Beispielen verwendeten Komponente (Gleichung 4.2), bei der das stochastische Modell der Bauwerksantwort (Stahldehnung ε) variiert wird.

Für die Stahldehnung ε wird eine Gauß-normalverteilte Grundgesamtheit angenommen, die durch 100.000 Zufallszahlen repräsentiert wird. Die Untersuchung berücksichtigt ausschließlich zwei verschiedene Extremwertverteilungen. Bei den typischen im Monitoring auftretenden Stichprobengrößen ist die Ermittlung einer Amplitudenverteilung nur bei den hier vorherrschenden Idealbedingungen möglich, weshalb auf eine vergleichbare Untersuchung auf Grundlage dieser Verteilungen verzichtet wurde.

Als Verteilungstyp werden exemplarisch eine Extremwertverteilung vom Typ I (Gumbel-Max-Verteilung) und die verallgemeinerte Extremwertverteilung (GEV) ausgewählt. Die verallgemeinerte Extremwertverteilung wird anders als die Gumbel-Max-Verteilung durch drei Parameter beschrieben. Sie bietet daher einen zusätzlichen Freiheitsgrad, der sich bei der Verteilungsanpassung an Stichproben in der Regel positiv auswirkt.

Der Stichprobenumfang für die Extremwerte wird bei gleicher Grundgesamtheit zwischen klein (20 und 40 Elemente), mittel (100 und 200 Elemente) und groß (400 Elemente) variiert. In Abbildung 8.8 sind die Grundgesamtheit und exemplarisch eine an 100 Extremwerte

der Grundgesamtheit angepasste GEV-Verteilung dargestellt. Die Ergebnisse der Zuverlässigkeitsberechnungen zeigt Tabelle 8.3.

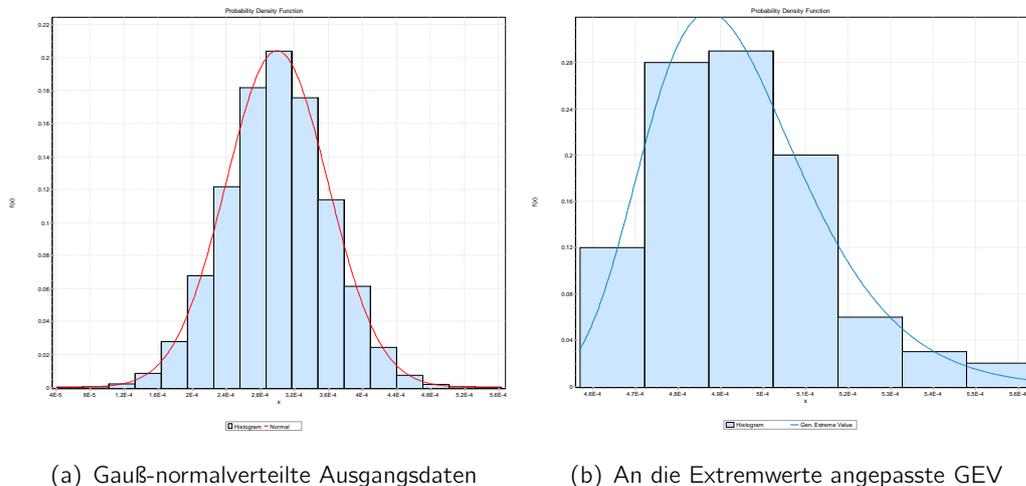


Abbildung 8.8: Exemplarische Verteilungsfunktionen für das Beispiel

Im Idealfall würden die Zuverlässigkeitsanalysen mit den angepassten Extremwertverteilungen die gleichen Ergebnisse wie eine Analyse auf Grundlage der Grundgesamtheit liefern. Dies ist der Fall, wenn die Verteilung der Extremwerte der Grundverteilung durch die Extremwertverteilung exakt wiedergegeben werden kann. In der Realität kommt es aufgrund von Ungenauigkeiten bei der Verteilungsanpassung und durch die unterschiedlichen Stichprobengrößen zu Abweichungen im Zuverlässigkeitsniveau und den in der Tabelle dargestellten Sensitivitätsfaktoren α_ε der Stahldehnung ε .

Die Güte der Verteilungsanpassung wird mit Anpassungstests überprüft, wobei das Ergebnis der Güteprüfung auch vom ausgewählten Test abhängen kann. Die Eigenschaften der verschiedenen in PROBILAS genutzten Testtypen und ihre Eignung für verschiedene Fragestellungen sind in Anhang D dargestellt. In Tabelle 8.3 ist neben den Berechnungsergebnissen auch die Prüfgröße des hier verwendeten Anderson-Darling (A-D)-Tests sowie der kritische Wert dargestellt.

Für die angenommenen Idealbedingungen sind alle verwendeten Extremwertverteilungen auf einem Signifikanzniveau von $\alpha=0.05$ zur Beschreibung der Extremwerte der Grundgesamtheit geeignet. Wenn nur eine Abweichung von $\Delta\beta = 0.5$ als tolerierbar angesehen werden kann, fallen die Stichprobengrößen von 20 Elementen aus der Betrachtung heraus, obwohl für sie der Anpassungstest die niedrigste Prüfgröße liefert. Es ist erkennbar, dass die Prüfgröße mit der Stichprobengröße ansteigt. Dies bedeutet, dass die Güteprüfung großer Stichproben mit den klassischen Anpassungstests nicht mehr möglich ist bzw. eine Rückweisung der Nullhypothese bedeutet.

Vergleicht man jeweils die Ergebnisse der Zuverlässigkeitsanalysen auf Grundlage des gleichen Stichprobenumfangs fällt auf, dass beide Arten der Extremwertverteilung vergleichbare Zuverlässigkeitsniveaus berechnen. Allerdings wird durch die Gumbel-Max-Verteilung der ebenfalls relevante Sensitivitätsfaktor besser wiedergegeben. Diese Abweichungen sind im dritten Parameter der GEV begründet, der unter anderem zu einer von der Gumbel-Max-

Tabelle 8.3: Ergebnisse der Zuverlässigkeitsanalysen mit den verschiedenen Verteilungsfunktionen

Verteilungsfunktion	Zuverlässigkeitsindex β	α_ϵ	Prüfgröße AD (<2.50 [$\alpha=0.05$])
Gauß-Normalverteilung	12,65	0,24	7,57
GEV (20 Werte)	11,80	0,25	0,19
Gumbel-Max (20 Werte)	12,09	0,12	0,36
GEV (40 Werte)	12,12	0,11	0,12
Gumbel-Max (40 Werte)	12,13	0,14	0,29
GEV (100 Werte)	12,18	0,12	0,20
Gumbel-Max (100 Werte)	12,18	0,16	0,53
GEV (200 Werte)	12,22	0,14	0,26
Gumbel-Max (200 Werte)	12,21	0,21	0,77
GEV (400 Werte)	12,27	0,15	0,46
Gumbel-Max (400 Werte)	12,24	0,26	1,11

Verteilung abweichenden Wiedergabe der Randbereiche der Grundverteilung führt. Bei einer Gauß-normalverteilten Grundgesamtheit ist dies unerheblich, da die Gumbel-Max-Verteilung im Maximum-Anziehungsbereich der Gauß-normalverteilung liegt. Bei realen Messdaten hingegen kann der zusätzliche Freiheitsgrad von Vorteil sein.

Anhand der Untersuchung kann eine sinnvolle Stichprobengröße zwischen 50 und 200 Elementen für den gesamten Bewertungszeitraum vorgeschlagen werden. Bei gleichbleibender Anzahl von Monitoringphasen bedingt ein kleinerer Stichprobenumfang einen größeren Bezugszeitraum für den Extremwert und resultiert damit in einem kleineren Extrapolationsexponenten N . Dadurch wird zwar der Einfluss der Extrapolation auf die Berechnungsergebnisse der Zuverlässigkeitsanalysen reduziert, durch die evtl. ungenügende Repräsentation der realen Messdaten erhöht sich allerdings die statistische Unsicherheit, was die Aussagekraft der ermittelten Extremwertverteilung verringert. Bei der Wahl der Länge der Monitoringphase und des Bezugszeitraums der Extremwertverteilung müssen diese Zusammenhänge berücksichtigt und die Auswahl in den ersten Monitoringphasen geprüft werden.

Für die Anwendung der entwickelten Methodik zur Bauwerksbewertung und der Planung der Monitoringmaßnahmen ist neben der bestmöglichen Beschreibung der Messdaten mit der geringsten Unsicherheit vor allem die Stabilität der Berechnungsergebnisse wichtig. Anhand der durchgeführten Untersuchung wird klar, dass dies erreicht werden kann, wenn der vor der ersten Bewertung festgelegte Verteilungstyp zwischen den einzelnen probabilistischen Bewertungen nicht gewechselt wird. Ferner sollte auch der Stichprobenumfang beibehalten werden. Für den Fall, dass sich der Bauwerkszustand verschlechtert und weitere Monitoringphasen erforderlich werden, verlängert sich durch die größere Datenmenge der Bezugszeitraum der Extremwerte der Messgröße, was in einer Reduktion der statistischen Unsicherheit und des Extrapolationsexponenten N resultiert.

8.2.5 Berücksichtigung neuer stochastischer Information im Gesamtmodell

Bei der Festlegung der Verfahren für die probabilistische Bauwerksbewertung musste abgewogen werden, ob die Bewertung mit der aus den Monitoringphasen neu ermittelten Verteilung erfolgen soll, oder ob ein Update der bereits aus vergangenen Bewertungszeiträumen bekannten Verteilung sinnvoller ist. Ein Update, z. B. mit den bei der Kalibrierung genutzten Bayes'schen Methoden, mit der bisherigen Verteilung als Vorinformation wäre möglich, wenn zum Zeitpunkt der Ermittlung der Vorinformationen und zum Zeitpunkt der Messungen die gleichen Verhältnisse unterstellt werden können. Übertragen auf die Zustandsüberwachung von Bauwerken würde dies bedeuten, dass keinerlei Schäden am Bauwerk auftreten dürften, die die Messdaten verändern. Diese Zusammenhänge sollen anhand einer theoretischen Überlegung verdeutlicht werden.

Ein hypothetisches Bauwerk wird über einen längeren Zeitraum überwacht und die Verteilung der Systemantwort über alle Bewertungszeiträume jeweils über ein Update ermittelt. Aufgrund des langen Beobachtungszeitraums resultiert dies in einer Priorinformation mit hohem Gewicht. Treten innerhalb eines Bewertungszeitraums größere Schäden auf, ändert sich die Verteilung der Systemantwort. Aufgrund des hohen Gewichts des Priors würden sich die veränderten Verhältnisse nach einem Update nur zu einem geringen Teil in der Prediktorverteilung der Systemantwort widerspiegeln und dadurch die Zuverlässigkeit des Systems überschätzen. Aus diesem Grund wird für das Programmsystem PROBILAS festgelegt, dass die probabilistische Bauwerksbewertung auf Grundlage von gemessenen Systemantworten immer mit der für einen Bezugszeitraum von einem Jahr ermittelten Verteilung erfolgt, wobei für dieses Jahr näherungsweise konstante Verhältnisse unterstellt werden.

8.3 Fazit und programmtechnische Umsetzung

Die Leistungsfähigkeit der entwickelten Methoden zur Trenderkennung konnte anhand einfacher Beispiele verdeutlicht werden. Die Ergebnisse lassen den Schluss zu, dass von den beschriebenen Methoden ein klarer Mehrwert gegenüber der reinen Schwellenwertüberwachung ausgehen kann, solange die messbaren Größen entsprechend aussagekräftig sind.

Die Untersuchungen zur Verteilungsanpassung haben gezeigt, dass Extremwertverteilungen gut für die Beschreibung von gemessenen Größen infolge von äußeren Einwirkungen geeignet sind und Vorteile gegenüber der Bestimmung einer Amplitudenverteilung der Messdaten haben. Die Informationen aus Tabelle 8.2 hinsichtlich günstiger Extremwerte und entsprechender Stichprobenumfänge fließt als Entscheidungshilfe in das Programmsystem ein.

Die in diesem Kapitel beschriebenen Elemente der entwickelten Methodik werden durch den Programmteil Client des Programmsystems PROBILAS bearbeitet. Das Programm ist auf das periodische Monitoring zugeschnitten und dient im Wesentlichen der Umsetzung der auf dem Server festgelegten Monitoringstrategie in den Monitoringplan (vgl. Abschnitt 7.1.4) und der Auswertung der Messdaten. Bei der Datenauswertung liegen seine Aufgaben bei der Erkennung von Trends mit den beschriebenen Verfahren, in der Durchführung der Datenreduktion und der anschließenden Verteilungsanpassung über die verschiedenen Monitoringphasen hinweg.

Bei der Implementierung der verschiedenen Verfahren wurden zur Unterstützung des Anwenders die in den vorstehenden Kapiteln und Abschnitten beschriebenen Annahmen umgesetzt. Neben der vereinfachten Anwendung der komplexen statistischen und probabilistischen Verfahren lag der Fokus bei der Entwicklung des Programms auf einer effektiven Verarbeitung der beim Monitoring anfallenden großen Datenmengen. In den folgenden Abschnitten wird genauer auf die einzelnen Elemente des Programms eingegangen.

8.3.1 Aufstellung des Monitoringplans

Zunächst wird dem Anwender die mit dem Programmteil PROBILAS Server entwickelte Monitoringstrategie mit den zu überwachenden Versagenspunkten, den relevanten Größen und der jeweiligen Monitoringintensität angezeigt. Der Anwender muss anhand der Angaben für die Messgrößen die Anzahl der Monitoringphasen, die Dauer des Monitorings sowie die Messfrequenz festlegen. Als Anhaltspunkte schlägt das Programm die Angaben nach Tabelle 7.2 vor, die vom Anwender modifiziert werden können. Dies ist notwendig, da die Tabelle lediglich Richtwerte enthält und die tabellierten Werte nicht alle Randbedingungen der Überwachung des jeweiligen Bauwerks beinhalten können. Über die Angaben zum Monitoring ist die Ermittlung der Anzahl von zu messenden Werten möglich, so dass beim Einlesen der Stichproben eine Plausibilitätskontrolle erfolgen kann.

PROBILAS Client bietet dem Anwender die Möglichkeit, Messgrößen zu Gruppen zusammenzufassen. Dies ist vor allem bei den Größen sinnvoll, die von den gleichen Einwirkungen abhängen. Die Gruppierung bewirkt, dass die jeweiligen Angaben zum Monitoring für die ganze Gruppe gelten. Dies minimiert statistische Unsicherheiten bei der probabilistischen Bewertung und ermöglicht durch die identischen Stichprobengrößen die effektive Erkennung von Schäden durch die Trenderkennung. Die automatische Erkennung gleichartiger Größen und eine Gruppierung durch das Programmsystem ist bisher nicht vorgesehen.

8.3.2 Erkennung von Schäden

Ein Kernelement des Programmteils ist die Trenderkennung genannte Untersuchung der Messwerte auf am Bauwerk neu aufgetretene Schäden oder noch ablaufende Schädigungsprozesse. Neben den klassischerweise verwendeten Grenzwerten werden in einer Trainingsphase für die gruppierten Messgrößen die in Abschnitt 8.1 dargestellten Prüfgrößen ermittelt und die eingelesenen Stichproben der Monitoringphasen automatisch auf Abweichungen von diesen untersucht. Um Fehlalarme zu vermeiden, kann der Anwender für alle Prüfgrößen die erwähnten Bedingungen, beispielsweise eine bestimmte Anzahl von Überschreitungen des Schwellenwerts, festlegen, die eintreten müssen, bevor er über die Abweichung informiert wird. Auch komplexe Kriterien, wie "x" Überschreitungen innerhalb von "y" Monitoringphasen sind möglich.

Die entwickelten Verfahren bieten keine eindeutige Sicherheit der Erkennung neuer Schäden, ziehen aber dennoch den maximal möglichen Nutzen aus den gemessenen Werten. Die regelmäßige Inspektion eines Bauwerks kann durch sie zum jetzigen Zeitpunkt noch nicht ersetzt werden, solange nicht sichergestellt werden kann, dass sich jeder relevante Schaden

auf die gewählten Messgrößen auswirkt. Ein umfangreiches Beispiel zur Trenderkennung ist im Anwendungsbeispiel im folgenden Kapitel enthalten.

8.3.3 Verteilungsanpassung an die Messdaten

Im Programm wurden alle vorgestellten Möglichkeiten zur Anpassung von statistischen Verteilungen an die Messdaten der Monitoringphasen berücksichtigt (Abbildung 8.7). Die für die Verwendung einer Amplitudenverteilung notwendigen Methoden zur Extraktion der relevanten Informationen aus den Messdaten wurden ebenfalls in das Programm integriert. Bei der Definition des Monitoringplans auf Grundlage der Monitoringstrategie muss sich der Anwender vorab zwischen den verschiedenen Verfahren entscheiden. Dabei wird er durch das Programm unterstützt, da es ein Modul zur automatisierten Bestimmung der günstigsten Verteilung zur Repräsentation der Messdaten beinhaltet. Die Wichtung der verschiedenen im Programm enthaltenen Verteilungstypen erfolgt auf Grundlage der Prüfgrößen eines durch den Anwender gewählten statistischen Anpassungstests (vgl. Anhang D). Der beste mit Hilfe dieser Untersuchung ermittelte Verteilungstyp wird übernommen und bildet so die Grundlage für die Bestimmung der Parameter bzw. Momente der Verteilung aus zukünftigen Messdaten. Mit jeder eingehenden Stichprobe wird die festgelegte Nullhypothese durch einen Anpassungstest geprüft. Verfügt der Anwender über entsprechendes Expertenwissen, kann er alternativ den jeweiligen Verteilungstyp explizit vorgeben und diese Hypothese ebenfalls durch einen Anpassungstest prüfen lassen.

Für die gebräuchlichsten Verteilungen (vgl. Anhang C) wurden Routinen zur Momenten- bzw. Parameterbestimmung nach der Momentenmethode und die entsprechenden Anpassungstests im Programm implementiert. Über diese Verfahren hinaus bietet das Programmsystem dem Anwender die Möglichkeit, auf die automatische Bestimmung des stochastischen Modells zu verzichten und die jeweiligen Angaben unter Zuhilfenahme von Statistiksoftware selbsttätig zu ermitteln. Dieses Vorgehen kann erforderlich sein, wenn die Messdaten nur mit Verteilungstypen beschrieben werden können, für die kein Verfahren zur Parameterbestimmung implementiert werden konnte. Voraussetzung ist, dass die jeweilige Verteilungsfunktion in dem für die Zuverlässigkeitsanalyse verwendeten Programmpaket Strurel [RCP04] enthalten ist.

Die Verfahren der Trenderkennung funktionieren auch in diesen speziellen Fällen, da sie ausschließlich auf den Stichprobenkennwerten m und s basieren und damit vom Verteilungstyp der Messdaten unabhängig sind.

8.3.4 Datenübermittlung an PROBILAS Server

Die aus den Messdaten ermittelten stochastischen Kennwerte, Verteilungstypen und die sich aus dem Umfang des Monitorings ergebenden Angaben für die zeitabhängige Zuverlässigkeitsanalyse werden über eine definierte Schnittstelle über das Internet an PROBILAS Server übermittelt (Abbildung 8.7).

Bei der Festlegung des Monitoringplans für den nächsten Bewertungszeitraum können die

Einstellungen aus vorhergegangenen Monitoringplänen des gleichen Bauwerks übernommen werden, so dass keine Neubestimmung der Prüfgrößen und Verteilungstypen erforderlich ist.

8.3.5 Erforderliche Vorkenntnisse des Anwenders

Gegenüber dem herkömmlichen Verfahren des Bauwerksmonitorings bedeutet das neu entwickelte Verfahren, dass der Anwender gewisse Vorkenntnisse benötigt. Vor allem dem Messtechniker, der in der Regel über wenig statistische Kenntnisse verfügt, wird bei unklarer Aufgabenteilung erhebliches Zusatzwissen abverlangt. Demgegenüber steht der klare Nutzen der Bewertung des Bauwerks auf Grundlage des periodischen Monitorings und der weitestgehend automatischen Erkennung von Trends und Schäden.

Das Programmsystem ist so aufgebaut, dass ein Großteil des statistischen bzw. probabilistischen Wissens bei der Anwendung des Programmteils PROBILAS Server anfällt, so dass ein entsprechend geschulter Ingenieur diese Aufgaben übernehmen kann. Für den Messtechniker ergibt sich dadurch ein Mehrwert, da ihm bei Anwendung von PROBILAS Client und der Auswahl des jeweiligen Bauwerks sofort die zu überwachenden Versagenspunkte des Bauwerks und die jeweilige Monitoringintensität zur Verfügung stehen werden. Einzig bei der stochastischen Informationsgewinnung sind die beschriebenen Vorarbeiten zur Festlegung des passenden Verteilungstyps durch eine Person mit dem entsprechenden Wissen erforderlich, bevor ein weniger geschulter Anwender das Bauwerk über die restlichen Monitoringphasen bis zur Erkennung oder Entdeckung eines Schadens betreuen kann. Wird ein Schaden erkannt, ist, wie bei konventioneller Vorgehensweise, das spezielle Know-How von Bauwerksprüfern und Ingenieuren erforderlich. Sie werden bei ihrer Aufgabe durch herkömmliche Bauwerksmanagementsysteme mit Schadenskatalogen unterstützt, weshalb entsprechende Elemente bisher nicht in PROBILAS berücksichtigt wurden.

9 Anwendungsbeispiel

Die Anwendung der entwickelten Methodik soll anhand eines an ein reales Bauwerk angelehnten Beispiels gezeigt werden. Die Untersuchung basiert nicht auf realen, sondern auf simulierten „Messdaten“. Sie wurden mit Hilfe eines numerischen Modells ermittelt, welches die realen Verhältnisse des Bauwerks nahezu vollständig beschreibt. Da durch das Beispiel die Anwendung der entwickelten Methoden gezeigt werden soll, werden verschiedene vereinfachende Annahmen getroffen, so dass die unmittelbare Übertragbarkeit der Ergebnisse auf das reale Bauwerk eingeschränkt ist. Für die vollständige Darstellung der entwickelten Methodik und der Elemente des Bauwerksbewertungskreislaufs sind sowohl Messdaten des ungeschädigten als auch des geschädigten Bauwerks erforderlich. Aus diesem Grund wird der Nutzung eines numerischen Modells als Grundlage für die hier dargestellten Untersuchungen der Vorzug gegeben. Darüber hinaus ist es für die Überprüfung der Leistungsfähigkeit der Methoden der Trenderkennung günstiger, wenn sowohl der Auftretenszeitpunkt als auch der Ort eines auftretenden Schadens bekannt sind. Ein numerisches Modell, worin sukzessive Schäden berücksichtigt werden können erfüllt diese Anforderungen.

Die Nutzung simulierter Messdaten hat ferner den Vorteil, dass die Messwerte keine Störeinflüsse enthalten, die mit den dargestellten Filtertechniken zunächst entfernt werden müssten. Da das numerische Modell in der Lage ist, beliebig viele Messwerte des Bauwerks unter zufälligen Verkehrslasten zu erzeugen, kann auf die Nutzung realer Messdaten verzichtet werden. Die Gültigkeit der angewendeten Methoden für die Bewertung realer Bauwerke auf Grundlage von Messdaten wird dadurch nicht gefährdet.

Für das Anwendungsbeispiel wird angenommen, dass das Bauwerk neu errichtet worden ist und keine Fehler aufweist. In unterschiedlichen Szenarien werden verschiedene Bauteile des Bauwerks geschädigt und der Einfluss der Schäden auf die Zuverlässigkeit und das Monitoring dargestellt.

9.1 Bauwerksbeschreibung

Das numerische Modell des Bauwerks ist angelehnt an die Fachwerkbrücke BW 388 im Zuge der Landstraße Algermissen-Hotteln über den Stichkanal nach Hildesheim. Die aus Stahl der Güte St37 gefertigte Brücke wurde 1923 errichtet und aufgrund starker Schäden durch Korrosion im April 2003 abgerissen. Abbildung 9.1 zeigt verschiedene Ansichten des Bauwerks vor dem Abriss. Die Länge der Brücke betrug 46,40 m und die Breite der Fahrbahn 6,00 m. Die symmetrischen Bögen wiesen im Bereich des Auflagers eine Höhe von 2,80 m auf, die bis auf eine Höhe von 6,60 m in der Mitte anstieg. Für die weiteren Untersuchungen wird angenommen, dass sich das Bauwerk im Zuge einer als Hauptstrecke anzusehenden normal befahrenen zweispurigen Landstraße befindet. Das numerische Modell der Fachwerkbrücke wurde



(a) Ansicht von der Seite

(b) Blick in Brückenlängsrichtung

Abbildung 9.1: Bilder der Fachwerkbrücke

im Rahmen einer Studienarbeit [Tau04] am Institut für Stahlbau der TU Braunschweig mit dem Finite-Elemente Programm ANSYS erstellt [ANS07]. Ziel der damaligen Untersuchung war die realitätsnahe Abbildung des Gesamtbauwerks und die Untersuchung des dynamischen Verhaltens des Bauwerks unter Verkehrsbeanspruchung.

Im Rahmen der Studienarbeit wurden zwei unterschiedliche Arten der Modellierung untersucht, um die Rechenzeiten zu optimieren. Als rechenzeittechnisch günstig erwies sich ein Stabwerksmodell, das die Tragstruktur des Bauwerks durch BEAM24-Balkenelemente mit je zwei Knoten abbildet. Dieses Element bietet die Möglichkeit der Angabe einer Querschnittsfläche zur Berücksichtigung der realen Steifigkeit. Das detailliertere Modell verwendet für die Tragstruktur rechenintensivere Schalenelemente (SHELL63). Bei beiden Modellen wurde die Betonfahrbahn des Bauwerks durch Volumenelemente (SOLID65) und die unter der Fahrbahn liegenden Buckelbleche durch Schalenelemente (SHELL63) abgebildet. Einzelheiten zu den verschiedenen Elementtypen des verwendeten Programms ANSYS finden sich in [ANS07].

Die Untersuchungen in [Tau04] zeigten, dass bei dynamischen Berechnungen vor allem im höherfrequenten Bereich zwischen den Modellen Unterschiede bestehen. Aufgrund eingeschränkter Rechenkapazität konnten die weitergehenden Analysen nur auf Grundlage des Stabwerksmodells erfolgen. Ein Vergleich mit Messdaten einer realen LKW-Überfahrt zeigte prinzipiell eine gute Übereinstimmung für das Schwingungsverhalten des simulierten Bauwerks mit der Realität. Die maximal gemessenen Stahldehnungen wiesen im Vergleich zum numerischen Modell Abweichungen von bis zu 15% auf. Für Nachrechnungen realer Bauwerke sind diese Abweichungen, die zum Teil in der höheren Ungenauigkeit des Stabwerksmodells begründet sind, ungünstig. Die Genauigkeit dieses Modells reicht aus, um die Verfahren zur probabilistischen Bauwerksbewertung auf Grundlage von Messwerten zu testen, weshalb es als Grundlage für das Anwendungsbeispiel verwendet wird.

Die Bewertung des Bauwerks soll auf Grundlage gemessener Größen erfolgen. Im Stahlbau bieten sich dazu die leicht zu messenden Stahldehnungen an. Diese können unter der Annahme von zentrischem Druck bzw. Zug für die Stäbe des Fachwerks und für den Bogen aus den berechneten Knotenverschiebungen der BEAM24-Elemente und durch den Zusammenhang $\varepsilon = \Delta L/L$ in einer Nachlaufrechnung ermittelt werden. Der Untergurt und die Querträger tragen die Lasten der Fahrbahn und des Verkehrs zusätzlich über Biegung ab, so dass eine

direkte Ermittlung von Dehnungen aus den im Modell berechneten Knotenverschiebungen nicht möglich ist. Im Anwendungsbeispiel wird daher auf die Ermittlung von Dehnungen an diesen Stellen des Bauwerks verzichtet.

Abbildung 9.2 zeigt das verwendete Stabwerksmodell der Brücke.



Abbildung 9.2: Verwendetes Stabwerksmodell der Fachwerkbrücke

9.1.1 Durchführung der numerischen Simulationen

Für die probabilistische Bewertung des Bauwerks sind die Beanspruchung aus Eigengewicht und Verkehrslast zu berücksichtigen. Die Messung der Stahldehnung am Bauwerk mit Sensoren wie Dehnmessstreifen bzw. ihre Simulation mit der hier vorgestellten Methode liefert nur die Beanspruchung aus der Verkehrslast. Die Dehnung aus Eigengewicht muss daher vorab in einer statischen Berechnung ermittelt werden.

Die Simulation von Messwerten für die in den Stäben der Fachwerkbrücke auftretenden Dehnungen unter einer wechselnden Verkehrsbelastung erfolgt mit dem Programm „Motraf“, das wie das Stabwerksmodell der Brücke am Institut für Stahlbau der TU Braunschweig entwickelt wurde. Es berücksichtigt die Wechselwirkung zwischen Bauwerk, Fahrzeugen und der Fahrbahnrauigkeit. Die Teilsysteme Bauwerk, Verkehr und Fahrbahnrauigkeit werden getrennt betrachtet und anschließend iterativ gekoppelt. Die Schwingungsbeanspruchung des Bauwerks wird durch die Bewegung von zufälligen Fahrzeugreihen über die Brücke simuliert. Die Fahrzeuge werden jeweils über ihre Achsen repräsentiert und im Programm als viskos gedämpfte Zweimassenschwinger modelliert. Die Zeitschritt-Integration erfolgt für die modal entkoppelten Systemgleichungen des Brückenmodells unter Ansatz einer Rayleigh-Dämpfung, während bei den stärker gedämpften Fahrzeugen direkt die physikalischen Koordinaten verwendet werden. In einer Nachlaufrechnung ermöglicht das Programm die Ausgabe der Verformungen, aus denen die Dehnungen berechnet werden können. Weitere Hintergründe zum

Berechnungsverfahren und Einzelheiten zum Programm werden in [Pei02] und [Tau04] beschrieben.

Als Eingangsgrößen benötigt das Programm Motraf die Eigenformen und Eigenfrequenzen des betrachteten Bauwerks, welche vorab in einer Finite-Elemente-Analyse ermittelt werden. Parameterstudien haben ergeben, dass für das Erreichen von hinreichend genauen Ergebnissen die ersten 100 Eigenfrequenzen des Stabwerksmodell der Fachwerkbrücke ausreichen [Tau04]. Das dem Programm Motraf zugrundeliegende Verkehrslastmodell ist in Tabelle 9.1 dargestellt. Die Fahrzeuggewichte sowie ihr Variationskoeffizient V sind im Programm festgelegt und können daher nicht verändert werden. Der Anwender kann den Anteil der Fahrzeugtypen im simulierten Fahrzeugstrom sowie die lognormalverteilten Nettoabstände der darin enthaltenen Fahrzeuge variieren. Voreingestellt sind die Anteile von 50% für PKW, 30% für LKW und 20% für Schlepper, sowie der jeweilige Nettoabstand von 40 m. Durch eine Verringerung der Nettoabstände der Fahrzeuge würde beispielsweise die Intensität des Fahrzeugstroms erhöht, da in einem Zeitabschnitt gleicher Länge mehr Fahrzeuge das Bauwerk passieren.

Tabelle 9.1: Verkehrslastmodell des Programms Motraf

Fahrzeug	Verteilung	Gewichte ¹⁾				Achsen	
		Leer	V	Zuladung	V	Anzahl	Abstand
Pkw	Lognormal	1164 kg	6,5 %	145 kg	13,0 %	2	2,5 m
Lkw	Lognormal	8000 kg	5,0 %	4000 kg	8,0 %	2	3,5 m
Schlepper	Lognormal	8000 kg	5,0 %	4000 kg	8,0 %	4	3,5 m

9.2 Entwicklung des probabilistischen Modells

Das probabilistische Modell wird auf Grundlage der in Kapitel 4 beschriebenen Vorgehensweise entwickelt. Aufgrund der Signifikanz des Bauwerks wird es zunächst in die Sicherheitsklasse SK2 eingestuft, diese kann durch die Berücksichtigung des beabsichtigten, regelmäßigen Monitorings auf die Klasse SK1 herabgestuft werden. Dementsprechend ergibt sich eine Zielzuverlässigkeit von $\beta_{Ziel} = 4,2$ (Tabelle 4.1).

9.2.1 Anamnese

Grundlage für die Anamnese der Fachwerkbrücke ist eine Statik des Bauwerks aus dem Jahr 1932. Für die Bewertung des Bauwerks auf Grundlage von Messwerten kommen die Bauteile des Bogens und die Stäbe des Fachwerks in Frage. In der Anamnese werden in einer Schwachstellenanalyse zunächst die Stäbe mit der höchsten Ausnutzung identifiziert, wobei bei Druckstäben zusätzlich die Möglichkeit eines Stabilitätsversagens berücksichtigt werden muss. Für die Vorauswahl der zu modellierenden Stäbe wird nur der Lastfall Eigengewicht

¹⁾ Modalwerte

untersucht, da stichprobenartige Vergleiche zeigten, dass sich durch die Hinzunahme einer Verkehrslast die Verhältnisse der Ausnutzung der Stäbe zueinander nicht ändern.

Tabelle 9.2 enthält einige notwendige Kenngrößen für den Lastfall Eigengewicht, die für die Vorauswahl der relevanten Stäbe für eine probabilistische Modellierung benötigt werden. Zur Berücksichtigung der Knickgefahr der Druckstäbe werden Abminderungsfaktoren κ auf Grundlage der Knickspannungslinie c aus DIN 18800 T2 [DIN90a] sowie den Profilabmessungen, Knicklängen s_k und Schlankheiten λ aus der Statik des Bauwerks ermittelt. Als Kriterium für die Auswahl der Stäbe wird ein Ausnutzungsfaktor μ für den betrachteten Lastfall nach Gleichung 9.1 ermittelt.

$$\mu = \{E * \varepsilon_{EGW,Zug}/f_y \vee E * \varepsilon_{EGW,Druck}/(\kappa * f_y)\} \quad (9.1)$$

Die jeweilige Entscheidung, ob der Stab probabilistisch modelliert wird, ist ebenfalls in Tabelle 9.2 angegeben. Die Wahl des Schwellenwerts für den Ausnutzungsfaktor ($\mu_{Grenz} \geq 0.14$) erfolgt nach subjektiven Gesichtspunkten. Symmetrische Stäbe im gleichen Bogen sind durch ein „s“ gekennzeichnet, die jeweiligen Stäbe des zweiten Bogens sind nicht in der Tabelle enthalten, gehen aber genauso in die Entscheidungsfindung ein. Die in den weiteren Untersuchungen verwendeten Stabbezeichnungen sind in Abbildung 9.3 dargestellt.

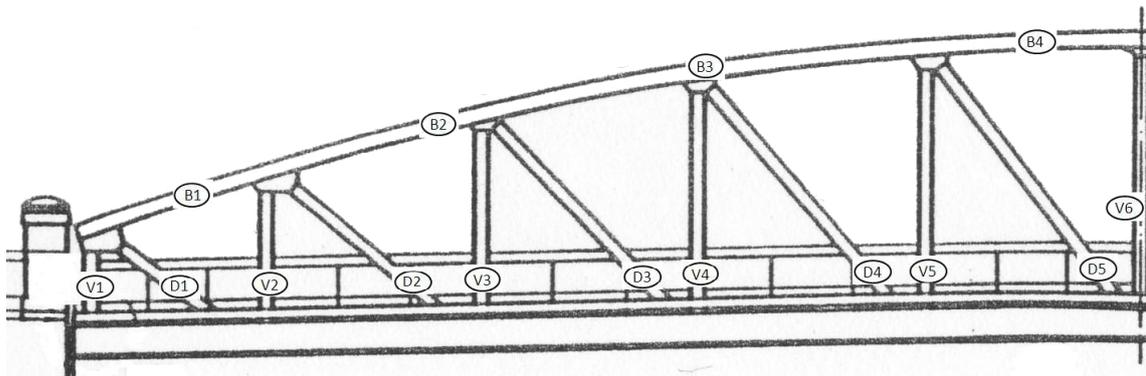


Abbildung 9.3: Skizze der linken Hälfte der Fachwerkbrücke mit den verwendeten Stabbezeichnungen

Tabelle 9.2: Ergebnisse der Untersuchung zur Auswahl der relevanten Stäbe eines Bogens

Bezeichnung	Belastung	Spannung	λ	κ	Ausnutzung μ	Modellierung
V1	Druck	-22,89 N/mm ²	32	0,93	0,088	nein
V2	Druck	-30,45 N/mm ²	63	0,74	0,147	ja
V3	Druck	-14,91 N/mm ²	85	0,59	0,090	nein
V4	Druck	-4,41 N/mm ²	103	0,48	0,033	nein
V5	Zug	2,73 N/mm ²	137	0,32	0,010	nein
V6	Zug	7,56 N/mm ²	149	0,28	0,027	nein
V5s	Zug	2,73 N/mm ²	137	0,32	0,010	nein
V4s	Druck	-4,41 N/mm ²	103	0,48	0,033	nein
V3s	Druck	-14,91 N/mm ²	85	0,59	0,090	nein
V2s	Druck	-30,45 N/mm ²	63	0,74	0,147	ja
V1s	Druck	-22,89 N/mm ²	32	0,93	0,088	nein
D1	Zug	40,32 N/mm ²	62	0,74	0,144	ja
D2	Zug	39,27 N/mm ²	96	0,52	0,140	ja
D3	Zug	31,92 N/mm ²	155	0,27	0,114	nein
D4	Zug	23,10 N/mm ²	150	0,28	0,083	nein
D5	Zug	5,04 N/mm ²	170	0,23	0,018	nein
D5s	Zug	5,04 N/mm ²	150	0,28	0,018	nein
D4s	Zug	23,10 N/mm ²	155	0,27	0,083	nein
D3s	Zug	31,92 N/mm ²	96	0,52	0,114	nein
D2s	Zug	39,27 N/mm ²	62	0,74	0,140	ja
D1s	Zug	40,32 N/mm ²	32	0,93	0,144	ja
B1	Druck	-34,65 N/mm ²	31	0,93	0,133	nein
B2	Druck	-46,62 N/mm ²	37	0,90	0,185	ja
B2s	Druck	-46,62 N/mm ²	37	0,90	0,185	ja
B1s	Druck	-34,65 N/mm ²	37	0,90	0,138	nein

9.2.2 Entwicklung der Versagensarten und -mechanismen

Die Versagenspunkte für die probabilistische Modellierung des Bauwerks ergeben sich anhand der in der Anamnese ausgewählten Stäbe.

Da die probabilistische Bewertung des Bauwerks auf Grundlage gemessener Stahldehnungen erfolgt, müssen die Grenzzustandsgleichungen der Versagensarten in Abhängigkeit dieser Größen formuliert werden. Die notwendige Widerstandsgröße muss in Abhängigkeit der maximal tolerierbaren Beanspruchung oder Verformung gewählt werden. Für den vorliegenden Fall wird festgelegt, dass im Bauwerk im Gebrauchszustand keine plastischen Verformungen auftreten sollen, so dass die Streckgrenze f_y als Widerstandsgröße für die Zugstäbe gewählt werden kann. Das für die Druckstäbe maßgebende Stabilitätsversagen wird vereinfachend in Anlehnung an den Knicksicherheitsnachweis nach DIN 18800 [DIN90a] über den im vorherigen Abschnitt ermittelten Abminderungsfaktor κ für die Streckgrenze f_y berücksichtigt. Aufgrund des Ausschlusses plastischer Verformungen kann die Dehnung, wie in Abschnitt 4.4 gezeigt, mit Hilfe des Hooke'schen Gesetzes in eine Spannung umgerechnet und der Streck-

grenze gegenüber gestellt werden. Für die verschiedenen Versagensarten ergeben sich die in den Gleichungen 9.2 und 9.3 gezeigten Grenzzustandsbeschreibungen. Da in einer Messung nur die Differenzdehnung aus der aufgebrachten Last erfasst werden kann (ϵ_{gem}), muss zusätzlich die vorab ermittelte Dehnung aus Eigengewicht (ϵ_{EGW}) in die Gleichungen eingehen, um die für die Verkehrsbelastung verfügbare Reserve des Bauteils korrekt wiederzugeben.

$$Z = f_y - E * (\epsilon_{\text{EGW}} + \epsilon_{\text{gem}}) \quad (\text{Zug}) \quad (9.2)$$

$$Z = \kappa * f_y - E * (\epsilon_{\text{EGW}} + \epsilon_{\text{gem}}) \quad (\text{Druck}) \quad (9.3)$$

mit

f_y : Streckgrenze des Stahls

E : Elastizitätsmodul des Stahls

ϵ_{EGW} : Dehnung aus Eigengewicht

ϵ_{gem} : Dehnung aus Messung / Monitoring

Einige Diagonalstäbe des Bogens können je nach Stellung eines Fahrzeugs auf der Brücke sowohl auf Druck als auch auf Zug belastet werden. Die entsprechenden Versagensarten würden in diesem Fall sowohl eine Komponente für die Beurteilung der Druckspannung als auch eine für die Zugspannung enthalten. Im probabilistischen Modell für den ungeschädigten Zustand sind entsprechende Stäbe aufgrund der geringen Ausnutzung nicht enthalten.

Die Schwingspiele des Bauwerks liegen unter dem in DIN 18800 angegebenen Grenzwert für einen Betriebsfestigkeitsnachweis, so dass auf die probabilistische Modellierung der Ermüdung verzichtet werden kann.

Das Fachwerk versagt bereits beim Ausfall eines einzelnen belasteten Stabs, so dass die Brücke durch ein reines Seriensystem modelliert werden muss. Die einzelnen Versagensarten sind daher gleichzeitig Versagensmechanismen. Der resultierende Fehlerbaum ist in Abbildung 9.4 dargestellt.

Für die Überwachung liefern an symmetrischen Punkten angeordnete Sensoren wertvolle Informationen, da sie prinzipiell im Mittel die gleichen Messgrößen liefern müssten. Aus diesem Grund werden die berücksichtigten Versagenspunkte jedes Bogens an der Symmetrieachse gespiegelt und darüber hinaus beide Bögen im probabilistischen Modell auf identische Art und Weise modelliert. In den Bezeichnungen der Grenzzustandsgleichungen, der Messgrößen und Stäbe wird die Position des Stabs neben dem bereits erwähnten „s“ für Symmetrie durch die zusätzliche Angabe der Zahlen „1“ oder „2“ für die jeweilige Nummer des Bogens gekennzeichnet.

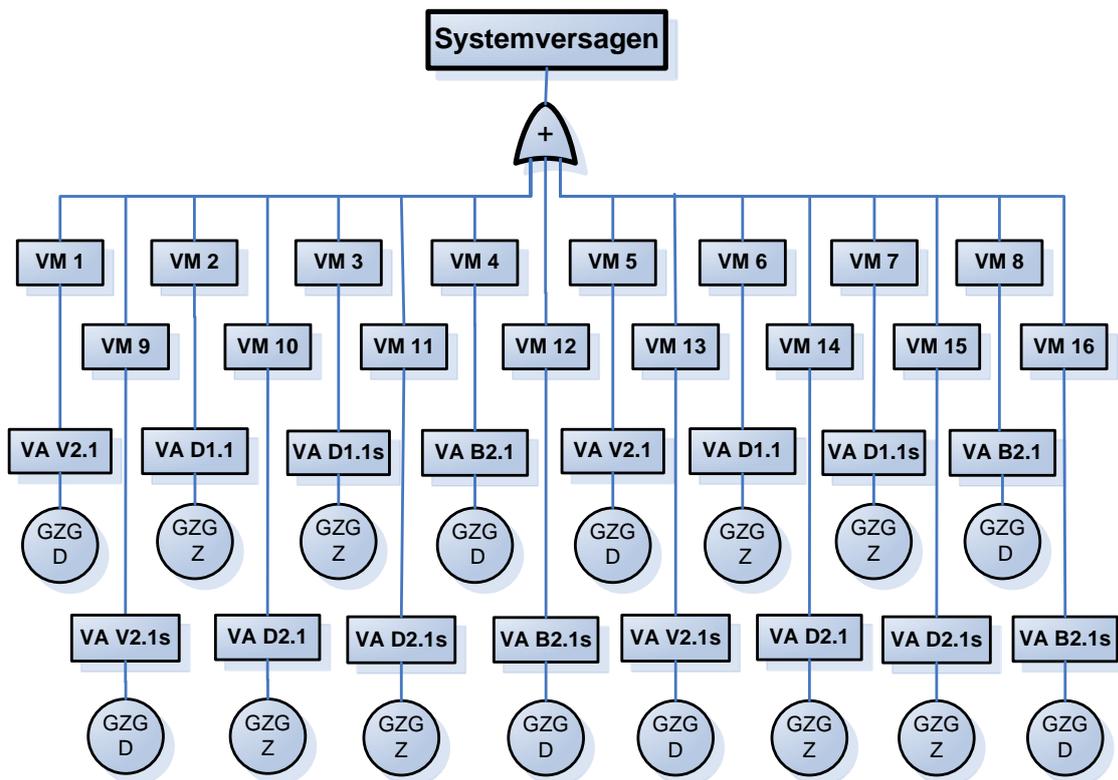


Abbildung 9.4: Fehlerbaum für die Fachwerkbrücke im ungeschädigten Zustand

9.2.3 Stochastisches Modell

Es wird angenommen, dass der für das Bauwerk verwendete Stahl im gleichen Stahlwerk produziert wurde und, wie bei Stahl üblich, insgesamt eine geringe Streuung aufweist. Daher und aufgrund der geringen Bauwerksabmessungen kann davon ausgegangen werden, dass alle Bauteile im Hinblick auf das Material ähnliche Eigenschaften aufweisen. Aus diesem Grund können in allen Grenzzustandsgleichungen für die Materialparameter Streckgrenze f_y und Elastizitätsmodul E identische Basisvariablen mit den gleichen Parametern verwendet werden (vgl. 4.3.2). Wegen der guten Übereinstimmung der Angaben im Probabilistic Model Code [JCS01] für die Materialkenngrößen des Stahls mit am Institut für Stahlbau der TU Braunschweig gemessenen Zugproben des Stahls der Fachwerkbrücke kann auf eine Kalibrierung des probabilistischen Modells verzichtet werden.

Eine weitere, als zeitunabhängig angenommene Größe ist die Dehnung aus Eigengewicht. Sie wird entsprechend dem Probabilistic Model Code mit einem Variationskoeffizienten von 1% mit einer Gauß-Normalverteilung modelliert.

Für das erste stochastische Modell der Dehnung aus der Verkehrsbelastung müssen im Normalfall Lastannahmen, z. B. in Form eines Verkehrslastmodells, und definierte Laststellungen herangezogen werden, da in der Regel noch keine Messwerte vorliegen. Die gesuchten Größen werden dann mit numerischen Modellen des Bauwerks ermittelt und Annahmen für ihre Streuung getroffen. Für die Ermittlung der zu erwartenden Stahldehnung in den Stäben der

Fachwerkbrücke wird alternativ das Programm Motraf verwendet. Das Bauwerk wird durch die Überfahrt von zwei SLW 30 auf zwei Fahrspuren belastet und für jeden im probabilistischen Modell enthaltenen Stab die bei der Belastung maximal auftretende Dehnung ermittelt. Als Verteilungstyp wird für die Druck- und Zugstäbe eine Gumbel-Max-Verteilung angenommen. Die Parameter der Verteilung werden mit dem Maximalwert als Mittelwert und einer Standardabweichung auf Grundlage eines Variationskoeffizienten von 10% bestimmt. Diese Lastannahmen dienen zur ersten Bauwerksbewertung und Planung der ersten Monitoringmaßnahme.

Aus den in Abschnitt 4.5 angegebenen Gründen werden für die Planung der Monitoringmaßnahme keine Modellunsicherheitsfaktoren genutzt. Für eine andere Aufgabenstellung wie die Abschätzung des aktuellen Sicherheitsniveaus des Bauwerks wäre dies unumgänglich.

Das vollständige stochastische Modell ist in den Tabellen 9.3 und 9.4 dargestellt. Da für die symmetrischen Stäbe in beiden Bögen die gleichen Annahmen gelten, enthalten die Tabellen die Angaben für die jeweilige Stabgruppe.

Tabelle 9.3: Stochastisches Modell der Dehnungen

Stabgruppe	Dehnung Eigengewicht		Dehnung Verkehrslast	
	(Gumbel-Max / μ, σ)		(Gumbel-Max / μ, σ)	
B2.1, B2s.1, B2.2, B2s.2	$\mu=-2,2E-4$	$\sigma=2,2E-6$	$\mu=-8,3E-5$	$\sigma=-8.3E-6$
D1.1, D1s.1, D1.2, D1s.2	$\mu= 1,9E-4$	$\sigma= 1,9E-6$	$\mu=6,0E-5$	$\sigma= 6,0E-6$
D2.1, D2s.1, D2.2, D2s.2	$\mu= 1,9E-4$	$\sigma= 1,9E-6$	$\mu=7.3E-5$	$\sigma= 7.3E-6$
V2.1, V2s.1, V2.2, V2s.2	$\mu=-1,5E-4$	$\sigma=-1,5E-6$	$\mu=-6,0E-5$	$\sigma=-6,0E-6$

Tabelle 9.4: Stochastisches Modell der Materialparameter

Basisvariable	Verteilungstyp	Mittelwert	Standardabweichung
Stahlfestigkeit f_y	Normal	$\mu=280,0$	$\sigma=19,6$
Elastizitätsmodul E	Normal	$\mu=210000$	$\sigma=6300$

9.2.4 Indikatorkomponenten

Da aufgrund der Einschränkungen des numerischen Modells die Dehnungen im Untergurt der Fachwerkbrücke nicht ermittelt werden können, werden stellvertretend zwei Indikatorkomponenten eingeführt, deren Grenzzustände auf der messbaren Durchbiegung des Bauwerks unter dem rechten und linken Bogen in Feldmitte beruhen (Indikator r/Indikator l). Im Gegensatz zur Stahldehnung in den einzelnen Stäben der Brücke ist die Durchbiegung u_z in Feldmitte eine Größe, die stärker durch Veränderungen am Tragsystem des Bauwerks beeinflusst wird. Ziel der Indikatoren ist es, Schäden am Bauwerk zu erkennen, weshalb sie in erster Linie in der Trenderkennung eingesetzt werden. Die Grenzzustandsgleichungen für die beiden Indikatorkomponenten (Gleichung 9.4) sind an den Gebrauchstauglichkeitsnachweis angelehnt, der die

maximale Durchbiegung in Feldmitte beschränkt. Für das hier betrachtete Bauwerk wird ein Grenzwert von $u_{max} = L/300$ angenommen. Die Zielzuverlässigkeit ergibt sich entsprechend der ermittelten Sicherheitsklasse und Tabelle 4.1 zu $\beta_{Ziel} = 2,5$.

$$Z = L/300 - u_{Z, \text{Feldmitte}} \quad (9.4)$$

9.3 Erste Bauwerksbewertung

9.3.1 Ergebnisse

Nach der Aufstellung des probabilistischen Modells kann die erste Bauwerksbewertung durchgeführt werden. An dieser Stelle ist eine Prognoserechnung noch nicht sinnvoll, da allein aufgrund der Lastannahmen noch keine Aussagen über zukünftige Entwicklungen der Zuverlässigkeit gemacht werden sollten. Lediglich wenn bereits Anhaltspunkte über auftretende Schäden vorliegen, kann ein entsprechendes Modell zur Abschätzung der Entwicklung der Zuverlässigkeit eingesetzt werden.

Die Ergebnisse der ersten Bewertung sind in Tabelle 9.5 für die einzelnen Stäbe bzw. Stabgruppen dargestellt. Aufgrund der Lastannahmen ergeben sich innerhalb der Stabgruppen identische Berechnungsergebnisse. Neben dem Zuverlässigkeitsindex der einzelnen Komponenten enthält die Tabelle auch die relativen Sensitivitätsfaktoren $\alpha_{rel,i}$ der zeitabhängigen und messbaren Basisvariablen der jeweiligen Stabgruppen.

Tabelle 9.5: Ergebnisse der ersten Bauwerksbewertung

Stabgruppe/Komponente	Zuverlässigkeitsindex β_{Comp}	α_{rel}
B2.1, B2s.1, B2.2, B2s.2	10,55	0,05
D1.1, D1s.1, D1.2, D1s.2	11,55	0,00
D2.1, D2s.1, D2.2, D2s.2	11,39	0,00
V2.1, V2s.1, V2.2, V2s.2	11,15	0,00
Indikator r / l	22,37	-

Der Zuverlässigkeitsindex des Systems liegt bei $\beta = 10,53$ und damit sehr nah an der Zuverlässigkeit der relevanten Komponenten der beiden Bögen, die die Zuverlässigkeit des Gesamtsystems dominieren. Für das hier vorliegende reine Seriensystem eines ungeschädigten Bauwerks ist ein entsprechendes Berechnungsergebnis zu erwarten. Dies spiegelt sich auch in den relativen Sensitivitätsfaktoren α_{rel} wieder, deren Verhältnis zueinander in Abbildung 9.5 dargestellt ist. Verschiebungen im Verhältnis ergeben sich vor allem, wenn Teile des Bauwerks geschädigt werden und entsprechend größere Messwerte für einzelne Messpunkte vorliegen. Abbildung 9.5 zeigt, dass die Zuverlässigkeit am stärksten von den nicht zeitabhängigen Materialparametern f_y und E beeinflusst wird, lediglich die zeitabhängigen Basisvariablen der Komponenten des Bogens haben zusätzlich einen gewissen Einfluss. Alle anderen zeitabhängigen Größen sind in Hinblick auf die Zuverlässigkeit nicht signifikant.

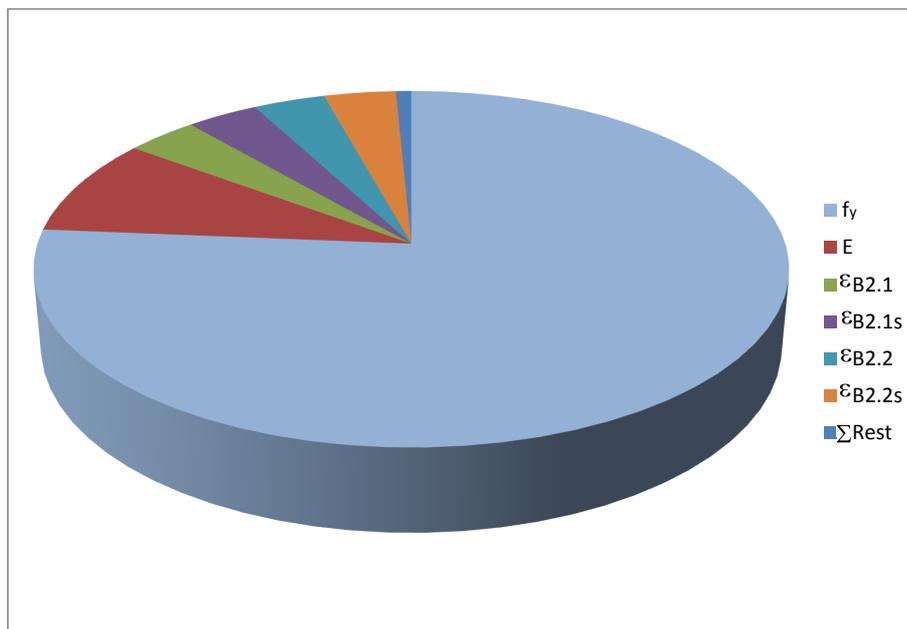


Abbildung 9.5: Verhältnisse der relevanten relativen Sensitivitätsfaktoren α_{rel}

Die Analyse der Indikatorcomponenten zeigt ein ähnliches Bild. Ihre Zuverlässigkeit liegt mit $\beta \geq 22$ weit im sicheren Bereich.

9.3.2 Planung und Durchführung des Monitorings

Aufgrund der Ergebnisse der Analyse können die erste Monitoringstrategie und anschließend der Monitoringplan abgeleitet werden. Eine Informationsverbesserung der beiden nicht zeitabhängigen Parameter ist aus den bereits genannten Gründen nicht erforderlich.

Durch Anwendung von Tabelle 7.1 werden die Monitoringintensitäten der einzelnen zeitabhängigen Basisvariablen bzw. Messgrößen bestimmt. Das Ergebnis ist in Tabelle 9.6 dargestellt.

Tabelle 9.6: Monitoringintensitäten nach der ersten Zuverlässigkeitsanalyse

Messgröße	Monitoringintensität
$\epsilon_{B2.1}$	niedrig
$\epsilon_{B1s.1}$	niedrig
$\epsilon_{B1.2}$	niedrig
$\epsilon_{B1s.2}$	niedrig
Alle anderen	kein Monitoring

Die Methodik schlägt für die zeitabhängigen Basisvariablen mit Einfluss auf die Zuverlässigkeit ein Monitoring in niedrigem Umfang vor. Alle anderen Basisvariablen werden nicht überwacht, da sie laut den Berechnungsergebnissen für die Zuverlässigkeit des Bauwerks nicht relevant sind. Die jeweiligen Versagensarten verbleiben im probabilistischen Modell.

Die eigentliche Umsetzung der Monitoringstrategie ist vom Bauwerk und den jeweiligen Randbedingungen abhängig. Für die betrachtete Fachwerkbrücke wird im ersten Szenario zunächst eine Monitoringphase pro Jahr festgelegt, in der die vorgeschlagenen Größen des Gesamtmodells und die messbaren Größen der beiden Indikatorkomponenten über 12 Stunden mit einer Messfrequenz von 100 Hz gemessen werden.

9.3.3 Annahmen für die Simulation von Messdaten

Für die Erzeugung der Messdaten für die probabilistische Bewertung der Fachwerkbrücke wird das Programm Motraf eingesetzt. Die Messdaten für die Monitoringphase werden jeweils über den festgelegten Zeitraum von 12 Stunden ermittelt. Für Hauptstrecken wird im DIN-Fachbericht 101 [DIN03b] von 125.000 Lkw pro Jahr und Fahrspur ausgegangen. Für das hier simulierte Bauwerk bedeutet dies, dass ca. 700 Lkw pro Tag die Brücke passieren. Bei der als konstant angesehenen Default-Einstellung von Motraf mit einem Lkw-Anteil von insgesamt 50% (30% Lkw, 20% Schlepper) werden in einem Zeitraum von 12 Stunden ca. 700 Fahrzeuge und damit ungefähr ein Fahrzeug pro Minute erwartet. Tageszeitliche Schwankungen der Fahrzeugströme werden in der Simulation nicht berücksichtigt.

In Motraf kann die Größe der Fahrzeugmenge durch Vorgabe des Modalwerts des Nettoabstands der Fahrzeuge gesteuert werden. Zur Berücksichtigung der typischen saisonalen Trends (vgl. Abschnitt 8.1.1) von Verkehrsströmen wird in den Simulationen der Nettoabstand der Fahrzeuge in Anlehnung an Tabelle 8.1 variiert.

9.3.4 Gewinnung der stochastischen Information aus den Messwerten

Aufgrund der großen Datenmenge und der aufwendigen Auswertung erfolgt die Bauwerksbewertung auf Grundlage von Extremwertverteilungen. In Anlehnung an Abschnitt 8.2.2.3 wird für den ersten Bewertungszeitraum mit einer Monitoringphase von 12 Stunden der 15-Minuten Extremwert verwendet, der zu einer Stichprobe mit 48 Elementen führt. Abbildung 9.6 zeigt das Ergebnis der Anpassung an eine Gumbel-Max-Verteilung, die mit Hilfe des Anderson-Darling Tests als geeignete Verteilung zur Beschreibung der Daten identifiziert werden kann. Zur Umrechnung der 15-Minuten Extremwertverteilung auf den Bezugszeitraum von einem Jahr wird in der Zuverlässigkeitsanalyse der Extrapolationsexponent $N = 35040$ verwendet (Tabelle 8.2). Die simulierten Messdaten zeigen aufgrund der Symmetrie innerhalb gewisser Grenzen für alle gemessenen Basisvariablen die gleichen Werte, so dass diese Aussagen für alle gemessenen Größen gelten.

9.3.5 Bewertung des aktuellen Zustands nach einem Bewertungsintervall

Nach Ablauf des Bewertungszeitraums von einem Jahr kann im probabilistischen Modell das stochastische Modell der gemessenen Größen mit der ermittelten Extremwertverteilung aktualisiert werden und eine Bauwerksbewertung durchgeführt werden. Die Ergebnisse zeigt Tabelle 9.7.

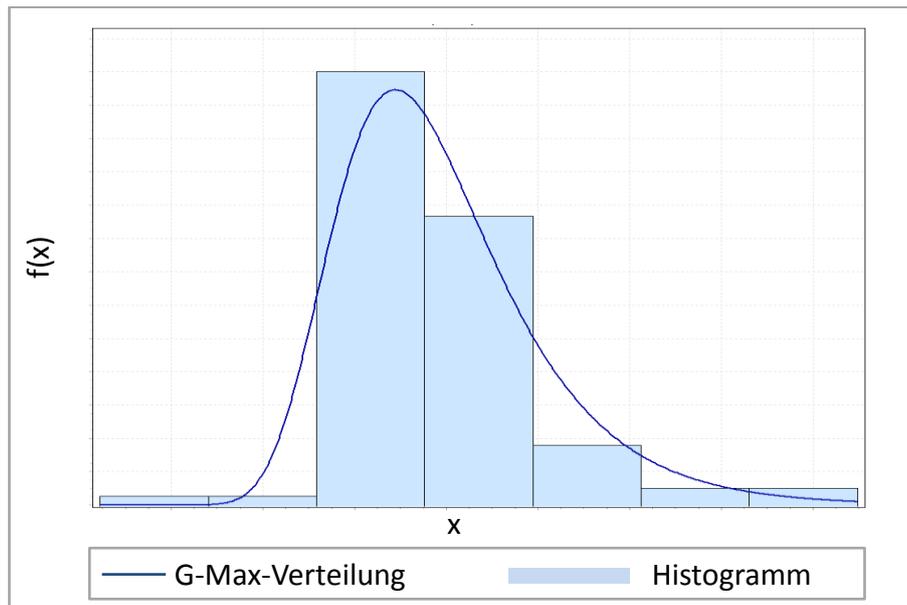


Abbildung 9.6: An die 15-Min Extremwerte der Messdaten angepasste Gumbel-Max-Verteilung

Tabelle 9.7: Ergebnisse der zweiten Zuverlässigkeitsanalyse nach einem Jahr

Stabgruppe/Komponente	Zuverlässigkeitsindex β_{Comp}	α_{rel}
B2.1, B2s.1, B2.2, B2s.2	10,02	0,05
D1.1, D1s.1, D1.2, D1s.2	11,55	0,00
D2.1, D2s.1, D2.2, D2s.2	11,39	0,00
V2.1, V2s.1, V2.2, V2s.2	11,15	0,00

Im Vergleich zur ersten Zuverlässigkeitsanalyse auf Grundlage der Lastannahme ergeben sich nur kleine Änderungen. Die Systemzuverlässigkeit sinkt gegenüber der ursprünglichen Lastannahmen nur wenig auf $\beta_{\text{System}} = 10,02$ und die Zuverlässigkeit der gemessenen Komponenten auf $\beta_{\text{Comp}} = 10,14$. Die relative Sensitivität der gemessenen Größen bleibt nahezu gleich. Die Monitoringstrategie auf Grundlage der neuen Berechnungsergebnisse ändert sich daher gegenüber der ersten nicht, so dass das Monitoring des Bauwerks in gleicher Art und Weise fortgeführt werden kann, bis Veränderungen oder Schäden erkannt werden.

Die Verkehrsbelastung auf der Brücke variiert mit der Zeit, so dass die ermittelte Zuverlässigkeit auch von der Anzahl der Monitoringphasen und ihrer Dauer abhängt. Durch die Verwendung von Extremwertverteilungen wird dieser Effekt allerdings reduziert. Wie stark die Messwerte verschiedener Monitoringphasen variieren, wird im nächsten Abschnitt deutlich.

9.3.6 Bestimmung der Prüfgrößen für die Trenderkennung

Aufgrund der in Abschnitt 8.1 dargestellten Vorzüge erfolgt die Trenderkennung ausschließlich auf Grundlage einer Trainingsphase, die für dieses Bauwerk auf zwei Jahre festgelegt wird. Zur Erhöhung der Aussagekraft der Prüfgrößen werden in der Trainingsphase zusätzlich zu den im Monitoringplan festgelegten zwei Monitoringphasen in zwei Jahren zu 6 außerplanmäßigen Zeitpunkten Messungen durchgeführt. Sie gehen aus Gründen der Vergleichbarkeit mit nachfolgenden Bewertungsintervallen nicht in die Bauwerksbewertung ein.

Insgesamt stehen daher die Messdaten aus 8 Monitoringphasen für die Bildung der Prüfgrößen zur Verfügung. In den Tabellen 9.8 und 9.9 sind die aus den Messdaten der Monitoringphasen ermittelten Stichprobenkennwerte dargestellt. Wie bei realen Bauwerken schwanken die Stichprobenkennwerte der „Monitoringphasen „M1“-„M8“ aufgrund der wechselnden Verkehrsbelastung innerhalb gewisser Grenzen. Aufgrund der Symmetrie der Messpunkte der Dehnungen im Bogen und der Verformung in Feldmitte ergeben sich jeweils äquivalente Messdaten, so dass sie in den Tabellen nicht einzeln aufgeführt werden müssen.

Tabelle 9.8: Statistische Kennwerte der Stichproben aus den Monitoringphasen 1-4

Komponente	Monitoringphase			
	M1 (m/s)	M2 (m/s)	M3 (m/s)	M4 (m/s)
B2.1 / ...	2,09E-6/6,42E-6	2,10E-6/6,54E-6	2,00E-6/6,21E-6	2,16E-6/6,55E-6
Indikator r / l	1,74E-4 / 5,39E-4	1,61E-4/5,11E-4	1,69E-4/5,38E-4	1,69E-4/5,28E-4

Tabelle 9.9: Statistische Kennwerte der Stichproben aus den Monitoringphasen 5-8

Komponente	Monitoringphase			
	M5 (m/s)	M6 (m/s)	M7 (m/s)	M8 (m/s)
B2.1 / ...	2,25E-6/6,66E-6	1,93E-6/6,08E-6	2,22E-6/6,63E-6	1,96E-6/6,01E-6
Indikator r / l	1,81E-4/5,48E-4	1,55E-4/5,01E-4	1,79E-4/5,46E-4	1,57E-4/4,95E-4

Als Prüfgrößen werden die Mittelwerte und Standardabweichungen der Messgrößen sowie deren Verhältnis eingesetzt. Tabelle 9.10 zeigt die aus den Kennwerten der Trainingsphase ermittelten Prüfgrößen. Die Komponente B2x.x steht exemplarisch für alle zur Komponente B2.1 symmetrischen Komponenten.

Tabelle 9.10: Aus der Trainingsphase ermittelte Prüfgrößen für die Trenderkennung

Komponente	Prüfgröße				
	Mittelwert m	Standardabweichung s	$v_{B2.1} / \dots$	$v_{\text{Indikator } r} / \dots$	$v_{\text{Indikator } l} / \dots$
B2.1	2,09E-6	6,43E-6	-	80.6452	80.6452
B2x.x	2,09E-6	6,43E-6	1	80.6452	80.6452
Indikator r	1,68E-4	5,29E-4	0,0124	-	1
Indikator l	1,68E-4	5,29E-4	0,0124	1	-

Die Festlegung der maximal tolerierbaren Abweichung von den ermittelten Prüfgrößen erfolgt anhand der Stichprobenkennwerte aus der Trainingsphase. Tabelle 9.11 fasst die Werte und die relevante Monitoringphase für das Beispiel zusammen. Für die Komponenten der symmetrischen Messpunkte ist stellvertretend nur eine Größe dargestellt.

Tabelle 9.11: Maximal tolerierbare Abweichung der Prüfgrößen der Monitoringphasen von den Größen der Trainingsphase

Prüfgröße	max. Abweichung	Monitoringphase	max. tolerierbare Abweichung
$m_{B2.1}$	7,6 %	M5/M6	$\pm 8,0$ %
$s_{B2.1}$	5,9 %	M8	$\pm 6,0$ %
$m_{\text{Ind.}r/l}$	7,7 %	M5/M6	$\pm 8,0$ %
$s_{\text{Ind.}r/l}$	5,9 %	M8	$\pm 6,0$ %
$v_{B2.1,\text{Ind.}r}$	0,008 %	M5	$\pm 0,01$ %
$v_{B2.1,\text{Ind.}l}$	0,007 %	M5	$\pm 0,01$ %
$v_{\text{Ind.}r/\text{Ind.}l}$	0,015 %	M5	$\pm 0,02$ %

9.4 Bauwerksbewertung des geschädigten Bauwerks

Solange am Bauwerk keine Schäden auftreten, die das stochastische Modell der Messgrößen verändern, liefert die Bauwerksbewertung keine signifikant unterschiedlichen Ergebnisse.

In diesem Abschnitt wird anhand von verschiedenen Szenarien untersucht, wie sich eine Schädigung des Bauwerks auf die Ergebnisse der Bauwerksbewertung und die Monitoringstrategie auswirkt. In den verschiedenen Darstellungen markieren die angegebenen Zeitpunkte, beispielsweise das Jahr „0“, nicht den Zeitpunkt der Errichtung des Bauwerks, sondern den Zeitpunkt der Initiierung des Schädigungsprozesses.

9.4.1 Schädigung des Bauwerks an einem nicht gemessenen Stab (Szenario I)

In einem ersten Szenario wird das Bauwerk an einem nicht direkt gemessenen Stab geschädigt und versucht, den Schaden mit Hilfe der Trenderkennung zu detektieren. Es wird angenommen, dass der Korrosionsschutz im Fußpunkt des Vertikalstabs mit der Bezeichnung V2.1 durch eine Einwirkung von außen zerstört worden ist und dadurch ein Korrosionsprozess in Gang gesetzt wurde. Der korrosive Abtrag wird in Anlehnung an Abschnitt 2.2.4 zu $100 \mu\text{m/a}$, d. h. $0,1 \text{ mm/a}$ festgelegt, was bei dem Profil des Stabs V2.1 einer Querschnittsabnahme von ca. 1% des Ausgangsquerschnitts entspricht. Vereinfachend wird angenommen, dass der Abtrag nicht kontinuierlich, sondern in 5-Jahresschritten erfolgt, da andernfalls der numerische Aufwand für die Simulation der Messwerte aus der Verkehrsbelastung sehr hoch wäre. Andere Schäden werden in diesem ersten Szenario nicht berücksichtigt.

Tabelle 9.12 zeigt die prozentualen Abweichungen der jeweiligen Prüfgrößen für die Messpunkte für verschiedene Grade der Schädigung des Stabs V2.1.

Tabelle 9.12: Abweichungen der Prüfgrößen der Monitoringphasen von den Größen der Trainingsphase

Jahr	B2.1 (m/s)	Indikator r (m/s)	Indikator I (m/s)	$v_{B2.1, \text{Ind. r}}$	$v_{B2.1, \text{Ind. I}}$	$v_{\text{Ind. r, Ind. I}}$
5.	6%/ 4%	6%/ 4%	6%/ 4%	0,01%	0,00%	0,01%
10.	1%/ 2%	1%/ 2%	1%/ 2%	0,02%	0,00%	0,02%
15.	1%/ 1%	1%/ 1%	1%/ 1%	0,03%	0,01%	0,02%
20.	1%/ 3%	1%/ 3%	1%/ 3%	0,04%	0,01%	0,02%
25.	1%/ 0%	1%/ 0%	1%/ 0%	0,06%	0,01%	0,04%
30.	2%/1%	2%/1%	2%/1%	0,07%	0,01%	0,06%
35.	3%/ 1%	3%/ 1%	3%/ 1%	0,08%	0,01%	0,07%
40.	7%/ 5%	7%/ 5%	7%/ 5%	0,10%	0,01%	0,09%
45.	5%/ 2%	5%/ 2%	5%/ 2%	0,13%	0,02%	0,11%
50.	2%/ 2%	2%/ 2%	2%/ 2%	0,16%	0,02%	0,14%

Die Prüfgrößen Mittelwert und Standardabweichung zeigen teilweise größere Schwankungen, die aber die ermittelten Grenzwerte (Tabelle 9.11) nicht erreichen. Die Schwankungen für die Prüfgrößen Mittelwert und Standardabweichung sind für alle Messgrößen identisch. Es ist daher sehr wahrscheinlich, dass sie alleine aus der variierenden Verkehrsbelastung resultieren. Es muss daher davon ausgegangen werden, dass sich diese Prüfgrößen für den simulierten Grad der Schädigung des Bauwerks nicht zur Erkennung des Schadens eignen.

Die Prüfgrößen der Verhältniswerte $v_{i,j}$ sind, wie schon in Abschnitt 8.1 diskutiert, sensitiver. Bereits im 5. Jahr der Schädigung des Stabs V2.1 wird für die Prüfgröße $v_{B2.1, \text{Ind. r}}$ der festgelegte Grenzwert erreicht. Dass dies keine Einzelercheinung ist und dass die Prüfgröße zur Erkennung des Schadens geeignet ist, zeigt ihre in der Tabelle dargestellte weitere Entwick-

lung. Die aus den Messdaten ermittelten Werte steigen wie die Schädigung kontinuierlich an.

9.4.1.1 Prognoserechnung nach Erkennung einer Schädigung

Es wird davon ausgegangen, dass das Bauwerk nach der Erkennung des Schadens durch die Trenderkennung inspiziert wird und das Ausmaß des Schadens (ca. 1% Querschnittsverlust/Jahr) bestimmt werden kann.

Die Erkennung eines Schadens erfordert eine erneute Anamnese und die Entscheidung, ob das betreffende Bauteil in die probabilistische Modellierung aufgenommen werden muss. Da der Stab V2.1 und die jeweiligen symmetrischen Stäbe bereits im probabilistischen Modell enthalten sind, muss lediglich das stochastische Modell an die veränderte Situation angepasst werden. Für die veränderte Stahldehnung infolge Eigengewicht gelingt dies für ein einfaches Bauwerk durch mechanische Überlegungen oder die Verwendung numerischer Modelle. Für die stochastische Beschreibung der Stahldehnung aus der Verkehrslast sind wiederum Messwerte erforderlich. Da diese für den geschädigten Stab zum aktuellen Zeitpunkt noch nicht vorliegen, müssen die erste Bauwerksbewertung und die Entscheidung, ob unter Umständen ein Monitoring des Stabs sinnvoll wäre, auf Grundlage von Annahmen erfolgen.

An dieser Stelle unterscheidet das entwickelte Verfahren zwei mögliche Wege. Der Anwender kann einerseits eigenständig entscheiden, dass ein Monitoring des Stabs sinnvoll ist und den Stab in die Monitoringstrategie und den Monitoringplan einbeziehen. Aus sicherheitstheoretischer Sicht ist dies problematisch, wenn er den Schaden unterschätzt und den Stab nicht in das Monitoring einbezieht. Darüber hinaus besteht die Gefahr, dass der Umfang des Monitorings nach einem Jahr erneut angepasst werden muss. Die zweite Möglichkeit ist die Nutzung der Prognoserechnung, die zunächst aufgrund der nicht vorhandenen Messwerte auf Grundlage eines Schädigungsmodells oder vereinfachender Annahmen erfolgen muss. Wenn Messwerte über mehrere Monitoringphasen vorliegen, kann das Schädigungsmodell, sofern es die Möglichkeit bietet, entweder mit den Messwerten aktualisiert oder durch eine Modifikationsfunktion ersetzt werden.

Für das hier diskutierte Bauwerk kann für die erste Prognoserechnung das in Anhang F vorgestellte deterministische Schädigungsmodell eingesetzt werden. Die benötigte Korrosionsgeschwindigkeit kann anhand von Messungen im Rahmen der Inspektion bestimmt werden. Durch den Korrosionsprozess verändern sich sowohl die Dehnungen infolge Eigengewicht als auch infolge der Verkehrslast. Das Schädigungsmodell muss daher in der Prognoserechnung auf beide im Grenzzustand enthaltenen Größen angewendet werden (vgl. Gleichung 9.2).

Übliche Prognosezeiträume liegen im Bereich der erwarteten Restlebensdauer, so dass ohne zusätzliche Angaben für das Beispiel von einem Prognosezeitraum von 50 Jahren nach Initiierung des Schädigungsprozesses ausgegangen wird. Die Rechnung erfolgt mit einer Zeitschrittlänge von 5 Jahren. Die wesentlichen Ergebnisse sind in Tabelle 9.13 dargestellt.

Die Berechnung prognostiziert, dass bei einer im gleichen Maße fortschreitenden Schädigung die Zuverlässigkeit des Bauwerks ab einem Zeitpunkt von 30 Jahren durch den geschädigten Stab dominiert wird. Die entwickelte Methodik sieht aus diesem Grund die zusätzliche Überwachung des Stabs V2.1 vor. Aufgrund der Berechnungsergebnisse ergibt sich in Verbindung

Tabelle 9.13: Ergebnisse der ersten Prognoserechnung

Jahr	domierende Komponente(n)	β_{System}	α_{rel} der dom. Messgröße
5.	B2.1 / ...	9,89	0,076
10.	B2.1 / ...	9,89	0,076
15.	B2.1 / ...	9,89	0,076
20.	B2.1 / ...	9,89	0,076
25.	B2.1 / ...	9,89	0,073
30.	V2.1	9,84	0,060
35.	V2.1	9,56	0,123
40.	V2.1	9,17	0,122
45.	V2.1	8,72	0,118
50.	V2.1	8,22	0,114

mit Tabelle 7.1 die in Tabelle 9.14 gezeigte Monitoringstrategie. Gegenüber der letzten Strategie ist lediglich der Stab V2.1 hinzugekommen. Für den Monitoringplan bedeutet dies, dass eine zusätzliche Messgröße im gleichen Umfang wie die anderen überwacht werden muss.

Tabelle 9.14: Monitoringintensitäten nach der ersten Zuverlässigkeitsanalyse

Messgröße	Monitoringintensität
$\varepsilon_{B2.1}$	niedrig
$\varepsilon_{B1s.1}$	niedrig
$\varepsilon_{B1.2}$	niedrig
$\varepsilon_{B1s.2}$	niedrig
$\varepsilon_{V2.1}$	niedrig
Alle anderen	kein Monitoring

Der folgende Abschnitt beschreibt das weitere Vorgehen zur Bewertung des Bauwerks auf Grundlage von Messwerten entsprechend des aktualisierten Monitoringplans und die eventuelle weitere Anpassung der Monitoringmaßnahmen.

9.4.1.2 Aktualisierung des probabilistischen Modells

Nach Ende des nächstfolgenden Bewertungszeitraums, d. h. ein Jahr nach Erkennung des Schadens, kann eine Bewertung des aktuellen Bauwerkszustands auf Grundlage der Messwerte des geschädigten Stabs erfolgen. Nach Ablauf eines weiteren Bewertungszeitraums können für eine verbesserte Prognose zusätzlich aus den Verteilungskennwerten der gemessenen Größen Modifikationsfunktionen ermittelt werden. Da sich das Ausmaß der Schädigung aufgrund der vereinfachten Annahmen nur alle 5 Jahre ändert, erfolgen die Bauwerksbewertung und die Ermittlung von Modifikationsfunktionen ebenfalls nur im zeitlichen Abstand

von 5 Jahren.

Die Aktualisierung des stochastischen Modells der gemessenen Stahldehnungen erfolgt analog zur bisherigen Vorgehensweise. Die Stahldehnung der Messpunkte des Bogens (Komponenten B2.1, etc.) wird unverändert durch eine Gumbel-Max-Verteilung modelliert. Dieser Verteilungstyp wird auch für die Modellierung der gemessenen Dehnungen des geschädigten Stabs eingesetzt. Wie bei den Messgrößen des Bogens wird die Verteilung an die 15-Minuten-Extremwerte angepasst und die Güte der Anpassung mit einem Anpassungstest überprüft. Der notwendige Extrapolationsexponent ist mit $N=35040$ für alle Messgrößen identisch.

Neben der gemessenen Dehnung ändert sich durch die Schädigung auch die Dehnung des Stabs aus dem Eigengewicht des Bauwerks. Für eine realitätsnahe Wiedergabe der Bauwerkszuverlässigkeit muss diese Dehnung für jeden Bewertungsschritt ermittelt und im Modell berücksichtigt werden. Die notwendigen Informationen zum Schädigungszustand können durch eine Inspektion gewonnen werden. Darüber hinaus kann mit diesen Informationen auch das für die Prognose notwendige Schädigungsmodell der Dehnung infolge Eigengewicht aktualisiert werden. Es wird angenommen, dass sich der Verteilungstyp und die Standardabweichung der Dehnung aus Eigengewicht durch den Schaden nicht ändern.

9.4.1.3 Bewertung des geschädigten Bauwerks auf Grundlage von Messwerten

Für jeden Bewertungszeitpunkt erfolgt zuerst eine Bauwerksbewertung auf Grundlage des mit Messwerten aktualisierten probabilistischen Modells. Ab dem zweiten Bewertungszeitpunkt ist die automatische Prognoserechnung auf Grundlage der Modifikationsfunktionen möglich. Dazu werden die aus der Entwicklung der Verteilungsparameter ermittelten Funktionen im Zeitschrittverfahren bis zum Ende des Prognosezeitraums ausgewertet und für jeden Zeitschritt Zuverlässigkeitsanalysen durchgeführt. Der Anwender entscheidet, für welche Parameter Modifikationsfunktionen sinnvoll sind. Für das Beispiel ist dies bei dem geschädigten Stab der Fall, da die Änderungen der anderen Messgrößen lediglich aus den Schwankungen der Verkehrsbelastung resultieren. In Anhang G finden sich Darstellungen der ermittelten Modifikationsfunktionen für exemplarische Bewertungszeitpunkte.

Tabelle 9.15 fasst die Ergebnisse der Bauwerksbewertung und die sich aus den Berechnungsergebnissen ergebene Monitoringstrategie zusammen. Neben den Werten des Zuverlässigkeitsindex des Systems β_{System} für die Bewertungszeitpunkte sind die relativen Sensitivitätsfaktoren für den aktuellen Zustand $\alpha_{\text{rel},i,1}$ der beiden gemessenen Größen in der Tabelle dargestellt. Zur Überprüfung, ob sich die Gewichtung der beiden Basisvariablen mit der Zeit verschiebt, ist zusätzlich der Wert des Sensitivitätsfaktors am Ende des Prognosezeitraums $\alpha_{\text{rel},i,n}$ in der Tabelle enthalten. Da in diesem Szenario am Ende des Prognosezeitraums die Zielzuverlässigkeit noch nicht erreicht ist, wird der Zeitpunkt des Erreichens anhand der Prognoserechnung abgeschätzt und in der Tabelle dargestellt.

Tabelle 9.15: Monitoringstrategien für die verschiedenen Bewertungszeitpunkte

Jahr	β_{System}	$\alpha_{\text{rel,B2.1,1}}/\alpha_{\text{rel,B2.1,n}}/\text{MI}$	$\alpha_{\text{rel,V2.1,1}}/\alpha_{\text{rel,V2.1,n}}/\text{MI}$	$T_{\beta_{\text{Ziel}}}$
5.	10,02	0,054 / 0 / niedrig	0 / 0,113 / niedrig	75 J.
6. ¹⁾	9,90	0,076 / 0 / niedrig	0 / 0,113 / niedrig	75 J.
10.	9,82	0,089 / 0 / niedrig	0,007 / 0,934 / niedrig	70 J.
15.	9,54	0 / 0 / niedrig	0,644 / 1,000 / niedrig	63. J.
20.	9,92	0 / 0 / kein Monitoring	0,271 / 0,440 / niedrig	82 J.
25.	8,89	0 / 0 / kein Monitoring	0,793 / 0,600 / normal	80. J.
30.	8,76	0 / 0 / kein Monitoring	0,733 / 0,999 / normal	92. J.
35.	8,71	0 / 0 / kein Monitoring	0,566 / 0,812 / normal	>100 J.
40.	7,82	0 / 0 / kein Monitoring	1,000 / 1,000 / normal	>100 J.
45.	7,90	0 / 0 / kein Monitoring	0,515 / 0,714 / normal	>100 J.
50.	7,35	0 / 0 / kein Monitoring	0,523 / 0,753 / normal	>100 J.

In der Prognoserechnung auf Grundlage des Schädigungsmodells (vgl. Abschnitt 9.4.1.1) wird der Stab V2.1 ab dem 30. Jahr der Berechnung so relevant, dass er die Zuverlässigkeit dominiert. Bei der Bauwerksbewertung auf Grundlage von Messdaten ist dies bereits 15 Jahre nach Beginn der Schädigung der Fall. Ab diesem Zeitpunkt dominiert die entsprechende Komponente die Zuverlässigkeit des Systems. Zu diesem Zeitpunkt gehen die relativen Sensitivitätsfaktoren $\alpha_{\text{rel},i}$ der Komponenten des Bogens gegen Null, was dazu führt, dass die Methodik nach einer Übergangszeit von weiteren 5 Jahren vorschlägt, das Monitoring der Größe einzustellen. Das stochastische Modell dieser Größen wird ab diesem Zeitpunkt nicht mehr planmäßig aktualisiert, so dass die Bewertungen mit dem jeweils letzten aktuellen stochastischen Modell der Größe erfolgen. Da keine Schädigung an den entsprechenden Teilen des Bauwerks vorhanden ist, muss auch keine Schädigungsannahme getroffen werden, die in der Prognoserechnung zu einer Umkehrung der Verhältnisse führen könnte.

Nach 25 Jahren wird der Einfluss der Messgröße an Stab V2.1 so groß, dass die Methodik bereits eine „normale“ Monitoringintensität vergibt. Aus diesem Grund wird für das Bauwerk eine zusätzliche Monitoringphase pro Jahr vorgesehen, die ebenfalls 12 Stunden lang ist. Zur Beibehaltung des Stichprobenumfangs wird ab diesem Zeitpunkt der 30-Minuten-Extremwert für die Bewertung eingesetzt. Der Extrapolationsexponent reduziert sich auf $N=17520$. Im Realfall müssten prinzipiell ab diesem Zeitpunkt neue Modifikationsfunktionen erstellt werden, da der Wechsel des Bezugszeitraums einem Wechsel des Verteilungstyps gleich kommt. Da für das Beispiel nur eine geringe Datenbasis vorliegt und die Abweichungen in den Verteilungsparametern nicht signifikant sind, wird dies vereinfachend ignoriert.

In Abbildung 9.7 ist die Entwicklung der Zuverlässigkeit auf Grundlage der Messdaten zu den Zeitpunkten der Simulation zusammen mit einigen prognostizierten Verläufen der Zuverlässigkeit dargestellt.

¹⁾ Die erste Bewertung auf Grundlage von Messwerten erfolgt ein Jahr nach Erkennung der Schädigung

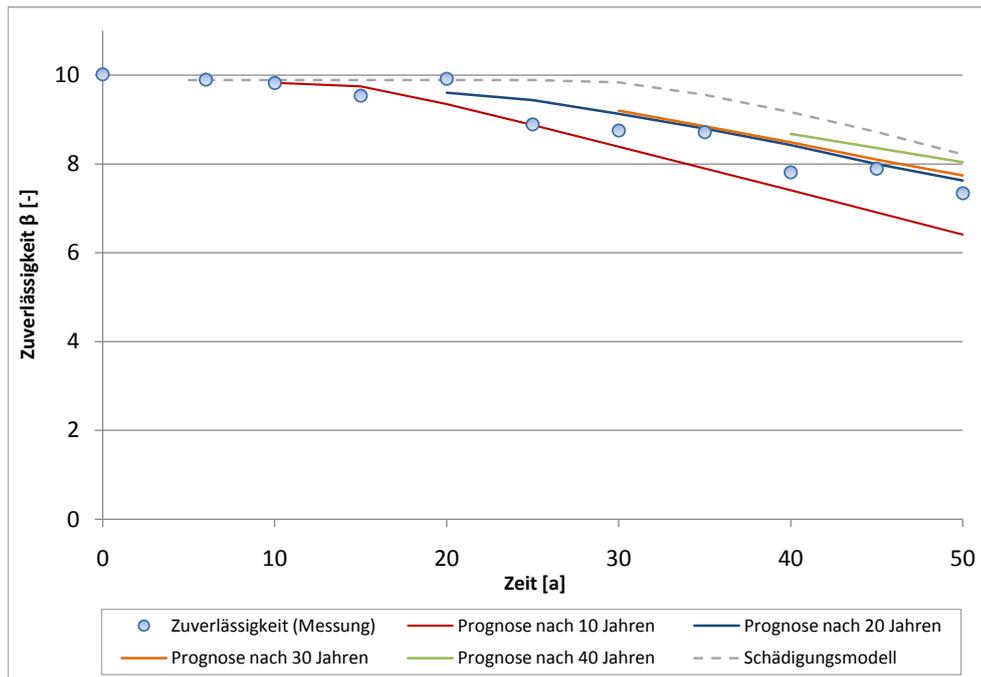


Abbildung 9.7: Entwicklung der realen Zuverlässigkeit des Systems und Prognose aufgrund von Messdaten des geschädigten Stabs (Szenario I)

In Abbildung 9.7 ist für die Zuverlässigkeit auf Grundlage der Messungen ein abnehmender Trend zu beobachten. Die Berechnungsergebnisse schwanken innerhalb gewisser Grenzen, was mit der Variation des Verkehrs auf der Brücke und der wechselnden Güte der Verteilungsanpassung an die Extremwerte der Messdaten begründet werden kann.

Das Schädigungsmodell kann die Tendenz der Entwicklung der Zuverlässigkeit auch ohne eine Aktualisierung durch Messwerte bereits relativ gut wiedergeben. Da es die Änderung der Streuung der Messwerte nicht vorhersehen kann, liegt die vorhergesagte Zuverlässigkeit immer über der realen Zuverlässigkeit (vgl. Abschnitt 5.3.4). Die Prognose auf Grundlage der Modifikationsfunktionen liegt näher an der Realität, aufgrund der verhältnismäßig geringen Datenbasis weichen die verschiedenen Vorhersagen aber noch relativ stark voneinander ab. Bei einer größeren Anzahl von Bewertungszeitpunkten würden sich bessere Ergebnisse einstellen.

9.4.2 Schädigung des Bauwerks an mehreren Stellen (Szenario II)

In einem zweiten Szenario soll untersucht werden, was sich im Vergleich zum ersten Beispiel ändert, wenn zwei Stäbe der Fachwerkbrücke geschädigt werden und die Schädigung mit unterschiedlicher Geschwindigkeit fortschreitet. Der erste geschädigte Stab ist wie zuvor der am höchsten ausgelastete Vertikalstab V2.1, als zweiter wird die ebenfalls höher ausgenutzte Diagonale D1.1 angenommen. Die Vertikale wird auf Druck und die Diagonale auf Zug belastet, so dass durch Berücksichtigung des Abminderungsfaktors κ der Grenzzustand des Vertikalstabs V2.1 mehr Einfluss auf die Zuverlässigkeit hat als der der Diagonalen. Die Korrosionsgeschwindigkeit ist bei beiden Stäben zunächst gleich groß ($200 \mu\text{m/a}$). Um even-

tuelle Verschiebungen in der Zuverlässigkeit und der Monitoringstrategie darzustellen, wird 10 Jahre nach Beginn des Schädigungsprozesses angenommen, dass die Korrosionsgeschwindigkeit von Stab V2.1 auf $100 \mu\text{m/a}$ zurückgeht.

Die prinzipielle Vorgehensweise ist identisch zum vorherigen Szenario, so dass an dieser Stelle lediglich die Ergebnisse vorgestellt werden. Tabelle 9.16 zeigt die Ergebnisse der Trenderkennung für 30 Jahre. Sie beschränkt sich auf die Prüfgrößen der Verhältnismesswerte der Stichprobenkenngrößen der Messwerte, weil die alternativen Prüfgrößen sich in Szenario I als weniger leistungsfähig herausgestellt haben. Innerhalb eines Bewertungszeitraums liefern die Prüfgrößen der Verhältnismesswerte die gleichen Werte, so dass es ausreicht, sie einmal in der Tabelle aufzuführen.

Tabelle 9.16: Ergebnisse der Trenderkennung im Szenario II

Jahr	$v_{B2.1,B2.2} < 0.01 \%$	$v_{B2.1,Ind.r} < 0.01 \%$	$v_{B2.1,Ind.l} < 0.01 \%$	$v_{Ind.r,Ind.l} < 0.02 \%$
5.	0,02 %	0,10 %	0,13 %	0,04 %
10.	0,02 %	0,08 %	0,12 %	0,06 %
15.	0,03 %	0,03 %	0,12 %	0,10 %
20.	0,03 %	0,02 %	0,11 %	0,18 %
25.	0,04 %	0,06 %	0,10 %	0,22 %
30.	0,05 %	0,13 %	0,10 %	0,28 %

Durch Vergleich mit den in Tabelle 9.10 gezeigten Prüfgrößen können die Schäden am Bauwerk bereits 5 Jahre nach der Initiierung erkannt werden. Durch die Schädigung ändert sich auch das Verhältnis der an den symmetrischen Positionen B2.1 und B2.2 gemessenen Daten, was eine Veränderung an einer Seite des Bauwerks erkennen lässt.

Nach Erkennung der Schädigung wird eine Inspektion durchgeführt, um Informationen zum Schadensausmaß für die Bauwerksbewertung zu sammeln. Es wird davon ausgegangen, dass in der Inspektion die Schäden an beiden Stäben V2.1 und D1.1 erkannt werden.

9.4.2.1 Bewertung des geschädigten Bauwerks auf Grundlage von Messwerten

Die geschädigten Stäbe sind bereits im probabilistischen Modell enthalten, so dass keine erneute Anamnese erfolgen muss. Die Entscheidung, ob und in welcher Form ein Monitoring der Stäbe erfolgen muss, wird anhand der ersten Bauwerksbewertung und der Prognoserechnung getroffen. Der Einfluss der Schädigung auf die Messgrößen wird wie bisher anhand des Schädigungsmodells aus Anhang F bestimmt. Dazu werden in einer Inspektion das Schadensausmaß ermittelt (Querschnittsabtrag in %) und Annahmen für seine Entwicklung in der Zukunft getroffen. Dieser Prozess muss für die Dehnung aus Eigengewicht für jede Bauwerksbewertung wiederholt werden. Die Prognose der Dehnung aus der Verkehrslast erfolgt, sobald genug Daten vorliegen, auf Grundlage der Modifikationsfunktionen. Tabelle 9.17 und Abbildung 9.8 zeigen die entsprechenden Ergebnisse.

Die Zuverlässigkeit des Bauwerks nimmt über den Bewertungszeitraum weniger stark ab als

Tabelle 9.17: Ergebnisse der Bauwerksbewertung im Szenario II

Jahr	β_{System}	$\alpha_{\text{rel,B2.1}}$	$\alpha_{\text{rel,V2.1I}}$	$\alpha_{\text{rel,D1.1}}$
5.	9,95	0,058	0,017	0
10.	9,39	0,148	0,001	0
15.	10,21	0,0344	0,001	0,001
20.	10,04	0,023	0,118	0,007
25.	9,76	0,032	0,221	0,009
30.	9,76	0,039	0,072	0,054
35.	9,16	0	0,083	0,152
40.	9,16	0	0,061	0,223
45.	8,73	0	0,046	0,277
50.	8,6	0	0,026	0,355

in Szenario I. Dies ist dadurch zu erklären, dass in Szenario II die am stärksten ausgenutzte Komponente V2.1 weniger stark geschädigt wird als in Szenario I. Die Diagonale D1.1 ist ein Zugstab, so dass er bei einer Schädigung mehr Reserven bietet. Erst bei stärkerer Schädigung (ab dem 35. Jahr) dominiert die Diagonale die Zuverlässigkeit.

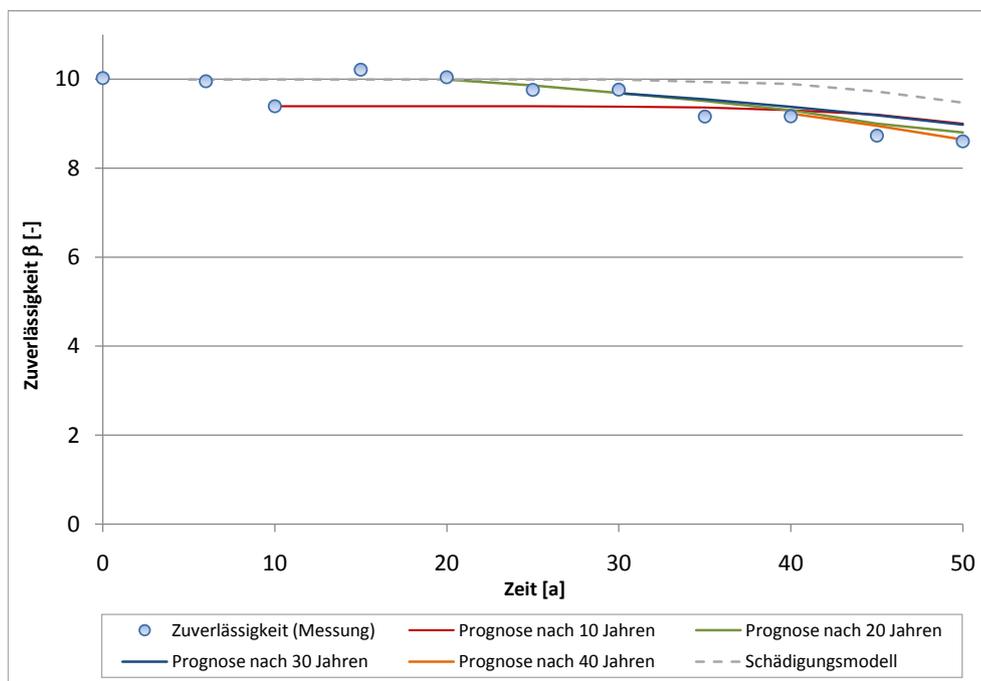


Abbildung 9.8: Entwicklung der realen Zuverlässigkeit des Systems und Prognose aufgrund von Messdaten des geschädigten Stabs (Szenario II)

Tabelle 9.18 zeigt die Monitoringstrategie, die sich aus den Berechnungsergebnissen ergibt. Eine weitere Spalte der Tabelle zeigt die aus der relativen Sensitivität abgeleitete Rangfolge der Messgrößen für jeden Bewertungszeitpunkt, jeweils für den aktuellen Zustand und das Ende des Prognosezeitraums.

Tabelle 9.18: Monitoringstrategie auf Grundlage der Bauwerksbewertung im Szenario II

Jahr	MI _{B2.1}	MI _{V2.1}	MI _{D1.1}	Reihenfolge (aktuell)	Reihenfolge (Ende Prog.)
5.	niedrig	niedrig	niedrig	B2.1, V2.1	B2.1, V2.1, D1.1
10.	niedrig	niedrig	niedrig	B2.1, V2.1	B2.1, V2.1, D1.1
15.	niedrig	niedrig	niedrig	B2.1, V2.1, D1.1	V2.1, D1.1
20.	niedrig	niedrig	niedrig	V2.1, B2.1, D1.1	V2.1, D1.1
25.	niedrig	niedrig	niedrig	V2.1, B2.1, D1.1	V2.1, D1.1
30.	niedrig	niedrig	niedrig	B2.1, V2.1, D1.1	D1.1, V2.1
35.	niedrig	niedrig	niedrig	D1.1, V2.1	D1.1, V2.1
40.	kein Monitoring	niedrig	niedrig	D1.1, V2.1	D1.1, V2.1
45.	kein Monitoring	niedrig	niedrig	D1.1, V2.1	D1.1, V2.1
50.	kein Monitoring	niedrig	niedrig	D1.1, V2.1	D1.1, V2.1

Der Wechsel der Signifikanzen der einzelnen Messgrößen ist in der Monitoringstrategie wiederzufinden. Durch die Prognoserechnung kann schon zum ersten Bewertungszeitpunkt festgestellt werden, dass der aktuell nicht signifikante Stab D1.1 zum späteren Zeitpunkt relevant werden wird und daher überwacht werden sollte. Zu einem späteren Zeitpunkt fallen wie in Szenario I die Messgrößen des Bogens aus der Überwachung heraus. Ab dem 35. Jahr kommt es zu einem Wechsel der Signifikanz zwischen Stab V2.1 und Stab D1.1. Dies hat zur Folge, dass in weiterer Zukunft die Zuverlässigkeit nur noch durch die Diagonale bestimmt werden und dementsprechend Stab V2.1 ebenfalls aus dem Monitoring heraus fallen wird.

9.4.3 Einbeziehung neuer Schwachstellen (Szenario III)

In einem letzten Szenario wird aufbauend auf Szenario II dargestellt, wie beim Auffinden neuer Schwachstellen vorgegangen werden muss. Wie zuvor werden die Schäden nach 5 Jahren durch die Trenderkennung entdeckt. In diesem Szenario wird abweichend davon ausgegangen, dass die betroffenen Stellen im Rahmen einer Sanierung mit einem neuen Korrosionsanstrich versehen werden und sich dementsprechend keine weitere Schädigung an diesen Stellen entwickelt. Das Monitoring der betroffenen Stäbe wird aber zunächst fortgesetzt. Es wird weiterhin angenommen, dass bei der Inspektion ein Schaden an der Diagonale D3.1 übersehen wird, der sich ungehindert weiter entwickeln kann. Nach der Sanierung der Schäden an V2.1 und D1.1 werden die Prüfgrößen und die jeweiligen maximal tolerablen Abweichungen für die Trenderkennung in den folgenden vier Monitoringphasen neu ermittelt. Anhand dieser Größen wird versucht, den neuen Schaden in den folgenden Monitoringphasen zu entdecken. Wie im vor-

herigen Szenario werden nur die Prüfgrößen der Verhältniswerte eingesetzt. Das Ergebnis der Trenderkennung zeigt Tabelle 9.19 exemplarisch anhand der Ergebnisse einer Monitoringphase innerhalb eines Bewertungszeitraums. Es sind beispielhaft nur vier der insgesamt zehn Prüfgrößen dargestellt.

Tabelle 9.19: Prüfgrößen und Ergebnisse der Trenderkennung im Szenario III

Jahr	$v_{B2.1,Ind.r} < 0.01 \%$	$v_{B2.1,Ind.r} < 0.004 \%$	$v_{D1.1,Ind.r} < 0.04 \%$	$v_{D1.1,V2.1} < 0.08\%$
10.	0,05 %	0,01 %	0,07 %	0,03 %
15.	0,09 %	0,01 %	0,12 %	0,02 %
20.	0,17 %	0,02 %	0,17 %	0,02 %
25.	0,28 %	0,03 %	0,25 %	0,07 %
30.	0,38 %	0,04 %	0,38 %	0,14 %
35.	0,42 %	0,05 %	0,42 %	0,25 %
40.	0,47 %	0,05 %	0,51 %	0,45 %
45.	0,53 %	0,06 %	0,54 %	0,53 %
50.	0,59 %	0,07 %	0,69 %	0,64 %

Fast alle gezeigten Prüfgrößen erkennen den neu aufgetretenen Schaden bereits im nächsten Bewertungsintervall, 10 Jahre nach Initiierung des Korrosionsprozesses. Daraufhin findet eine erneute Inspektion des Bauwerks statt, in der der Schaden lokalisiert und das Schadensausmaß bestimmt wird. Sofern eine Lokalisierung in der Inspektion möglich ist, wird festgestellt, dass die geschädigte Zugdiagonale D3.1 nicht im probabilistischen Modell enthalten ist. Ein erneuter Anamneseprozess muss klären, ob der Stab in das probabilistische Modell aufgenommen werden muss. Analog zur Prognose ist es an dieser Stelle sinnvoll, in der Anamnese ebenfalls eine eventuelle Vergrößerung des Schadens zu berücksichtigen.

Die erste Anamnese im ungeschädigten Zustand ergab für den Stab D3.1 einen Ausnutzungsfaktor $\mu=0,114$ (Gleichung 9.1), der sich durch den Schaden auf $\mu=0,145$ erhöht. Mit diesem Wert liegt er über dem festgelegten Schwellenwert von $\mu_{Grenz}=0,140$. Aus diesem Grund muss im probabilistischen Modell ein neuer Ast mit einem Versagensmechanismus und einer Versagensart hinzugefügt werden, deren einzige Komponente eine Grenzzustandsbeschreibung für das Zugversagen von Stab D3.1 enthält. In der ersten Bauwerksbewertung und der anschließenden Prognoserechnung kann mit dem bisherigen Schadensausmaß festgestellt werden, ob eine Überwachung des Stabs sinnvoll ist. Das weitere Vorgehen ist analog zu den bisher vorgestellten Szenarien I und II, so dass an dieser Stelle auf eine weitere Darstellung verzichtet wird.

9.5 Übertragbarkeit des Anwendungsbeispiels

Das Anwendungsbeispiel hat anhand von drei Szenarien die Anwendbarkeit und die Anwendung der in dieser Arbeit entwickelten Methodik bzw. des Programmsystems auf eine an die Realität angelehnte Problemstellung gezeigt. Trotz der vereinfachenden Annahme des Fortschreitens der Schädigung in 5-Jahres-Schritten und des daraus resultierenden Abstands der probabilistischen Bewertungen konnte das Prinzip der Methodik verdeutlicht werden. An dieser Stelle soll die Übertragbarkeit der Erkenntnisse und Ergebnisse auf reale Bauwerke analysiert werden.

Bei einer Anwendung der Methodik auf reale Bauwerke fallen Messwerte, anders als bei der Simulation, in beliebig kleinen Intervallen an, so dass der Bauwerksbewertung sowie den Modifikationsfunktionen der Prognoserechnung eine größere Datenbasis zugrundegelegt werden kann. Im Anwendungsfall sollte die Bauwerksbewertung daher stabilere Ergebnisse und präzisere Vorhersagen im Hinblick auf das Erreichen der Zielzuverlässigkeit bzw. der Restlebensdauer ermöglichen.

Das dem Anwendungsbeispiel zugrundeliegende Bauwerk musste als reines Seriensystem modelliert werden, was für die Auswertung der Berechnungsergebnisse den Worst-Case darstellt. Dies äußert sich darin, dass die Zuverlässigkeit durch eine einzelne Komponente dominiert wird, was bei schwankenden Belastungen zu wechselnden Monitoringintensitäten führt. Darüberhinaus werden die relativen Sensitivitätsfaktoren der anderen Schwachpunkte im Extremfall zu Null. Da bei realen Bauwerken die Bewertung in kürzeren Abständen als den im Beispiel verwendeten 5 Jahren erfolgt, und die Methodik für die Einstellung des Monitorings einen Übergangszeitraum von 5 Jahren vorsieht, sind bei Seriensystemen in der Praxis in dieser Hinsicht keine Probleme zu erwarten. Der Prognoserechnung kommt in diesem Fällen allerdings eine erhöhte Bedeutung zu.

Die verwendeten Szenarien wurden exemplarisch für die Darstellung des jeweiligen Sachverhalts ausgewählt. Im Realfall werden sich aufgrund der getroffenen Annahmen gewisse Abweichungen einstellen. So verläuft die Schädigung in der Regel nicht so gesetzmäßig ab, wie es die in den Simulationen verwendete lineare Querschnittsabnahme suggeriert. Außerdem bleibt ein Korrosionsprozess in der Regel nicht, wie hier angenommen, auf einen Stab beschränkt. Die prinzipielle Vorgehensweise der Anamnese, der Abschätzung der Entwicklung der Schädigung und der Bauwerksbewertung sind aber dennoch identisch, sie muss lediglich auf mehrere Stäbe oder Bauteile angewendet werden. Durch die Modifikationsfunktionen, die mit dem Programmsystem automatisch aus den Parametern des stochastischen Modells der Basisvariablen der Messgrößen ermittelt werden, entsteht auch bei mehreren Bauteilen nur ein geringer Mehraufwand.

Bei der Übertragbarkeit der Ergebnisse der Trenderkennung müssen gewisse Einschränkungen gemacht werden. Im Beispiel gelang durch die eingesetzten Methoden bereits bei sehr kleinen Veränderungen der Messwerte eine Erkennung der Schäden. Während das verwendete numerische Modell in der Lage ist, entsprechend kleine Abweichungen der „Messwerte“ zu simulieren, muss für eine reale Anwendung die Messgenauigkeit und die Auflösung der Sensoren in Betracht gezogen werden. Ansonsten bestünde die Einschränkung, dass Schäden erst bei entsprechend messbaren Auswirkungen erkannt werden können.

In der Realität beinhalten Messdaten im Vergleich zu den simulierten Daten zusätzlich Stör-

einflüsse und sogenanntes „Rauschen“. Durch die Verwendung von Extremwertverteilungen in der Bauwerksbewertung fallen diese Effekte nur wenig ins Gewicht, solange sicher gestellt ist, dass die Messung gesicherte Minimal- oder Maximalwerte liefert.

10 Zusammenfassung und Ausblick

10.1 Zusammenfassung

In dieser Arbeit wird eine Methodik vorgestellt, die die probabilistische Bewertung des aktuellen Zustands eines Bauwerks auf Grundlage von gemessenen Daten ermöglicht und diese Daten nutzt, um die Entwicklung des Bauwerkszustands in der Zukunft zu prognostizieren. Darüber hinaus dienen die Ergebnisse der Bauwerksbewertung zur Ableitung von Entscheidungshilfen für die Planung von Bauwerksmonitoringmaßnahmen. Durch diese Vorgehensweise ist es möglich, den Umfang des Bauwerksmonitorings adaptiv an den Bauwerkszustand anzupassen.

Neben der Entwicklung des beschriebenen Gesamtkonzepts waren Grundlagenuntersuchungen zu seinen Einzelementen Schwerpunkt der vorliegenden Arbeit. Ziel war es, Vereinfachungsmöglichkeiten der komplexen Verfahren der Systemzuverlässigkeitsanalyse zu untersuchen und daraus Hilfestellungen abzuleiten, die die Methodik für einen Personenkreis mit geringem probabilistischem Wissen anwendbar machen soll. Die Methodik und die Hilfestellungen wurden zu diesem Zweck in das Programmsystem PROBILAS integriert. PROBILAS übernimmt die Aufgaben der probabilistischen Bauwerksbewertung, der Prognose des Bauwerkszustands, der Ableitung einer Monitoringstrategie und der Gewinnung von stochastischen Informationen aus Messdaten. Die Umsetzung der Verfahren in einem Programmsystem bietet viele Vorteile, die ebenfalls in der Arbeit vorgestellt werden.

Eine Grundhypothese der vorliegenden Arbeit lautet, dass zur Bewertung der Tragfähigkeit eines Bauwerks aus sicherheitstechnischer Sicht eine periodische Überwachung ausreichend ist. Lediglich bei stark geschädigten Bauwerken muss eine kontinuierliche Überwachung erfolgen. Die probabilistische Bewertung des Bauwerkszustands auf Grundlage der im periodischen Monitoring gemessenen Daten erfordert eine spezielle Vorgehensweise. Das Zuverlässigkeitsproblem ist zeitabhängig, da von einer verhältnismäßig kurzen Messperiode der Messung einer Systemantwort auf einen längeren Bezugszeitraum geschlossen werden muss. In der Arbeit werden Lösungsmöglichkeiten für das Problem analysiert und ein Modell auf Grundlage einer Extrapolation der Amplitudenverteilung der Messperiode in eine Extremwertverteilung wird als geeignet identifiziert. Der Einfluss verschiedener Stichprobenumfänge auf die Güte der Verteilungsbildung und die Zuverlässigkeitsanalyse untersucht um daraus Vorschläge für mögliche Bezugszeiträume der Extremwertverteilung abzuleiten. Um die so ermittelten Extremwertverteilungen in der Bauwerksbewertung einsetzen zu können, müssen die für die Zuverlässigkeitsanalyse verwendeten Grenzzustände um messbare Größen erweitert oder ganze Teile der Grenzzustandsgleichungen durch diese ersetzt werden. In der Arbeit wird das zweckmäßige Vorgehen anhand von einfachen Beispielen aus dem Stahlbau gezeigt.

Die Berechnungsergebnisse der Zuverlässigkeitsanalysen bilden die Grundlage für die Planung

von Einzelmessungen zur Kalibrierung des Modells und für adaptive Monitoringstrategien. Hierfür werden Überlegungen zur Ableitung des notwendigen Stichprobenumfangs und der Intensität des Monitorings angestellt.

Das probabilistische Modell eines Bauwerks beinhaltet in der Regel nur die durch einen Anwender identifizierten potenziellen Schwachstellen. Die Ergebnisse der Bauwerksbewertung werden ungültig, sobald zusätzliche Schäden bzw. Schwachstellen am Bauwerk auftreten. Um die Vorteile des Monitorings zu nutzen und neue Schwachstellen bereits kurz nach den Messungen zu entdecken und nicht erst im Rahmen der regulären Inspektion, werden verschiedene Methoden vorgestellt, die die Schäden auf Grundlage der Messdaten und daraus ermittelter Prüfgrößen erkennen.

Die Anwendung der entwickelten Methodik wird beispielhaft anhand einer Stahlfachwerkbrücke gezeigt und erläutert.

10.2 Ausblick

Die vorgestellte Methodik wurde im Rahmen dieser Arbeit auf realitätsnahe numerische Beispiele angewandt, was die Entwicklung und Erprobung sinnvoll und ausreichend war. In der Praxis können reale Messdaten zusätzliche Störungen enthalten und Schäden können sich abweichend von Annahmen entwickeln. Für eine Überprüfung der Praxistauglichkeit muss das Programmsystem PROBILAS zukünftig auch auf reale Bauwerke angewendet werden.

In dieser Arbeit wurde eine generelle Vorgehensweise für die probabilistische Bauwerksbewertung auf Grundlage von Messdaten und die Ableitung des optimalen Überwachungsumfangs entwickelt. Einzelne Punkte der Methodik müssen in zukünftigen Untersuchungen vertieft bearbeitet und um zusätzliche Aspekte erweitert werden.

Die Methodik wurde im Wesentlichen anhand von einfachen Beispielen aus dem Stahlbau illustriert. Die Anwendung auf komplexere Grenzzustandsbeschreibungen und Systemzusammenhänge anderer Baustoffe steht aber noch aus. Für den Bereich des Stahlbaus ist die Einbeziehung des Ermüdungsversagens interessant. Die Entwicklung entsprechender Modelle, ihre Kopplung mit Sensorik und die lebensdauerbegleitende Bewertung sind daher ebenfalls Punkte für weitere Arbeiten.

Die entwickelten Verfahren der Trenderkennung erwiesen sich bereits als relativ leistungsfähig. Gerade in diesem Bereich könnten aufgrund der einfachen Anwendung der Prüfgrößen Verbesserungen gegenüber herkömmlichen Methoden erzielt werden, wenn Anwendungen mit realen Messdaten ebenfalls positiv ausfallen. Darüber hinaus kann die vorgesehene Trainingsphase der Prüfgrößen noch besser genutzt werden, indem modernere und intelligentere Verfahren wie Neuronale Netze auf die anfallenden Daten angewendet werden, die neben der Erkennung eines Schadens auch seine Lokalisierung ermöglichen.

In anderen Forschungsarbeiten werden probabilistische Bewertungen des Bauwerkszustands vor allem für die Planung von Instandsetzungsmaßnahmen genutzt. Die dafür notwendige Vorhersage der Entwicklung des Bauwerkszustands wird aufgrund von Erfahrungen oder verschiedenen Modellen abgeschätzt. Mit der vorliegenden Methodik ist auf Grundlage der Messdaten eine genauere Vorhersage der Entwicklung der Bauwerkszuverlässigkeit möglich. Das bestehende Verfahren könnte zusätzlich um Methoden erweitert werden, die unter Einbezie-

hung von wirtschaftlichen Aspekten wie den Wiederherstellungs- oder Kapitalkosten sowie der Entwicklung der Zuverlässigkeit verschiedene Instandsetzungstrategien vergleichen und dadurch den bestmöglichen Zeitpunkt für die Durchführung der Maßnahme ermitteln.

Zusätzlich bestünde die Möglichkeit, bei der Planung einer Monitoringmaßnahme und der Monitoringstrategie nicht mehr nur die Messungenauigkeit der Sensoren und den Einfluss der Messgröße auf die Zuverlässigkeit des Systems zu berücksichtigen, sondern zusätzlich auch die Kosten einer Messung mit einzubeziehen und damit die Wirtschaftlichkeit der Überwachung zu überprüfen.

Literaturverzeichnis

- [Ade03] Adey, B. et al.: Risk-based approach to the determination of optimal interventions for bridges affected by multiple hazards. In: *Engineering Structures* 25 (2003), S. 903–912
- [Ait75] Aitchison, J. ; Dunsmore, I. R.: *Statistical Prediction and Analysis*. Cambridge University Press, Cambridge, 1975
- [Akt03] Aktan, A. E. et al.: *Development of a Model Health Monitoring Guide for Major Bridges*. Drexel Intelligent Infrastructure and Transportation Safety Institute, Philadelphia, USA, 2003
- [ANS07] ANSYS Inc.: *Release 11.0 Documentation for ANSYS*. Canonsburg, USA, 2007
- [Ben63] Benjamin, J. R. ; Cornell, C. A.: *Probability, Statistics and Decision for Civil Engineers*. McGraw-Hill Publishing Company, New York, USA, 1963
- [BMV06a] *Bericht über die Qualität, Dauerhaftigkeit und Sicherheit von Spannbetonbrücken*. Bundesministerium für Verkehr-, Bau und Stadtentwicklung, 2006
- [BMV06b] *Sicherheit und Zustand von Spannbetonbrücken auf Bundesfernstraßen*. Bundesministerium für Verkehr-, Bau und Stadtentwicklung, 2006
- [Cor69] Cornell, C. A.: Probability based structural code. In: *Journal of the Am. Concrete Institute* 66 (1969), S. 974–985
- [DIN81] DIN (Hrsg.): *Grundlagen zur Festlegung von Sicherheitsanforderungen für bauliche Anlagen*. Beuth Verlag, Berlin, 1981
- [DIN85] *DIN 25149: Ereignisablaufanalyse; Verfahren, graphische Symbole und Auswertung*. Beuth Verlag, Berlin, November 1985
- [DIN90a] *DIN 18800-2, Ausgabe 1990-11 : Stahlbauten; Stabilitätsfälle; Knicken von Stäben und Stabwerken*. Beuth Verlag, Berlin, 1990
- [DIN90b] *DIN 25424: Fehlerbaumanalyse; Handrechenverfahren zur Auswertung eines Fehlerbaumes*. Beuth Verlag, Berlin, April 1990
- [DIN99] *DIN 1076, Ausgabe 1999-11 : Ingenieurbauwerke im Zuge von Straßen und Wegen - Überwachung und Prüfung*. Beuth Verlag, Berlin, 1999
- [DIN01] *DIN 1055-100, Ausgabe 2001-03 : Einwirkungen auf Tragwerke - Teil 100: Grundlagen der Tragwerksplanung, Sicherheitskonzept und Bemessungsregeln*. Beuth Verlag, Berlin, 2001
- [DIN03a] *DIN 31051, Ausgabe 2003-06 : Grundlagen der Instandhaltung*. Beuth Verlag, Berlin, 2003

- [DIN03b] *DIN-Fachbericht 101 - Einwirkungen auf Brücken*. Beuth Verlag, Berlin, 2003
- [Dup99] Dupuis, D. J.: Parameter and quantile estimation for the generalized extreme-value distribution: a second look. In: *Environmetrics* 10 (1999)
- [Ebe00] Eberle, K.: *Vorlesungsmanuskript Versuchstechnik*. Institut für Statik und Dynamik, Universität Stuttgart, 2000
- [Esk96] Eskola, L.: *Zur Ermüdung teilweise vorgespannter Betontragwerke*, Institut für Baustatik und Konstruktion, ETH Zürich, Schweiz, Diss., 1996
- [Fab03] Faber, M.H.: *Lecture Notes on Risk and Safety in Civil, Surveying and Environmental Engineering*. Swiss Federal Institute of Technology, ETH Zürich, Schweiz, 2003
- [Fis99] Fischer, L.: Sicherheitskonzept für neue Normen-ENV und DIN-neu: Grundlagen und Hintergrundinformationen Teil 11 A. In: *Bautechnik* 76 (1999), Nr. 12
- [Fis01] Fischer, P.: *Vorlesungsmanuskript Algorithmen in der technischen Aktienanalyse*. Lehrstuhl Informatik 2, Universität Dortmund, 2001
- [Fra04a] Frangopol, D. M. et al.: Service life prediction of structural systems using lifetime functions with emphasis on bridges. In: *Reliability Engineering and System Safety* 86 (2004), S. 39–51
- [Fra04b] Frangopol, D. M. ; Nortwijk, J. M.: Probabilistic models for life-cycle performance of deteriorating structures: review and future directions. In: *Progress in Structural Engineering and Materials* 6 (2004), S. 197–212
- [Geh00] Gehlen, C.: *Probabilistische Lebensdauerbemessung von Stahlbetonbauwerken*. Deutscher Ausschuss für Stahlbeton, 2000 (510)
- [Gum58] Gumbel, E. J.: *Statistics of Extremes*. Columbia University Press, New York, USA, 1958
- [Har04] Hariri, K ; Budelmann, H.: Monitoring of the Bridge Herrenbrücke in Lübeck: motivation, procedures, results and data evaluation. In: *Proceedings of the Third European Workshop on Structural Health Monitoring*, 2004, S. 261–268
- [HBM07] *Dehnmessstreifen und Zubehör*. Hottinger Baldwin Messtechnik (HBM) GmbH, Darmstadt, 2007
- [Hen82] Henke, V.: Zusammenstellung und Anwendung Bayes´scher Verfahren bei der Stichprobenbeurteilung / Institut für Baustoffe, Massivbau und Brandschutz, TU Braunschweig. 1982 (51). – Forschungsbericht
- [Her00] Herzog, M.: *Schadensfälle im Stahlbeton- und Spannbetonbau*. Werner Verlag, Düsseldorf, 2000
- [Hoh80] Hohenbichler, M.: *Zur zuverlässigkeitstheoretischen Untersuchung von Seriensystemen*. Laboratorium für konstruktiven Ingenieurbau, Technische Universität München, 1980

- [Hos96] Hosser, D. ; Gensel, B.: Einflüsse auf die Betondeckung von Stahlbetonbauteilen - statistische Analyse von Messungen an Wänden, Stützen und Unterzügen. In: *Beton- und Stahlbetonbau* 91 (1996), S. 229–236
- [Hyd04] Hyde, K. M. et al.: Reliability-Based Approach to Multicriteria Decision Analysis for Water Resources. In: *ASCE Journal of Water Resources Planning and Management* 130 (2004), Nr. 6
- [JCS01] *Probabilistic Model Code*. JCSS - Joint Committee on Structural Safety, 2001
- [Kli92] Klingmüller, O. ; Bourgund, U.: *Sicherheit und Risiko im Konstruktiven Ingenieurbau*. Vieweg Verlag, Braunschweig, 1992
- [Kön85] König, G. et al.: Basic note on model uncertainties / Comite Euro international du beton. 1985. – Forschungsbericht
- [Kun92] Kunz, Peter: *Probabilistisches Verfahren zur Beurteilung der Ermüdungssicherheit bestehender Brücken aus stahl*, Ecole Polytechnique Federale de Lausanne, Diss., 1992
- [Lau06] Lauridsen, J. et al.: Principles for a guideline for probability-based management of deteriorated bridges. In: *IABMAS'06: Third International Conference on Bridge Maintenance, Safety and Management*, 2006
- [Löh04] Lühr, M. ; Dinkler, D.: Damage Detection in Structures using a Parameter Identification Method. In: *Proceedings of the Third European Workshop on Structural Health Monitoring*, 2004, S. 237–242
- [Liu04] Liu, M. ; Frangopol, D. M.: Optimal bridge maintenance planning based on probabilistic performance prediction. In: *Engineering Structures* 26 (2004), S. 991–1002
- [MBO02] *Musterbauordnung, Ausgabe 2002-11*. ARGEBAU, 2002
- [Mel99] Melchers, R. E.: *Structural Reliability Analysis and Prediction*. John Wiley & Sons Ltd., Chichester, England, 1999
- [Mer95] Merzenich, G. ; Sedlaczek, G.: *Hintergrundbericht zum Eurocode 1 - Teil 3.2: Verkehrslasten auf Straßenbrücken*. Bundesministerium für Verkehr, 1995
- [MRG06] Münchener-Rückversicherungs-Gesellschaft: *Edition Wissen: Topics Geo-Jahresrückblick Naturkatastrophen 2005*. 2006
- [Muf01] Mufti, A.: *Guidelines for Structural Health Monitoring, Design Manual No. 2*. ISIS Canada, University of Manitoba, Winnipeg, Kanada, 2001
- [Mye02] Myers, R. H. ; Montgomery, D. C.: *Response Surface Methodology*. John Wiley & Sons, Inc., New York, USA, 2002
- [Nat83] Natke, H. G.: *Einführung in die Theorie und Praxis der Zeitreihen- und Modalanalyse*. F. Vieweg Verlag, Braunschweig/Wiesbaden, 1983
- [Pei02] Peil, U. et al.: Zuverlässige Lebensdauerbestimmung mit Hilfe von Monitoring. In: *Stahlbau* 71 (2002), Nr. 2

- [Pei03] Peil, U.: *Vorlesungsmanskript Lebensdauer und Ermüdung*. Institut für Stahlbau, Technische Universität Braunschweig, 2003
- [Pet94] Petersen, C.: *Stahlbau - Grundlagen der Berechnung und baulichen Ausbildung von Stahlbauten*. Vieweg Verlag, Braunschweig, 1994 (3. Auflage)
- [Pla93] Plate, E. J.: *Statistik und angewandte Wahrscheinlichkeitslehre für Bauingenieure*. Ernst & Sohn Verlag, Berlin, 1993
- [Poh84] Pohl, S. ; Krämer, W.: Der Ermüdungsnachweis in dem Standard TGL 13460/01 - Ausgabe 1984 – Grundlagen und Erläuterungen. In: *Die Straße 24* (1984), Nr. Heft 9
- [Rac78] Rackwitz, R. ; Fiessler, B.: Structural reliability under combined random load sequences. In: *Computers and Structures* 9 (1978), S. 489–494
- [Rac02a] Rackwitz, R.: *Vorlesungsmanskript Zuverlässigkeit und Lasten im konstruktiven Ingenieurbau - Teil 1: Zuverlässigkeitstheoretische Grundlagen*. Technische Universität München, 1993-2002
- [Rac02b] Rackwitz, R.: Optimization and risk acceptability based on the Life Quality Index. In: *Structural Safety* 24 (2002), S. 297–331
- [Rai61] Raiffa, H. ; Schlaifer, R.: *Applied Statistical Decision Theory*. Graduate School Business Administration, Harvard University, Boston, USA, 1961
- [Rau02] Raupach, M.: Corrosion Behaviour of the Reinforcement under On-Site-Conditions. In: *15th International Corrosion Congress, Frontiers in Corrosion Science and Technology*, 2002
- [Rau04] Rausand, M. ; Hoyland, A.: *System Reliability Theory - Models, Statistical Methods and Applications - Second Edition*. John Wiley & Sons Inc., Hoboken, New Jersey, USA, 2004
- [RCP00] RCP GmbH (Hrsg.): *STRUREL, a Structural Reliability Analysis Program-System: Statrel*. München: RCP GmbH, 2000
- [RCP04] RCP GmbH (Hrsg.): *STRUREL, a Structural Reliability Analysis Program-System: COMREL & SYSREL*. München: RCP GmbH, 2004
- [RIE04] *Richtlinie zur einheitlichen Erfassung, Bewertung, Aufzeichnung und Auswertung von Bauwerksprüfungen nach DIN 1076 (RI-EBW-PRÜF)*. Bundesministerium für Verkehr-, Bau und Wohnungswesen, Abteilung Straßenbau, Straßenverkehr, Verkehrsblatt-Verlag, Dortmund, 2004
- [Roo01] Roos, D.: *Approximation und Interpolation von Grenzzustandsfunktionen zur Sicherheitsbewertung nichtlinearer Finite-Elemente-Strukturen*, Institut für Strukturmechanik, Universität Weimar, Diss., 2001
- [San04] Santa, U.: *Brückeninspektion und -überwachung*, Technische Universität Wien, Österreich, Diss., 2004
- [Sch87] Schlittgen, R. ; Streitberg, B.: *Zeitreihenanalyse*. Oldenbourg Verlag, München, 1987

- [Sch94] Schneider, J.: *Sicherheit und Zuverlässigkeit im Bauwesen: Grundwissen für Ingenieure*. vdf und B. G. Teubner Verlag, Stuttgart, 1994
- [Sch00] Scheer, J.: *Versagen von Bauwerken - Band 1: Brücken*. Ernst & Sohn Verlag GmbH, Berlin, 2000
- [Sch01] Scheer, J.: *Versagen von Bauwerken - Band 2: Hochbauten und Sonderbauwerke*. Ernst & Sohn Verlag GmbH, Berlin, 2001
- [Sch04] Scholten, C. von et al.: *Reliability-Based Classification of the Load Carrying Capacity of Existing Bridges*. Danish Road Directorate, Kopenhagen, Dänemark, 2004
- [Sch06] Schnetgöke, R. et al.: Zuverlässigkeitsorientierte Bewertung von Bauwerken auf Grundlage der Bauwerksüberwachung. In: *Beton- und Stahlbetonbau* 101 (2006), Nr. 8
- [Sen06] S + R SENSORTEC GMBH: Anode-Ladder-System for Corrosion Monitoring - Specifications. 2006. – Forschungsbericht
- [SFB06] *Berichtskolloquium 2006*. Sonderforschungsbereich 477: Sicherstellung der Nutzungsfähigkeit von Bauwerken mit Hilfe innovativer Bauwerksüberwachung, TU-Braunschweig, 2006
- [Sin97] Sindel, R.: *Zur Untersuchung von Systemen von Ermüdungsrissen bei der Inspektionsplanung*, Technische Universität München, Diss., 1997
- [Six01] Six, M.: *Sicherheitskonzept für nichtlineare Traglastverfahren im Betonbau*, Technische Universität Darmstadt, Diss., 2001
- [Som93] Sommer, A. M. et al.: Probability-Based Bridge Inspection Strategy. In: *Journal of Structural Engineering* 119 (1993), S. 3520–3536
- [Spa92] Spaethe, G.: *Die Sicherheit tragender Baukonstruktionen*. Springer Verlag, Wien, Österreich, 1992
- [Sta68] Stange, K.: *Stichproben-Pläne für messende Prüfung*. Deutsche Arbeitsgemeinschaft für statistische Qualitätskontrolle, Frankfurt am Main, 1968
- [Str04] Straub, D.: *Generic approaches for risk based inspection planning for steel structures*, Institut für Baustatik und Konstruktion, ETH Zürich, Schweiz, Diss., 2004
- [Tau04] Tautz, M.: *Dynamische Untersuchung einer Stabbogenbrücke unter Verkehrsbelastung mit der FE-Methode*. Studienarbeit (unveröffentlicht), Institut für Stahlbau, TU Braunschweig, 2004
- [Thi06] Thienel, K.-Ch.: *Vorlesungsmanuskript Bauschäden*. Institut für Werkstoffe des Bauwesens, Fakultät für Bauingenieur- und Vermessungswesen, Universität der Bundeswehr München, 2006
- [Trü98] Trünkler, H.-R. (Hrsg.) ; Obermeier, E. (Hrsg.): *Sensortechnik, Handbuch für Praxis und Wissenschaft*. Springer Verlag, Berlin, Heidelberg, 1998

- [Zöf00] Zöfel, P. ; Bühl, A.: *Statistik verstehen. Ein Begleitbuch zur computergestützten Anwendung*. Addison-Wesley, München, 2000
- [Zho06] Zhou, H. F. et al.: Analysis of Structural Health Monitoring Data from the Suspension Jianguyin Bridge. In: *Proceedings of the Third European Workshop on Structural Health Monitoring*, 2006, S. 364–371

Anhang A Methoden zur Zeitreihenanalyse

Viele Messungen im Rahmen des Bauwerksmonitorings erfolgen mit sehr hoher Messfrequenzen. Dies gilt vor allem für die Messung von Systemantworten und weniger für die Messung von langsam ablaufenden Prozessen, z. B. Schädigungen. Für die effektive Analyse der Messdaten ist es erforderlich, nicht das gemessene Ursprungssignal, sondern ein um irrelevante Informationen bereinigtes Signal oder eine alternative Darstellung, z. B. einen Trend, zu betrachten. Dieses Kapitel stellt gängige Methoden zur Datenreduktion und Informationsgewinnung vor.

A.1 Schwellenwertbetrachtungen

Die einfachste Modifikation des Ausgangssignals ist die Schwellenwertbetrachtung. Dabei wird vor der Messung ein Schwellenwert festgelegt, ab dessen Niveau die Messgröße relevant für das System wird. Werte darunter werden entweder gar nicht erst aufgezeichnet oder nachträglich verworfen. Liegen beispielsweise die gemessenen Spannungswechsel für die Beurteilung des Ermüdungszustands eines Stahlbauteils im Bereich der Dauerfestigkeit des Werkstoffs, können die Daten ohne weitere Prüfung verworfen werden.

A.2 Glättung von Messreihen

Die Glättung von Messreihen oder Signalen ist erforderlich, wenn die Daten Schwankungen aufweisen, die für die Beurteilung des Systems nicht relevant sind. Ein Anwendungsgebiet ist die Auswertung von Messungen dynamisch angeregter Systeme. Soll beispielsweise die Tragfähigkeit des Systems ohne Berücksichtigung dynamischer Effekte wie des Nachschwingverhaltens beurteilt werden, sind vor allem die Maximalwerte der Beanspruchung sowie ihre Häufigkeit interessant. Durch eine Glättung der Messdaten werden diese Schwankungen aus dem Signal eliminiert.

Zur Entfernung kurzfristiger Einflüsse können gleitende Durchschnitte (auch: MA, "Moving Average") verwendet werden. Dazu werden jeweils die Durchschnitte von m im Abstand Δt aufeinander folgenden Werten x_i gebildet

$$\bar{x}_j = \frac{1}{m} \sum_{i=1}^m x_i \quad (\text{A.1})$$

Der berechnete Durchschnitt \bar{x}_j wird dann einem Zeitpunkt t aus dem Intervall $t + m * \Delta t$ zugewiesen, wobei sowohl die Zuweisung zur Mitte als auch zum Ende des Intervalls denkbar

ist. Die Anzahl der für den Durchschnitt verwendeten Werte bestimmt den Grad der Glättung sowie die unausweichliche Verschiebung des Signals. Da die Maximalwerte ebenfalls in die Durchschnittsbildung einbezogen werden, muss die Anzahl so klein wie möglich gewählt werden.

Neben den klassischen gleitenden Durchschnitten existieren weitere Verfahren, die den einzelnen Messwerten im Intervall unterschiedliche Gewichtungen zuweisen (auch: WMA, „*Weighted Moving Average*“). Beispielsweise werden beim Verfahren der exponentiellen Durchschnitte die Werte in der Vergangenheit mit immer kleineren Gewichten versehen [Fis01]. Dadurch wird dem Umstand Rechnung getragen, dass ein aktuell gemessener Wert den Trend besser repräsentiert als ein Wert aus der Vergangenheit.

A.3 Berechnung von Trends

Eine weitere Möglichkeit der Datenanalyse ist die Berechnung von Trends, wobei verschiedene Typen unterschieden werden. Ein globaler Trend ist die langfristige Veränderung des Mittelwerts einer Zeitreihe. Bei der Durchführung von Bewertungen mit Messwerten aus dem Bauwerksmonitoring ist vor allem dieser Trendtyp von Interesse, da durch ihn Rückschlüsse auf die langfristige Belastung des Bauwerks gezogen werden können. Bei der Analyse von Messwerten tritt mit dem sogenannten „*zyklischen Trend*“ oder „*saisonalen Trend*“ häufig noch ein weiterer Trendtyp auf. Er beschreibt wiederkehrende (saisonbedingte) Schwankungen von Zeitreihen, wie sie z. B. bei Messwerten realer Bauwerke durch Temperaturschwankungen ausgelöst werden können. Es existieren verschiedene Verfahren, um saisonale Trends aus Messreihen zu eliminieren (z. B. [Sch87]).

Die eigentliche Ermittlung des Trends kann auf verschiedene Arten erfolgen. Soll der Trend lediglich visualisiert werden, kann mit den vorstehend beschriebenen Verfahren eine Glättung unter Einbeziehung einer großen Anzahl von Elementen der Zeitreihe vorgenommen werden, wodurch typischerweise größere Schwankungen wegfallen. Wird alternativ eine mathematische Darstellung des Trends benötigt, beispielsweise um eine computergestützte Prognose vornehmen zu können, können mathematische Funktionen, üblicherweise Polynome höheren Grades, an den Verlauf der Messwerte angepasst werden:

$$y = a_0 + a_1 * x + a_2 * x^2 + \dots + a_n * x^n \quad (\text{A.2})$$

Je nach Schwankungsbreite der Messdaten und Grad des Polynoms lassen sich damit gute Ergebnisse erzielen. Die Koeffizienten a_n des Polynoms y werden mit geeigneten Verfahren aus Werten der Zeitreihe ermittelt. Liegen nur wenige Werte vor, kann zwischen den Werten interpoliert werden und die Funktion aus Gleichung A.2 durch alle Datenpunkte gelegt werden. Dabei sind genauso viele Unbekannte a_n wie Datenpunkte erforderlich. Bei großen Datenmengen ist dies unpraktikabel, so dass eine Approximation der Daten vorgenommen werden muss. Durch Anwendung der Gauß'schen Fehlerquadratmethode (u. a. in [Ben63], [Mye02]) werden die Koeffizienten a_n so gewählt, dass die Abweichung von den realen Werten der Zeitreihe möglichst gering ist. Für den Spezialfall eines linearen Polynoms wird dieses Verfahren auch „*lineare Regression*“ genannt. Der Grad der Approximation außerhalb des be-

trachteten Bereichs der Zeitreihe muss kritisch geprüft werden, da es hier häufig zu starken Abweichungen gegenüber zukünftigen Messwerten kommt.

A.4 Harmonische Analyse

Die harmonische Analyse wird vor allem zur Digitalisierung von Daten bzw. digitalen Signalverarbeitung in den unterschiedlichsten Bereichen eingesetzt. Der Grundgedanke des nach B. Fourier benannten Verfahrens der „Fourieranalyse“ ist die Darstellung eines Signals als Summe von Sinus- und Cosinusschwingungen.

$$f(x) = \frac{1}{2}a_0 + \sum_{n=1}^{\infty} a_n * \cos(nx) + \sum_{n=1}^{\infty} b_n * \sin(nx) \quad (\text{A.3})$$

Ziel ist die Transformation eines Signals in ein Frequenzspektrum. Dazu werden bei der diskreten Fouriertransformation (DFT) aus den Messwerten zu den verschiedenen Zeitpunkten die unbekanntes Fourierkoeffizienten a_n und b_n aus Gleichung A.3 und damit das Frequenzband bestimmt:

$$a_n = \frac{1}{\pi} * \int_{-\pi}^{\pi} f(u) * \cos(n * u) du \text{ mit } n = 0, 1, 2, \dots \quad (\text{A.4})$$

$$b_n = \frac{1}{\pi} * \int_{-\pi}^{\pi} f(u) * \sin(n * u) du \text{ mit } n = 0, 1, 2, \dots \quad (\text{A.5})$$

Für weitere Berechnungen werden die Gleichungen A.3 und A.4 in Exponentialschreibweise geschrieben, wodurch sich sowohl reelle als auch komplexe Werte für die Frequenzen ergeben [Nat83].

Abbildung A.1 zeigt die Transformation eines periodischen Signals aus dem Zeitbereich in ein Frequenzspektrum. Das Signal in der Abbildung ist aus zwei harmonischen Schwingungen mit unterschiedlichen Frequenzen zusammengesetzt.

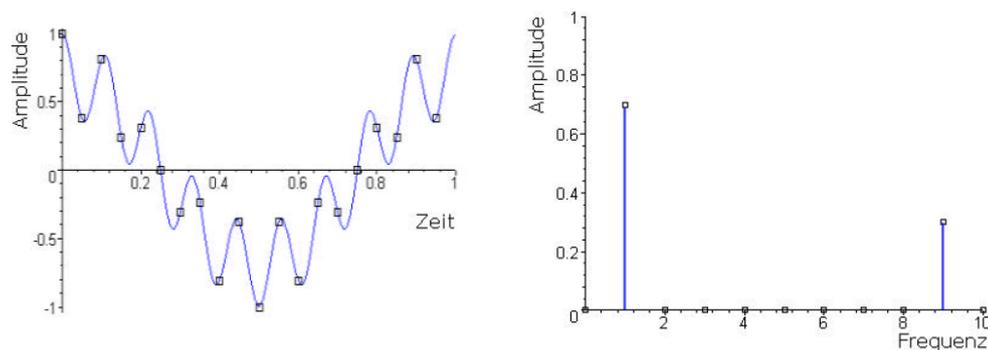


Abbildung A.1: Transformation einer Messgröße in den Frequenzbereich

Wie in der Abbildung zu erkennen ist, können durch die DFT die in einem Signal enthaltenen wesentlichen Anteile herausgefiltert werden, was z. B. bei der Systemidentifikation dynamischer Systeme große Vorteile hat. Andere Anwendungen sind die Elimination von Störsignalen, von saisonalen Trends und Signalanteilen bestimmter Frequenzbereiche. Durch

die Anwendung von verschiedenen Filtern (Hoch- und Tiefpassfilter) werden diese aus dem Signal entfernt. Anschließend wird das Frequenzspektrum mit der Methode der inversen diskreten Fouriertransformation (iDFT) wieder in den Zeitbereich zurück transformiert und weiter verarbeitet. Mit den Methoden „*Fast Fourier Transform*“ (FFT) und „*Inverse Fast Fourier Transform*“ (iFFT) existieren leistungsfähige, numerische Lösungen für die beschriebenen Probleme und Fragestellungen.

Anhang B Relevante Messverfahren und Typen von Sensoren

In diesem Kapitel wird die Funktionsweise einiger wichtiger Sensortypen vorgestellt, auf die im Hauptteil der Arbeit Bezug genommen wird. Eine größere Übersicht geben [Akt03] und [San04].

B.1 Dehnungsmessung mit Dehnmessstreifen (DMS)

Das Messverfahren der DMS basiert auf dem Effekt, dass sich der elektrische Widerstand eines Drahts bei Verlängerung und gleichzeitiger Verringerung des Querschnitts erhöht. Wird der Draht gestaucht, vergrößert sich der Querschnitt und der Widerstand sinkt.

Der Einsatzbereich von DMS ist groß, die auf den verschiedensten Oberflächen, z. B. von Beton, Stahl oder CFK applizierbar sind. Einschränkungen gibt es dahingehend, dass die Dehnung nicht über den elastischen Bereich des Sensormaterials hinausgehen darf und sich keine Risse unter dem DMS befinden. Die Anwendung auf anisotropen Werkstoffen ist aufgrund unterschiedlicher Verformungen in den Koordinatenrichtungen problematisch. Abbildung B.1 zeigt eine Prinzipskizze eines DMS. Ein DMS besteht aus dem sogenannten Messgitter, das durch eine Trägerschicht, im Regelfall eine sehr dünne Folie, elektrisch vom Werkstoff getrennt und durch eine Abdeckung geschützt wird. Das Messgitter besteht aus einem sehr dünnen Draht (Draht-DMS) aus Konstantan, einer Legierung, die sich durch einen, über

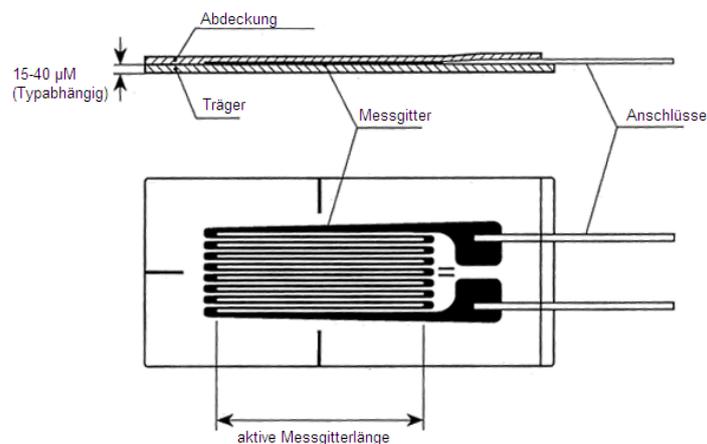


Abbildung B.1: Schnitt und Draufsicht eines Foliendehnmessstreifens (DMS) (aus [Trü98])

einen weiten Temperaturbereich konstanten elektrischen Widerstand auszeichnet. Moderner sind die Widerstandsfolien (Folien-DMS), bei denen das Messgitter mit Hilfe von fotografischen Verfahren aufgebracht wird. Der DMS wird an zwei Punkten des Messgitters mit dem zu untersuchenden Objekt verbunden, so dass sich die Dehnung des Objekts auf das Messgitter überträgt, was zu einer messbaren Widerstandsänderung des Drahts führt. Das Verhältnis zwischen messbarem Widerstand und Dehnung des Drahts ist sensorabhängig und wird mit einem Faktor k oder Empfindlichkeit bezeichnet. Er wird üblicherweise vom Hersteller des Sensors angegeben. DMS werden üblicherweise mit einer besonderen Schaltungstechnik eingesetzt, der sogenannten Wheatstone'schen Brückenschaltung [Trü98]. Sie dient der Kompensation unerwünschter Dehnungen, z. B. aus Temperaturänderung, die sich aufgrund des metallischen Messgitters im Ergebnis wiederfinden. Störende Leitungseinflüsse und nicht gesuchte Kraftkomponenten können durch sie ebenfalls aus der Messung eliminiert werden [San04].

Verschiedene Hersteller bieten eine große Menge Sensortypen an, die auch auf spezielle Einsatzgebiete hin optimiert sind. Eine kleine Übersicht gibt Abbildung B.2.



Abbildung B.2: Verschiedene DMS-Typen des Herstellers HBM [HBM07]

Aufgrund ihrer kurzen Messlänge, der vergleichsweise geringen Kosten und der genannten Vorteile werden DMS bevorzugt beim Messaufnehmerbau eingesetzt, z. B. zur Messung von Kräften, Gewichten, Drücken und Drehmomenten.

B.2 Überwachung der Chlorideindringtiefe mit Anodenleitern

Die von der Firma Sensortec [Sen06] entwickelten und hergestellten Sensoren dienen der Überwachung der Dauerhaftigkeit von Stahlbetonbauwerken, die u. a. durch Korrosionsprozesse beeinträchtigt wird. Der Sensor basiert auf dem Prinzip der Stellvertreterkorrosion. Die Anodenleiter (Abbildungen 2.5(a) und 2.5(b)) wird leicht geneigt in den Beton eingebaut, so dass die einzelnen Sprossen der Anodenleiter in verschiedenen Tiefen des Betons liegen. Dringen Chloride in den Beton ein, kommt es zu einer sukzessiven Korrosion der Sprossen. Für jede Sprosse werden die durch die Korrosion entstehende Korrosionsspannung und -strom gemessen. Die Überschreitung der vom Hersteller definierten Alarmschwellen von -150 mV für die Spannung und $15 \mu\text{A}$ für den Strom zeigt an, dass die Chloridfront in die entsprechende Tiefe des Betons vorgedrungen ist und die dort liegende Bewehrung angegriffen werden könnte.

Anhang C Allgemein gebräuchliche Typen statistischer Verteilungen

C.1 Gauß-Normalverteilung

Dichte- und Verteilungsfunktion der Gauß-Normalverteilung

$$f(x) = \frac{\exp\left(-\frac{1}{2} \left(\frac{x-m}{s}\right)^2\right)}{s * \sqrt{2 * \pi}} \quad (\text{C.1})$$

$$F(x) = \Phi\left(\frac{x-m}{s}\right) \quad (\text{C.2})$$

Schätzung der Verteilungsparameter mit der Momentenmethode aus einer Stichprobe

$$\mu = \sum_{i=1}^N X_i / N \quad (\text{C.3})$$

$$\sigma = \sqrt{\sum_{i=1}^N (X_i - \bar{X})^2 / (N - 1)} \quad (\text{C.4})$$

mit

m : Stichprobenmittelwert

s : Stichprobenstandardabweichung

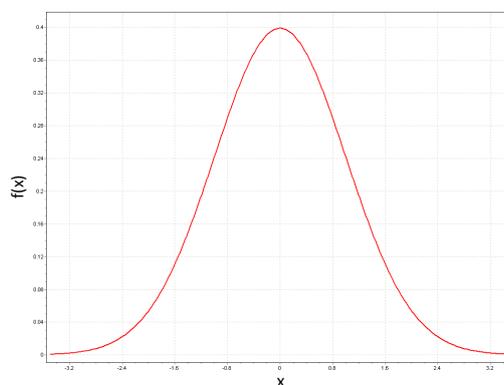


Abbildung C.1: Dichtefunktion der Gauß-Normalverteilung

C.2 Lognormalverteilung

Dichte- und Verteilungsfunktion der Lognormalverteilung

$$f(x) = \frac{\exp\left(-\frac{1}{2} \left(\frac{\ln x - m}{s}\right)^2\right)}{s\sqrt{2 * \pi}} \quad (\text{C.5})$$

$$F(x) = \Phi\left(\frac{\ln x - m}{s}\right) \quad (\text{C.6})$$

$$(\text{C.7})$$

Schätzung der Verteilungsparameter mit der Momentenmethode aus einer Stichprobe

$$\mu = \sum_{i=1}^N \log(X_i) / N \quad (\text{C.8})$$

$$\sigma = \sqrt{\sum_{i=1}^N (\log(X_i) - \bar{X})^2 / (N - 1)} \quad (\text{C.9})$$

mit

m : Stichprobenmittelwert

s : Stichprobenstandardabweichung

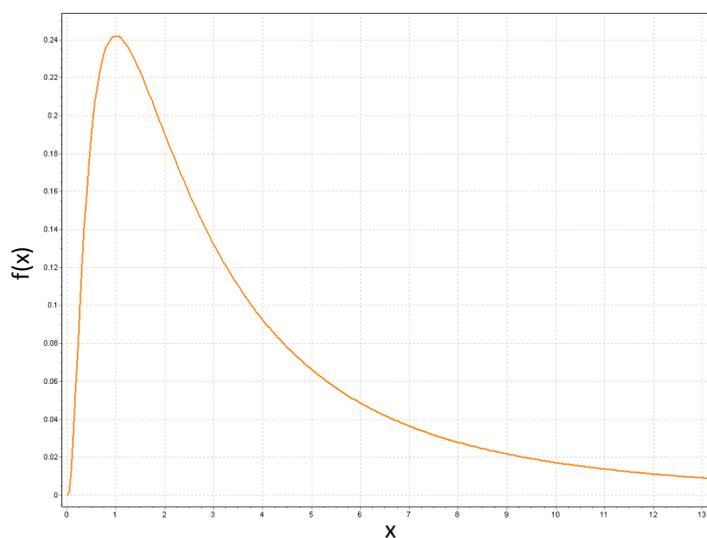


Abbildung C.2: Dichtefunktion der Lognormalverteilung

C.3 Verallgemeinerte Extremwertverteilung (GEV)

Dichte- und Verteilungsfunktion der verallgemeinerten Extremwertverteilung

$$f(x) = \begin{cases} \frac{1}{\sigma} * \exp\left(- (1 + k * z)^{-1/k}\right) * (1 + k * z)^{-1-1/k} & k \neq 0 \\ \frac{1}{\sigma} * \exp(-z - \exp(-z)) & k = 0 \end{cases} \quad (C.10)$$

$$F(x) = \begin{cases} \exp\left(- (1 + k * z)^{-1/k}\right) & k \neq 0 \\ \exp(-\exp(-z)) & k = 0 \end{cases} \quad (C.11)$$

mit

$$z \equiv \frac{x - \xi}{\alpha} \quad (C.12)$$

Schätzung der Verteilungsparameter mit der Methode der Probability-weighted Moments (PWM) [Dup99]

$$\alpha = \frac{(2 * b_1 - b_0) * k}{\Gamma(1 + k)(1 - 2^{-k})} \quad (C.13)$$

$$\xi = b_0 + \frac{\alpha}{k} \{\Gamma(1 + k) - 1\} \quad (C.14)$$

mit

$$k = 7.8590 * c + 2.9554 * c^2 \quad c = \frac{(2 * b_1 - b_0)}{(3 * b_2 - b_0)} - \frac{\ln 2}{\ln 3} \quad (C.15)$$

$$b_0 = \frac{1}{n} \sum_{i=1}^n X_i \quad b_1 = \frac{1}{n} \sum_{i=1}^n \frac{i-1}{n-1} * X_i \quad b_2 = \frac{1}{n} \sum_{i=1}^n \frac{(i-1)(i-2)}{(n-1)(n-2)} * X_i \quad (C.16)$$

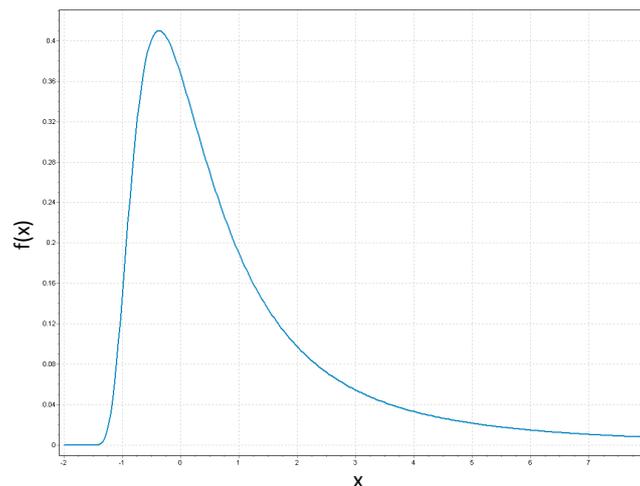


Abbildung C.3: Dichtefunktion der verallgemeinerten Extremwertverteilung

C.4 Gumbel-Min Verteilung

Dichte- und Verteilungsfunktion der Gumbel-Min Verteilung

$$f(x) = \frac{1}{\sigma} * \exp(z - \exp(z)) \quad (\text{C.17})$$

$$F(x) = 1 - \exp(-\exp(z)) \quad (\text{C.18})$$

mit

$$z \equiv \frac{x - \mu}{\sigma} \quad (\text{C.19})$$

Schätzung der Verteilungsparameter mit der Momentenmethode aus einer Stichprobe

$$\mu = m + 0.5772 * \sigma \quad (\text{C.20})$$

$$\sigma = s * \frac{\sqrt{6}}{\pi} \quad (\text{C.21})$$

mit

m : Stichprobenmittelwert

s : Stichprobenstandardabweichung

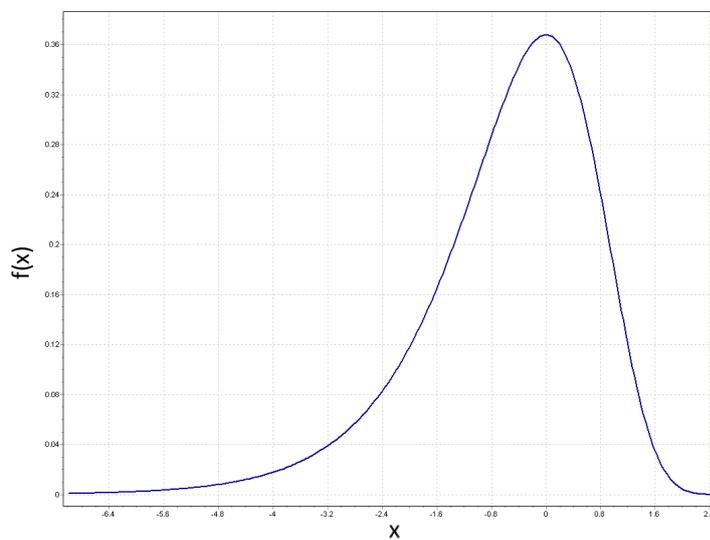


Abbildung C.4: Dichtefunktion der Gumbel-Min-Verteilung

C.5 Gumbel-Max Verteilung

Dichte- und Verteilungsfunktion der Gumbel-Max Verteilung

$$f(x) = \frac{1}{\sigma} * \exp(-z - \exp(-z)) \quad (\text{C.22})$$

$$F(x) = \exp(-\exp(-z)) \quad (\text{C.23})$$

mit

$$z \equiv \frac{x - \mu}{\sigma}$$

Schätzung der Verteilungsparameter mit der Momentenmethode aus einer Stichprobe

$$\mu = m - 0.5772 * \sigma \quad (\text{C.24})$$

$$\sigma = s * \frac{\sqrt{6}}{\pi} \quad (\text{C.25})$$

mit

m : Stichprobenmittelwert

s : Stichprobenstandardabweichung

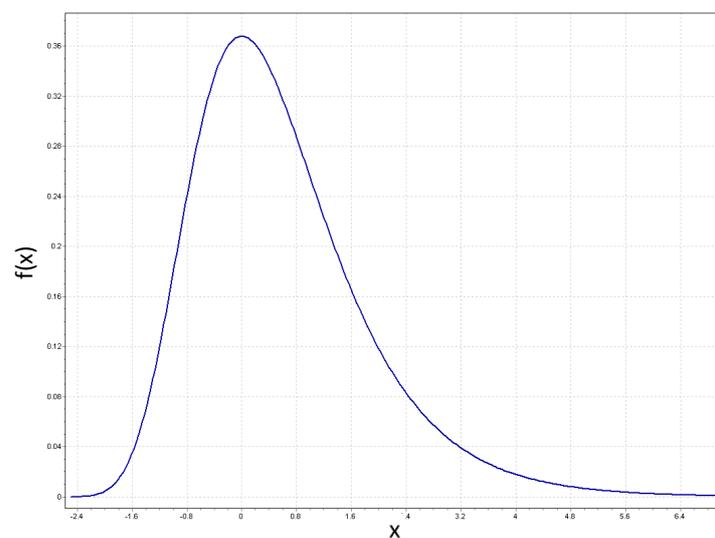


Abbildung C.5: Dichtefunktion der Gumbel-Max-Verteilung

C.6 Implementierung der Extrapolation der Verteilungen auf den Bezugszeitraum

Die Extrapolation von Amplituden- und Extremwertverteilungen ist in den für die Zuverlässigkeitsanalyse genutzten Programmen COMREL und SYSREL der Firma Strurel [RCP04] nicht enthalten. Die Programme bieten die Möglichkeit, diese über die sogenannten „User defined stochastic models“ zu berücksichtigen.

Dabei macht man sich den in Gleichung C.26 dargestellten Zusammenhang zunutze.

$$F(x) = \phi(u) \text{ bzw. } x = F^{-1}(\phi(u)) \quad (\text{C.26})$$

Für die in dieser Arbeit verwendeten Verteilungstypen werden im Folgenden die entsprechend umgeformten Modelle dargestellt. Die Parameter entsprechen dabei jeweils den in diesem Kapitel beschriebenen Verteilungsparametern oder der jeweils üblichen Notation. Zusätzlich werden dabei lediglich der Extrapolationsexponent N , eine Standardnormalverteilte Variable u und verschiedene interne Funktion der Software verwendet.

Gauß-Normalverteilung:

$$x = \mu + \sigma * \text{icphi}(\text{cphi}(u)^{1/N}) \quad (\text{C.27})$$

Lognormalverteilung:

$$x = \exp(\ln(\xi) + \delta * \text{icphi}(\text{cphi}(u)^{1/N})) \quad (\text{C.28})$$

Gumbel-Min-Verteilung:

$$x = (((-\ln(-\text{lcphi}(u)) * 1/(N)))/(a)) - u) \quad (\text{C.29})$$

Gumbel-Max-Verteilung:

$$x = (((-\ln(-\text{lcphi}(u)) * 1/(N)))/(a)) + u) \quad (\text{C.30})$$

Verallgemeinerte Extremwert-Verteilung:

$$x = (\alpha * (-\text{lcphi}(u)/(N))^{-k})/(k) + ((k * \xi - \alpha)/(k)) \quad (\text{C.31})$$

Anhang D Goodness-of-fit Verteilungstests

Goodness-of-fit Verteilungstests oder Anpassungstests dienen der Überprüfung der Güte der Anpassung eines Verteilungstyps an eine Stichprobe. In diesem Kapitel werden sowohl die Funktionsweise der drei wichtigsten Typen (χ^2 -Test, Kolmogorow-Smirnow (K-S)-Test und Anderson-Darling (A-D)-Test) als auch ihre unterschiedlichen Stärken und Schwächen diskutiert.

D.1 χ^2 -Test

Der χ^2 -Test kann für alle Verteilungen durchgeführt werden, für die eine kumulative Dichtefunktion angegeben werden kann. Zur Anwendung des Tests wird die Stichprobe in k Klassen eingeteilt. Die Anzahl der Elemente in jeder Klasse werden gezählt und mit der theoretischen Häufigkeit auf Grundlage der zu testenden Verteilungsfunktion verglichen. Die Prüfgröße wird durch Aufsummieren der Abweichungen zwischen der theoretischen und vorhandenen Häufigkeit ermittelt. Sie gehorcht näherungsweise einer χ^2 -Verteilung mit $k - m - 1$ Freiheitsgraden, wobei m der Anzahl der Parameter der zu testenden Verteilung entspricht. Die Nullhypothese, dass die Daten der Stichprobe einer Grundgesamtheit getesteten Verteilungsfunktion entsprechen, wird zurückgewiesen, wenn die ermittelte Prüfgröße den kritischen Wert für χ^2 überschreitet (Gleichung D.1).

$$\chi^2 = \sum_{i=1}^k \frac{(e_i - o_i)^2}{e_i} > \chi^2_{(\alpha, k-m-1)} \quad (\text{D.1})$$

mit

e_i : Erwarteter Wert in Klasse i entsprechend der Verteilungsfunktion

o_i : Tatsächliche Anzahl Elemente in Klasse i

α : Signifikanzniveau

k : Anzahl der Klassen

m : Anzahl der Parameter der Verteilung

χ^2_γ : χ^2 Verteilung mit γ Freiheitsgraden

Ein Nachteil des Tests ist, dass die Güte des Ergebnisses von der Stichprobengröße und der frei wählbaren Anzahl der Klassen abhängt.

D.2 Kolmogorow-Smirnow-Test

Der Kolmogorow-Smirnow-(K-S)-Test basiert auf der empirischen Verteilungsfunktion der Messdaten Y_j . Sie wird aus den der Größe nach geordneten Messdaten Y_1, Y_2, \dots, Y_n nach Gleichung D.2 bestimmt.

$$E_N = n(i)/N \quad (\text{D.2})$$

mit

$n(i)$: Anzahl der Elemente der Stichprobe unter Y_i

N : Anzahl Elemente in der Stichprobe

(D.3)

Die Vorteile des K-S-Tests sind, dass die Verteilung der Prüfgröße unabhängig von der den Daten zugrundeliegenden Verteilung ist und dass er, anders als der χ^2 -Test, ein exakter Test und damit unabhängig von der Stichprobengröße ist. Nachteile des Tests sind, dass er nur auf kontinuierliche Verteilungen anwendbar ist und er im Zentrum der Verteilung sensitiver ist, als in den Randbereichen. Der kritische Wert D_{crit} des Tests kann mit Hilfe von Tabellen bestimmt werden. Wird die Stichprobe zur Bestimmung der Verteilungsparameter eingesetzt, muss der kritische Wert durch Simulation ermittelt bzw. stark reduziert werden [Ben63]. Die Nullhypothese wird zurückgewiesen, wenn die in Gleichung D.4 bestimmte Prüfgröße D größer als D_{crit} ist.

$$D = \max_{1 \leq i \leq N} \left(F(Y_i) - \frac{i-1}{N}, \frac{i-1}{N} - F(Y_i) \right) \quad (\text{D.4})$$

mit

$F(Y_i)$: Empirische Verteilungsfunktion für den Wert Y_i

i : Position des Elements Y_i

N : Anzahl Elemente in der Stichprobe

D.3 Anderson-Darling-Test

Der Anderson-Darling (A-D)-Test ist eine Erweiterung des K-S Tests und legt mehr Gewicht auf die Randbereiche der Verteilung und ist wie er unabhängig von der zu testenden Verteilung. Der kritische Wert des Verteilungstests wird auf Grundlage der zu testenden Verteilung ermittelt, wodurch er sensitiver wird. Die Prüfgröße des Tests wird mit Gleichung D.5 ermittelt und für kleine Stichprobengrößen mit Gleichung D.7 modifiziert.

$$A^2 = -N - S \quad (\text{D.5})$$

mit

$$S = \sum_{i=1}^n \frac{2 * i - 1}{N} \{ \ln (F [Y_i]) + \ln (1 - F [Y_{(N+1-i)}]) \} \quad (\text{D.6})$$

$F(Y_i)$: Empirische Verteilungsfunktion für den Wert Y_i

i : Position des Elements Y_i

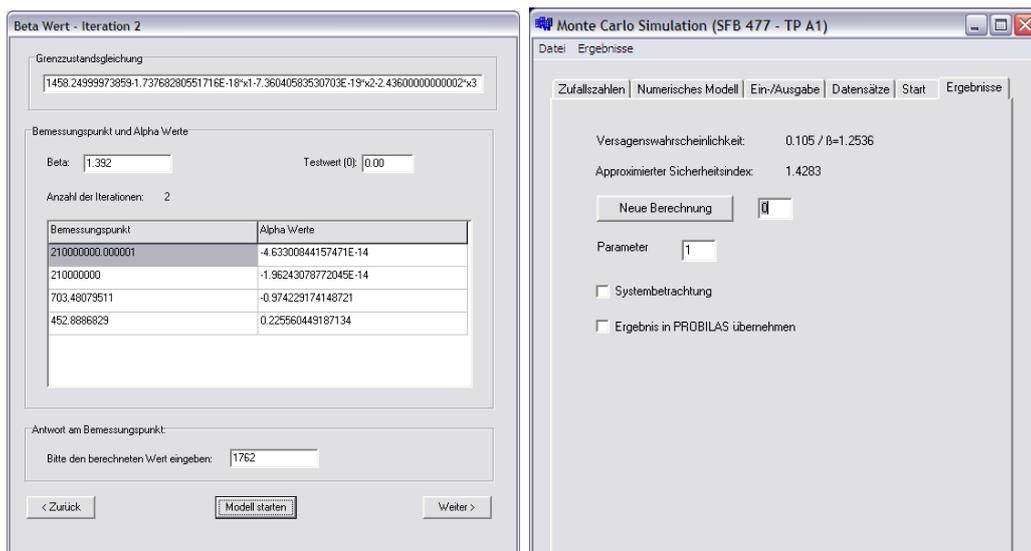
N : Anzahl Elemente in der Stichprobe

$$A_m^2 = A^2 \left(1 + 0 \frac{0.75}{n} + \frac{2.25}{n^2} \right) \quad (\text{D.7})$$

Der kritische Wert der Prüfgröße ist für einige Verteilungstypen tabelliert. Die Nullhypothese wird zurückgewiesen, wenn die Prüfgröße A größer ist als der ermittelte kritische Wert.

Anhang E Grenzzustandsapproximation mit PROBILAS Server

Um die Anwendung numerischer Modelle in der probabilistischen Modellbildung zu ermöglichen, wurden im Rahmen des Sonderforschungsbereichs 477 [SFB06] zwei zusätzliche Module für PROBILAS entwickelt. Sie bieten die Möglichkeit, entweder angenäherte Grenzzustandsgleichungen auf Basis des Antwortflächenverfahrens (Modul RSM, Abbildung E.1, Abschnitt 2.5.3.2) zu ermitteln oder in schwierigen Fällen Einzelversagenswahrscheinlichkeiten auf Grundlage der Verfahren der Monte-Carlo Simulation (Modul MCSim, Abbildung E.1, Abschnitt 2.5.3.3) zu bestimmen.



(a) Modul RSM

(b) Modul MCSim

Abbildung E.1: Module von PROBILAS zur Verwendung numerischer Modelle bei der Definition des probabilistischen Modells

Über eine definierte Schnittstelle kann sowohl im Assistenten als auch direkt in einem Projekt eine Grenzzustandsgleichung durch eine mit den Modulen ermittelte Grenzzustandsgleichung oder Einzelversagenswahrscheinlichkeit ersetzt werden. Die Module koppeln praktisch jedes beliebige numerische Modell, sofern es in der Lage ist, über einfache Textdateien die Ein- und Ausgabe vorzunehmen. Die für einen Berechnungsschritt notwendige Satz von Realisationen der Basisvariablen kann dabei in mehreren Varianten in die Textdatei geschrieben werden, um den unterschiedlichen Anforderungen der numerischen Modelle Rechnung zu tragen.

Die Module sind auch einzeln lauffähig und können daher auch losgelöst von PROBILAS für entsprechende Analysen eingesetzt werden.

Anhang F Schädigungsmodell für Stahlstäbe

An dieser Stelle soll das in dieser Arbeit verwendete Modell zur Abschätzung der messbaren Stahldehnung infolge einer Querschnittsabnahme erläutert werden. Es kann eingesetzt werden, wenn noch keine Messwerte eines durch einen Korrosionsprozess geschädigten Stahlstabs vorliegen und nur der Grad der Querschnittsabnahme oder eine Abtragsrate bekannt ist. Es ist vor allem dann erforderlich, wenn der Stabquerschnitt nicht in der verwendeten Grenzzustandsgleichung enthalten ist. Das Modell ist auf die in der Arbeit betrachteten Probleme zugeschnitten, weswegen ihm verschiedene spezifische Annahmen zu Grunde liegen. Sie sind in der folgenden Aufzählung zusammengefasst:

- Ausschließlich zentrische Belastung (Druck / Zug)
- Elastisches Materialverhalten

Die Grundidee des Modells ist, dass die durch den Stab abzutragende Last nach der Schädigung genauso groß ist, wie vor Beginn des Schädigungsprozesses. Eventuelle Lastumlagerungen auf andere Bauteile können nicht berücksichtigt werden.

Durch den Schaden bzw. die Querschnittsabnahme steigt bei gleichbleibender Last die aufzunehmende Spannung an. Dies wird durch den in Gleichung F.1 gezeigten Zusammenhang deutlich.

$$\sigma = \frac{N}{k * A} \quad (\text{F.1})$$

mit

N : Normalkraft

k : Abminderungsfaktor für die Querschnittsfläche

A : Querschnittsfläche

Ziel ist es, die Erhöhung der messbaren Dehnung zu ermitteln. Die gelingt durch Gleichsetzen von Gleichung F.1 mit dem Hooke'schen Gesetz $\sigma = E * \varepsilon$ (Gleichung F.2) zur Beschreibung des linear elastischen Materialverhaltens und der anschließenden Berücksichtigung des Abminderungsfaktors k .

$$\frac{N}{k * A} = \frac{1}{k} * E * \varepsilon \quad (\text{F.2})$$

mit

E : Elastizitätsmodul

ε : Stahldehnung

Durch Umstellen von Gleichung F.2 ergibt sich ein Zusammenhang für die erhöhte Dehnung im Fall eines Schadens (Gleichung F.3)

$$\varepsilon_{\text{Prognose}} \Leftrightarrow \frac{N}{E * A_{\text{red}}} = \frac{1}{k} * \varepsilon \quad (\text{F.3})$$

mit

A_{red} : Reduzierter Stabquerschnitt, $A_{\text{red}} = k * A$

$\varepsilon_{\text{Prognose}}$: erhöhte Dehnung bei Schädigung des Stabs

Für die Ermittlung des zeitlichen Verlaufs des Abminderungsfaktors k bzw. seines Kehrwerts, des Erhöhungsfaktors für die Dehnung, existieren mehrere Möglichkeiten. Wird von einer globalen prozentualen Angabe der Querschnittsabnahme pro Jahr ausgegangen, ergibt sich k zu:

$$k = (1 - t_j * d/100) \quad (\text{F.4})$$

mit

k : Abminderungsfaktor für den Stabquerschnitt

t_j : Prognosezeitpunkt [a]

d : Querschnittsabnahme[%]

Für eine genauere Beschreibung des Schädigungsprozesses, beispielsweise aufgrund von Abtragsraten für einzelne Profilabschnitte, ist in einfachen Fällen eine analoge Vorgehensweise möglich. Dazu wird in einer Vorabuntersuchung die globale prozentuale Änderung der Querschnittsfläche auf Grundlage des Materialabtrags ermittelt und in die zeitabhängige Funktion des Abminderungsfaktors nach Gleichung F.4 eingesetzt.

In komplexen Fällen lässt sich kein linearer Zusammenhang zwischen Abtragsrate und Querschnittsfläche herstellen. In diesen Fällen muss Gleichung F.4 um nichtlineare Elemente erweitert werden und diese anhand von empirischen Untersuchungen zahlenmäßig bestimmt werden.

Anhang G Modifikationsfunktionen aus dem Anwendungsbeispiel

Als Ergänzung zu den Ausführungen im Anwendungsbeispiel enthält dieser Abschnitt einige Modifikationsfunktionen die in Szenario I zur Prognose eingesetzt werden. Sie ergeben sich aus den statistischen Kennwerten der an die Messdaten von Stab V2.1 aus Szenario I angepassten Verteilungen, jeweils für die angegebenen Messzeiträume.

Die erste Modifikationsfunktion kann aufgestellt werden, wenn für mindestens zwei Bewertungszeitpunkte Messdaten vorliegen. Um den numerischen Aufwand gering zu halten, wurde der Schädigungsgrad im Beispiel nicht kontinuierlich, sondern im Abstand von 5 Jahren variiert. Es wird angenommen, dass der Schaden 5 Jahre nach der Initiierung erkannt wird. Ein Jahr später erfolgt die erste Bewertung auf Grundlage von Messwerten, weitere 4 Jahre später die nächste Bewertung auf Grundlage des weiter gewachsenen Schadens. Die sich für diesen Messzeitraum ergebenden Modifikationsfunktionen für die Parameter der Gumbel-Max-Verteilung sind in Abbildung G.1 dargestellt.

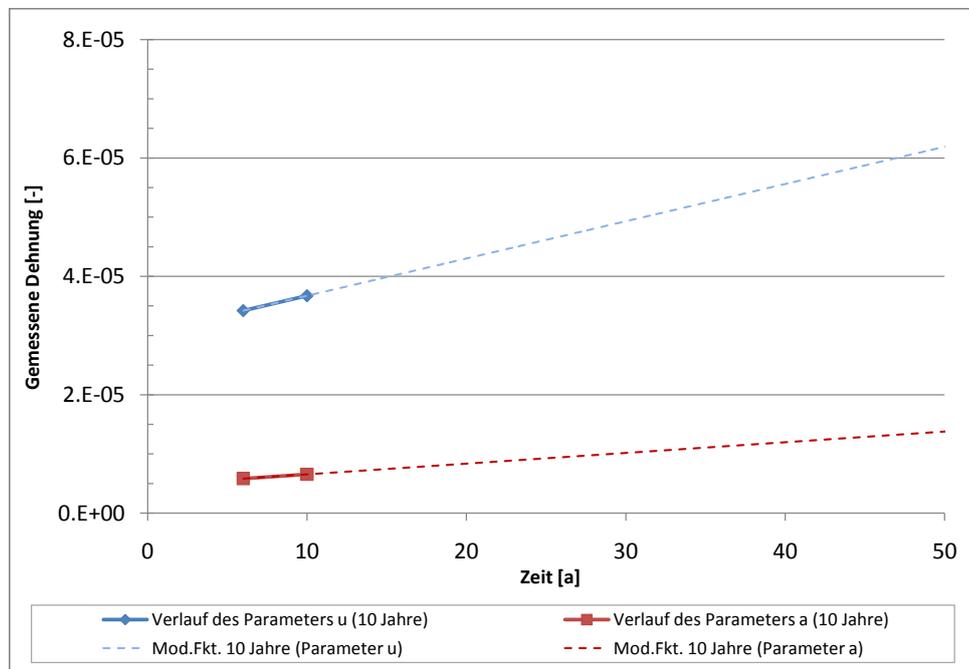


Abbildung G.1: Modifikationsfunktionen für einen Messzeitraum von 5 Jahren

Die folgende Abbildung zeigt die aktualisierten Modifikationsfunktionen für einen Messzeitraum von 25 Jahren.

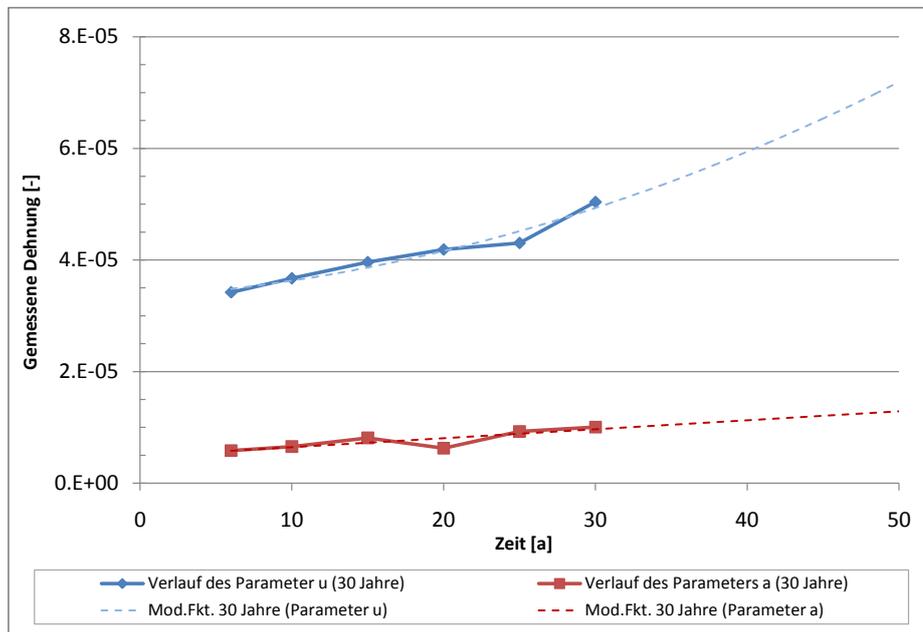


Abbildung G.2: Modifikationsfunktionen für einen Messzeitraum von 25 Jahren

Abbildung G.3 vergleicht einige ausgewählte ermittelte Modifikationsfunktionen für das Szenario. Die aus den Modifikationsfunktionen resultierenden Verläufe der Zuverlässigkeit sind in Abschnitt 9.4.1.2 in Abbildung 9.7 dargestellt.

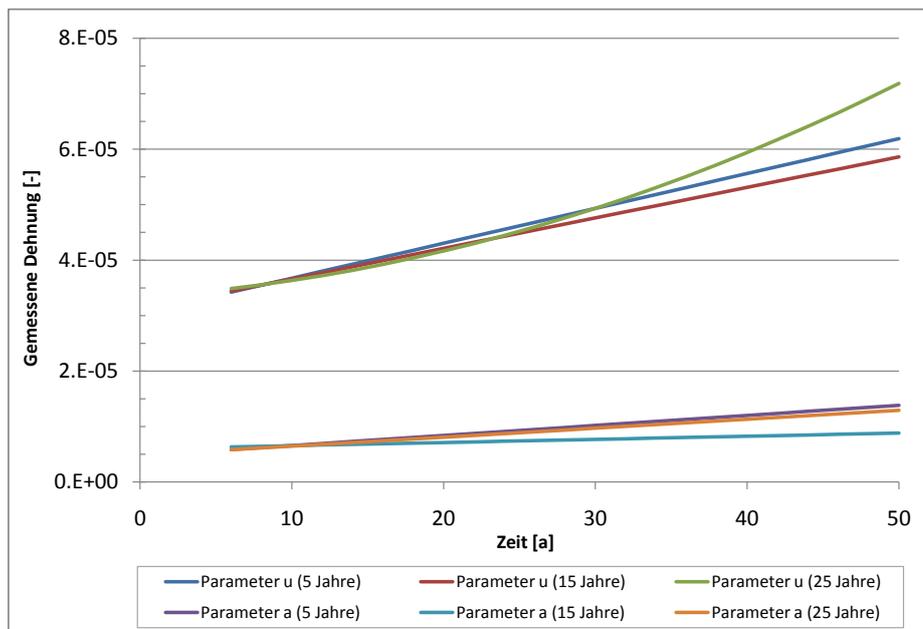


Abbildung G.3: Vergleich der ermittelten Modifikationsfunktionen für ausgewählte Zeiträume

VERZEICHNIS DER BISHER IN DER SCHRIFTENREIHE DES IBMB ERSCHIENENEN HEFTE (ISSN 1439-3875)

In der Schriftenreihe "Institut für Baustoffe, Massivbau und Brandschutz der Technischen Universität Braunschweig - ISSN 0178-5796 (Heft 1 bis 16 als "Institut für Baustoffkunde und Stahlbetonbau der Technischen Hochschule Braunschweig", Heft 17 bis 39 als "Institut für Baustoffkunde und Stahlbetonbau der Technischen Universität Braunschweig") sind bisher die nachfolgend aufgeführten Hefte erschienen.

Sie können bezogen werden von:

Institut für Baustoffe,
Massivbau und Brandschutz
der Technischen Universität Braunschweig
Bibliothek
Beethovenstraße 52
38106 Braunschweig

Tel. (05 31) 3 91-54 54
Fax (05 31) 3 91-5900
E-Mail o.dienelt@tu-bs.de

oder über jede Buchhandlung.

Kosten:
Je nach Umfang zwischen € 7 und € 30
(zuzüglich Versandkosten)

Das aktuelle Verzeichnis unter:
www.ibmb.tu-bs.de (→ Bibliothek)

Vergriffene Hefte können als Kopien gegen Erstattung der Kopierkosten bezogen werden.

Heft 1:
Deters, R.: Über das Verdunstungsverhalten und den Nachweis öligler Holzschutzmittel. Institut für Baustoffkunde und Stahlbetonbau der Technischen Hochschule Braunschweig, 1962; Zugl.: Dissertation, Technische Hochschule Braunschweig, 1962

Heft 2:
Kordina, K.: Das Verhalten von Stahlbeton- und Spannbetonbauteilen unter Feueranriff. Institut für Baustoffkunde und Stahlbetonbau der Technischen Hochschule Braunschweig, 1963; Sonderdruck aus: Beton 13(1962), S. 11-18, 81-84

Heft 3:
Eibl, J.: Zur Stabilitätsfrage des Zweigelenkbogens mit biegeweichem Zugband und schlaffen Hängestangen. Institut für Baustoffkunde und Stahlbetonbau der Technischen Hochschule Braunschweig, 1963; Zugl.: Dissertation, Technische Hochschule Braunschweig, 1963

Heft 4:
Kordina, K.; Eibl, J.: Ein Verfahren zur Bestimmung des Vorspannverlustes infolge Schlupf in der Verankerung. Zur Frage der Temperaturbeanspruchung von kreiszylindrischen Stahlbetonsilos. Institut für Baustoffkunde und Stahlbetonbau der Technischen Hochschule Braunschweig, 1964; Sonderdruck aus: Beton- und Stahlbetonbau 58(1963), S. 265-268; 59(1964), S. 1-11

Heft 5:
Ertingshausen, H.: Über den Schalungsdruck von Frischbeton. Institut für Baustoffkunde und Stahlbetonbau der Technischen Hochschule Braunschweig, 1965; Zugl.: Dissertation, Technische Hochschule Hannover, 1965

Heft 6:

Waubke, N.V.: Transportphänomene in Betonporen. Institut für Baustoffkunde und Stahlbetonbau der Technischen Hochschule Braunschweig, 1966; Zugl.: Dissertation, Technische Hochschule Braunschweig, 1968

Heft 7:

Ehm, H.: Ein Beitrag zur rechnerischen Bemessung von brandbeanspruchten balkenartigen Stahlbetonbauteilen. Institut für Baustoffkunde und Stahlbetonbau der Technischen Hochschule Braunschweig, 1967; Zugl.: Dissertation, Technische Hochschule Braunschweig, 1967

Heft 8:

Steinert, J.: Möglichkeiten der Bestimmung der kritischen Last von Stab- und Flächen-tragwerken mit Hilfe ihrer Eigenfrequenz. Institut für Baustoffkunde und Stahlbetonbau der Technischen Hochschule Braunschweig, 1967; Zugl.: Dissertation, Technische Hochschule Braunschweig, 1967

Heft 9:

Lämmke, A.: Untersuchungen an dämm-schichtbildenden Feuerschutzmitteln. Institut für Baustoffkunde und Stahlbetonbau der Technischen Hochschule Braunschweig, 1967; Zugl.: Dissertation, Technische Hochschule Braunschweig, 1967

Heft 10:

Rafla, K.: Beitrag zur Frage der Kippstabilität aufgehängter Träger. Institut für Baustoffkunde und Stahlbetonbau der Technischen Hochschule Braunschweig, 1968; Zugl.: Dissertation, Technische Hochschule Braunschweig, 1968

Heft 11:

Ivanyi, G.: Die Traglast von offenen, kreisförmigen Stahlbetonquerschnitten: Brazier-Effekt. Institut für Baustoffkunde und Stahlbetonbau der Technischen Hochschule Braunschweig, 1968; Zugl.: Dissertation, Technische Hochschule Braunschweig, 1968

Heft 12:

Meyer-Ottens, C.: Brandverhalten verschiedener Bauplatten aus Baustoffen der Klassen A und B. Institut für Baustoffkunde und Stahlbetonbau der Technischen Hochschule Braunschweig, 1969

Heft 13:

Fuchs, G.: Zum Tragverhalten von kreisförmigen Doppelsilos unter Berücksichtigung der Eigensteifigkeit des Füllgutes. Institut für Baustoffkunde und Stahlbetonbau der Technischen Hochschule Braunschweig, 1968; Zugl.: Dissertation, Technische Hochschule Braunschweig, 1968

Heft 14:

Meyer-Ottens, C.: Wände aus Holz und Holzwerkstoffen unter Feuerangriff. Institut für Baustoffkunde und Stahlbetonbau der Technischen Hochschule Braunschweig, 1970; Sonderdruck aus: Mitteilungen der Deutschen Gesellschaft für Holzforschung, H.56(1969)

Heft 15:

Lewandowski, R.: Beurteilung von Bauwerksfestigkeiten anhand von Betongüte-würfeln und -bohrproben. Institut für Baustoffkunde und Stahlbetonbau der Technischen Hochschule Braunschweig, 1970; Zugl.: Dissertation, Technische Hochschule Braunschweig, 1970

Heft 16:

Neubauer, F.-J.: Untersuchungen zur Frage der Rissesicherung von leichten Trennwänden aus Gips-Wandbauplatten. Institut für Baustoffkunde und Stahlbetonbau der Technischen Hochschule Braunschweig, 1970; Zugl.: Dissertation, Technische Hochschule Braunschweig, 1969

Heft 17:

Meyer-Ottens, C.; Kordina, K.: Gutachten über das Brandverhalten von Bauteilen aus dampfgehärtetem Gasbeton: aufgestellt für den Fachverband Gasbetonindustrie. Institut für Baustoffkunde und Stahlbetonbau der Technischen Universität Braunschweig, 1970

Heft 17:

Meyer-Ottens, C.; Kordina, K.: Gutachten über das Brandverhalten von Bauteilen aus dampfgehärtetem Gasbeton. Erw. Neuaufl. Institut für Baustoffkunde und Stahlbetonbau der Technischen Universität Braunschweig, 1974

Heft 18:

Bödeker, W.: Die Stahlblech-Holz-Nagelverbindung und ihre Anwendung: Grundlagen und Bemessungsvorschläge. Braunschweig. Institut für Baustoffkunde und Stahlbetonbau der Technischen Universität Braunschweig, 1971; Zugl.: Dissertation, Technische Hochschule Braunschweig, 1971, ISBN 3-89288-057-3

Heft 19:

Meyer-Ottens, C.: Bauaufsichtliche Brandschutzvorschriften: Beispiele für ihre Erfüllung bei Wänden, Brandwänden und Decken. Institut für Baustoffkunde und Stahlbetonbau der Technischen Universität Braunschweig, 1971

Heft 20:

Liermann, K.: Das Trag- und Verformungsverhalten von Stahlbetonbrückenpfeilern mit Rollenlagern. Institut für Baustoffkunde und Stahlbetonbau der Technischen Universität Braunschweig, 1972; Zugl.: Dissertation, Technische Universität Braunschweig, 1972, ISBN 3-89288-056-5

Heft 22:

Nürnberger, U.: Zur Frage des Spannungsrißkorrosionsverhaltens kohlenstoffarmer Betonstähle in Nitratlösungen unter Berücksichtigung praxisnaher Verhältnisse. Institut für Baustoffkunde und Stahlbetonbau der Technischen Universität Braunschweig, 1972; Zugl.: Dissertation, Technische Universität Braunschweig, 1972, ISBN 3-89288-054-9

Heft 23:

Meyer-Ottens, C.: Zur Frage der Abplatzungen an Betonbauteilen aus Normalbeton bei Brandbeanspruchung. Institut für Baustoffkunde und Stahlbetonbau der Technischen Universität Braunschweig, 1972; Zugl.: Dissertation, Technische Universität Braunschweig, 1972

Heft 24:

El-Arousy, T.H.: Über die Steinkohlenflugasche und ihre Wirkung auf die Eigenschaften von Leichtbeton mit geschlossenem Gefüge im frischen und festen Zustand. Institut für Baustoffkunde und Stahlbetonbau der Technischen Universität Braunschweig, 1973; Zugl.: Dissertation, Technische Universität Braunschweig, 1973, ISBN 3-89288-053-0

Heft 25:

Rieche, G.: Mechanismen der Spannungs-korrosion von Spannstählen im Hinblick auf ihr Verhalten in Spannbetonkonstruktionen. Institut für Baustoffkunde und Stahlbetonbau der Technischen Universität Braunschweig, 1973; Zugl.: Dissertation, Technische Universität Braunschweig, 1973, ISBN 3-89288-052-2

Heft 26:

Tennstedt, E.: Beitrag zur rechnerischen Ermittlung von Zwangsschnittgrößen unter Berücksichtigung des wirklichen Verformungsverhaltens des Stahlbetons. Institut für Baustoffkunde und Stahlbetonbau der Technischen Universität Braunschweig, 1974; Zugl.: Dissertation, Technische Universität Braunschweig, 1974, ISBN 3-89288-051-4

Heft 27:

Schneider, U.: Zur Kinetik festigkeitsmindernder Reaktionen in Normalbetonen bei hohen Temperaturen. Institut für Baustoffkunde und Stahlbetonbau der Technischen Universität Braunschweig, 1973; Zugl.: Dissertation, Technische Universität Braunschweig, 1973

Heft 28:

Neisecke, J.: Ein dreiparametriges, komplexes Ultraschall-Prüfverfahren für die zerstörungsfreie Materialprüfung im Bauwesen. Institut für Baustoffkunde und Stahlbetonbau der Technischen Universität Braunschweig, 1974; Zugl.: Dissertation, Technische Universität Braunschweig, 1974, ISBN 3-89288-050-6

Heft 29:

Kordina, K.; Maack, P.; Hjorth, O.: Traglastermittlung an Stahlbeton-Druckgliedern. Schlußbericht (AIF-Nr. 956). Institut für Baustoffkunde und Stahlbetonbau der Technischen Universität Braunschweig, 1974, ISBN 3-89288-048-4

Heft 30:

Eibl, J.; Ivanyi, G.: Berücksichtigung der Torsionssteifigkeit von Randbalken bei Stahlbetondecken. Schlußbericht, Institut für Baustoffkunde und Stahlbetonbau der Technischen Universität Braunschweig, 1974

Heft 31:

Kordina, K.; Janko, B.: Stabilitätsnachweise von Rahmensystemen im Stahlbetonbau. Schlußbericht (AIF-Nr. 1388), Institut für Baustoffkunde und Stahlbetonbau der Technischen Universität Braunschweig, 1974, ISBN 3-89288-049-2

Heft 32:

Hjorth, O.: Ein Beitrag zur Frage der Festigkeiten und des Verbundverhaltens von Stahl und Beton bei hohen Beanspruchungsgeschwindigkeiten. Institut für Baustoffkunde und Stahlbetonbau der Technischen Universität Braunschweig, 1976; Zugl.: Dissertation, Technische Universität Braunschweig, 1975

Heft 33:

Klingsch, W.: Traglastberechnung instationär thermisch belasteter schlanker Stahlbetondruckglieder mittels zwei- und dreidimensionaler Diskretisierung. Institut für Baustoffkunde und Stahlbetonbau der Technischen Universität Braunschweig, 1976; Zugl.: Dissertation, Technische Universität Braunschweig, 1976

Heft 34:

Djamous, F.: Thermische Zerstörung natürlicher Zuschlagstoffe im Beton. Institut für Baustoffkunde und Stahlbetonbau der Technischen Universität Braunschweig, 1977; Zugl.: Dissertation, Technische Universität Braunschweig, 1977

Heft 35:

Haksever, A.: Zur Frage des Trag- und Verformungsverhaltens ebener Stahlbetonrahmen im Brandfall. Braunschweig. Institut für Baustoffkunde und Stahlbetonbau der Technischen Universität Braunschweig, 1977; Zugl.: Dissertation, Technische Universität Braunschweig, 1977

Heft 36:

Storkebaum, K.-H.: Ein Beitrag zur Traglastermittlung von vierseitig gelagerten Stahlbetonwänden. Institut für Baustoffkunde und Stahlbetonbau der Technischen Universität Braunschweig, 1977; Zugl.: Dissertation, Technische Universität Braunschweig, 1977, ISBN 3-89288-045-X

Heft 37:

Bechtold, R.: Zur thermischen Beanspruchung von Außenstützen im Brandfall. Institut für Baustoffkunde und Stahlbetonbau der Technischen Universität Braunschweig, 1977; Zugl.: Dissertation, Technische Universität Braunschweig, 1977, ISBN 3-89288-046-8

Heft 38:

Steinert, J.: Bestimmung der Wasserdurchlässigkeit von Kiesbeton aus dem Wassereindringverhalten. Institut für Baustoffkunde und Stahlbetonbau der Technischen Universität Braunschweig, 1977; Unveränderter Nachdruck der Erstveröffentlichung Bad Honnef, Osang, 1977 (Zivilschutzforschung, Bd. 7)

Heft 39:

Weiß, R.: Ein haufwerkstheoretisches Modell der Restfestigkeit geschädigter Betone. Institut für Baustoffkunde und Stahlbetonbau der Technischen Universität Braunschweig, 1978; Zugl.: Dissertation, Technische Universität Braunschweig, 1978, ISBN 3-89288-047-6

Heft 40:

Alda, W.: Zum Schwingkriechen von Beton. Institut für Baustoffe, Massivbau und Brandschutz der Technischen Universität Braunschweig, 1978; Zugl.: Dissertation, Technische Universität Braunschweig, 1978, ISBN 3-89288-035-2

Heft 41:

Teutsch, M.: Trag- und Verformungsverhalten von Stahlbeton- und Spannbetonbalken mit rechteckigem Querschnitt unter kombinierter Beanspruchung aus Biegung, Querkraft und Torsion. Institut für Baustoffe, Massivbau und Brandschutz der Technischen Universität Braunschweig, 1979; Zugl.: Dissertation, Technische Universität Braunschweig, 1979, ISBN 3-89288-036-0

Heft 42:

Schneider, U.: Ein Beitrag zur Frage des Kriechens und der Relaxation von Beton unter hohen Temperaturen. Institut für Baustoffe, Massivbau und Brandschutz der Technischen Universität Braunschweig, 1979; Zugl.: Dissertation, Technische Universität Braunschweig, 1979

Heft 43:

Institut für Baustoffe, Massivbau und Brandschutz: Veröffentlichungen 1967 bis 1979. Institut für Baustoffe, Massivbau und Brandschutz der Technischen Universität Braunschweig, 1979, ISBN 3-89288-037-9

Heft 44:

Kordina, K.; Fröning, H.: Druckmessungen in Silozellen mit einer neu entwickelten Sonde. Abschlußbericht, Institut für Baustoffe, Massivbau und Brandschutz der Technischen Universität Braunschweig, 1979, ISBN 3-89288-038-7

Heft 45:

Henke, V.: Ein Beitrag zur Zuverlässigkeit frei gelagerter Stahlbetonstützen unter genormter Brandeinwirkung. Institut für Baustoffe, Massivbau und Brandschutz der Technischen Universität Braunschweig, 1980; Zugl.: Dissertation, Technische Universität Braunschweig, 1980

Heft 46:

Schneider, U.; Haksever, A.: Wärmebilanzrechnungen für Brandräume mit unterschiedlichen Randbedingungen (Teil 1). Institut für Baustoffe, Massivbau und Brandschutz der Technischen Universität Braunschweig, 1980

Heft 47:

Walter, R.: Partiiell brandbeanspruchte Stahlbetondecken: Berechnung des inneren Zwanges mit einem Scheibenmodell. Institut für Baustoffe, Massivbau und Brandschutz der Technischen Universität Braunschweig, 1981; Zugl.: Dissertation, Technische Universität Braunschweig, 1981, ISBN 3-89288-039-5

Heft 48:

Svensvik, B.: Zum Verformungsverhalten gerissener Stahlbetonbalken unter Einschluß der Mitwirkung des Betons auf Zug in Abhängigkeit von Last und Zeit. Institut für Baustoffe, Massivbau und Brandschutz der Technischen Universität Braunschweig, 1981; Zugl.: Dissertation, Technische Universität Braunschweig, 1981, ISBN 3-89288-040-9

Heft 49:

Institut für Baustoffe, Massivbau und Brandschutz: Veröffentlichungen 1967 bis 1981. Institut für Baustoffe, Massivbau und Brandschutz der Technischen Universität Braunschweig, 1981, ISBN 3-89288-041-7

Heft 50:

Ojha, S.K.: Die Steifigkeit und das Verformungsverhalten von Stahlbeton- und Spannbetonbalken unter kombinierter Beanspruchung aus Torsion, Biegemoment, Querkraft und Axialkraft. Institut für Baustoffe, Massivbau und Brandschutz der Technischen Universität Braunschweig, 1982, ISBN 3-89288-042-5

Heft 51:

Henke, V.: Zusammenstellung und Anwendung Bayes'scher Verfahren bei der Stichprobenbeurteilung. Projekt D1 des SFB 148. Institut für Baustoffe, Massivbau und Brandschutz der Technischen Universität Braunschweig, 1982, ISBN 3-89288-043-3

Heft 52:

Haksever, A.: Stahlbetonstützen mit Rechteckquerschnitten bei natürlichen Bränden. Institut für Baustoffe, Massivbau und Brandschutz der Technischen Universität Braunschweig, 1982; Zugl.: Habil.-Schr., Technische Universität Istanbul, 1982, ISBN 3-89288-044-1

Heft 53:

Weber, V.: Untersuchung des Reiß- und Verformungsverhaltens segmentärer Spannbetonbauteile. Braunschweig. Institut für Baustoffe, Massivbau und Brandschutz der Technischen Universität Braunschweig, 1982; Zugl.: Dissertation, Technische Universität Braunschweig, 1982, ISBN 3-89288-017-4

Heft 54:

Ranisch, E.-H.: Zur Tragfähigkeit von Verklebungen zwischen Baustahl und Beton: geklebte Bewehrung. Unveränderter Nachdruck der Ausgabe 1982. Institut für Baustoffe, Massivbau und Brandschutz der Technischen Universität Braunschweig, 1986; Zugl.: Dissertation, Technische Universität Braunschweig, 1982, ISBN 3-89288-010-7

Heft 55:

Wiedemann, G.: Zum Einfluß tiefer Temperaturen auf Festigkeit und Verformung von Beton. Institut für Baustoffe, Massivbau und Brandschutz der Technischen Universität Braunschweig, 1982; Zugl.: Dissertation, Technische Universität Braunschweig, 1982

Heft 56:

Timm, R.: Ein geometrisch und physikalisch nichtlineares Rechenmodell zur optimalen Biegebemessung ebener Stahlbetonrahmen. Institut für Baustoffe, Massivbau und Brandschutz der Technischen Universität Braunschweig, 1982; Zugl.: Dissertation, Technische Universität Braunschweig, 1982, ISBN 3-89288-018-2

Heft 57:

Diederichs, U.: Untersuchungen über den Verbund zwischen Stahl und Beton bei hohen Temperaturen. Institut für Baustoffe, Massivbau und Brandschutz der Technischen Universität Braunschweig, 1983; Zugl.: Dissertation, Technische Universität Braunschweig, 1983, ISBN 3-89288-019-0

Heft 58:

Schneider, U.: Wärmebilanzrechnungen in Verbindung mit Versuchen in Brandräumen (Teil 2). Institut für Baustoffe, Massivbau und Brandschutz der Technischen Universität Braunschweig, 1983, ISBN 3-89288-020-4

Heft 59:

Dobbernack, R.: Wärmebilanzrechnungen in Brandräumen unter Berücksichtigung der Mehrzonenmodellbildung (Teil 3). Institut für Baustoffe, Massivbau und Brandschutz der Technischen Universität Braunschweig, 1983, ISBN 3-89288-021-2

Heft 60:

Hillger, W.: Verbesserungen und Erweiterungen von Ultraschallprüfverfahren zur zerstörungsfreien Fehlstellen- und Qualitätskontrolle von Betonbauteilen. Institut für Baustoffe, Massivbau und Brandschutz der Technischen Universität Braunschweig, 1983; Zugl.: Dissertation, Technische Universität Braunschweig, 1983, ISBN 3-89288-014-X

Heft 61:

Blume, F.: Zur Wirklichkeitsnähe der Lastannahmen in Silovorschriften für Zellen aus Stahlbeton und Spannbeton. Institut für Baustoffe, Massivbau und Brandschutz der Technischen Universität Braunschweig, 1984; Zugl.: Dissertation, Technische Universität Braunschweig, 1984, ISBN 3-89288-013-1

Heft 62:

Nölting, D.: Das Durchstanzen von Platten aus Stahlbeton : Tragverhalten, Berechnung, Bemessung. Institut für Baustoffe, Massivbau und Brandschutz der Technischen Universität Braunschweig, 1984; Zugl.: Dissertation, Technische Universität Braunschweig, 1984, ISBN 3-89288-012-3

Heft 63:

Wesche, J.: Brandverhalten von Stahlbetonplatten im baupraktischen Einbauzustand. Institut für Baustoffe, Massivbau und Brandschutz der Technischen Universität Braunschweig, 1985; Zugl.: Dissertation, Technische Universität Braunschweig, 1985, ISBN 3-89288-009-3

Heft 64:

Droese, S.: Untersuchungen zur Technologie des Gleitschalungsbau. Institut für Baustoffe, Massivbau und Brandschutz der Technischen Universität Braunschweig, 1985; Zugl.: Dissertation, Technische Universität Braunschweig, 1985, ISBN 3-89288-000-X

Heft 65:

Institut für Baustoffe, Massivbau und Brandschutz: Forschungsarbeiten 1978 - 1983. Institut für Baustoffe, Massivbau und Brandschutz der Technischen Universität Braunschweig, 1984, ISBN 3-89288-001-8

Heft 66:

Hegger, J.: Einfluß der Verbundart auf die Grenztragfähigkeit von Spannbetonbalken. Institut für Baustoffe, Massivbau und Brandschutz der Technischen Universität Braunschweig, 1985; Zugl.: Dissertation, Technische Universität Braunschweig, 1985, ISBN 3-89288-002-6

Heft 67:

Kepp, B.: Zum Tragverhalten von Verankerungen für hochfeste Stäbe aus Glasfaserverbundwerkstoff als Bewehrung im Spannbetonbau. Institut für Baustoffe, Massivbau und Brandschutz der Technischen Universität Braunschweig, 1985; Zugl.: Dissertation, Technische Universität Braunschweig, 1985, ISBN 3-89288-003-4

Heft 68:

Sager, H.: Zum Einfluß hoher Temperaturen auf das Verbundverhalten von einbetonierten Bewehrungsstäben. Institut für Baustoffe, Massivbau und Brandschutz der Technischen Universität Braunschweig, 1985; Zugl.: Dissertation, Technische Universität Braunschweig, 1985, ISBN 3-89288-004-2

Heft 69:

Haß, R.: Zur praxisingerechten brandschutztechnischen Beurteilung von Stützen aus Stahl und Beton. Institut für Baustoffe, Massivbau und Brandschutz der Technischen Universität Braunschweig, 1986; Zugl.: Dissertation, Technische Universität Braunschweig, 1986, ISBN 3-89288-005-0

Heft 70:

Institut für Baustoffe, Massivbau und Brandschutz: 17. Forschungskolloquium des Deutschen Ausschusses für Stahlbeton, März 1986, Kurzfassungen der Beiträge. Institut für Baustoffe, Massivbau und Brandschutz der Technischen Universität Braunschweig, 1986, ISBN 3-89288-006-9

Heft 71:

Ehm, C.: Versuche zur Festigkeit und Verformung von Beton unter zweiaxialer Beanspruchung und hohen Temperaturen. Institut für Baustoffe, Massivbau und Brandschutz der Technischen Universität Braunschweig, 1986; Zugl.: Dissertation, Technische Universität Braunschweig, 1986, ISBN 3-89288-007-7

Heft 72:

Hartwich, K.: Zum Reiß- und Verformungsverhalten von Stahlfaserverstärkten Stahlbetonstäben unter Längszug. Institut für Baustoffe, Massivbau und Brandschutz der Technischen Universität Braunschweig, 1986; Zugl.: Dissertation, Technische Universität Braunschweig, 1986, ISBN 3-89288-008-5

Heft 73:

Scheuermann, J.: Zum Einfluß tiefer Temperaturen auf Verbund und Reißbildung von Stahlbetonbauteilen. Institut für Baustoffe, Massivbau und Brandschutz der Technischen Universität Braunschweig, 1987; Zugl.: Dissertation, Technische Universität Braunschweig, 1987, ISBN 3-89288-011-5

Heft 74:

Hinrichsmeyer, K.: Strukturorientierte Analyse und Modellbeschreibung der thermischen Schädigung von Beton. Institut für Baustoffe, Massivbau und Brandschutz der Technischen Universität Braunschweig, 1987; Zugl.: Dissertation, Technische Universität Braunschweig, 1987, ISBN 3-89288-015-8

Heft 75:

Institut für Baustoffe, Massivbau und Brandschutz: Fachseminar Neue Bemessungsregeln durch Änderung der Stahlbeton- und Spannbetonvorschriften DIN 1045, DIN 4227, Juni 1986, Kurzfassungen der Beiträge. Institut für Baustoffe, Massivbau und Brandschutz der Technischen Universität Braunschweig, 1986, ISBN 3-89288-022-0

Heft 76:

Budelmann, H.: Zum Einfluß erhöhter Temperaturen auf Festigkeit und Verformung von Beton mit unterschiedlichen Feuchtegehalten. Institut für Baustoffe, Massivbau und Brandschutz der Technischen Universität Braunschweig, 1987; Zugl.: Dissertation, Technische Universität Braunschweig, 1987, ISBN 3-89288-016-6

Heft 77:

Großmann, F.: Spannungen und bruchmechanische Vorgänge im Normelbeton unter Zugbeanspruchung. Institut für Baustoffe, Massivbau und Brandschutz der Technischen Universität Braunschweig, 1987; Zugl.: Dissertation, Technische Universität Braunschweig, 1987, ISBN 3-89288-023-9

Heft 78:

Rohling, A.: Zum Einfluß des Verbundkriechens auf die Rißbreitenentwicklung sowie auf die Mitwirkung des Betons zwischen den Rissen. Institut für Baustoffe, Massivbau und Brandschutz der Technischen Universität Braunschweig, 1987; Zugl.: Dissertation, Technische Universität Braunschweig, 1987, ISBN 3-89288-024-7

Heft 79:

Henning, W.: Zwangrißbildung und Bewehrung von Stahlbetonwänden auf steifen Unterbauten. Institut für Baustoffe, Massivbau und Brandschutz der Technischen Universität Braunschweig, 1987; Zugl.: Dissertation, Technische Universität Braunschweig, 1987, ISBN 3-89288-025-5

Heft 80:

Richter, E.: Zur Berechnung der Biegetragfähigkeit brandbeanspruchter Spann-betonbauteile unter Berücksichtigung geeigneter Vereinfachungen für die Materialgesetze. Institut für Baustoffe, Massivbau und Brandschutz der Technischen Universität Braunschweig, 1987; Zugl.: Dissertation, Technische Universität Braunschweig, 1987, ISBN 3-89288-026-3

Heft 81:

Kiel, M.: Nichtlineare Berechnung ebener Stahlbetonflächentragwerke unter Ein-schluß von Brandbeanspruchung. Institut für Baustoffe, Massivbau und Brandschutz der Technischen Universität Braunschweig, 1987; Zugl.: Dissertation, Technische Universität Braunschweig, 1987, ISBN 3-89288-027-1

Heft 82:

Konietzko, A.: Polymerspezifische Auswirkungen auf das Tragverhalten modifizierter zementgebundener Betone (PCC). Institut für Baustoffe, Massivbau und Brandschutz der Technischen Universität Braunschweig, 1988; Zugl.: Dissertation, Technische Universität Braunschweig, 1988, ISBN 3-89288-028-X

Heft 83:

Grzeschkowitz, R.: Zum Trag- und Verformungsverhalten schlanker Stahlbetonstützen unter besonderer Berücksichtigung der schiefen Biegung. Institut für Baustoffe, Massivbau und Brandschutz der Technischen Universität Braunschweig, 1988; Zugl.: Dissertation, Technische Universität Braunschweig, 1988, ISBN 3-89288-030-1

Heft 84:

Wiese, J.: Zum Trag- und Verformungsverhalten von Stahlbetonplatten unter partieller Brandbeanspruchung. Institut für Baustoffe, Massivbau und Brandschutz der Technischen Universität Braunschweig, 1988; Zugl.: Dissertation, Technische Universität Braunschweig, 1988, ISBN 3-89288-031-X

Heft 85:

Rudolph, K.: Traglastberechnung zwei-achsig biegebeanspruchter Stahlbetonstützen unter Brandeinwirkung. Institut für Baustoffe, Massivbau und Brandschutz der Technischen Universität Braunschweig, 1988; Zugl.: Dissertation, Technische Universität Braunschweig, 1988, ISBN 3-89288-032-8

Heft 86:

Kordina, K.; Meyer-Ottens, C.; Noack, I.: Einfluß der Eigenbrandlast auf das Brandverhalten von Bauteilen aus brennbaren Baustoffen. Institut für Baustoffe, Massivbau und Brandschutz der Technischen Universität Braunschweig, 1989, in Vorbereitung, ISBN 3-89288-058-1

Heft 87:

Institut für Baustoffe, Massivbau und Brandschutz: Forschungsarbeiten 1984 - 1989. Institut für Baustoffe, Massivbau und Brandschutz der Technischen Universität Braunschweig, 1989, ISBN 3-89288-034-4

Heft 88:

Grossert, E.: Untersuchungen zum Tragverhalten von Massivbrücken mit zweizelligem Kastenquerschnitt. Institut für Baustoffe, Massivbau und Brandschutz der Technischen Universität Braunschweig, 1989; Zugl.: Dissertation, Technische Universität Braunschweig, 1989, ISBN 3-89288-059-X

Heft 89:

Falkner, H.; Teutsch, M. [Hrsg.]: Weiterbildungsseminar "Bauen in Europa", 15.-16. November 1990 in Braunschweig, Kurzreferate, ISBN 3-89288-063-8

Heft 90:

Falkner, H.; Teutsch, M.; Claußen, T.; Voß, K.-U.: Vorspannung im Hochbau. Institut für Baustoffe, Massivbau und Brandschutz der Technischen Universität Braunschweig, 1991, ISBN 3-89288-064-6

Heft 91:

Falkner, H.; Teutsch, M. [Hrsg.]: Fachtagung Spannbeton im Hoch- und Industriebau, Kurzreferate, 1991, ISBN 3-89288-065-4

Heft 92:

Heins, T.: Simulationsmodell zur sicherheitstechnischen Beurteilung der Rauchausbreitung in ausgedehnten Räumen. Institut für Baustoffe, Massivbau und Brandschutz der Technischen Universität Braunschweig, 1991; Zugl.: Dissertation, Technische Universität Braunschweig, ISBN 3-89288-066-2

Heft 93:

Hagen, E.: Zur Prognose des Gefährdungspotentials von Raumbränden. Institut für Baustoffe, Massivbau und Brandschutz der Technischen Universität Braunschweig, 1992; Zugl.: Dissertation, Technische Universität Braunschweig, 1991, ISBN 3-89288-072-7

Heft 94:

Falkner, H.; Teutsch, M. [Hrsg.]: Fachseminar "Instandsetzung und Ertüchtigung von Massivbauten", 14.-15. November 1991 in Braunschweig, Kurzreferate, ISBN 3-89288-068-9

Heft 95:

Qualitätssicherung im Bauwesen, VMPA-Tagung 1992, 25.-26.06.1992, Tagungsbericht, ISBN 3-89288-071-9

Heft 96:

Weiterbildungsseminar "Brandschutz im Industriebau", 30.09.1992 in Braunschweig, Kurzreferate, ISBN 3-89288-070-0

Heft 97:

Falkner, H.; Teutsch, M. [Hrsg.]: Fachseminar "Neue Technologien im Bauwesen", 12.-13.11.1992 in Braunschweig, Kurzreferate, ISBN 3-89288-073-5

Heft 98:

Gunkler, E.: Verstärkung biegebeanspruchter Mauerwerkswände durch bewehrte Ergänzungsschichten. Institut für Baustoffe, Massivbau und Brandschutz der Technischen Universität Braunschweig, 1993; Zugl.: Dissertation, Technische Universität Braunschweig, 1992, ISBN 3-89288-074-3

Heft 99:

Dorn, T.: Zur Berechnung des Tragverhaltens brandbeanspruchter Tragwerke in Verbundbauweise unter besonderer Berücksichtigung der Träger-Stützen-Anschlüsse. Institut für Baustoffe, Massivbau und Brandschutz der Technischen Universität Braunschweig, 1993; Zugl.: Dissertation, Technische Universität Braunschweig, 1992, ISBN 3-89288-075-1

Heft 100:

Falkner, H.; Teutsch, M. [Hrsg.]: Fachseminar "Stahlfaserbeton", 04.03.1993 in Braunschweig, Kurzreferate, ISBN 3-89288-076-X

Heft 101:

Falkner, H.; Teutsch, M.: Vergleichende Untersuchungen an unbewehrten und stahlfaserbewehrten Industriefußböden. Forschungsbericht, Institut für Baustoffe, Massivbau und Brandschutz der Technischen Universität Braunschweig, 1993, ISBN 3-89288-077-8

Heft 102:

Falkner, H.; Teutsch, M.: Comparative studies of plain and steel fiber reinforced concrete industrial ground slabs. Forschungsbericht, Institut für Baustoffe, Massivbau und Brandschutz der Technischen Universität Braunschweig, 1993, ISBN 3-89288-078-6

Heft 103:

Braunschweiger Brandschutz-Tage 1993: Fachseminar Brandschutz - Forschung und Praxis. 06.-07.10.1993, Kurzreferate, ISBN 3-89288-079-4

Heft 104:

Thienel, K.-C.: Festigkeit und Verformung von Beton bei hoher Temperatur und biaxialer Beanspruchung. Institut für Baustoffe, Massivbau und Brandschutz der Technischen Universität Braunschweig, 1993
Zugl.: Dissertation, Technische Universität Braunschweig, 1993, ISBN 3-89288-080-8

Heft 105:

Falkner, H.; Teutsch, M. [Hrsg.]: Braunschweiger Bauseminar 1993 "Dauerhafte Bauwerke aus Faserbeton", 11.-12.11.1993 in Braunschweig, Kurzreferate, ISBN 3-89288-081-6

Heft 106:

Neuentwicklungen im baulichen Brandschutz. Dr. Meyer-Ottens 60 Jahre; Fachseminar 18.03.1994 in Braunschweig, ISBN 3-89288-085-9

Heft 107:

Bunte, D.: Zum karbonatisierungsbedingten Verlust der Dauerhaftigkeit von Außenbauteilen aus Stahlbeton. Institut für Baustoffe, Massivbau und Brandschutz der Technischen Universität Braunschweig, 1994
Zugl.: Dissertation, Technische Universität Braunschweig, 1993, ISBN 3-89288-086-7

Heft 108:

Holzenkämpfer, P.: Ingenieurmodell des Verbundes geklebter Bewehrung für Betonbauteile. Institut für Baustoffe, Massivbau und Brandschutz der Technischen Universität Braunschweig, 1994
Zugl.: Dissertation, Technische Universität Braunschweig, 1994, ISBN 3-89288-087-5

Heft 109:

Forschungsarbeiten 1990 - 1994. Institut für Baustoffe, Massivbau und Brandschutz der Technischen Universität Braunschweig, 1994, ISBN 3-89288-088-3

Heft 110:

Falkner, H.; Teutsch, M.; Rohde, S.: Untersuchung der Schubtragfähigkeit und der Wasserundurchlässigkeit von Arbeitsfugen unter Verwendung von Stremaform-Abschalelementen.
Falkner, H.; Teutsch, M.; Claußen, T.: Schubtragfähigkeit des Vergußbetons zwischen Köcher-, Block oder Hülsenfundamenten und Stützenfuß bei unterschiedlich profilierten Betonoberflächen.
Institut für Baustoffe, Massivbau und Brandschutz der Technischen Universität Braunschweig, 1994, ISBN 3-89288-089-1

Heft 111:

Voß, K.-U.: Zum Trag- und Verformungsverhalten bei Schwellbeanspruchung. Institut für Baustoffe, Massivbau und Brandschutz der Technischen Universität Braunschweig, 1994

Zugl.: Dissertation, Technische Universität Braunschweig, 1993, ISBN 3-89288-090-5

Heft 112:

Weiterbildungsseminar Brandschutz bei Sonderbauten: 05./06.10.1994 in Braunschweig; Kurzreferate, 1994, ISBN 3-89288-092-1

Heft 113:

Falkner, H.; Teutsch, M. [Hrsg.]: Aus der Forschung in die Praxis: 10./11.11.1994; Braunschweiger Bauseminar 1994, ISBN 3-89288-091-3

Heft 114:

Warnecke, P.: Tragverhalten und Konsolidierung von historischem Natursteinmauerwerk, 1995

Zugl.: Dissertation, Technische Universität Braunschweig, 1995, ISBN 3-89288-094-8

Heft 115:

Braunschweiger Brandschutz-Tage 1995: 6. Fachseminar Brandschutz - Forschung und Praxis: 04.-05.10.1995, Kurzreferate, ISBN 3-89288-093-X

Heft 116:

Huang, Z.: Grenzbeanspruchung gebetteter Stahlfaserbetonplatten, 1995

Zugl.: Dissertation, Technische Universität Braunschweig, 1995, ISBN 3-89288-095-6

Heft 117:

Falkner, H.; Teutsch, M.; Huang, Z.: Untersuchung des Trag- und Verformungsverhaltens von Industriefußböden aus Stahlfaserbeton. Institut für Baustoffe, Massivbau und Brandschutz der Technischen Universität Braunschweig, 1995, ISBN 3-89288-096-4

Heft 118:

Kubat, B.: Durchstanzverhalten von vorgepannten, punktförmig gestützten Platten aus Stahlfaserbeton, 1995

Zugl.: Dissertation, Technische Universität Braunschweig, 1995, ISBN 3-89288-097-2

Heft 119:

Falkner, H.; Teutsch, M. [Hrsg.]: Dichte Bauwerke: 09./10.11.1995; Braunschweiger Bauseminar 1995, ISBN 3-89288-091-3

Heft 120:

Steinert, C.: Bestimmung der Wärmeübergangsbedingungen auf Bauteile im Brandfall, Abschlußbericht, 1995, ISBN 3-89288-099-9

Heft 121:

Schütte, J.; Teutsch, M.; Falkner, H.: Fugenlose Betonbodenplatten, Forschungsbericht, 1996, ISBN 3-89288-100-6

Heft 122:

Weiterbildungsseminar Brandschutz bei Sonderbauten: 24./25.09.1996 in Braunschweig, Kurzreferate, 1996, ISBN 3-89288-101-4

Heft 123:

Droese, S.; Riese, A.: Belastungsversuche an zwei Durchlauf-Plattenstreifen aus Elementplatten mit Aufbeton aus Stahlfaserbeton, 1996, ISBN 3-89288-102-4

Heft 124:

Hankers, C.: Zum Verbundtragverhalten laschenverstärkter Betonbauteile unter nicht vorwiegend ruhender Beanspruchung, 1996
Zugl.: Dissertation, Technische Universität Braunschweig, 1996, ISBN 3-89288-103-0

Heft 125:

Schmidt-Döhl, F.: Ein Modell zur Berechnung von kombinierten chemischen Reaktions- und Transportprozessen und seine Anwendung auf die Korrosion mineralischer Baustoffe, 1996

Zugl.: Dissertation, Technische Universität Braunschweig, 1996, ISBN 3-89288-104-9

Heft 126:

Falkner, H.; Teutsch, M. [Hrsg.]: Ingenieurbauwerke mit neuen Konzepten: 14./15.11.1996, Braunschweiger Bauseminar 1996, ISBN 3-89288-105-7

Heft 127:

Forschung über Baudenkmalpflege - Arbeitsberichte: 1990 - 1993, 1996, ISBN 3-89288-106-5

Heft 128:

Festschrift zum 65. Geburtstag von Prof. Dr.-Ing. F. S. Rostásy: Baustoffe in Praxis, Lehre und Forschung, 1997, ISBN 3-89288-107-3

Heft 129:

Forschung über Baudenkmalpflege - Arbeitsberichte: 1994, 1997, ISBN 3-89288-108-1

Heft 130:

Forschung über Baudenkmalpflege - Arbeitsberichte: 1995, 1997, ISBN 3-89288-109-X

Heft 131:

Falkner, H.; Teutsch, M.; Klinkert H.: Trag- und Verformungsverhalten dynamisch beanspruchter Fahrbahnen aus Beton- und Stahlfaserbeton, Forschungsbericht, 1997, ISBN 3-89288-110-3

Heft 132:

Schütte, J.: Einfluß der Lagerungsbedingungen auf Zwang in Betonbodenplatten, 1997
Zugl.: Dissertation, Technische Universität Braunschweig, 1997, ISBN 3-89288-111-1

Heft 133:

Braunschweiger Brandschutz-Tage 1997: 7. Fachseminar Brandschutz - Forschung und Praxis: 01.-02.10.1997, Kurzreferate, ISBN 3-89288-112-X

Heft 134:

Ameler, J.: Betonverhalten bei hohen Temperaturen und triaxialer Beanspruchung - FE-Modell auf der Basis der Betonstruktur, 1997

Zugl.: Dissertation, Technische Universität Braunschweig, 1997, ISBN 3-89288-113-8

Heft 135:

Tagung Konsolidierung von historischem Natursteinmauerwerk: 06./07.11.1997 in Braunschweig, ISBN 3-89288-114-6

Heft 136:

Falkner, H.; Teutsch, M. [Hrsg.]: Innovatives Bauen: 13./14.11.1997, Braunschweiger Bauseminar 1997, ISBN 3-89288-115-4

Heft 137:

Forschung über Baudenkmalpflege - Arbeitsberichte: 1996 - 1997, 1998. ISBN 3-89288-116-2

Heft 138:

Scheibe, M.: Vorhersage des Zeitstandverhaltens unidirektionaler Aramidfaserverbundstäbe in alkalischer Umgebung. 1998. Zugl.: Braunschweig, TU, Diss., 1998. ISBN 3-89288-117-0

Heft 139:

Weiterbildungsseminar Brandschutz bei Sonderbauten : 29./30.9.1998 in Braunschweig ; Kurzreferate. 1998. ISBN 3-89288-118-9

Heft 140:

Gutsch, A.: Stoffeigenschaften jungen Betons - Versuche und Modelle. 1998. Zugl.: Braunschweig, TU, Diss. ISBN 3-89288-119-7

Heft 141:

Falkner, H. ; Teutsch, M. [Hrsg.]
Beton auf neuen Wegen : 12.-13.11.1998 ; Braunschweiger Bauseminar 1998. ISBN 3-89288-120-0

Heft 142:
Betonbau - Forschung, Entwicklung und Anwendung : Festschrift zum 60. Geburtstag von Univ.-Prof. Dr.-Ing Horst Falkner am 20.4.1999. 1999.
ISBN 3-89288-121-9

Heft 143:
Teutsch, M ; Klinkert, H.
Leistungsklassen von Stahlfaserbeton. 1999.
ISBN 3-89288-122-7

Heft 144:
Forschungsarbeiten 1995 - 1999. 1999.
ISBN 3-89288-123-5

Heft 145:
Braunschweiger Brandschutztage 1999: 8. Fachseminar Brandschutz - Forschung und Praxis ; 4.-5. Oktober 1999 in Braunschweig., Kurzreferate. 1999.
ISBN 3-89288-124-3

Heft 146:
Falkner, H. ; Teutsch, M. [Hrsg.]
Bauen im nächsten Jahrtausend : 11.11.-12.11.1999 ; Braunschweiger Bauseminar 1999.
ISBN 3-89288-125-1

Heft 147:
Weiterbildungsseminar Brandschutz bei Sonderbauten: 28./29.3.2000 in Braunschweig; Kurzreferate, 2000.
ISBN 3-89288-126-X

Heft 148:
Hariri, K.: Bruchmechanisches Verhalten jungen Betons - Laser-Speckle-Interferometrie und Modellierung der Rißprozeßzone. 2000.
Zugl.: Braunschweig, TU, Diss., 2000.
ISBN 3-89288-127-8

Heft 149:
Wigger, H.: Rissbildung in historischem Natursteinmauerwerk : Beobachtung, Versuche und Berechnungsmodelle. 2000.
Zugl.: Braunschweig, TU, Diss., 2000.
ISBN 3-89288-128-6

Heft 150:
Neubauer, U.: Verbundtragverhalten geklebter Lamellen aus Kohlenstofffaser – Verbundwerkstoff zur Verstärkung von Betonbauteilen. 2000
Zugl.: Braunschweig, TU, Diss., 2000.
ISBN 3-89288-129-4.

Heft 151:
Brandschutz in Chemikalienlagern. 2000.
ISBN 3-89288-130-8

Heft 152:
Falkner, H. ; Teutsch, M. [Hrsg.]
Trends und Entwicklungen im Bauwesen : 9.-10.11.2000 ; Braunschweiger Bauseminar 2000.
ISBN 3-89288-131-6

Heft 153:
Rostásy, F.S. ; Budelmann, H. [Hrsg.]
Rissbeherrschung massiger Betonbauteile : Bauwerk, Werkstoff, Simulation ; Braunschweig, 20.3.2001.
ISBN 3-89288-132-4

Heft 154:
Krauß, M. ; Hariri, K. ; Rostásy, F.S.
Hydratationsgrad, Ultraschall-Technik zur Beschreibung der Erhärtung, bruchmechanisches Verhalten jungen Betons : Berichte ; Forschungsprojekt der EU (Brite Euram BE96-3843), IPACS. 2001.
ISBN 3-89288-135-9.

Heft 155:
Gutsch, A. ; Rostásy, F.S.
Spannungs-Dehnungslinie, viskoelastisches Verhalten und autogenes Schwinden jungen Betons : Berichte ; Forschungsprojekt der EU (Brite Euram BE96-3843), IPACS. 2001.
ISBN 3-89288-136-7

Heft 156:

Rostásy, F.S. ; Krauß, M. ; Gutsch, A.
Spannungsberechnung und Risskriterien für
jungen Beton – Methoden des iBMB : Be-
richt ; Forschungsprojekt der EU (Brite
Euram BE96-3843), IPACS. 2001.
ISBN 3-89288-137-5

Heft 157:

Rostásy, F.S. ; Krauß, M. ; Gutsch, A.
Früher Zwang in massigen Sohlplatten :
Bericht ; Forschungsprojekt der EU (Brite
Euram BE96-3843), IPACS. 2001.
ISBN 4-89288-138-3

Heft 158:

Braunschweiger Brandschutztage 2001: 9.
Fachseminar Brandschutz - Forschung und
Praxis ; 1.-2. Oktober 2001 in Braun-
schweig., Kurzreferate. 2001.
ISBN 3-89288-139-1

Heft 159:

Falkner, H. ; Teutsch, M. [Hrsg.]
Bauen im Wandel der Zeit : 8.-9.11.2001 ;
Braunschweiger Bauseminar 2001. 2001.
ISBN 3-89288-140-5.

Heft 160:

Beiträge zum 40. Forschungskolloquium
des Deutschen Ausschusses für Stahlbeton :
11.-12.10.2001 in Braunschweig. 2001.
ISBN 3-89288-141-3

Heft 161:

Dora, B.: Hydraulisch erhärtende Baustoffe
aus Betonbrechsand – Phasenveränderun-
gen durch Temperaturbehandlung und
Einsatzmöglichkeiten.
Zugl.: Braunschweig, TU, Diss., 2001.
ISBN 3-89288-142-1.

Heft 162:

RO 70 : 50 Jahre Forschung und 25 Disser-
tationen ; Prof. Dr.-Ing. Dr.-Ing. E. h. zum
70 Geburtstag gewidmet. 2002.
ISBN 3-89288-143-X.

Heft 163:

Praxisseminar Brandschutz bei Sonderbau-
ten : 1. und 2. Oktober 2002 in Braun-
schweig ; Kurzreferate.
2002.
ISBN 3-89288-144-8

Heft 164:

Stahlfaserbeton : Ein unberechenbares Ma-
terial? ; 14.-15. November - Braunschwei-
ger Bauseminar 2002.
ISBN 3-89288-145-6

Heft 165:

Niemann, P.
Gebrauchsverhalten von Bodenplatten aus
Beton unter Einwirkungen infolge Last und
Zwang. Zugl.: Braunschweig, TU, Diss.,
2002.
ISBN 3-89288-146-4

Heft 166:

Budelmann ; H. ; Falkner, H. [Hrsg.]
Bauen im Bestand : 25. März 2003.
ISBN 3-89288-147-2

H. 167:

Blume, G.W.: Ingenieurmodell zur brand-
schutztechnischen Bemessung von Bautei-
len auf der Basis von experimentell ermit-
telten Verbrennungseffektivitäten. 2003.
Zugl.: Braunschweig, TU, Diss., 2002.
ISBN 3-89288-148-0

H. 168:

Braunschweiger Brandschutztage 2003: 10.
Fachseminar Brandschutz - Forschung und
Praxis ; 30.9. - 1.10.2003 in Braunschweig.,
Kurzreferate. 2003.
ISBN 3-89288-149-9

H. 169:

Falkner, H. ; Teutsch, M. [Hrsg.]
Bauforschung und –praxis in schwierigen
Zeiten : 13. und 14. November ; Braun-
schweiger Bauseminar 2003.
ISBN 3-89288-150-2

H 170:

Hemmy, O.: Zum Gebrauchs- und Tragverhalten von Tunnelschalen aus Stahlfaserbeton und stahlfaserverstärktem Stahlbeton. Zugl.: Braunschweig, TU, Diss., 2003. ISBN 3-89288-151-0

H. 171:

Dehne, M.: Probabilistisches Sicherheitskonzept für die brandschutztechnische Bemessung. 2003. Zugl.: Braunschweig, TU, Diss., 2003. ISBN 3-89288-153-7

H. 172:

Paliga, K.: Entstehung und Vermeidung von Betonabplatzungen bei Tunnelbränden. 2003. Zugl.: Braunschweig, TU, Diss., 2003. ISBN 3-89288-154-5

Heft 173:

Festschrift zum 60 Geburtstag von Univ.-Prof. Dr.-Ing. Dietmar Hosser : Brandschutz und mehr... 2003. ISBN 3-89288-152-9

Heft 174:

Timm, M.: Verbundwirkung des Betons im Bereich von STREMAFORM - Abschalelementen : Untersuchungsbericht ; Okt. 2000. 2004. ISBN 3-89288-156-1

Heft 175:

Zehfuß, J.: Bemessung von Tragsystemen mehrgeschossiger Gebäude in Stahlbauweise für realistische Brandbeanspruchung. Zugl.: Braunschweig, TU, Diss., 2004. ISBN 3-89288-155-3

Heft 176:

Nause, P.: Berechnungsgrundlagen für das Brandverhalten von Druckgliedern aus hochfestem Beton. 2004. Zugl.: Braunschweig, TU, Diss., 2004. ISBN 3-89288-157-X
Nicht in der Schriftenreihe erschienen.

Heft 177:

Budelmann ; H. ; Falkner, H. [Hrsg.]
Bauen im Bestand : 23. März 2004.
ISBN 3-89288-158-8

H. 178:

Praxisseminar Brandschutz bei Sonderbauten : 29. – 30.9.2004 in Braunschweig ; Kurzreferate. 2004. ISBN 3-89288-159-6

H. 179:

Krauß, M.: Probabilistischer Nachweis der Wirksamkeit von Maßnahmen gegen frühe Trennrisse in massigen Betonbauteilen. 2004. Zugl.: Braunschweig, TU, Diss., 2004. ISBN 3-89288-160-X.

H. 180:

Weiske, R.
Durchleitung hoher Stützlasten bei Stahlbetonflachdecken. 2004. Zugl.: Braunschweig, TU, Diss., 2004. ISBN 3-89288-161-8.

H. 181:

Falkner, H. ; Teutsch, M. [Hrsg.]
Qualität im Bauwesen : 11. und 12. Nov. ; Braunschweiger Bauseminar 2004. ISBN 3-89288-162-6

H. 182:

Festschrift zum 60. Geburtstag von Univ.-Prof. Dr.-Ing. Klaus Peter Großkurth : Struktur und Anwendung der Baustoffe. 2005. ISBN 3-89288-163-4

H. 183:

Budelmann, H. ; Laube, M. ; Hinrichs, W. [Hrsg.]
Bauen im Bestand : 23. Februar 2005. ISBN 3-89288-164-2

- H. 184:
Hinrichs, W.
Charakterisierung einer einheitlichen Messmethodik und Validierung ausgewählter Verfahren für die Bestimmung der Maschenweiten von Stahldrahtgeweben : Das Forschungsvorhaben wurde von der Stiftung Stahlanwendungsforschung im Stifterverband für die Deutsche Wissenschaft e.V. gefördert (Az: A 182/S24/10036/02. 2005). ISBN 3-89288-166-9.
- H. 185:
Braunschweiger Brandschutz-Tage '05 : 11. Fachseminar Brandschutz – Forschung und Praxis, 28. und 29. Sept. 2005 in Braunschweig, Tagungsbericht. ISBN 3-89288-167-7.
- H. 186:
Will, J.: Entwicklung eines sauerstoffkalorimetrischen Verfahrens zur Bestimmung von Brandparametern bei unterschiedlich ventilierten Bränden. 2005. Zugl.: Braunschweig, TU, Diss., 2005. ISBN 3-89288-168-5.
- H. 187:
Rigo, E.M.: Ein probabilistisches Konzept zur Beurteilung der Korrosion zementgebundener Baustoffe durch lösenden und treibenden Angriff. 2005. Zugl.: Braunschweig, TU, Diss., 2005. ISBN 3-89288-169-3.
- H. 188:
Budelmann, H. ; Gutsch, A.-W. [Hrsg.]
Bauen im Bestand : Beton in der Abwassertechnik ; 6. Sept. 2005. ISBN 3-89288-170-7.
- H. 189:
Gerritzen, D.P.
Zur Frage der Nachnutzbarkeit verbundlos vorgespannter Stahlbetondecken nach Brandeinwirkung. 2005. Zugl.: Braunschweig, TU, Diss., 2005. ISBN 3-89288-171-5.
- H. 190:
Falkner, H. ; Teutsch, M. [Hrsg.]
Bewe(ä)rter Betonbau : 10. und 11. November ; Braunschweiger Bauseminar 2005. ISBN 3-89288-172-3
- H. 191:
Kurzberichte aus der Forschung 2005. 2006. ISBN 3-89288-173-1
- H. 192:
Praxisseminar Brandschutz bei Sonderbauten : 26.-27. Sept. 2006 ; Kurzreferate. ISBN-10: 3-89288-174-X
ISBN-13: 978-3-89288-174-2.
- H. 193:
Sperling, D.
Eine Methode zur automatisierten Überwachung von Spannbetonfahrwegträgern. 2006. Zugl.: Braunschweig, TU, Diss., 2006. ISBN-10: 3-89288-175-8
ISBN-13: 978-3-89288-175-9.
- H. 194:
Grunert, J.P.
Zum Tragverhalten von Spannbetonfertigteiltalken aus Stahlfaserbeton ohne Betonstahlbewehrung. 2006. Zugl.: Braunschweig, TU, Diss., 2006. ISBN-10: 3-89288-176-6
ISBN-13: 978-3-89288-176-6.
- H. 195:
Budelmann, H. ; Gutsch, A.-W. [Hrsg.]
Bau Symposium Braunschweig (BSB 2007) : Stand und Entwicklung des Trockenbaus ; 8. März. 2007. ISBN 978-3-89288-177-3.
- H. 196:
Bruder, S.
Adaptive Modellierung der Dauerhaftigkeit im Zuge der Überwachung von Betonbauwerken. 2007. Zugl.: Braunschweig, TU, Diss., 1996. ISBN 978-3-89288-178-0.

H. 197:
Holst, A.
Korrosionsmonitoring und Bruchortung
vorgespannter Zugglieder in Bauwerken.
2007.
Zugl.: Braunschweig, TU, Diss.
ISBN 978-3-89288-179-7.

H. 198:
Forell, B.
A Methodology to assess Species Yields of
Compartment Fires by means of an ex-
tended Global Equivalence Ratio Concept.
2007.
Zugl.: Braunschweig, TU, Diss.
ISBN 978-3-89288-180-3.

H. 199:
Braunschweiger Brandschutz-Tage '07 : 21.
Fachseminar Brandschutz – Forschung und
Praxis, 26. und 27. Sept. 2007 in Braun-
schweig, Tagungsband.
ISBN 978-3-89288-181-0.

H. 200:
Nothnagel, R.
Hydratations- und Strukturmodell für Ze-
mentstein. 2007.
Zugl.: Braunschweig, TU, Diss.
ISBN 978-3-89288-182-7

H. 201:
Riese, O.
Ein Brandausbreitungsmodell für Kabel.
2007.
Zugl.: Braunschweig, TU, Diss.
ISBN 978-3-89288-183-4

H. 202:
Braunschweiger Brandschutz-Tage '08 : 22.
Fachtagung ; Brandschutz bei Sonderbauten
, 30.9. – 1.10.2008 – Tagungsband.
ISBN 978-3-89288-185-8

H. 203:
Klinzmann, C.
Methodik zur computergestützten, probabi-
listischen Bauwerksbewertung unter Einbe-
ziehung von Bauwerksmonitoring. 2008.
Zugl.: Braunschweig, TU, Diss.
ISBN 978-3-89288-186-5.

H. 204:
Schnetgöke, R.
Zuverlässigkeitsorientierte Systembewer-
tung von Massivbauwerken als Grundlage
für die Bauwerksüberwachung. 2008.
Zugl.: Braunschweig, TU, Diss.
ISBN 978-3-89288-187-2.

FACHGEBIETE UND ABTEILUNGEN

