

# **Zuverlässigkeitsorientierte Systembewertung von Massivbauwerken als Grundlage für die Bauwerksüberwachung**

**von**

**Ralf Schnetgöke**

# **Zuverlässigkeitsorientierte Systembewertung von Massivbauwerken als Grundlage für die Bauwerksüberwachung**

**von**

**Ralf Schnetgöke**

**Heft 204**

·

**BRAUNSCHWEIG**  
**ISBN 978-3-89288-187-2**  
**ISSN 1439-3875**

·

**2008**

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 08.05.2008

Mündliche Prüfung am 14.07.2008

Berichterstatter Prof. Dr.-Ing. D. Hosser

Prof. Dr.-Ing. M. Empelmann

#### **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**

Die vorliegende Arbeit entstand während meiner Tätigkeit als wissenschaftlicher Mitarbeiter am Institut für Baustoffe, Massivbau und Brandschutz der Technischen Universität Braunschweig. Die Arbeit basiert auf dem Forschungsprojekt „Methoden zur risiko- und schwachstellenorientierten Bewertung und Optimierung von Bauwerksüberwachungsmaßnahmen“, das von der Deutschen Forschungsgemeinschaft im Rahmen des Sonderforschungsbereiches 477 gefördert wurde.

Ermöglicht wurde diese Arbeit durch Herrn Univ. Prof. Dr.-Ing. D. Hosser, dem ich für das entgegengebrachte Vertrauen und Unterstützung danke. Seine stete Bereitschaft zur Diskussion und seine vielfältigen Anregungen waren mir eine wertvolle Hilfe.

Herrn Univ. Prof. D. Dinkler danke ich für die Übernahme des Vorsitzes der Prüfungskommission. Herrn Univ. Prof. Dr.-Ing. M. Empelmann danke ich für die Berichterstattung und die damit verbundene Mühe und Herrn Univ. Prof. Dr.-Ing. H. Budelmann für die Beteiligung an der Prüfung.

Bei allen Mitarbeitern des Instituts möchte ich mich für die stets gute Zusammenarbeit und die Unterstützung bedanken.

Ralf Schnetgöke



## **ABSTRACT**

Nowadays the preservation or renewal of old structures has become more and more important. Many structures erected in the last century are now reaching the end of their predicted lifespan or show at least serious signs of deterioration or damage. A quantification of the actual safety level of a structure would help to decide whether a structure still can be safely used. The information needed can be acquired using structural health monitoring. By monitoring certain parts of the structure ("weak points"), it can be guaranteed that a further increase of damage or deterioration is recognized before a dangerous situation can occur.

The reliability based system assessment of monitored building structures is the further development and optimization of the well known methods of the reliability analysis. The assessment can show the safety level of building structures during the whole life cycle. Therefore it is possible to react contemporary and systematically on critical modifications. This dissertation provides the necessary information and methods for the reliability based system assessment within the structural health monitoring and shows the application on two prestressed concrete structures.

The reliability based system assessment combines the methods of structural analysis and the methods of reliability analysis. The realistic structural analysis is carried out with the finite element method. An advanced method of the monte carlo simulation is used for the reliability analysis. The interaction of the structural analysis and the reliability analysis is realized with a developed software.

Structural damages can affect the load bearing and deformation behavior and therefore the safety level of the structure. This effect is studied with possible damage scenarios based on the analysis of representative structures.

The reliability based system assessment of concrete structures starts in the first step with the analysis of a structure assumed as non damaged. The results show possible weak points of the structure and relevant parameters. The second type of analysis is used for prognosis based on postulated damage scenarios. It estimates the future development of the reliability of the structure. With the help of the results of these analyses, further decisions concerning inspection, monitoring and rehabilitation measures can be made. In terms of monitoring it is possible to establish quantitative threshold values. The target reliabil-

ity is no longer ensured if these values are exceeded. A new assessment of the structure is necessary when the inspection or monitoring of the weak points and relevant parameters show a modification.

The dissertation describes the basic approach of the reliability based system assessment of concrete structures to be used for optimization of structural health monitoring. The approach is shown on two prestressed concrete structures. Its analog application on different structures is possible, but the damage scenarios and failure criterions have to be specified for each type of structure.

# INHALTSVERZEICHNIS

<b>Inhaltsverzeichnis .....</b>	<b>I</b>
<b>Häufig verwendete Formelzeichen und Abkürzungen .....</b>	<b>IV</b>
<b>1 Einleitung .....</b>	<b>1</b>
1.1 Motivation .....	1
1.2 Zielsetzung und Vorgehensweise .....	2
<b>2 Stand der Erkenntnisse .....</b>	<b>5</b>
2.1 Inspektion und Überwachung .....	5
2.2 Sicherheitsbewertung von Bauwerken .....	7
2.3 Bauwerks-Management-Systeme .....	8
2.4 Zusammenfassung Kapitel 2 .....	9
<b>3 Zuverlässigkeit von Bauwerken .....</b>	<b>11</b>
3.1 Einführung .....	11
3.2 Methoden zur Zuverlässigkeitsanalyse .....	12
3.3 Grundlagen der Zuverlässigkeitstheorie .....	13
3.4 Näherungsverfahren der Zuverlässigkeitstheorie .....	18
3.4.1 Zuverlässigkeitstheorie erster und zweiter Ordnung .....	18
3.4.2 Antwortflächenverfahren .....	22
3.5 Probabilistisch exakte Verfahren .....	24
3.5.1 Numerische Integration .....	24
3.5.2 Monte Carlo Simulation .....	24
3.6 Systemzuverlässigkeit .....	28
3.7 Anforderungen an Bauwerke .....	30
3.7.1 Hintergrund .....	30
3.7.2 Zielzuverlässigkeit .....	31
3.8 Zusammenfassung Kapitel 3 .....	33



<b>4</b>	<b>Stochastische Modelle.....</b>	<b>35</b>
4.1	Einführung.....	35
4.2	Modelle der Widerstandsseite .....	35
4.2.1	Betonstahl.....	35
4.2.2	Spannstahl.....	39
4.2.3	Beton .....	41
4.2.4	Geometrie.....	49
4.3	Modelle der Einwirkungsseite.....	52
4.3.1	Ständige Einwirkungen .....	52
4.3.2	Veränderliche Einwirkungen .....	54
4.4	Modellunsicherheiten .....	58
4.5	Zusammenfassung Kapitel 4.....	59
<b>5</b>	<b>Systemanalyse von Massivbauwerken .....</b>	<b>61</b>
5.1	Einführung.....	61
5.2	Grenzzustände.....	61
5.2.1	Tragfähigkeit.....	61
5.2.2	Gebrauchstauglichkeit .....	63
5.2.3	Dauerhaftigkeit.....	66
5.3	Systemmodellierung.....	67
5.4	Strukturanalyse mit der Finite-Elemente-Methode .....	68
5.4.1	Grundlagen.....	68
5.4.2	Finite Elemente und Stahlbeton.....	71
5.4.3	Tragwerksidealisierung.....	73
5.4.4	Berechnung .....	74
5.5	Zuverlässigkeitsanalyse mit Adaptive Importance Sampling.....	74
5.5.1	Grundlagen.....	74
5.5.2	Berechnungsablauf.....	76
5.5.3	Validierung.....	78
5.6	Programmtechnische Umsetzung der Systemanalyse.....	81
5.7	Zusammenfassung Kapitel 5.....	83

<b>6</b>	<b>Schadensszenarien.....</b>	<b>85</b>
6.1	Einführung.....	85
6.2	Ursachen von Bauschäden .....	86
6.3	Analyse von Bauschäden.....	88
6.3.1	Risse im Beton.....	89
6.3.2	Schädigung der Betonstruktur .....	91
6.3.3	Schäden am Spannsystem.....	92
6.3.4	Durchfeuchtungen .....	94
6.3.5	Lager .....	95
6.3.6	Schäden an Pfeilern und Widerlagern .....	95
6.4	Einzel Schadensfälle.....	96
6.5	Verkehrsbelastung .....	96
6.6	Zusammenfassung Kapitel 6.....	98
<b>7</b>	<b>Anwendung.....</b>	<b>101</b>
7.1	Einführung.....	101
7.2	Ersatzbauwerk Concerto .....	102
7.2.1	Grundlagen .....	102
7.2.2	Bauwerksbewertung .....	107
7.2.3	Bauwerksüberwachung .....	121
7.3	Spannbetonbrücke .....	125
7.3.1	Grundlagen.....	125
7.3.2	Bauwerksbewertung .....	126
7.3.3	Bauwerksüberwachung .....	137
7.4	Zusammenfassung Kapitel 7.....	139
<b>8</b>	<b>Zusammenfassung und Ausblick .....</b>	<b>141</b>
8.1	Zusammenfassung.....	141
8.2	Ausblick.....	143
	<b>Literatur.....</b>	<b>145</b>
	<b>Anhang.....</b>	<b>153</b>

## HÄUFIG VERWENDETE FORMELZEICHEN UND ABKÜRZUNGEN

Soweit im Text nicht anders vermerkt, werden die nachfolgend aufgeführten Formelzeichen und Abkürzungen verwendet.

### Große Lateinische Buchstaben

$A_p$	Spannstahlfläche
$A_s$	Betonstahlfläche
$E_c$	Elastizitätsmodul von Beton
$E_s$	Elastizitätsmodul von Betonstahl
$E_p$	Elastizitätsmodul von Spannstahl
$P$	Belastung
$P_v$	Vorspannkraft
$R$	Widerstandsvariable
$S$	Einwirkungsvariable
$Z$	Sicherheitsabstand

### Kleine Lateinische Buchstaben

$f_c$	Betondruckfestigkeit
$f_{ct}$	Betonzugfestigkeit
$f_p$	Zugfestigkeit des Spannstahls
$f_{p0,1}$	Streckgrenze des Spannstahls (0,1%-Dehngrenze)
$f_u$	Zugfestigkeit des Betonstahls
$f_y$	Streckgrenze des Betonstahls
$m$	Mittelwert einer Stichprobe
$p_f$	Versagenswahrscheinlichkeit
$s$	Standardabweichung einer Stichprobe
$v$	Variationskoeffizient

## Griechische Buchstaben

$\alpha$	Sensitivitätsfaktor
$\beta$	Zuverlässigkeitsindex
$\sigma$	Standardabweichung
$\mu$	Mittelwert
$\Phi(x)$	Verteilungsfunktion der Standardnormalverteilung
$\varphi(x)$	Dichtefunktion der Standardnormalverteilung
$\delta$	Korrelationslänge
$\rho$	Korrelationskoeffizient

## Abkürzungen

AIS	Adaptive Importance Sampling
BMS	Bauwerks-Management-System
BMVBS	Bundesministerium für Verkehr, Bau- und Stadtentwicklung
DIN	Deutsches Institut für Normung
FEM	Finite-Elemente-Methode
FORM	First Order Reliability Method
MCS	Monte Carlo Simulation
RSM	Response Surface Method / Antwortflächenverfahren
SORM	Second Order Reliability Method
GZT	Grenzzustand der Tragfähigkeit
GZG	Grenzzustand der Gebrauchstauglichkeit



## 1 EINLEITUNG

### 1.1 MOTIVATION

Die Erhaltung und Erneuerung alternder Bauwerke gewinnt heutzutage immer mehr an Bedeutung. Viele der im letzten Jahrhundert errichteten Bauwerke erreichen in Kürze entweder das Ende ihrer geplanten Nutzungsdauer oder weisen unabhängig davon deutliche Zeichen einer Alterung oder Schädigung auf. In Zeiten knapper öffentlicher Haushalte können nicht alle notwendigen Instandhaltungs- und Sanierungsmaßnahmen sofort durchgeführt werden. Das bedeutet nicht zwangsläufig ein Risiko für die Nutzer der Bauwerke, da vor allem die in früheren Tagen errichteten Tragwerke größere Sicherheitsreserven aufweisen beziehungsweise Schäden nicht unmittelbar die Tragsicherheit gefährden, sondern in erster Linie die Gebrauchstauglichkeit und Dauerhaftigkeit reduzieren. Eine Quantifizierung des aktuellen Sicherheitsniveaus eines Bauwerks kann den Entscheidungsträgern helfen, die Nutzungsfähigkeit zu bewerten und gegebenenfalls Maßnahmen zur Substanzerhaltung und -verbesserung zu veranlassen. Die hierfür notwendigen Informationen lassen sich mit Hilfe der Bauwerksüberwachung gewinnen. Durch eine gezielte Überwachung bestimmter Bauwerksteile kann sichergestellt werden, dass eine Schädigung bereits im Vorfeld eines kritischen Bauwerkszustandes erkannt wird.

Besonders deutlich wird die Notwendigkeit einer Quantifizierung des aktuellen Sicherheitsniveaus während der Nutzungsdauer bei Ingenieurbauwerken der Verkehrsinfrastruktur. Die Sicherheit und Nutzungsfähigkeit dieser Bauwerke hat eine sehr große Bedeutung für die heutige Gesellschaft. Eingeschränkte Verkehrsnetzwerke führen zu nicht unbedeutenden ökonomischen und gesellschaftlichen Konsequenzen. Eine uneingeschränkte Mobilität wird als wesentliche Grundlage für wirtschaftliches Wachstum und als Bestandteil einer hohen Lebensqualität der Bürger angesehen. Da die Ingenieurbauwerke wie Brücken oder Tunnel hinsichtlich Investitions- und Folgekosten die teuersten Anteile der Verkehrsinfrastruktur darstellen, muss der Erhalt ihrer Sicherheit und Funktionstüchtigkeit oberste Priorität besitzen.

Die Bedeutung der Bewertung und Überwachung von Bauwerken während der Nutzungsdauer zur Sicherstellung der Tragfähigkeit, Gebrauchstauglichkeit und

Dauerhaftigkeit ist inzwischen weltweit erkannt und wird auf internationalen Tagungen (z. B. Chang 2005, Cruz et al. 2006) intensiv diskutiert. Die weltweite Forschung und Entwicklung auf diesem Gebiet soll zu einer Optimierung der Inspektions- und Monitoringstrategien führen, sodass diese für vielfältige Anwendungen attraktiv werden. Dennoch hat sich bisher eine planmäßige Überwachung von Bauwerken - mit Ausnahme von Ingenieurbauwerken im Zuge von Straßen und Wegen - noch nicht durchgesetzt, insbesondere weil sie aufwendig und kostenintensiv ist.

### 1.2 ZIELSETZUNG UND VORGEHENSWEISE

Das Ziel dieser Arbeit ist die Weiterentwicklung und Optimierung bewährter Methoden der Zuverlässigkeitsanalyse mit Hinblick auf eine zuverlässigkeitsorientierte Systembewertung von Bauwerken. Damit ist es möglich, lebensdauerbegleitend das Zuverlässigkeitsniveau von Bauwerken zu verfolgen und zeitnah und gezielt auf kritische Veränderungen zu reagieren. Es lassen sich kritische Schwachstellen des Bauwerks und maßgebende Einflussgrößen identifizieren, die primär überwacht werden sollen. Die Ergebnisse der Bauwerksüberwachung gehen dann wiederum in die Zuverlässigkeitsanalyse ein.

Die notwendigen Untersuchungen werden in dieser Arbeit an Bauwerken in Massivbauweise durchgeführt, wobei der Schwerpunkt auf der zuverlässigkeitsorientierten Systembewertung von Spannbetonbauwerken liegt. Die Spannbetonbauweise wird sehr häufig bei Brückenbauwerken, einem wesentlichen Bestandteil der Verkehrsinfrastruktur, eingesetzt. Diese Brücken haben bezogen auf die Brückenfläche einen Anteil von ca. 69 % am Bestand der Brücken in der Bundesrepublik Deutschland (Naumann 2002).

Zunächst werden der bisherige Stand der Technik und die aktuellen Forschungs- und Entwicklungsansätze zur Inspektion und Überwachung sowie zur Sicherheitsbewertung von Bauwerken aufgezeigt. Da es sich bei der Inspektion/Überwachung und Sicherheitsbewertung um Bestandteile moderner Bauwerks-Management-Systeme (BMS) handelt, wird auf diese ebenfalls kurz eingegangen.

Die zuverlässigkeitsorientierte Systembewertung ermöglicht die Bestimmung der Versagenswahrscheinlichkeit des Tragwerks und quantifiziert so das Zuverlässigkeitsniveau hinsichtlich zuvor festgelegter Kriterien. Damit die Zuverlässig-

sigkeitsanalyse mit hinreichender Genauigkeit bei vertretbarem Aufwand möglich ist, wird eine geeignete Methode ausgewählt. Damit verbunden ist die stochastische Beschreibung der Eingangsgrößen.

Die zuverlässigkeitsorientierte Systemanalyse verknüpft die Methoden der Strukturanalyse mit den Methoden der Zuverlässigkeitsanalyse. Für eine wirklichkeitsnahe Strukturanalyse unter Berücksichtigung von geometrisch und physikalisch nichtlinearen Eigenschaften hat sich die Finite-Elemente-Methode bewährt. Die nichtlineare Tragwerksanalyse bietet die Möglichkeit auch Lastumlagerungen infolge von Bauschäden zu berücksichtigen. Mit den Methoden der Zuverlässigkeitstheorie finden die streuenden Einflussgrößen Berücksichtigung in der Strukturanalyse. Die Verknüpfung zwischen Struktur- und Zuverlässigkeitsanalyse wird programmtechnisch umgesetzt.

Damit die Auswirkungen von Bauschäden auf die Systembewertung und somit die Zuverlässigkeit eines Bauwerks deutlich werden, sind repräsentative Schadensszenarien als Ergebnis einer systematischen Schadensanalyse hinsichtlich Häufigkeit, Erscheinungsform und möglicher Auswirkung festzulegen.

Die Verknüpfung zwischen Strukturanalyse und Zuverlässigkeitsanalyse unter Berücksichtigung von Bauschäden wird anhand der Systembewertung von zwei Brückenbauwerken dargestellt. Das erste Brückenbauwerk, das Ersatzbauwerk „Concerto“, ist eigens zu Forschungszwecken errichtet worden und ermöglicht eine sehr kontrollierte Beanspruchung. Das zweite Bauwerk ist eine Straßenbrücke mit zweistegigem Plattenbalkenquerschnitt, wie er häufig bei massiven Brückenbauwerken eingesetzt wird.

Die Bauwerksbewertung sowie die Bauwerksinspektion und Bauwerksüberwachung werden als wesentliche Bestandteile von Bauwerks-Management-Systemen (BMS) angesehen und somit als Bausteine eines modernen Lebensdauer-Managements von Bauwerken. Deswegen soll die in dieser Arbeit entwickelte zuverlässigkeitsorientierte Systembewertung von Bauwerken mit dem Beginn der Nutzung eines Bauwerks als objektiver Maßstab dienen und die Grundlage einer effizienten Inspektion und Überwachung bilden.





## 2 STAND DER ERKENNTNISSE

### 2.1 INSPEKTION UND ÜBERWACHUNG

Die allgemeine Vorgehensweise sowohl national wie auch international ist sehr stark geprägt durch die visuelle Inspektion und eine Bewertung mit „Zustandsnoten“. In diesem Abschnitt wird stellvertretend die Vorgehensweise in der Bundesrepublik Deutschland erläutert und ein kurzer Vergleich mit weiteren Staaten gegeben.

Die planmäßige Inspektion und Überwachung von Bauwerken ist bislang in der Bundesrepublik Deutschland ausschließlich für Ingenieurbauwerke vorgesehen. Dabei bildet die DIN 1076 (1999) bislang die Grundlage, in der die technische Überwachung und Prüfung der Stand- und Verkehrssicherheit von Brücken, Tunneln, Durchlässen und sonstigen Ingenieurbauwerken im Zuge von Straßen und Wegen geregelt ist.

Die DIN 1076 (1999) sieht zum einen alle sechs Jahre eine umfassende Prüfung (Hauptprüfung) vor, bei der alle Teile des Bauwerks (Stützen, Haupttragwerk, Widerlager, Fahrbahnbelag, Lager, Geländer und Weitere) unter Zuhilfenahme von Besichtigungseinrichtungen handnah geprüft werden. Neben der Hauptprüfung erfolgt in einem zeitlichen Abstand von drei Jahren eine einfache Prüfung, die in der Regel ohne Verwendung von Besichtigungsgeräten als intensive, erweiterte Sichtprüfung durchgeführt wird. Weiter findet neben den Prüfungen auch noch eine wiederkehrende Bauwerksüberwachung statt. Die Bauwerke werden einmal jährlich auf offensichtliche Mängel oder Schäden untersucht. Im Rahmen der allgemeinen Überwachung des Verkehrsweges sind die Bauwerke in Bezug auf die Verkehrssicherheit laufend zu beobachten. Darüber hinaus sind die Bauwerke nach außergewöhnlichen Ereignissen, wie etwa nach Ablauf jedes größeren Hochwassers oder Eisganges und nach schweren Unfällen, die die Stand- und Verkehrssicherheit beeinträchtigen können, zu besichtigen.

Bei außergewöhnlichen Schäden, das sind Schäden, deren Art, Ursache und Umfang bei der Prüfung nach DIN 1076 (1999) nicht eindeutig festgestellt werden können, erfolgt eine vertiefte Schadensanalyse beispielsweise nach BAST

(2004). Hierbei kommen häufig verschiedene zerstörungsfreie / zerstörungsarme Prüfverfahren (ZfP) zum Einsatz.

Die Ergebnisse der Inspektion und Überwachung werden in einem Prüfbericht zusammengefasst. Dieser Bericht ist Bestandteil des für jedes Bauwerk im Sinne der DIN 1076 (1999) obligatorischen Bauwerksbuches. Die einheitliche Erfassung, Bewertung, Aufzeichnung und Auswertung von Prüfergebnissen erfolgt entsprechend einer Richtlinie (RI-EBW-PRÜF 1998). Dort finden sich Regeln für eine einheitliche Protokollierung, Schadenskataloge und Hinweise zur Bewertung der Schäden nach Schweregraden. Jeder Schaden wird hinsichtlich seiner Auswirkungen auf die Standsicherheit, Verkehrssicherheit und Dauerhaftigkeit bewertet. Aus dieser Schadensbewertung ergeben sich Zustandsnoten für Teile des Bauwerks sowie für das Gesamtbauwerk. Für die computergestützte Erfassung aller Bauwerks- und Prüfdaten wurde seitens der öffentlichen Hand das Programmsystem Straßeninformationsbank, kurz SIB genannt, entwickelt.

In einer Reihe von Ländern ist das grundsätzliche Vorgehen der Bauwerksinspektion mit der Aufteilung zwischen Prüfungen, die mit unterschiedlicher Intensität durchgeführt werden und in der Regel computergestützt erfasst werden, identisch. Unterschiede betreffen in erster Linie die Frequenz und den Detaillierungsgrad der einzelnen Untersuchungen. Eine vergleichende Zusammenstellung einer Vielzahl internationaler Regelungen zur Bauwerksüberwachung findet sich unter anderem in Woodward et al. (2001) und Bevc et al. (2004).

Die visuelle Inspektion von Bauwerken ist geprägt von einem hohen Grad an Subjektivität. Daher werden zunehmend Messtechniken zur Langzeitüberwachung sowie zerstörungsfreie / zerstörungsarme Prüfverfahren (ZfP) als Ergänzung oder Alternative zum bisherigen Vorgehen eingesetzt und weiterentwickelt. An dieser Stelle sei nur die Vielzahl der Entwicklungen und die Erprobung von Sensoren im Sonderforschungsbereich 477 an der TU Braunschweig erwähnt (Holst et al. 2006, Blumentritt et al. 2006). Da die visuelle Inspektion Informationen über das gesamte Bauwerk zu einem bestimmten Zeitpunkt liefert und das Monitoring über einen längeren Zeitraum Informationen an einem bestimmten Ort liefert, soll durch die Kombination aus beiden ein Maximum an Informationen über den Zustand des bestehenden Bauwerks erlangt werden. Die aktuelle Forschung zeigt zwei Entwicklungsschwerpunkte. Zum

einen handelt es sich um die Messgenauigkeit und die Robustheit der Messtechnik und zum anderen um die Berücksichtigung der Messergebnisse der zerstörungsfreien Prüfung oder eines Monitorings in der Bauwerksbewertung (Casas 2006).

## 2.2 SICHERHEITSBEWERTUNG VON BAUWERKEN

Während der Nutzung des Bauwerks kann eine weitergehende Bewertung der Sicherheit notwendig werden. Diese ist vor allem dann erforderlich, wenn aufgrund der Inspektion eine ungenügende Sicherheit anzunehmen ist, eine wesentliche Nutzungsänderung wie beispielsweise eine Erhöhung der Verkehrslasten geplant ist oder eine Instandsetzung beziehungsweise Veränderung des Bauwerks in Betracht gezogen wird.

Die Bewertung der Sicherheit von Bauwerken erfolgt in der Regel deterministisch oder semi-probabilistisch (Konzept der Teilsicherheitsbeiwerte). Der Vergleich der international verwendeten Ansätze zeigt, dass nur in wenigen Ländern (u. a. Großbritannien, Dänemark, USA und Kanada) spezielle nationale Normen und Richtlinien zur Sicherheitsbeurteilung von bestehenden Bauwerken vorliegen. In einer Reihe von europäischen Ländern (u. a. Deutschland, Frankreich, Spanien) sowie im asiatischen und südamerikanischen Raum erfolgt die Beurteilung von bestehenden Bauwerken auf Grundlage von Normen und Richtlinien für Neubauten (Casas 2006). Daneben sind auf internationaler Ebene Regelungen entstanden, die als Grundlage für nationale Normen und Richtlinien dienen. Erwähnt sei hier die ISO 13822 (2001), die wesentliche Angaben zur Vorgehensweise bei der Beurteilung des Zustands bestehender Bauwerke enthält.

Eine differenzierte Vorgehensweise für die Sicherheitsbewertung von Bauwerken findet sich in dem europäischen Verbundforschungsvorhaben „Brime – Bridge Management in Europe“ (Woodward et al. 2001). Hier sind fünf Stufen mit steigender Genauigkeit hinsichtlich der Bewertungsmethoden vorgesehen. Für die erste Stufe werden einfache semi-probabilistische Methoden mit normativen Eingangswerten vorgesehen. In den Stufen 2 – 4 werden Eingangsgrößen für eine semi-probabilistische Bewertung aufgrund von Materialprüfungen und Verkehrsmessungen sukzessiv verbessert. Eine vollprobabilistische Bewertung ist in Stufe 5 vorgesehen. Diese Vorgehensweise wird vorgeschlagen, um national

die bestehenden Methoden der Sicherheitsbewertung schrittweise zu ergänzen und zu verbessern.

Der Einsatz probabilistischer Methoden in Forschung und Entwicklung zur Beurteilung von Bauwerken ist durch die grundlegenden Arbeiten unter anderem des Sonderforschungsbereiches 96 (u. a. Grundmann 1989) zur Zuverlässigkeitsmethode erster und zweiter Ordnung (FORM/SORM) und varianzmindernder Simulationsmethoden (Importance Sampling etc.) möglich.

Weitere hilfreiche Informationen zur Anwendung zuverlässigkeitsorientierter Methoden stellen die Veröffentlichung des Probabilistic Model Codes (JCSS 2002) und Diamaditis (2001) zur Verfügung. Daneben existieren einzelne Publikationen wie beispielsweise der dänische Leitfaden zur probabilistischen Tragfähigkeitsanalyse von bestehenden Brücken (Veidirektoratet 2004). Neben Angaben zum Vorgehen auf der Grundlage der Zuverlässigkeitsmethode erster Ordnung finden sich in dem Leitfaden Regelungen zur erforderlichen Zuverlässigkeit des Bauwerks. Er wurde bislang an ausgewählten Bauwerken angewandt (Lauridsen et al. 2006).

Der aktuelle Stand der Forschung zur probabilistischen Analyse von Massivbauwerken, insbesondere Brückenbauwerken, wird im Folgenden anhand von ausgewählten Beispielen aufgezeigt. In Eichinger (2003) werden bestehende Bauwerke, die mit normativen Berechnungsverfahren als nicht tragfähig eingestuft wurden, unter Berücksichtigung eines linear-elastischen Tragwerksverhaltens untersucht. Ebenfalls von der Beurteilung eines bestehenden Brückenbauwerks wird in Strauss (2003) und Bergmeister et. al. (2004) berichtet. Auch wird der Einsatz probabilistischer Methoden für die Bewertung von vorhandenen Brückenbeständen in Verkehrsnetzwerken erprobt (Akül u. Frangopol 2004). Ein weiterer Forschungsschwerpunkt im Bereich der Sicherheitsbeurteilung von Bauwerken ist die Berücksichtigung von Alterungs- und Schädigungsprozessen, die bislang über Faktoren für die Reduzierung von Festigkeits- oder Querschnittswerten eingehen (Casas 2006).

### 2.3 BAUWERKS-MANAGEMENT-SYSTEME

Die aus der Überwachung und Bewertung von Bauwerken gewonnenen Kenntnisse sollen als Grundlage dienen, um eine gezielte Erhaltungsstrategie festzulegen. Hierbei werden sogenannte Bauwerks-Management-Systeme (BMS) für

eine langfristige Planung des Bauwerkunterhalts und der Instandsetzung entwickelt und verwendet. Neben der Bewertung des aktuellen Zustandes von Bauwerken sind auch unterschiedliche Prognosemodelle sowie Wirtschaftlichkeitsbetrachtungen Bestandteil von Managementsystemen. Aufgrund des sehr großen Umfangs an Infrastrukturbauwerken - verbunden mit umfangreichen Erhaltungsmaßnahmen - werden schon seit längerem in den USA Bauwerks-Managements-Systeme (PONTIS, BRIDGIT) eingesetzt. Ebenfalls seit längerem ist in Dänemark ein Bauwerks-Management-System mit dem Namen DANBRO im Einsatz. Solche Systeme bilden oftmals die Grundlage für länderspezifische Entwicklungen. Detaillierte Ausführungen zu den unterschiedlichen Systemen finden sich unter anderem in Haardt (1998). In der Bundesrepublik Deutschland hat der Bund zusammen mit den Straßenbauverwaltungen der Bundesländer ein eigenes Bauwerks-Management-System aufgebaut, welches schrittweise erprobt und eingeführt werden soll (Nauman 2002).

#### 2.4 ZUSAMMENFASSUNG KAPITEL 2

Es bestehen national wie international Verfahren zur Inspektion und Überwachung von Bauwerken. Die Ansätze zur zuverlässigkeitsorientierten Bewertung von Bauwerken werden in erster Linie an vorhandenen stark gealterten Strukturen erprobt. Sehr deutlich wird der Bedarf an einer objektiven und ganzheitlichen Vorgehensweise während der gesamten Lebensdauer eines Bauwerks.

Die Weiterentwicklung und Optimierung bewährter Methoden der Zuverlässigkeitsanalyse zur zuverlässigkeitsorientierten Systembewertung von überwachten Bauwerken sowie deren Einbindung in Bauwerks-Management-Systeme dienen dazu, lebensdauerbegleitend das Zuverlässigkeitsniveau von Bauwerken zu verfolgen. So kann zeitnah und gezielt durch weitere Überwachungsmaßnahmen oder ggf. Instandhaltungs- und Sanierungsmaßnahmen auf kritische Veränderungen reagiert werden.



### 3 ZUVERLÄSSIGKEIT VON BAUWERKEN

#### 3.1 EINFÜHRUNG

Während der Nutzungsdauer sollen Bauwerke den ihnen zugeschriebenen Zweck zuverlässig erfüllen, sie müssen zum einen den Einwirkungen standhalten und zum anderen während der geplanten Nutzung gebrauchsfähig bleiben. Dabei sind neben mechanischen Einwirkungen auch chemische, biologische und klimatische Einflüsse zu berücksichtigen, die Einfluss auf die Tragfähigkeit und Gebrauchstauglichkeit des Bauwerks haben.

Die Eigenschaft eines Tragwerkes, eine festgelegte Funktion unter vorgegebenen Bedingungen während einer festgelegten Zeitdauer mit vorgegebener Wahrscheinlichkeit zu erfüllen, wird als Tragwerkszuverlässigkeit angesehen. Die Tragwerkszuverlässigkeit kann auch als Komplement zur Versagenswahrscheinlichkeit  $p_f$  und somit als „Überlebenswahrscheinlichkeit“  $1 - p_f$  definiert werden.

Anschaulich lässt sich die Zuverlässigkeit über den Sicherheitsabstand  $Z$  zwischen der Einwirkung  $S$  und dem Widerstand  $R$  deuten, der den vorhandenen Unsicherheiten Rechnung tragen muss und die Einhaltung eines angestrebten Sicherheitsniveaus gewährleistet.

In diesem Kapitel werden zunächst die Methoden zur Zuverlässigkeitsanalyse dargestellt und die Grundlagen zuverlässigkeitstheoretischer Verfahren erläutert. Für die mathematischen Grundlagen und Begriffe zur Statistik und Wahrscheinlichkeitsrechnung sei auf die entsprechende Literatur verwiesen (Bronstein et al. 2006, Papula 2001). Vertiefende Informationen zur Zuverlässigkeitstheorie finden sich beispielsweise in Ditlevsen u. Madsen (2003), Faber (2003), Hosser (2006), Rackwitz (2002), Schneider (1996), Spaethe (1992). Abschließend werden die Anforderungen an Bauwerke hinsichtlich Tragfähigkeit, Gebrauchstauglichkeit und Dauerhaftigkeit dargestellt und die zugehörigen normativen Zielzuverlässigkeiten angegeben.



### 3.2 METHODEN ZUR ZUVERLÄSSIGKEITSANALYSE

Die Methoden zur Zuverlässigkeitsanalyse werden je nach Grad der Approximation entsprechenden Stufen (Level) zugeordnet (JCSS 2002, DIN EN 1990 2002). Die einfachste Methode (Stufe I) ist das Konzept der Teilsicherheitsbeiwerte, welches den aktuellen Normen des konstruktiven Ingenieurbaus zugrunde liegt. Die Teilsicherheitsbeiwerte werden mit Hilfe probabilistischer Näherungsverfahren oder exakter Verfahren hergeleitet. Da der Nachweis ausreichender Zuverlässigkeit nach Stufe I mit konstanten Teilsicherheitsbeiwerten und deterministischen Eingangsgrößen erfolgt, wird vom semiprobabilistischen Nachweis gesprochen.

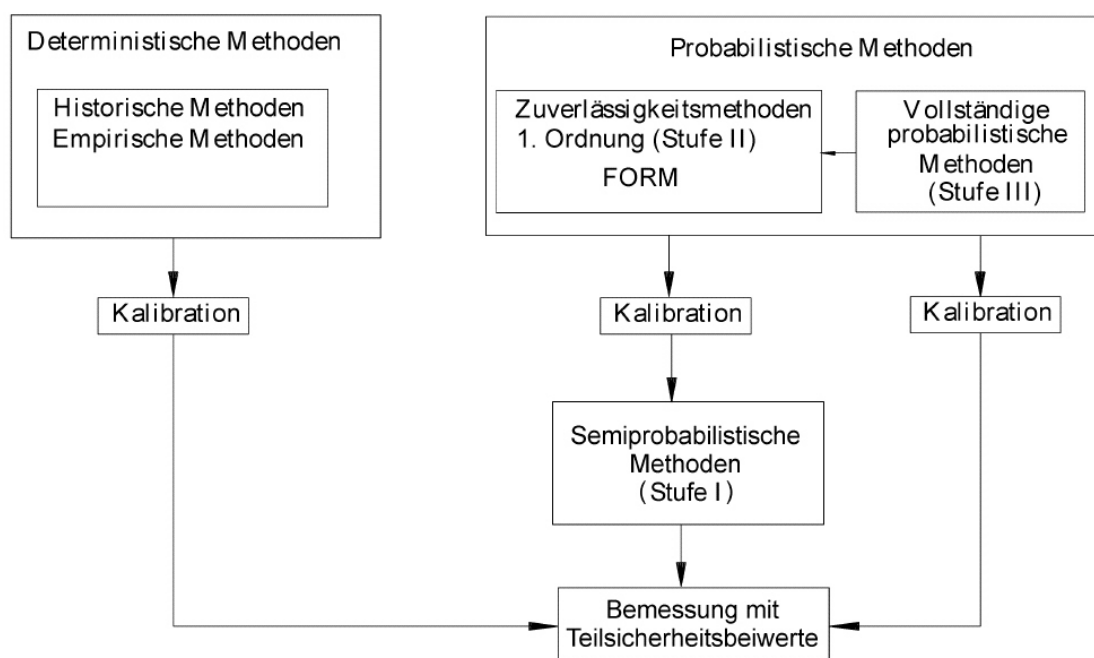


Bild 3.1 Überblick über Zuverlässigkeitsmethoden (DIN EN 1990 2002)

Die probabilistischen Näherungsverfahren bilden die Stufe II. Der einfachste Nachweis dieser Stufe ist die Momentenmethode (FOSM, First Order Second Moment), die als Näherung nur den Mittelwert und die Varianz normalverteilter Zufallsvariablen sowie eine lineare Approximation der Grenzzustandsfunktion berücksichtigt. Im Rahmen der Zuverlässigkeitstheorie erster und zweiter Ordnung (FORM/SORM, First/Second Order Reliability Method) können beliebige statistische Verteilungen berücksichtigt werden und die Grenzzustandsfunktion wird durch eine Hyperfläche erster bzw. zweiter Ordnung angenähert. Die Ver-

fahren der Stufe II liefern immer eine Näherungslösung und daher wird hier von „operativen“ Werten gesprochen.

Die Stufe III beinhaltet die probabilistisch exakten Verfahren. Dabei werden keine Näherungen im stochastischen Modell und bei der Beschreibung der Grenzzustandsfunktion vorgenommen. Hierzu gehören die numerische Integration sowie die Monte Carlo Simulation (MCS).

### 3.3 GRUNDLAGEN DER ZUVERLÄSSIGKEITSTHEORIE

Entsprechend der festgelegten Funktion kann sich ein Tragwerk entweder in einem sicheren Zustand oder in einem Versagenszustand befinden. Die Auswertung einer problemspezifischen Grenzzustandsgleichung ergibt für eine bestimmte Realisation der Eingangsgrößen, welchen Zustand das Tragwerk annimmt. Voraussetzung dafür ist die Modellierung aller Einflussgrößen als zeitinvariante Zufallsvariablen. Mit einer einfachen Grenzzustandsgleichung mit nur zwei unabhängigen, Gauß-normalverteilten Basisvariablen (R-S-Modell) sollen die Grundzüge einer probabilistischen Bemessung erläutert werden, die dann auf den allgemeinen Fall zu erweitern sind.

$$Z = g(R,S) = R - S \quad (3.1)$$

In Gleichung (3.1) bezeichnet die Zufallsvariable S die Einwirkung (engl. Stress) und R den Widerstand (engl. Resistance). Ein sicherer Zustand des Tragwerkes ist gegeben, wenn für eine bestimmte Realisation  $r_i$  und  $s_i$  der Sicherheitsabstand Z als Null ist. Die Grenzzustandsgleichung beschreibt den Verlauf der Grenze zwischen dem sicheren und dem Versagensbereich und ist definiert durch  $g(R,S) = 0$ . Für die Zuverlässigkeitsanalyse interessiert nun die Verteilungsfunktion des Sicherheitsabstandes Z, die durch Faltung der Zufallsvariablen R und S entsteht.

$$F_z(z) = P(R - S \leq z) = \int_{-\infty}^{+\infty} \int_{-\infty}^{z+s} f_{rs}(r,s) dr ds = \int_{-\infty}^{+\infty} f_s(s) F_R(z+s) ds \quad (3.2)$$

Die gesuchte Versagenswahrscheinlichkeit ergibt sich dann zu:

$$p_f = P(R - S \leq 0) = F_z(z = 0) = \int_{-\infty}^{+\infty} \int_{-\infty}^s f_{rs}(r,s) dr ds \quad (3.3)$$

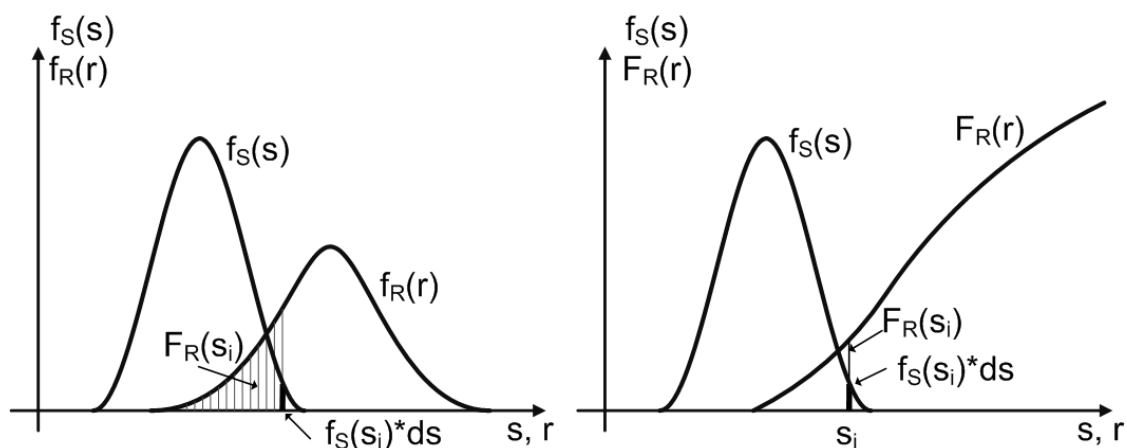


Bild 3.2 Darstellung des Faltungintegrals zur Bestimmung der Zuverlässigkeit

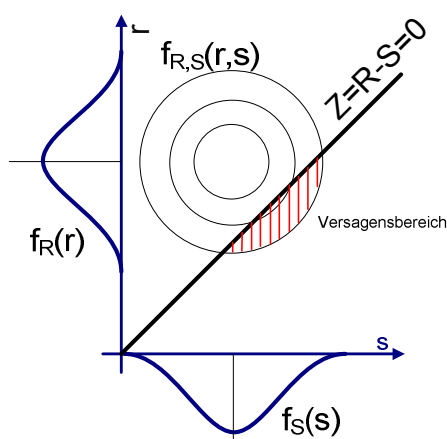


Bild 3.3 Zweidimensionale Verteilungsdichte

Sofern die Zufallsvariablen  $S$  und  $R$  voneinander unabhängig sind, ergibt sich die Versagenswahrscheinlichkeit  $p_f$  aus der Multiplikation der Wahrscheinlichkeiten, dass die Beanspruchung  $S$  einen bestimmten Wert  $s$  annimmt ( $f_S(s)ds$ ) und gleichzeitig die Beanspruchbarkeit  $R$  kleiner oder gleich diesem Wert  $s$  ist ( $F_R(s)$ ) und der anschließenden Summation über den gesamten Wertebereich (Bild 3.2, Bild 3.3).

Bild 3.3 zeigt die zweidimensionale Verteilungsdichte der Merkmale  $R$  und  $S$ . Linien gleicher Auftretenswahrscheinlichkeit von  $R$  und  $S$  bilden einen Wahrscheinlichkeitshügel. Für  $R \leq S$  tritt Versagen ein. Anschaulich ist die Versagenswahrscheinlichkeit das Volumenintegral des durch die Grenzzustandsgleichung abgetrennten und hier schraffiert dargestellten Anteils des Wahrscheinlichkeitshügels.

Als weiteres Maß für die Sicherheit im Bauwesen wird die Versagenswahrscheinlichkeit oft durch den Zuverlässigkeitsindex  $\beta$  angegeben. Die graphische Deutung des Zuverlässigkeitsindex  $\beta$  ergibt sich durch die Transformation der Grenzzustandsgleichung  $Z = R - S = 0$  in den Standardnormalraum  $\bar{R}, \bar{S}$ :

$$\hat{r} = \frac{r - \mu_R}{\sigma_R} \quad \text{und} \quad \hat{s} = \frac{s - \mu_S}{\sigma_S} \quad (3.4)$$

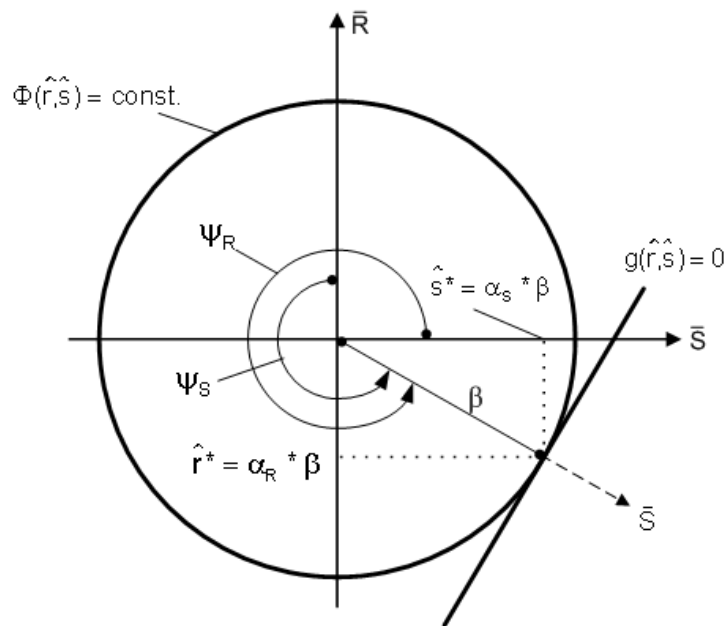


Bild 3.4 Grenzzustandsgleichung im Standardnormalraum

Die Grenzzustandsgleichung im Standardnormalraum ergibt sich durch Einsetzen in Gleichung (3.1):

$$g(\hat{r}, \hat{s}) = \hat{r} * \sigma_r - \hat{s} * \sigma_s + \mu_r - \mu_s \quad (3.5)$$

In Bild 3.4 ist die lineare Grenzzustandsgleichung im zweidimensionalen Standardnormalraum dargestellt. Infolge der Rotationssymmetrie der Verteilungsdichte im Standardnormalraum lässt sich das zweidimensionale auf ein eindimensionales Problem reduzieren und damit der Zusammenhang zwischen dem Zuverlässigkeitsindex  $\beta$  und der Versagenswahrscheinlichkeit  $p_f$  einfach zeigen. Das Koordinatensystem in Bild 3.4 wird um den Winkel  $\psi_S$  gedreht, sodass die neuen Koordinaten  $s$  senkrecht zur Grenzzustandsgeraden verlaufen. Ein Versagen tritt demnach für Realisationen von  $s$  größer als  $\beta$  ein. Wegen der

Kugelsymmetrie der Verteilungsdichte im Standardnormalraum lässt sich die Versagenswahrscheinlichkeit  $p_f$  nach Gleichung (3.6) berechnen.

$$p_f = P(\bar{S} \geq \beta) = 1 - P(\bar{S} < \beta) = 1 - \int_{-\infty}^{\beta} \frac{1}{\sqrt{2\pi}} e^{-\frac{s^2}{2}} ds = 1 - \Phi(\beta) = \Phi(-\beta) \quad (3.6)$$

Die Lösung des Integrals folgt aus Bild 3.4 mit  $\beta$  als dem kürzesten Abstand zwischen der Grenzzustandsgleichung und dem Koordinatenursprung. Aus der Umformung der Grenzzustandsgleichung in die Hesse'sche Normalform ergibt sich:

$$-\frac{\sigma_R}{\sqrt{\sigma_R^2 + \sigma_S^2}} * \hat{r} + \frac{\sigma_S}{\sqrt{\sigma_R^2 + \sigma_S^2}} * \hat{s} - \frac{\mu_R - \mu_S}{\sqrt{\sigma_R^2 + \sigma_S^2}} = 0 \quad (3.7)$$

Der kürzeste Abstand, der Zuverlässigkeitsindex  $\beta$ , berechnet sich zu:

$$\beta = \frac{\mu_R - \mu_S}{\sqrt{\sigma_R^2 + \sigma_S^2}} \quad (3.8)$$

Weiter stellen die Koeffizienten vor  $\hat{r}$  und  $\hat{s}$  die Richtungscosinuse der Normalen auf die Grenzzustandsgleichung dar und werden als Sensitivitäts- oder Wichtungsfaktoren bezeichnet:

$$\alpha_R = \cos(\psi_R) = \frac{\sigma_R}{\sqrt{\sigma_R^2 + \sigma_S^2}} \quad \text{und} \quad \alpha_S = \cos(\psi_S) = \frac{-\sigma_S}{\sqrt{\sigma_R^2 + \sigma_S^2}} \quad (3.9)$$

Der jeweilige Sensitivitäts- oder Wichtungsfaktor gibt Aufschluss darüber, in welchem Maß die Streuung der zugehörigen Basisvariable zur Versagenswahrscheinlichkeit beiträgt.

Der Lotfußpunkt auf der Grenzzustandsgereaden wird als Bemessungspunkt bezeichnet und hat mit dieser Schreibweise die Koordinaten:

$$\hat{r}^* = \cos(\psi_R) * \beta = -\alpha_R * \beta \quad (3.10)$$

$$\hat{s}^* = \cos(\psi_S) * \beta = -\alpha_S * \beta \quad (3.11)$$

Durch Rücktransformation in das Koordinatensystem  $R, S$  ergeben sich die Koordinaten  $r^*, s^*$  für den Bemessungspunkt im Originalraum zu:

$$r^* = \mu_R - \alpha_R \cdot \beta \cdot \sigma_R \quad (3.12)$$

$$s^* = \mu_S - \alpha_S \cdot \beta \cdot \sigma_S \quad (3.13)$$

Die vorstehenden einfachen Beziehungen lassen sich auf praktische Bemessungsprobleme meist nicht unmittelbar anwenden. Im Allgemeinen sind der Widerstand  $R$  und die Einwirkung  $S$  wiederum Funktionen von Zufallsvariablen. Der Widerstand  $R$  ist in der Regel eine Funktion der Materialeigenschaften und geometrischen Größen, während die Einwirkung  $S$  die unterschiedlichen Beanspruchungen wie Eigengewicht, Verkehrslast und Windlast zusammenfasst. Darüber hinaus gibt es Fälle, in denen eine eindeutige Aufteilung in Widerstands- und Einwirkungsgrößen nicht möglich ist. Aus diesen Gründen ist eine allgemein gültige Formulierung für die Zuverlässigkeitsanalyse notwendig.

Alle für die zu lösende Aufgabe relevanten  $n$  Zufallsvariablen werden in einem  $n$ -dimensionalen Zufallsvektor  $\mathbf{X}$  zusammengefasst. Dabei wird angenommen, dass jede einzelne Zufallsvariable  $X_i$  beliebig verteilt ist und die Zufallsvariablen können stochastisch voneinander abhängig sein. Ist der Sicherheitsabstand  $Z$  durch die Funktion  $g(\mathbf{X})$  gegeben, folgt die Verteilung von  $Z$  in der Verfahrensweise nach Gleichung (3.2) wiederum durch Faltung der Variablen  $X_i$ :

$$F_z(z) = P(Z \leq z) = P[g(\mathbf{X}) \leq z] = \int_{g(\mathbf{x}) < z} f_{\mathbf{x}}(\mathbf{x}) d\mathbf{x} \quad (3.14)$$

Die Versagenswahrscheinlichkeit ergibt sich entsprechend zu:

$$p_f = P[g(\mathbf{X}) \leq 0] = F_z(z = 0) = \int_{g(\mathbf{x}) < 0} f_{\mathbf{x}}(\mathbf{x}) d\mathbf{x} \quad (3.15)$$

Die Grenzzustandsgleichung  $g(\mathbf{X}) = 0$  kann im  $n$ -dimensionalen Hyperraum eine nichtlineare, nicht differenzierbare Funktion sein. In vielen Fällen liegt die Grenzzustandsgleichung zudem nur implizit vor (z. B. Finite-Elemente-Methode). Deshalb ist eine direkte Berechnung des Faltungsintegrals äußerst schwierig.

### 3.4 NÄHERUNGSVERFAHREN DER ZUVERLÄSSIGKEITSTHEORIE

#### 3.4.1 Zuverlässigkeitstheorie erster und zweiter Ordnung

Die Grundlage für die Näherungsverfahren zur analytischen Lösung der Zuverlässigkeitsaufgabe geht auf die Arbeiten von Basler (1960) und Cornell (1969) zurück. Das Verfahren verwendet lediglich die beiden ersten Momente und Kovarianzen der beiden Variablen, wodurch sich der Name Momentenmethode erklärt. Für die einfache lineare Grenzzustandsgleichung  $Z = R - S$  mit dem zugehörigen Versagensereignis  $F = \{Z \leq 0\}$  folgt für die Versagenswahrscheinlichkeit  $p_f = P(Z \leq 0)$ . Cornell bezeichnet die Zufallsvariable  $Z$  als den Sicherheitsabstand und definiert den sogenannten Zuverlässigkeitsindex  $\beta_C$  ( $\beta_{\text{Cornell}}$ ):

$$\beta_c = \frac{\mu_Z}{\sigma_Z} \quad (3.16)$$

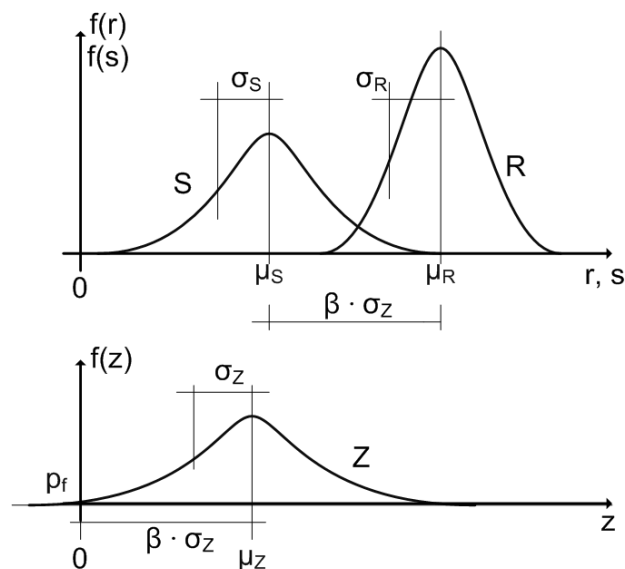


Bild 3.5 Interpretation des Zuverlässigkeitsindex  $\beta_C$  über die Verteilung des Sicherheitsabstandes

Dabei bezeichnet  $\mu_Z$  den Mittelwert von Z und  $\sigma_Z$  die Standardabweichung von Z. Unter der Annahme einer Normalverteilung für die Zufallsvariablen R und S ergibt sich der Zuverlässigkeitsindex  $\beta_C$  zu:

$$\beta_C = \frac{\mu_R - \mu_S}{\sqrt{\sigma_R^2 + \sigma_S^2 - 2\rho_{RS}\sigma_R\sigma_S}} \quad (3.17)$$

mit  $\rho_{RS}$  = Korrelationskoeffizient

Ist die (stetig-differenzierbare) Grenzzustandsgleichung  $Z = g(\mathbf{X})$  nichtlinear, kann sie mit Hilfe einer Taylorreihe erster Ordnung um den Erwartungswert linearisiert werden. Damit ergibt sich die approximierte Grenzzustandsgleichung zu:

$$g(\mathbf{x}) = g(\mu_1, \dots, \mu_n) + \sum_{i=1}^n \left. \frac{\partial g}{\partial x_i} \right|_{\mathbf{x}} (\mathbf{x}_i - \mu_i) \quad (3.18)$$

Die Bestimmung des Mittelwertes und der Varianz von Z ergibt sich mit folgenden Gleichungen:

$$\mu_Z = g(\mu_1, \dots, \mu_n) \quad (3.19)$$

$$\sigma_Z^2 = \sum_{i=1}^n \left( \frac{\partial g}{\partial x_i} \right)^2 \text{Var}[x_i] + \sum_{i=1}^n \sum_{\substack{j=1 \\ i \neq j}}^n \frac{\partial g}{\partial x_i} \frac{\partial g}{\partial x_j} \text{Cov}[x_i, x_j] \quad (3.20)$$

$$\text{mit Cov}[x_i, x_j] = \begin{bmatrix} x_{ii}^2 & \rho_{x_i x_j} x_i x_j \\ \rho_{x_i x_j} x_j x_i & x_{jj}^2 \end{bmatrix}, \quad \rho = \text{Korrelationskoeffizient},$$

Entsprechend als Quotient aus Mittelwert und Standardabweichung folgt der Zuverlässigkeitsindex  $\beta_C$ :

$$\beta_C = \frac{g(\mu_1, \dots, \mu_n)}{\sqrt{\sum_{i=1}^n \left( \frac{\partial g}{\partial x_i} \right)^2 \text{Var}[x_i] + \sum_{i=1}^n \sum_{\substack{j=1 \\ i \neq j}}^n \frac{\partial g}{\partial x_i} \frac{\partial g}{\partial x_j} \text{Cov}[x_j, x_i]}} \quad (3.21)$$

Der Zuverlässigkeitsindex  $\beta_C$  in der Schreibweise nach Gleichung (3.21) hat jedoch den Nachteil, dass er je nach Formulierung der Grenzzustandsgleichung



beziehungsweise des Zuverlässigkeitsindex'  $Z$  unterschiedliche Werte liefert. Dem entsprechend ergeben sich unterschiedliche Versagenswahrscheinlichkeiten. Es wird vom sogenannten Invarianzproblem gesprochen. Ein weiteres Problem der Methode von Cornell liegt darin, dass der Entwicklungspunkt der Taylorreihe  $\mu_Z$  nicht unbedingt auf der Grenzzustandsgleichung liegt, d. h. im Allgemeinen ist die Bedingung  $g(\mu_Z) = 0$  nicht unbedingt erfüllt.

Die Verbesserung zur Bestimmung der Zuverlässigkeit kam von Hasofer u. Lind (1974). Sie schlugen vor, einen anderen Punkt als den Erwartungswert zum Entwicklungspunkt der Linearisierung zu wählen, sodass die Bedingung  $g(x) = 0$  erfüllt ist. Dieser Punkt wird sinnvoll so bestimmt, dass er im Standardnormalraum den geringsten Abstand zum Koordinatenursprung hat. Daher erfolgt die Linearisierung am Bemessungspunkt  $x^*$ . Zum Auffinden des Bemessungspunktes und somit zur Bestimmung des Zuverlässigkeitsindex'  $\beta_{HL}$  ( $\beta_{\text{Hasofer-Lind}}$ ) mit  $\beta_{HL} = \min \|x^*\|$  ergibt sich mit der transformierten Grenzzustandsgleichung eine Optimierungsaufgabe unter der Nebenbedingung  $g(x^*) = 0$ . In der Literatur wird diese Methode als First Order Second Moment (FOSM) bezeichnet.

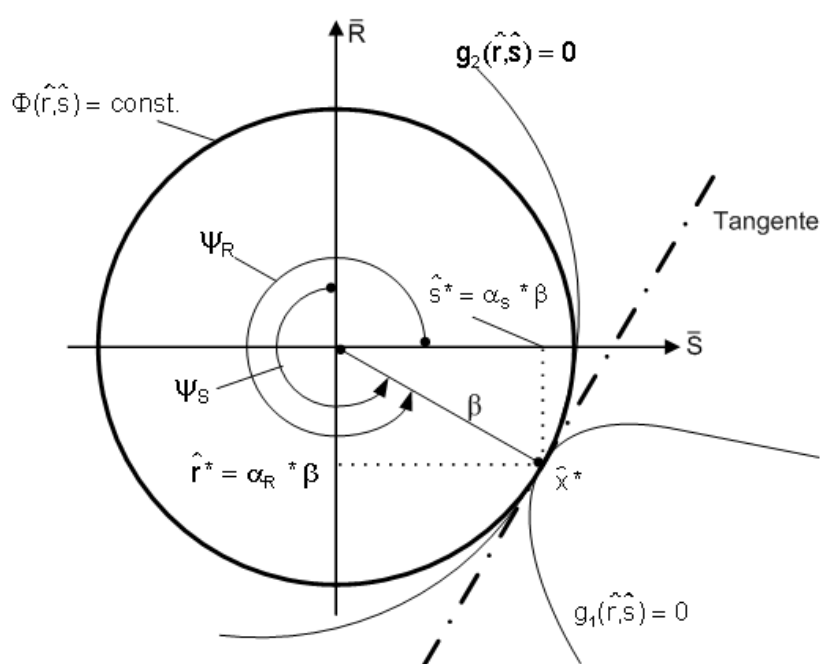


Bild 3.6 Geometrische Interpretation des Zuverlässigkeitsindex'  $\beta_{HL}$

Der Nachteil der Methode FOSM ist, dass sie nur auf normalverteilte Basisvariablen angewandt werden kann. Die Zuverlässigkeitstheorie erster Ordnung

(FORM, First Order Reliability Method) stellt eine Erweiterung der Methode FOSM dar. Sie ist eine Näherungsmethode zur rechnerischen Ermittlung von Versagenswahrscheinlichkeiten  $p_f$  für allgemeine, lineare und nichtlineare sowie normal und nichtnormalverteilte Probleme. Diese Erweiterungen gehen auf die Arbeiten von Rackwitz u. Fiessler (1978) zurück. Damit wird ein wesentlicher Nachteil der Momentenmethode überwunden, da die Dichtefunktion der Basisvariablen berücksichtigt werden und somit ein Näherungswert für  $p_f$  bestimmt werden kann. Grundgedanke der Zuverlässigkeitstheorie erster Ordnung ist die Rückführung der Zuverlässigkeitsanalyse auf bereits bekannte Lösungen mit standardnormalverteilten Basisvariablen und linearen Grenzzustandsgleichungen.

Für die Berechnung der Zuverlässigkeit müssen nicht normalverteilte, korrelierte Basisvariablen  $\mathbf{X}$  in standardnormalverteilte, unkorrelierte Basisvariablen  $\mathbf{Y}$  überführt werden. Durch die Transformation müssen die Realisationen von  $\mathbf{Y}$  die gleichen Auftretenswahrscheinlichkeiten haben wie die Realisationen von  $\mathbf{X}$ .

$$F_{\mathbf{x}}(\mathbf{x}) = \Phi(y_1) * \Phi(y_2) * \dots * \Phi(y_n) \quad (3.22)$$

Bei unabhängigen, nichtnormalverteilten Variablen  $\mathbf{X}$  lässt sich die Transformation noch einfacher durchführen.

$$y_i = \Phi^{-1}[F_{x_i}(x_i)] \text{ mit } i = 1, \dots, n \quad (3.23)$$

Im Allgemeinen liegen statistisch abhängige und nichtnormalverteilte Variablen vor und eine gekoppelte Transformation wird daher notwendig. Zur Lösung dieser Aufgabe wurde von Hohenbichler u. Rackwitz (1981) die Transformation nach Rosenblatt (1952) vorgeschlagen. Dabei wird zunächst die Variable  $X_1$  in eine standardisierte normalverteilte Variable  $Y_1$  umgewandelt. Im nächsten Schritt wird die Verteilung von  $X_2$  unter der Bedingung, dass  $X_1 = x_1$  ist, entsprechend transformiert. Weiterführende, detaillierte Erläuterungen auch zu anderen Algorithmen, beispielsweise die Nataf- oder Hermitetransformation, finden sich in der Literatur (z. B. Hohenbichler u. Rackwitz 1981; Melchers 1999).

Die Linearisierung der Grenzzustandsgleichung bei Berechnungen mit der Zuverlässigkeitstheorie erster Ordnung (FORM) stellt unter Umständen eine grobe Näherung dar. Durch die Berücksichtigung der Krümmung der Grenzzustands-

gleichung im Bemessungspunkt kann daher eine Verbesserung der Approximation erreicht werden. Voraussetzung ist die zweifache Differenzierbarkeit der Grenzzustandsgleichung. Für diese Erweiterung wurden unterschiedliche Verfahren entwickelt, die zusammenfassend als Zuverlässigkeitstheorie zweiter Ordnung (SORM, Second Order Reliability Method) bezeichnet werden. Von Breitung (1984) wurde als Erweiterung eine parabolische Annäherung im Bemessungspunkt dargestellt.

$$\beta = \Phi(-\beta) \prod_{i=1}^{n-1} \sqrt{1 - \beta * \kappa_i} \quad (3.24)$$

Dabei ist  $\kappa_i$  die Krümmung im Bemessungspunkt. Diese Gleichung wurde von Hohenbichler u. Rackwitz (1988) noch erweitert.

$$\beta = \Phi(-\beta) \prod_{i=1}^{n-1} \sqrt{\frac{1 - \varphi(-\beta)_i}{1 - \Phi(-\beta)}} * \kappa_i \quad (3.25)$$

Der Zugewinn an Genauigkeit durch den Einsatz der Zuverlässigkeitstheorie zweiter Ordnung (SORM) ist sehr gering. Der Einsatz von SORM ist somit nur in Sonderfällen oder zur Absicherung von Ergebnissen mit FORM sinnvoll.

### 3.4.2 Antwortflächenverfahren

Die Zuverlässigkeitsanalyse erster und zweiter Ordnung setzt eine analytische, geschlossene Grenzzustandsgleichung sowie deren Differenzierbarkeit voraus. Mittlerweile werden für die Strukturanalysen von Bauwerken sehr häufig numerische Methoden (z. B. Finite-Elemente-Methode) eingesetzt. Das führt dazu, dass die Grenzzustände implizit vorliegen. Bei diesen komplexen Berechnungsaufgaben stellt das Antwortflächenverfahren eine Verbindung zwischen deterministischen Strukturanalysen und probabilistischen Analysemethoden dar. Dabei wird die unbekannte Grenzzustandsgleichung  $g(\mathbf{X})$  durch eine Ersatzdarstellung  $\hat{g}(\mathbf{X})$ , die sogenannte Antwortfläche (engl. Response Surface) approximiert. Für die Ersatzdarstellung werden häufig Polynomansätze verschiedener Ordnung gewählt, beispielsweise ein Polynom zweiter Ordnung nach Gleichung (3.26).

$$\hat{g}(x) = a_0 + \sum_1^k b_k * x_k + \sum_1^l \sum_1^k c_{kl} * x_k * x_l \quad (3.26)$$

In Gleichung (3.26) stellt  $\mathbf{x}$  eine Realisation des Vektors  $\mathbf{X}$  dar. Die Koeffizienten des Polynoms werden anhand der mit dem numerischen Modell ermittelten Systemantworten angepasst. Dafür werden mathematische Verfahren der Interpolation oder der Approximation (z. B. mit der Fehlerquadratmethode) verwendet.

Für die Güte der Ergebnisse ist es wichtig, die Ersatzdarstellung in einem für die Zuverlässigkeitsanalyse wichtigen Bereich anzupassen. Die Eingangswerte für die Berechnung des Systemverhaltens sollten daher im Bereich des probabilistischen Bemessungspunktes  $\mathbf{x}^*$  liegen. In der Regel liegen keine Schätzwerte für den Bemessungspunkt vor und somit muss die Antwortfläche iterativ angepasst werden.

Ausgehend von einem sogenannten Entwicklungspunkt  $\mathbf{x}_m$  und einem für den jeweiligen Iterationsschritt konstanten Faktor  $h_i$  werden systematisch verschiedene Eingangswerte für die Strukturberechnung erzeugt. Beginnt die Iteration mit den Mittelwerten als Entwicklungspunkt, bietet es sich an, mit einem größeren Bereich  $h_i = 3 \dots 4$  zu beginnen und  $h_i$  zu reduzieren, je mehr sich die Antwortfläche dem wirklichen Grenzzustand annähert. Eine allgemeingültige Regel zur Festlegung des Faktors  $h_i$  kann indes nicht angegeben werden.

Anschließend wird der Bemessungspunkt  $\mathbf{x}^*$  mit der ermittelten Ersatzdarstellung bestimmt. Mit diesem Punkt  $\mathbf{x}^*$  wird die deterministische Strukturberechnung wiederholt, wobei die Antwort  $\hat{g}(\mathbf{x}^*)$  mit dem Grenzwert zur Überprüfung der Güte der Näherungsfunktion verglichen wird.

Für jeden weiteren Iterationsschritt wird der Entwicklungspunkt  $\mathbf{x}_{m,neu}$  entsprechend Gleichung (3.27) verbessert.

$$\mathbf{x}_{m,neu} = \mathbf{x}_m + (\mathbf{x}^* - \mathbf{x}_m) * \frac{g(\mathbf{x}_m)}{g(\mathbf{x}_m) - g(\mathbf{x}^*)} \quad (3.27)$$

Der Punkt  $\mathbf{x}_{m,neu}$  liegt auf einer Linie zwischen dem Entwicklungspunkt der vorherigen Iteration  $\mathbf{x}_m$  und dem Bemessungspunkt  $\mathbf{x}^*$ . Als weiteres Abbruchkriterium für die Iteration ergibt sich die Abweichung  $\delta$  zwischen  $\mathbf{x}_m$  und  $\mathbf{x}_{m,neu}$ . Die Berechnung von  $\delta$  zeigt folgende Gleichung:

$$\delta = \sqrt{\sum_{i=1}^k (x_{m_i} - x_{m,neu_i})^2} \quad (3.28)$$

Ist die Abweichung  $\delta$  hinreichend klein, kann die Iteration ebenfalls abgebrochen werden. Weitere Ausführungen zum Antwortflächenverfahren (Response Surface Method) finden sich beispielsweise in Rackwitz (1982), Bucher u. Bourgund (1990) und Roos (2002).

### 3.5 PROBABILISTISCH EXAKTE VERFAHREN

#### 3.5.1 Numerische Integration

Zur Berechnung der Versagenswahrscheinlichkeit muss das Faltungsintegral nach Gleichung (3.15) gelöst werden. Die analytische Lösung dieses Faltungsintegrals ist auf wenige Sonderfälle beschränkt und somit für eine praktische Anwendung im Bauwesen von untergeordneter Bedeutung. Mit Hilfe der numerischen Integration hingegen lässt sich das Faltungsintegral lösen. Dieses Verfahren ist im ingenieurgemäßen Sinn exakt, jedoch sehr aufwendig. Effizient einsetzbar ist dieses Verfahren nur bei einer geringen Anzahl von Zufallsvariablen. Die mehrdimensionale numerische Integration von den Verteilungen der Einflussvariablen geht von der genauen Grenzzustandsfunktion aus und wird mit geeigneten Verfahren, beispielsweise der Gauß-Legendre Integration, durchgeführt. Das ist auch heute selbst bei Verwendung schneller Rechenanlagen in höheren Dimensionen außerordentlich aufwendig und nicht mehr genau (Rackwitz 2002). Zusammenfassend lässt sich feststellen, dass sich die numerische Integration nur beschränkt zur Berechnung der Versagenswahrscheinlichkeit eignet.

#### 3.5.2 Monte Carlo Simulation

Weitere Möglichkeiten zur Berechnung der Zuverlässigkeit sind Verfahren durch Monte Carlo Simulationen. Die Monte Carlo Simulation (MCS), auch als Methode der stochastischen Simulation oder Methode der statistischen Versuche bezeichnet, löst die wahrscheinlichkeitstheoretische Aufgabe mit statistischen Mitteln. Bei diesen Verfahren wird im Wesentlichen zwischen der direkten Monte Carlo Simulation und den sogenannten varianzmindernden Simulationsverfahren unterschieden.

Voraussetzung für die Anwendung der Monte Carlo Simulation ist das Erzeugen von Zufallszahlen, die einer vorgegebenen Verteilung entsprechen. Die Erzeu-

gung von Zufallszahlen erfolgt zweistufig. Zunächst werden gleichverteilte Zahlen zwischen 0 und 1 generiert. Diese werden dann als Werte der Verteilungsfunktion  $F(x)$  angesehen und es ergeben sich die zugehörigen Realisationen  $x_n$  (Bild 3.7). Mit diesen Realisationen wird anschließend die Grenzzustandsgleichung  $g(\mathbf{x})$  ausgewertet.

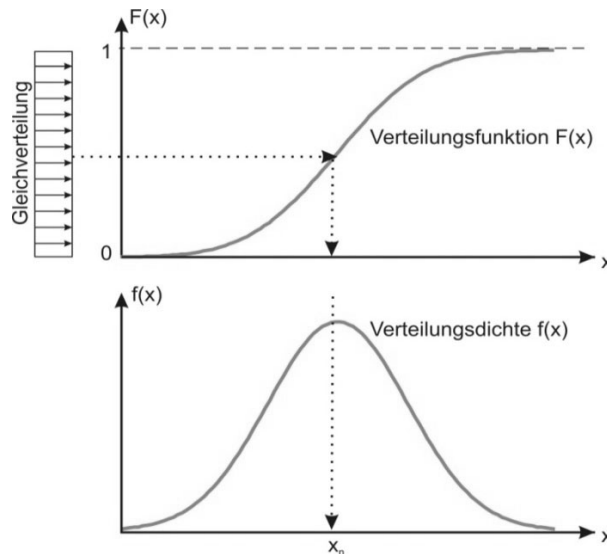


Bild 3.7 Erzeugung von Zufallszahlen

Die Anwendung dieses Verfahrens in der Zuverlässigkeitsanalyse erfolgt mit der sogenannten „Indikatorfunktion“, welche die Werte 0 und 1 annehmen kann.

$$I(g(\mathbf{x})) = \begin{cases} 1 & \text{falls } g(\mathbf{x}) \leq 0 \\ 0 & \text{falls } g(\mathbf{x}) > 0 \end{cases} \quad (3.29)$$

Mit dieser Funktion wird die folgende Gleichung so umgeformt, dass die Integration über den gesamten n-dimensionalen Raum erfolgt.

$$p_f = \int_{g(\mathbf{x}) < 0} f_x(\mathbf{x}) dx = \int_{-\infty}^{\infty} I(g(\mathbf{x}) \leq 0) * f_x(\mathbf{x}) dx \quad (3.30)$$

Die Versagenswahrscheinlichkeit kann demnach als Erwartungswert  $E[I(g(\mathbf{x}))]$  betrachtet werden. Dieser wird mit statistischen Schätzmethoden für N Stichproben (Versuche) wie folgt berechnet:

$$\bar{p}_f = \frac{1}{N} \sum_{i=1}^N I(g(x_i)) \quad (3.31)$$

Die Varianz des Schätzers  $\bar{p}_f$  (Schueller 1997) ergibt sich zu:

$$\sigma_{\bar{p}_f}^2 = E[(\bar{p}_f - E[\bar{p}_f])^2] = \frac{(p_f - p_f^2)}{N} \quad (3.32)$$

Die Werte für die Versagenswahrscheinlichkeit von Tragstrukturen sind in der Regel sehr klein ( $p_f \approx 10^{-4} \dots 10^{-6}$ ) und so wird deutlich, dass eine sehr hohe Anzahl  $N$  von Simulationen erforderlich ist. Die benötigte Anzahl muss bedeutend höher liegen als der Kehrwert des Schätzwertes, wodurch bei einer Versagenswahrscheinlichkeit von  $p_f = 10^{-6}$  mindestens  $10^7$  Simulationen erforderlich sind (Schueller 1997). Die direkte Monte Carlo Simulation erscheint somit für die Zuverlässigkeitsanalyse nicht sehr praktikabel, was zur Anwendung der sogenannten varianzmindernden Simulationsverfahren führt.

Die varianzmindernden Verfahren halten die Varianz des Schätzers (Gleichung (3.32)) gering und verringern dadurch die erforderliche Anzahl der Simulationen. Daher werden die Simulationen auf die Bereiche gelenkt, die voraussichtlich einen hohen Einfluss auf das Ergebnis haben. Die Konzentration auf diese Bereiche wird durch eine Wichtungsfunktion erreicht, was zu der Bezeichnung gewichtete Monte Carlo Simulation führt.

Beim sogenannten Importance Sampling wird dafür das Wahrscheinlichkeitsintegral nach Gleichung (3.30) um die Wichtungsfunktion  $h_x(\mathbf{x})$  erweitert:

$$p_f = \int_{-\infty}^{\infty} I(g(\mathbf{x}) \leq 0) * \frac{f_x(\mathbf{x})}{h_x(\mathbf{x})} h_x(\mathbf{x}) dx \quad (3.33)$$

Die Versagenswahrscheinlichkeit ergibt sich nun als Erwartungswert bezogen auf die Wichtungsfunktion  $h_x(\mathbf{x})$ :

$$p_f = E \left[ I(g(\mathbf{x}) \leq 0) * \frac{f_x(\mathbf{x})}{h_x(\mathbf{x})} \right] \quad (3.34)$$

Für  $N$  Stichproben folgt dann der Schätzwert der Versagenswahrscheinlichkeit:

$$\bar{p}_f = \frac{1}{N} \sum_{i=1}^N I(g(\mathbf{x}) \leq 0) * \frac{f_x(\mathbf{x}_i)}{h_x(\mathbf{x}_i)} \quad (3.35)$$

In Gleichung (3.35) ist  $\mathbf{x}_i$  die  $i$ -te Realisation des Zufallsvektors  $\mathbf{X}$ , welche mittels der Wichtungsfunktion  $h_x(\mathbf{x})$  generiert wurde. So können gezielt Stichprobenelemente im relevanten Gebiet erzeugt werden. Folgt noch der Schätzwert für die Varianz von  $\bar{p}_f$ :

$$\sigma_{\bar{p}_f}^2 = \frac{1}{N} \sum_{i=1}^N \left( I(g(\mathbf{x}) \leq 0) * \frac{f_x(\mathbf{x}_i)}{h_x(\mathbf{x}_i)} - p_f \right)^2 \quad (3.36)$$

Die geeignete bzw. optimale Wahl der Wichtungsfunktion hat einen großen Einfluss auf die Güte des Schätzers. Die optimale Wichtungsfunktion ist nur im Versagensgebiet definiert und durch die nachfolgende Gleichung gegeben:

$$h_x(\mathbf{x}) = \frac{I(g(\mathbf{x}) \leq 0) * f_x(\mathbf{x})}{p_f} \quad (3.37)$$

Bei dieser Funktion wird die Varianz von  $p_f$  zu Null und somit liegt die genaue Lösung vor. Diese Lösung setzt allerdings die Kenntnis der gesuchten Größe  $p_f$  voraus und ist daher nicht praktikabel. Daher bestehen unterschiedliche Verfahren, die ideale Wichtungsfunktion anzunähern (vgl. Melchers 1999). Häufig wird als Wichtungsfunktion eine  $n$ -dimensionale Normalverteilung mit gleicher Kovarianz wie  $f_x(\mathbf{x})$  angenommen. Der Mittelwertvektor entspricht hierbei den zuvor abzuschätzenden Koordinaten des Bemessungspunktes.

Die Erweiterung des Importance Sampling (IS) ist die adaptive Anwendung dieses Verfahrens, d. h. die Wichtungsfunktion wird während der Berechnung angepasst und soll somit verbessert werden. Dieses Verfahren wird als Adaptive Sampling oder Adaptive Importance Sampling (AIS) bezeichnet. Im Folgenden wird die von Bucher (1988) beschriebene Näherung der idealen Simulationsdichte kurz dargestellt. Erste Informationen über den Versagensbereich werden durch eine direkte Monte Carlo Simulation erhalten. Die statistischen Momente erster und zweiter Ordnung der Wichtungsfunktion werden als statistische Momente derjenigen Stichproben der Zufallsvariablen  $\mathbf{X}$  bestimmt, die in den Versagensbereich fallen.



$$E_{h_x} [\mathbf{Y}] = E_{f_x} [\mathbf{X} | g(\mathbf{x}) \leq 0] \quad (3.38)$$

$$E_{h_x} [(\mathbf{Y} - \mu_x)^2] = E_{f_x} [(\mathbf{X} - \mu_x)^2 | g(\mathbf{x}) \leq 0] \quad (3.39)$$

Diese Größen sind dann die Verteilungsparameter von normalverteilten Zufallsvariablen  $\mathbf{Y}$ , die der Simulation im nächsten Iterationsschritt als Grundlage dienen. So lässt sich in mehreren Iterationsläufen die Wichtungsfunktion adaptiv verbessern.

Neben den hier ausführlich dargestellten varianzmindernden Verfahren des Importance Sampling seien noch Verfahren wie das sogenannte Latin Hypercube Sampling (LHS) und Directional Sampling (DS) genannt. Informationen zu diesen Verfahren finden sich unter anderem in Krauß (2004), Strauss (2003) und Waarts (2000). Hinsichtlich der Methode der Stochastischen Finiten Elemente (SFE) wird auf Schueller (1997) verwiesen.

### 3.6 SYSTEMZUVERLÄSSIGKEIT

Bislang wurde die Zuverlässigkeitsanalyse auf eine Grenzzustandsgleichung, d. h. das Versagen einer einzelnen Komponente, bezogen. Technische Systeme setzen sich hingegen häufig aus mehreren Komponenten zusammen, deren einzelnes beziehungsweise gemeinsames Versagen zu einem Systemversagen führt.

Bei der zuverlässigkeitstheoretischen Betrachtung lässt sich das Systemverhalten durch zwei Systeme, das Serien- und das Parallelsystem, beschreiben. In einem Seriensystem führt das Versagen einer Komponente zum Versagen des gesamten Systems. Bei einem Parallelsystem müssen mehrere Komponenten ausfallen, damit es zu einem Systemversagen kommt. Ein ideales Parallelsystem ist ein System, bei dem zunächst eine Komponente die gesamte Last trägt. Wenn sie versagt, übernimmt das nächste Element die Last. Das Systemversagen eines Parallelsystems tritt ein, wenn alle seine Elemente einschließlich des stärksten Gliedes ausgefallen sind.

Nachfolgend werden kurz die grundlegenden Zusammenhänge für Serien- und Parallelsysteme dargelegt. Dabei wird auch auf die Versagenswahrscheinlichkeit für Serien- und Parallelsysteme mit abhängigen Elementen eingegangen,

da die Einflussgrößen einzelner Komponenten stochastisch voneinander abhängig sein können.

Die Überlebenswahrscheinlichkeit eines Seriensystems ergibt sich bei Annahme der statistischen Unabhängigkeit der einzelnen Komponenten zu:

$$1 - p_{f,sys} = 1 - P[U_{i=1}^m(g_i(x) \leq 0)] = \prod_{i=1}^m (1 - p_{f,i}) \quad (3.40)$$

Aus Gleichung (3.40) folgt die Versagenswahrscheinlichkeit mit der Näherung für kleine Wahrscheinlichkeiten:

$$p_{f,sys} = 1 - \prod_{i=1}^m (1 - p_{f,i}) \approx \sum_{i=1}^m p_{f,i} \quad (3.41)$$

Die Versagenswahrscheinlichkeit  $p_{f,sys}$  eines Seriensystems ist immer größer als diejenige seiner unzuverlässigsten Komponente. Sind alle Komponenten vollständig voneinander abhängig (korreliert), gilt:

$$p_{f,sys} = P[U_{i=1}^m(g_i(x) \leq 0)] = \max(p_{f,i}) \quad (3.42)$$

Die Versagenswahrscheinlichkeit eines Seriensystems liegt damit immer zwischen den folgenden Grenzen:

$$\max(p_i) \leq p_{f,sys} \leq 1 - \prod_{i=1}^m (1 - p_{f,i}) < \sum_{i=1}^m p_{f,i} \quad (3.43)$$

Für ein Parallelsystem ergibt sich die Versagenswahrscheinlichkeit bei Annahme der statistischen Unabhängigkeit zu:

$$p_{f,sys} = P[\bigcap_{i=1}^m (g_i(x) \leq 0)] = \prod_{i=1}^m p_{f,i} \quad (3.44)$$

Sind alle Komponenten eines Parallelsystems vollständig voneinander abhängig (korreliert), gilt:

$$p_{f,sys} = P[\bigcap_{i=1}^m (g_i(x) \leq 0)] = \min(p_{f,i}) \quad (3.45)$$

Die Versagenswahrscheinlichkeit eines Parallelsystems ist somit wie folgt begrenzt:

$$\prod_{i=1}^m p_{f,i} \leq p_{f,sys} \leq \min(p_{f,i}) \quad (3.46)$$

Die Versagenswahrscheinlichkeit eines Parallelsystems kann somit nicht größer sein als die Versagenswahrscheinlichkeit seiner zuverlässigsten Komponente und ist andererseits umso kleiner, je mehr Komponenten vorhanden sind.

### 3.7 ANFORDERUNGEN AN BAUWERKE

#### 3.7.1 Hintergrund

Die grundlegende Anforderung an den Entwurf und die Tragwerksplanung ebenso wie die Bauausführung und Instandhaltung ist die Erfüllung des vorgesehenen Nutzungszweckes. Die sich daraus ergebenden Anforderungen sind die ausreichende Tragfähigkeit des Bauwerks, um die zu erwartenden Einwirkungen aufzunehmen, und die Gebrauchseigenschaften entsprechend den festgelegten Nutzungsbedingungen. Weiter haben hierauf die im Laufe der Lebensdauer auftretenden Umwelteinflüsse, die beispielsweise Bewehrungskorrosion auslösen oder das Betongefüge zerstören, einen Einfluss. Allgemein werden diese Anforderungen durch drei Begriffe beschrieben: Tragfähigkeit, Gebrauchstauglichkeit und Dauerhaftigkeit.

Der Nachweis der Tragwerkszuverlässigkeit wird anhand von definierten Grenzzuständen geführt. Die Grenzzustände der Tragfähigkeit sind Zustände, deren Überschreiten die Standsicherheit des Tragwerks gefährdet und somit die Sicherheit von Personen betrifft. Das Versagen des gesamten Tragwerks oder Teilen davon kann durch Bruch, übermäßige Verformung, Stabilitätsverlust und Ähnlichem ausgelöst werden. Weitere Ursachen können der Verlust der Lage-sicherheit oder ein Ermüdungsversagen sein. Das Überschreiten eines Grenzzustandes der Tragfähigkeit bedeutet in der Regel, dass eine weitere Nutzung des Bauwerks nicht mehr möglich ist und ein Wiederaufbau notwendig wird.

Das Überschreiten der Grenzzustände der Gebrauchstauglichkeit bedeutet, dass die bestimmungsgemäße und uneingeschränkte Nutzung des Bauwerks oder einzelner Bauwerksteile nicht mehr möglich ist. Die Anforderungen der Gebrauchstauglichkeit betreffen daher neben der Funktion des Bauwerks oder seiner Teile auch das Wohlbefinden von Personen und das optische Erscheinungsbild. Ein besonderes Augenmerk ist auf Grenzzustände zu legen, die irreversible Auswirkungen, beispielsweise bleibende plastische Verformungen, haben und deren Überschreiten zu Konsequenzen für die langfristige Tragfähig-

keit führt. Typische Beispiele für Grenzzustände der Gebrauchstauglichkeit sind unzulässige Verformungen und Rissbildung oder nicht tolerierbare Erschütterungen und Schwingungen.

Die Sicherstellung der Dauerhaftigkeit ist eine grundlegende Anforderung an Bauwerke. Die Dauerhaftigkeit eines Tragwerkes bedeutet die Erfüllung seiner Funktion hinsichtlich Tragfähigkeit und Gebrauchstauglichkeit während der vorgesehenen Nutzungsdauer. Dabei dürfen die auf das Bauwerk einwirkenden physikalischen und chemischen Umwelteinflüsse, aber auch mechanischer Verschleiß, bei angemessenem Instandsetzungsaufwand keine nachteiligen Auswirkungen auf die Funktion des Bauwerks haben. Bislang wird die Dauerhaftigkeit nicht mit einem Grenzzustand im herkömmlichen Sinn verbunden, sondern vielfach konstruktiv sichergestellt.

### 3.7.2 Zielzuverlässigkeit

Wie oben in den Grundlagen der Zuverlässigkeitstheorie dargestellt, wird die Versagenswahrscheinlichkeit  $p_f$  oftmals durch den Zuverlässigkeitsindex  $\beta$  ausgedrückt. Der Zusammenhang ist über die Standardnormalverteilung definiert:

$$p_f = \Phi(-\beta) \Leftrightarrow \beta = -\Phi^{-1}(p_f) = \Phi^{-1}(1 - p_f) \quad (3.47)$$

Somit stellt der Zuverlässigkeitsindex eine alternative Größe zur Versagenswahrscheinlichkeit als Maß für die Zuverlässigkeit dar. Der Zuverlässigkeitsindex ist vom Zahlwert besser handhabbar als die Versagenswahrscheinlichkeit, da im Bauwesen der Zuverlässigkeitsindex in der Regel zwischen 1 und 6 liegt. Die zugehörige Versagenswahrscheinlichkeit liegt dann im Bereich zwischen  $10^{-1}$  und  $10^{-9}$ . Eine Zuordnung zwischen beiden Größen ist in Tabelle 3.1 angegeben.

*Tabelle 3.1 Beziehung zwischen  $\beta$  und  $p_f$*

$p_f$	$10^{-1}$	$10^{-2}$	$10^{-3}$	$10^{-4}$	$10^{-5}$	$10^{-6}$	$10^{-7}$
$\beta$	1,28	2,32	3,09	3,72	4,27	4,75	5,20

Das erforderliche Sicherheitsniveau in der Bundesrepublik Deutschland wurde erstmals in den „Grundlagen zur Festlegung von Sicherheitsanforderungen für bauliche Anlagen“ (DIN 1981) festgelegt. Dieses erfolgte unter Einbeziehung

der Erfahrungen an ausgeführten Bauwerken, die bisher den allgemeinen Sicherheitsanforderungen und den Forderungen nach Wirtschaftlichkeit genügten. Der erforderliche Zuverlässigkeitsindex (Tabelle 3.3) wurde für verschiedene Sicherheitsklassen (Unterscheidung hinsichtlich der Schadensfolgen) (Tabelle 3.2) und einen Bezugszeitraum von einem Jahr jeweils für den Grenzzustand der Tragfähigkeit und den Grenzzustand der Gebrauchstauglichkeit angegeben. Für die Mehrzahl aller Bauwerke ist die Sicherheitsklasse 2 maßgebend. Das angegebene Sicherheitsniveau findet sich in den aktuellen Normen (DIN EN 1990 2002, DIN 1055-100 2001) wieder.

*Tabelle 3.2 Sicherheitsklassen (DIN 1981)*

Tragfähigkeit	Gebrauchstauglichkeit	Klasse
keine Gefahr für Menschenleben und geringe wirtschaftliche Folgen	geringe wirtschaftliche Folgen, geringe Beeinträchtigung der Nutzung	1
Gefahr für Menschenleben und/oder beachtliche wirtschaftliche Folgen	beachtliche wirtschaftliche Folgen, beachtliche Beeinträchtigung der Nutzung	2
große Bedeutung der baulichen Anlage für die Öffentlichkeit	große wirtschaftliche Folgen, große Beeinträchtigung der Nutzung	3

*Tabelle 3.3 Erforderlicher Zuverlässigkeitsindex  $\beta$  für einen Bezugszeitraum von einem Jahr (DIN 1981)*

Grenzzustand	Sicherheitsklassen		
	1	2	3
Gebrauchstauglichkeit	2,5	<b>3,0</b>	3,5
Tragfähigkeit	4,2	<b>4,7</b>	5,2

Bei der Berücksichtigung von zeitabhängigen Zufallsvariablen wie veränderlichen Einwirkungen (Schnee, Wind, Nutzlast u.ä.) in der Zuverlässigkeitsanalyse hängt die rechnerische Versagenswahrscheinlichkeit mit dem zugehörigen Zuverlässigkeitsindex ebenfalls von der Zeit ab. Deswegen ist die Festlegung des erforderlichen Zuverlässigkeitsindex' für einen Bezugszeitraum T notwendig. Zwischen dem Zuverlässigkeitsindex  $\beta_1$  für T = 1 Jahr und  $\beta_n$  für T = n Jahre gilt näherungsweise (Schobbe 1982):

$$p_{fn} = 1 - (1 - p_{f1})^n \quad (3.48)$$

$$\beta_n = \Phi^{-1}[\Phi^n(\beta_1)] \quad (3.49)$$

Mit Gleichung (3.49) ergibt sich mit  $n = 50$  Jahren und  $\beta_1 = 4,7$  ein Wert von  $\beta_{50} = 3,8$  und für  $\beta_1 = 3,0$  ein Wert von  $\beta_{50} = 1,5$ . Diese Werte sind im Eurocode (DIN EN 1990 2002) und der DIN 1055-100 (2001) aufgeführt (Tabelle 3.4).

*Tabelle 3.4 Erforderlicher Zuverlässigkeitsindex  $\beta$  nach Eurocode (DIN EN 1990 2002)*

Grenzzustand	Bezugszeitraum	
	50 Jahre	1 Jahr
Gebrauchstauglichkeit	1,5	3,0
Tragfähigkeit	3,8	4,7
Ermüdung	1,5-3,8	-

### 3.8 ZUSAMMENFASSUNG KAPITEL 3

In diesem Kapitel sind die gängigen Verfahren zur Berechnung der Zuverlässigkeit von Tragwerken zusammenfassend dargestellt. Für die vorliegende Zielsetzung eignet sich am besten die Methode des Adaptive Importance Sampling (AIS), eine varianzmindernde Methode der Monte Carlo Simulation (MCS).

Aufgrund der Strukturanalyse auf numerischem Wege liegt eine Grenzzustandsbeschreibung nicht als differenzierbare stetige Gleichung explizit vor. Die Zuverlässigkeitsanalyse mit FORM/SORM ist hierbei in Verbindung mit dem Antwortflächenverfahren denkbar. Die sinnvolle Anwendung des Antwortflächenverfahrens ist für bis zu 5 streuende Einflussgrößen möglich. Dieses zeigen unter anderem die Untersuchungen von Roos et al. (2006) und spiegelt sich auch in eigenen Untersuchungen wider.

Die direkte Monte Carlo Simulation für die Zuverlässigkeitsanalyse bedeutet einen zu großen numerischen Aufwand. Dieser Aufwand wird durch varianzmindernde Verfahren stark reduziert. Im Zusammenhang mit der Finite-Elemente-Methode bietet sich das Adaptive Importance Sampling (AIS) an.

Abschließend sind kurz die Hintergründe hinsichtlich der Anforderungen an Bauwerke sowie die allgemein anerkannten Zielzuverlässigkeiten als Bewertungsmaßstab für die Ergebnisse der Zuverlässigkeitsanalyse aufgezeigt.

Nach den Darstellungen zur Zuverlässigkeit von Bauwerken und Festlegung einer geeigneten Methode zur Zuverlässigkeitsanalyse werden im folgenden

## Zuverlässigkeit von Bauwerken

Kapitel die stochastischen Modelle zur Beschreibung der Berechnungsparameter zusammengestellt.

## 4 STOCHASTISCHE MODELLE

### 4.1 EINFÜHRUNG

Die Zuverlässigkeit von Massivbauwerken hängt von zahlreichen Einflussgrößen ab, die im Bauwerk selbst und von Bauwerk zu Bauwerk zufällig von den in der Tragwerksanalyse angenommenen Werten abweichen. Neben den einzelnen Einflussgrößen geben auch die Berechnungsgrundlagen (z. B. Spannungs-Dehnungsbeziehungen) die wirklichen Zusammenhänge allenfalls im Mittel zutreffend wieder. In diesem Kapitel werden die Unsicherheitsquellen aufgezeigt. Die einzelnen Einflussgrößen werden mit Hilfe von Verteilungsfunktionen und den zugehörigen Verteilungsparametern Mittelwert und Standardabweichung beschrieben. Die Verteilungsfunktionen werden so ausgewählt, dass sie die vorhandene Unsicherheit bestmöglich wiedergeben, physikalisch sinnvoll und dabei mathematisch einfach zu handhaben sind. Die Unsicherheiten beziehen sich auf die Widerstandsgrößen (Festigkeiten, Querschnittswerte), die einwirkenden Größen (Lasten) und die Berechnungsmodelle in der Tragwerksanalyse (Modellunsicherheiten).

### 4.2 MODELLE DER WIDERSTANDSSEITE

#### 4.2.1 Betonstahl

Im Folgenden wird die stochastische Beschreibung der wesentlichen Betonstahleigenschaften dargestellt. Diese Eigenschaften unterliegen Streuungen, die vor allem durch den Herstellungsprozess beeinflusst werden. Kaltverformte Stähle, im allgemeinen Betonstahl, zeigen einen stetigen Übergang vom elastischen in den plastischen Bereich (Bild 4.1a). Naturharte und wärmebehandelte Stähle zeigen hingegen eine dreiphasige Spannungs-Dehnungsbeziehung mit einem ausgeprägten Fließplateau und einer anschließenden Verfestigung (Bild 4.1b).



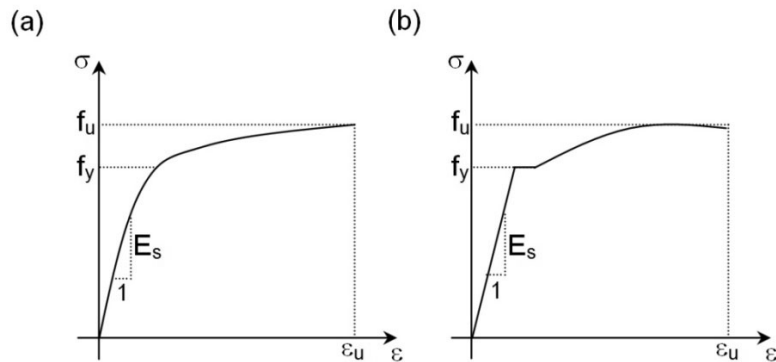


Bild 4.1 *Idealisierte Spannungs-Dehnungsbeziehungen von Betonstahl: kaltverfestigte Stähle (a), wärmebehandelte Stähle (b)*

Für den Betonstahl ist die Streckgrenze  $f_y$  die wesentliche Kenngröße. Mit der Streckgrenze wird der Übergang zwischen elastischem und plastischem Materialverhalten beschrieben.

In der Literatur finden sich Werte für die Variation der Streckgrenze  $V_{f_y}$  zwischen 6 % und 12 %. Ein Variationskoeffizient zwischen 9,3 % und 10,7 % ist in Mirza u. MacGregor (1979) angegeben und in Östlund (1991) beträgt unter Berücksichtigung der Streuung des Stabquerschnittes der mittlere Variationskoeffizient  $V_{f_y} = 8 \%$ .

Das JCSS (2002) gibt für die Standardabweichung der Streckgrenze unabhängig von der Stahlgüte einen Wert von  $\sigma_{f_y} = 30 \text{ MN/m}^2$  an. Der zugehörige Mittelwert kann zu  $\mu_{f_y} = f_{y,k} + 2 \cdot \sigma_{f_y}$  angenommen werden. Dabei ist  $f_{y,k}$  die normative charakteristische Streckgrenze. Für die Betonstahlfestigkeitsklasse BSt 500 ergibt sich mit diesem Modell ein Mittelwert von  $f_y = 560 \text{ MN/m}^2$  bei einem Variationskoeffizienten von 5,3 %.

Als Verteilungstyp werden die Gauß-Normalverteilung, logarithmische Normalverteilung, Betaverteilung und Extremwertverteilung vom Typ I vorgeschlagen (vgl. Spaethe 1992). Eine Vielzahl der Stichproben weist aufgrund von Qualitätskontrollen und dem Aussortieren von Minderwerten erwartungsgemäß eine positive Schiefe auf. Dadurch ergibt sich auch ein Mindestwert, der nicht unterschritten wird. Deswegen wird in Mirza u. MacGregor (1979) eine verschobene logarithmische Normalverteilung vorgeschlagen.

Eine weitere wesentliche Eigenschaft des Betonstahls ist die Duktilität. Sie beschreibt das Verhältnis zwischen der Zugfestigkeit  $f_u$  und der Streckgrenze  $f_y$  unter Berücksichtigung der Dehnung bei Höchstlast  $\varepsilon_u$ . In den aktuellen Normen (DIN EN 1992-1-1 2004, DIN 1045-1 2001) wird zwischen normaler und hoher Duktilität (Klasse A und Klasse B) unterschieden. Für die charakteristischen normativen Festigkeiten wird dort folgende Zuordnung angegeben:

$$\left( \frac{f_u}{f_y} \right)_k \geq 1,05\% \text{ und } \varepsilon_{uk} \geq 2,5\% \text{ (normale Duktilität, Klasse A)} \quad (4.1)$$

$$\left( \frac{f_u}{f_y} \right)_k \geq 1,08\% \text{ und } \varepsilon_{uk} \geq 5,0\% \text{ (hohe Duktilität, Klasse B)} \quad (4.2)$$

Der Variationskoeffizient der Zugfestigkeit  $f_u$  ist etwas größer als der Variationskoeffizient der Streckgrenze  $f_y$ . In JCSS (2002) findet sich ein Wert für die Standardabweichung der Zugfestigkeit von 40 MN/m<sup>2</sup>. Der Verteilungstyp für die Zugfestigkeit kann identisch dem der Streckgrenze angenommen werden. Die Korrelation zwischen der Zugfestigkeit und der Streckgrenze wird mit 0,75 - 0,85 angegeben.

Angesichts der ungenügenden Angaben zum Verteilungstyp und zum Variationskoeffizienten der Dehnung bei Höchstlast in der Literatur, werden im Weiteren die deterministischen Werte der aktuellen Normen verwendet.

Der Elastizitätsmodul des Betonstahls unterliegt relativ geringen Streuungen und wird daher in der Literatur im Allgemeinen als deterministischer Parameter behandelt (Hosser 1978, Östlund 1991). Entsprechend den Angaben in JCSS (2002) wird der Elastizitätsmodul im Folgenden mit  $E_s = 205\,000$  MN/m<sup>2</sup> angenommen.

Die zuvor beschriebenen Parameter werden mit der Spannungs-Dehnungsbeziehung zu einer Materialkennlinie verknüpft. Eine vereinfachte bilineare Spannungs-Dehnungsbeziehung findet sich beispielsweise im Eurocode (DIN EN 1992-1-1 2004) und in DIN 1045-1 (2001).

$$\varepsilon = \frac{f_y}{E}, \quad \sigma \leq f_y \quad (4.3)$$

$$\varepsilon = \frac{f_y}{E} + \frac{\sigma - f_y}{E_v} \quad , \quad f_y \leq \sigma \leq f_u \quad \text{mit } E_v = \frac{f_u - f_y}{\varepsilon_u - \varepsilon_y} \quad \text{und } \varepsilon_y = \frac{f_y}{E} \quad (4.4)$$

Für eine analytische Beschreibung kann die sogenannte Ramberg-Osgood Kurve (Ramberg u. Osgood 1943) verwendet werden. Die nachfolgende Gleichung gibt die Beschreibung der Spannungs-Dehnungslinie für kaltverfestigten Bewehrungsstahl an:

$$\varepsilon = \frac{\sigma}{E_s} + p * \left( \frac{\sigma}{f_y} \right)^n \quad \text{mit } n = \frac{\ln ((\varepsilon_u - f_u/E_s)/p)}{\ln (f_u/f_y)} \quad (4.5)$$

In der Gleichung (4.5) ist p die irreversible plastische Dehnung bei einer Belastung bis zum Erreichen der Fließgrenze  $f_y$  und anschließender vollständiger Entlastung. Beim Betonstahl beträgt dieser Wert in der Regel 0,2 %.

Im Bild 4.2 sind die Verläufe auf Grundlage der vorgestellten Beziehungen unter Berücksichtigung der Parameter eines Betonstahls BSt 500 dargestellt.

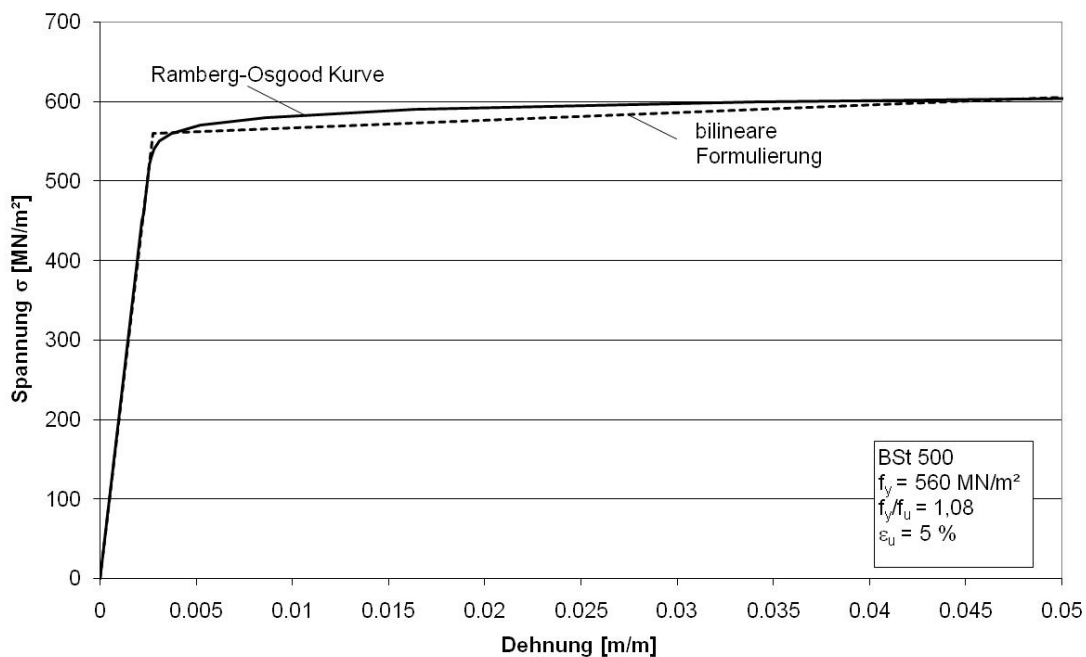


Bild 4.2 Spannungs-Dehnungslinie für Betonstahl

#### 4.2.2 Spannstahl

In vorgespannten Betonbauwerken können drei Arten von Spannstahl zu Einsatz kommen: Drähte, Litzen und Stäbe. In der Regel handelt es sich um kalt gezogene Stähle, sodass der Verlauf der Spannungs-Dehnungsbeziehung der Darstellung in Bild 4.1a ähnelt. Die Streckgrenze von Spannstählen liegt im Bereich zwischen 1 400 MN/m<sup>2</sup> und 1 700 MN/m<sup>2</sup>.

Die Duktilität lässt sich mit einem Wert von 1,15 für das Verhältnis der Zugfestigkeit zur Streckgrenze ( $f_p/f_{p0.1}$ ) und der Dehnung bei Höchstlast  $\varepsilon_u$  von 3 bis 5 % beschreiben.

Der Elastizitätsmodul  $E_p$  wird in der DIN 1045-1 (2001) für Drähte und Stäbe mit 205 000 MN/m<sup>2</sup> und für Litzen mit 195 000 MN/m<sup>2</sup> angegeben.

Zur Beschreibung der Variabilität der Kenngrößen von Spannstahl wird auf die Angaben im Probabilistic Model Code (JCSS 2002) zurückgegriffen, die in Tabelle 4.1 dargestellt sind.

*Tabelle 4.1 Statistische Kenngrößen von Spannstahl (JCSS 2002)*

Kenngröße	Mittelwert	Standardabweichung	Variationskoeffizient	Verteilung
Zugfestigkeit $f_p$ [MN/m <sup>2</sup> ]	1,04 * $f_{pk}^*$ oder $f_{pk}^* + 66$	-  40	0,025  -	Gauß-Normal
Elastizitätsmodul $E_p$ [MN/m <sup>2</sup> ]	200 000 für Drähte und Stäbe 195 000 für Litzen	-	0,02	Gauß-Normal
Dehnung bei Höchstlast $\varepsilon_u$	0,05	0,0035	-	Gauß-Normal

\* $f_{pk}$ : charakteristische Zugfestigkeit, welche gewöhnlich die Festigkeitsklasse bezeichnet.

Zwischen der Zugfestigkeit und den weiteren Spannungen zur Charakterisierung der Spannungs-Dehnungslinie liegt annähernd eine volle Korrelation vor. Die weiteren Spannungen, beispielsweise die Streckgrenze, können somit durch die Zugfestigkeit ausgedrückt werden.

Ebenso wie für den Bewehrungsstahl kann die Spannungs-Dehnungsbeziehung von Spannstahl durch einen bilinearen Verlauf oder eine analytische Formulie-

nung beschrieben werden (Bild 4.3). Der bilineare Verlauf ergibt sich affin zu den obigen Angaben für den Bewehrungsstahl.

Die zuvor angegebene Ramberg-Osgood Kurve eignet sich hier nur bedingt für eine analytische Beschreibung, da sie zu stärkeren Abweichungen gegenüber experimentell ermittelten Spannungs-Dehnungslinien bei Spannstählen führt. Durch eine Modifizierung der Ramberg-Osgood Kurve in eine abschnittsweise Beschreibung in zwei Teilen gelingt eine bessere Annäherung (Rasmussen 2001).

$$\varepsilon = \frac{\sigma}{E_p} + \rho * \left( \frac{\sigma}{f_{p0,1}} \right)^{n'} , \quad \sigma \leq f_{p0,1} \quad (4.6)$$

$$\varepsilon = \frac{\sigma - f_y}{E'_p} + \varepsilon_u * \left( \frac{\sigma - f_{p0,1}}{f_p - f_{p0,1}} \right)^m + \varepsilon_p , \quad \sigma > f_{p0,1} \quad (4.7)$$

mit  $n' = \frac{\ln(\rho/0,0001)}{\ln(f_{p0,1}/f_{pp})}$  ,  $\varepsilon_p = \frac{f_{p0,1}}{E_p} + \rho$  ,  $E'_p = \frac{E_p}{1 + \rho * n' * \frac{E_p}{f_{p0,1}}}$  ,  $m = 1 + 3,5 * \frac{f_{p0,1}}{f_p}$

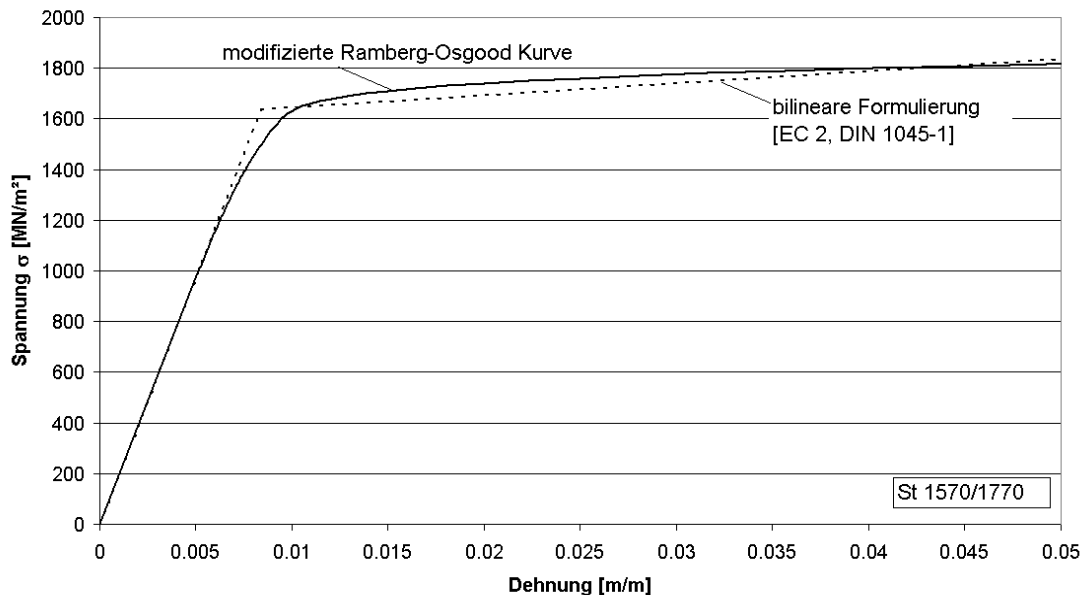


Bild 4.3 Spannungs-Dehnungslinie für Spannstahl

In den Gleichungen (4.6) und (4.7) sind  $\varepsilon_p$  und  $E'_p$  die Dehnung und der Tangentenmodul bei  $f_{p0,1}$ . Der Exponent  $m$  bestimmt den Verlauf der Spannungs-

Dehnungslinie im Bereich zwischen Streckgrenze und Zugfestigkeit. Der Exponent  $n'$  der ersten Gleichung wird mit der Proportionalitätsgrenze  $f_{pp}$  und der Festigkeit  $f_{p0,1}$  ermittelt. Die Proportionalitätsgrenze  $f_{pp}$  ist im Allgemeinen als die Spannung bei einer bleibenden Dehnung von 0,01% festgelegt.

#### 4.2.3 Beton

Im Vergleich zu Stahl ist Beton ein inhomogenes Material. Der Zuschlag und der Zementstein bilden die beiden Komponenten des sogenannten Zweiphasensystems Beton und haben unterschiedliche Eigenschaften. Die Zuschläge weisen bei normalfestem Beton in der Regel eine höhere Festigkeit und Steifigkeit als der Zementstein auf. Als Schwachstelle wird bei normalfestem Beton die Kontaktzone zwischen Zuschlag und Zementstein angesehen. Im Folgenden werden die Eigenschaften von normalfestem Beton dargestellt, da in dieser Arbeit Bauwerke aus solchem Beton betrachtet werden.

Die wesentlichen Materialeigenschaften beim Beton sind die Druckfestigkeit, die Betonzugfestigkeit, der Elastizitätsmodul sowie die Bruchdehnung. Diese Zufallsgrößen zeigen eine starke Abhängigkeit voneinander, welche daher in sinnvoller Weise auch hinsichtlich einer einfachen numerischen Handhabung durch analytische Beziehungen beschrieben werden können. Die analytischen Beschreibungen haben in der Regel eine empirische Grundlage. Die Unsicherheiten der mathematischen Modellbildung werden in den stochastischen Beschreibungen der Einflussgrößen berücksichtigt.

##### 4.2.3.1 Beton unter Druckbeanspruchung

Die zentrale Kenngröße der Betoneigenschaften ist die Betondruckfestigkeit  $f_c$ . Diese Druckfestigkeit wird in der Regel an standardisierten Prüfkörpern unter festgelegten Randbedingungen (z. B. DIN EN 206-1 2000) ermittelt.

Für die Betondruckfestigkeit wird in der Literatur (Hosser 1978, Rüschi et al. 1969) und den Prüfvorschriften (z. B. DIN EN 206-1 2000) als Verteilungstyp eine Normalverteilung angenommen. Um zu vermeiden, dass in zuverlässigkeitstheoretischen Untersuchungen negative Realisationen, die physikalisch unsinnig sind, auftreten, kann auch eine logarithmische Normalverteilung verwendet werden.

Die Standardabweichung der Betondruckfestigkeit ist bei Normalbetonen relativ unabhängig von der Größe des Mittelwertes. In Rüschi et al. (1969) wird für Betone mittlerer Festigkeiten ( $f_c > 30 \text{ MN/m}^2$ ) eine nahezu konstante mittlere Standardabweichung von  $5 \text{ MN/m}^2$  angegeben. Weitere in der Literatur vorgeschlagene Werte für die Standardabweichung aus Baustellenbeobachtungen liegen zwischen  $2,8 \text{ MN/m}^2$  und  $6,1 \text{ MN/m}^2$ .

Die ermittelte Prüffestigkeit von Beton weicht von der in situ Betondruckfestigkeit ab. So beträgt nach Lewandowski (1971) das Verhältnis zwischen Prüffestigkeit und Bauwerksdruckfestigkeit ungefähr 85 %. Der Bereich der in situ Betondruckfestigkeiten liegt zwischen 70% und 100% der Werte der Prüffestigkeiten.

### 4.2.3.2 Spannungs-Dehnungslinie

Das einaxiale Betonverhalten wird in der Regel durch analytische Beziehungen zwischen der Betondruckspannung und der Stauchung ausgedrückt. In den aktuellen Normen wird das Tragverhalten wie folgt beschrieben:

$$\frac{\sigma_c}{f_c} = \frac{k \cdot \eta - \eta^2}{1 + (k - 2) \cdot \eta} \quad (4.8)$$

Dabei ist  $\eta = \varepsilon_c / \varepsilon_0$  die auf die Scheitelstauchung  $\varepsilon_0 = -2,2 \text{ ‰}$  bezogene Betonstauchung  $\varepsilon_c$  und  $k = 1,1 \cdot E_c \cdot \varepsilon_0 / f_c$  das Verhältnis von Ursprungsmodul zu Sekantenmodul. Diese Darstellung findet sich in DIN EN 1992-1-1 (2004) und in DIN 1045-1 (2001), in leicht veränderter Form. Mit diesem Zusammenhang wird der Spannungs-Dehnungsraum im Druckbereich bis zu einer Bruchdehnung  $\varepsilon_{cu}$  beschrieben. Die Bruchdehnung bestimmt sich in Anlehnung an JCSS (2002) aus der Betondruckfestigkeit zu:

$$\varepsilon_{cu} = 6 \cdot 10^{-3} \cdot f_c^{-\frac{1}{6}} \quad (4.9)$$

Die Spannungs-Dehnungslinie ist in Bild 4.4 abgebildet. Dargestellt ist die bezogene Betondruckfestigkeit in Abhängigkeit vom Dehnungszustand. Die Variation wird durch die 5 % bzw. 95 % -Fraktile angedeutet.

Neben der hier beschriebene Spannungs-Dehnungslinie gibt es noch eine Reihe weiterer Modelle. Diese Modelle erfassen detailliert einzelne Effekte, wie

beispielsweise die Umbügelung der Druckzone. Eine umfassende Zusammenstellung weiterer Modelle findet sich beispielsweise in Graubner (1989).

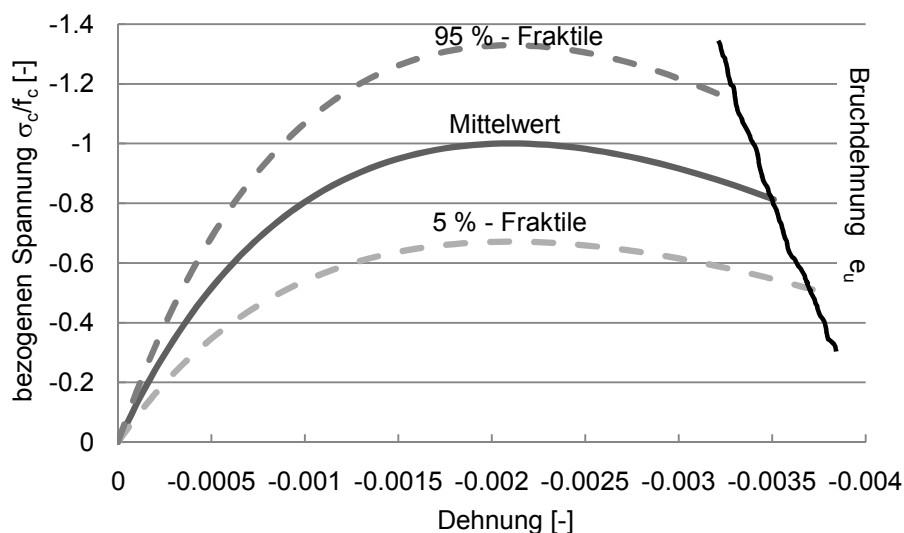


Bild 4.4 Stochastische Spannungs-Dehnungslinie für Beton (bezogene Spannung)

#### 4.2.3.3 Zugfestigkeit

Die Zugfestigkeit des Betons ist eine bestimmende Größe bei der Rissbildung und hat somit einen großen Einfluss auf das Trag- und Verformungsverhalten von Betontragwerken. Damit hat die Zugfestigkeit eine besondere Bedeutung bei der nichtlinearen Tragwerksanalyse.

Das Verhalten bis zur Zugfestigkeit kann in guter Näherung linear-elastisch beschrieben werden. Bei Erreichen der Zugfestigkeit entstehen Mikrorisse in einem eng begrenzten Raum, der Rissprozesszone. Die Beschreibung des Materialverhaltens nach dem Überschreiten der maximalen Zuglast kann mit Hilfe der linearen Bruchmechanik erfolgen. Im Rahmen dieser Arbeit wird auf eine aufwendige bruchmechanische Betrachtung zugunsten der linear-elastischen Beschreibung bis zum Erreichen der Zugfestigkeit verzichtet.

Die Zugfestigkeit hängt im Wesentlichen von denselben Einflussgrößen wie die Betondruckfestigkeit ab. Daher ist es sinnvoll, die Zugfestigkeit durch einen funktionalen Zusammenhang mit dem zentralen Parameter, der Druckfestigkeit,



zu verknüpfen. Dieses erlaubt auch die in Versuchen festgestellte Korrelation zwischen Zug- und Druckfestigkeit (Zilch u. Zehetmeier 2006).

In den aktuellen Normen (DIN EN 1992-1-1 2004, DIN 1045-1 2001) wurde die Angabe des Model Codes 90 (CEB-FIB 1991) für die Bestimmung der mittleren axialen Zugfestigkeit aus der charakteristischen Betondruckfestigkeit  $f_{ck}$  übernommen:

$$f_{ct} = 0,3 * f_{ck}^{\frac{2}{3}} \left[ \frac{MN}{m^2} \right] \quad (4.10)$$

Für die Ermittlung der mittleren axialen Zugfestigkeit aus dem Mittelwert der Betondruckfestigkeit  $f_{cm}$  gilt näherungsweise die nachfolgende Gleichung:

$$f_{ct} = 0,25 * f_{cm}^{\frac{2}{3}} \left[ \frac{MN}{m^2} \right] \quad (4.11)$$

Neben der axialen Zugfestigkeit ist bei biegebeanspruchten Bauteilen die Biegezugfestigkeit von Interesse. Sie ist definiert als die maximal aufnehmbare Spannung am Zugrand eines Biegebalkens, die sich unter Annahme eines linear-elastischen Verhaltens des Betons ergibt. Einen starken Einfluss auf die Biegezugfestigkeit hat die Höhe des belasteten Balkens beziehungsweise Querschnitts. Die Biegezugfestigkeit nimmt mit steigender Bauteilhöhe ab und nähert sich der axialen Zugfestigkeit. Im Model Code 90 (CEB-FIB 1991) findet sich ein entsprechender formelmäßiger Zusammenhang. Demnach ist die Biegezugfestigkeit bei den in dieser Arbeit betrachteten Querschnittshöhen annähernd identisch mit der axialen Zugfestigkeit.

Gegenüber der Betondruckfestigkeit ist die Zugfestigkeit mit einer etwas höheren Unsicherheit belegt. Das kann nach JCSS (2002) durch eine streuende Größe als zusätzlicher Faktor berücksichtigt werden. In Six (2001) zeigt dieser Faktor in der nichtlinearen Zuverlässigkeitsanalyse von Betontragwerken, ebenso wie in eigenen Untersuchungen jedoch eine sehr geringe Sensitivität. Daher wird im Rahmen dieser Arbeit die Zugfestigkeit als voll korreliert mit der Betondruckfestigkeit über die Beziehung nach Gleichung (4.11) berücksichtigt, was auch den numerischen Aufwand der Zuverlässigkeitsanalysen reduziert.

#### 4.2.3.4 Elastizitätsmodul

Das elastische Verhalten von Beton wird entweder durch die Neigung der Spannungs-Dehnungslinie im Ursprung, den Ursprungs- bzw. Tangentenmodul, oder durch die Sekante der Spannungs-Dehnungslinie bei Druckbeanspruchung zwischen einer Spannung von Null und einer Spannung von 40 % der Druckfestigkeit, den Sekantenmodul, beschrieben (Reinhardt 2007). Bei Spannungen im Druckbereich oberhalb von ca. 40 % der Druckfestigkeit und im Zugbereich oberhalb von ca. 70 % der Zugfestigkeit steigt die Dehnung mit der Spannung überproportional an. In guter Näherung lässt sich das Verhalten des Betons unter Zugbeanspruchung als linear-elastisch mit einem Elastizitätsmodul entsprechend dem Ursprungsmodul beschreiben.

Der Elastizitätsmodul bestimmt sich im Wesentlichen aus dem Zuschlag und der Zementmatrix und nimmt bei steigender Betonfestigkeit zu. Somit kann vereinfacht von einer vollständigen Korrelation zwischen der Betondruckfestigkeit und dem Elastizitätsmodul ausgegangen werden. Diese Annahme spiegelt sich auch in den analytischen Ansätzen in DIN EN 1992-1-1 (2004) und DIN 1045-1 (2001) wider. Der Elastizitätsmodul als Sekantenmodul ergibt sich in den normativen Ansätzen nach Gleichung (4.12). Für eine differenziertere Betrachtung unter Berücksichtigung unterschiedlicher Zuschläge sei beispielsweise auf den Model Code 90 (CEB FIB 1991) verwiesen.

$$E_c = 9500 * f_c^{\frac{1}{3}} \left[ \frac{\text{MN}}{\text{m}^2} \right] \quad (4.12)$$

Der Variationskoeffizient des Elastizitätsmoduls bestimmt sich über das Gauß'sche Fehlerfortpflanzungsgesetz. Die in der Literatur angegebenen Werte zwischen 5 und 10 % werden durch den so ermittelten Variationskoeffizienten hinreichend erfasst (Johannis 1999).

#### 4.2.3.5 Zeitabhängiges Verhalten von Beton und Spannstahl

Das zeitabhängige Materialverhalten von Beton beeinflusst das Trag- und vor allem das Verformungsverhalten des Bauwerks und muss daher im Rahmen von Langzeituntersuchungen und Prognosen berücksichtigt werden. Beim zeitabhängigen Verhalten von Beton wird zwischen dem spannungsabhängigen und dem spannungsunabhängigen Materialverhalten unterschieden. Das spannungsabhängige Verhalten wird als Kriechen bezeichnet und bedeutet eine zeit-

liche Zunahme der Stauchung infolge konstanter Dauerlast. Zum spannungsunabhängigen Verhalten gehört das Schwinden, was bei normalfesten Betonen vorrangig infolge von Wasserverlust durch Austrocknung hervorgerufen wird.

Bei Spannstahl ist als zeitabhängige Erscheinung die Relaxation zu berücksichtigen. Die Relaxation ist die Abnahme der Spannungen im Spannstahl, der über lange Zeit hohen Dehnungen ausgesetzt ist.

Der Einfluss des zeitabhängigen Verhaltens des Betons und des Spannstahls kann bei Brückenbauwerken über eine Abschätzung der Vorspannverluste berücksichtigt werden. Im Rahmen der Zuverlässigkeitsanalysen erfolgt entsprechend der Empfehlung des Probabilistic Model Codes (JCSS 2002) die Berechnung der Vorspannverluste auf Grundlage der Bemessungsnormen (DIN EN 1992-1-1 2004, DIN 1045-1 2001). Der gesamte ermittelte mittlere Vorspannverlust wird als Gauß-normalverteilte Zufallsgröße mit einem Variationskoeffizienten von 30 % angesehen.

#### 4.2.3.6 Mitwirkung des Betons zwischen den Rissen

Bislang wurden die Materialeigenschaften des Stahls und Betons dargestellt. Weiterhin ist ihr Zusammenwirken entscheidend für das Tragverhalten von bewehrten Betonbauteilen. Die Zugkräfte in einem gerissenen Stahlbetonquerschnitt werden im Riss von der Bewehrung allein aufgenommen. Zwischen den Rissen werden jedoch durch die Verbundwirkung Zugspannungen in den Beton eingeleitet, was zu einem steiferen Tragverhalten gegenüber dem reinen gerissenen Zustand („Zustand II“) führt. Dieser Effekt der Versteifung eines Bauteils unter Zug- oder Biegezugbeanspruchung wird als Mitwirkung des Betons auf Zug zwischen den Rissen oder kurz als Zugversteifung (tension stiffening) bezeichnet.

Die Erhöhung der Bauteilsteifigkeiten infolge der Zugversteifung kann grundsätzlich auf zwei Arten berücksichtigt werden. Bei der Berücksichtigung durch die Modifikation der Spannungs-Dehnungslinie des Betons auf der Zugseite wird die Zugversteifung über eine Restzugspannung nach der Rissbildung berücksichtigt. Eine weitere Möglichkeit ist die Modifikation der Spannungs-Dehnungslinie für den Betonstahl. An Stelle der „nackten“ Stahldehnung im betrachteten Querschnitt wird eine geringere Stahldehnung angesetzt, die sich

aus der „nackten“ Stahldehnung und einem Abzugsterm infolge Zugversteifung ergibt.

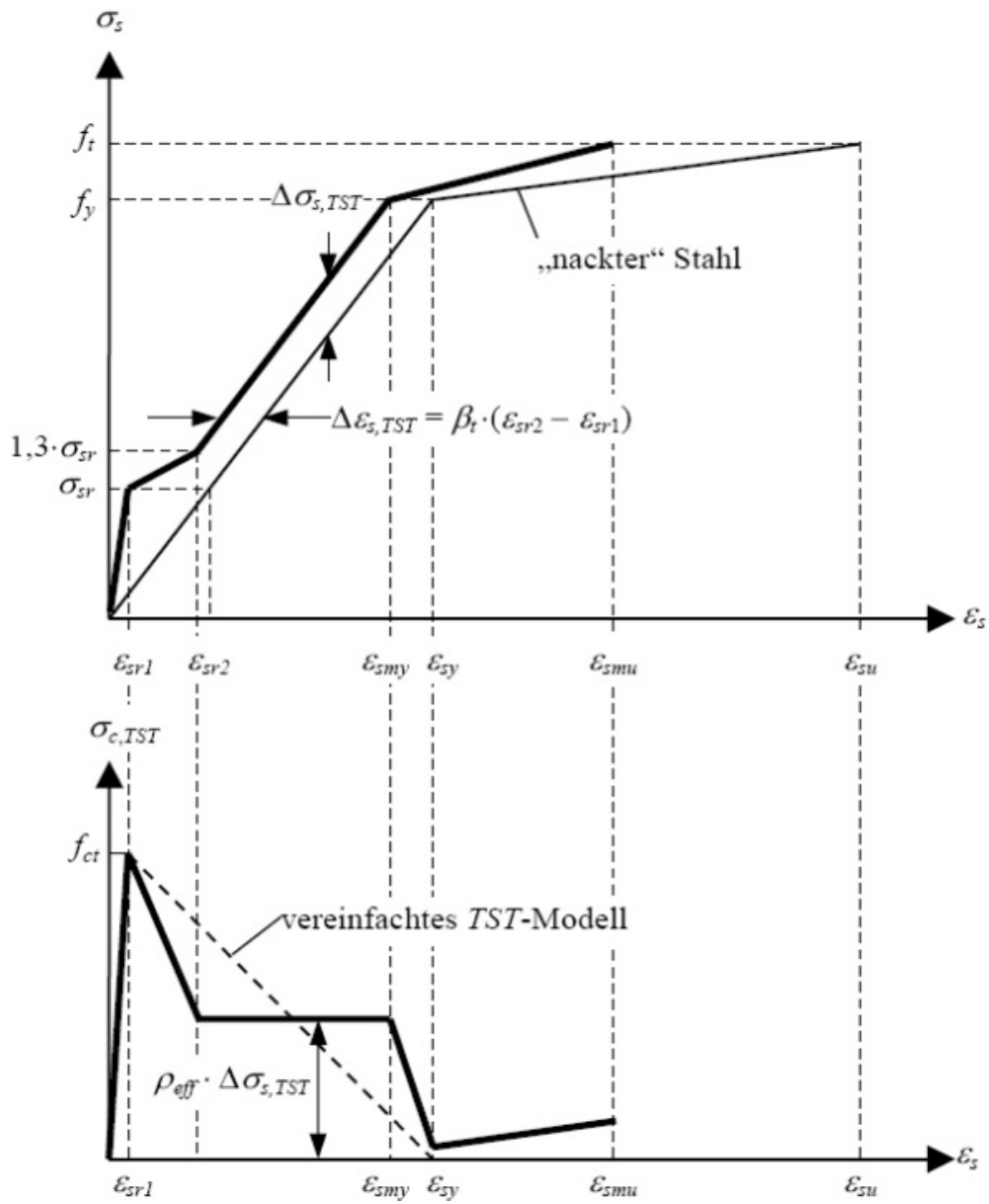


Bild 4.5 Mitwirkung des Betons auf Zug zwischen den Rissen (Six 2001)

Ein Ansatz der modifizierten Stahlarbeitslinie findet sich im Model Code 90 (CEB-FIB 1991) und wird kurz dargestellt. Die verminderte Stahldehnung bzw. mittlere Stahldehnung  $\epsilon_{sm}$  wird entsprechend Bild 4.5 und den Gleichungen (4.13) bis (4.16) abschnittsweise für 4 Bereiche linear formuliert.

ungerissen ( $0 \leq \sigma_s \leq \sigma_{sr}$ )

$$\epsilon_{sm} = \epsilon_{s1} \quad (4.13)$$

Rissbildung ( $\sigma_{sr} \leq \sigma_s \leq 1,3 * \sigma_{sr}$ )

$$\epsilon_{sm} = \epsilon_{s2} - \frac{\beta_t * (\sigma_s - \sigma_{sr}) + (1,3 * \sigma_{sr} - \sigma_s)}{0,3 * \sigma_{sr}} * (\epsilon_{sr2} - \epsilon_{sr1}) \quad (4.14)$$

abgeschlossene Rissbildung ( $1,3 * \sigma_{sr} < \sigma_s \leq f_y$ )

$$\epsilon_{sm} = \epsilon_{s2} - \beta_t * (\epsilon_{sr2} - \epsilon_{sr1}) \quad (4.15)$$

Fließen des Stahls ( $f_y < \sigma_s < f_t$ )

$$\epsilon_{sm} = \epsilon_{sy} - \beta_t * (\epsilon_{sr2} - \epsilon_{sr1}) + \delta * \left(1 - \frac{\sigma_{sr}}{f_y}\right) * (\epsilon_2 - \epsilon_{sy}) \quad (4.16)$$

in Gleichung (4.13) bis (4.16) und Bild 4.5 sind

$\epsilon_{sm}$ : mittlere Stahldehnung

$\epsilon_{su}$ : Stahldehnung bei Erreichen der Zugfestigkeit  $f_t$

$\epsilon_{s1}$ : Stahldehnung im ungerissenen Zustand

$\epsilon_{s2}$ : Stahldehnung im gerissenen Zustand im Riss

$\epsilon_{sr1}$ : Stahldehnung im ungerissenen Zustand unter Risschnittgrößen

$\epsilon_{sr2}$ : Stahldehnung im Riss unter Risschnittgrößen

$\beta_t$ : Formbeiwert

= 0,40 für eine einzelne kurzzeitige Belastung

= 0,25 für eine andauernde Last oder für häufige Lastwechsel

$\sigma_s$ : Spannung in der Zugbewehrung im Riss

$\sigma_{sr}$ : Spannung in der Zugbewehrung im Riss unter Risschnittgrößen

$\delta$ : Beiwert zur Berücksichtigung der Duktilität der Bewehrung

= 0,8 für hochduktilen Stahl

= 0,6 für normalduktilen Stahl

Aus der modifizierten Stahlarbeitslinie ergibt sich die modifizierte Betonarbeitslinie. Die Berechnung erfolgt durch Subtraktion der Spannungen der „nackten“ Stahlarbeitslinie von den Spannungen der modifizierten Stahlarbeitslinie. Durch Multiplikation der Spannungsdifferenz mit dem effektiven Bewehrungsgrad  $\rho_{\text{eff}}$  der Zugzone ergibt sich die modifizierte Arbeitslinie des Betons auf der Zugseite. Diese Arbeitslinie ist in Bild 4.5 dargestellt. Die zur Ermittlung des effektiven Bewehrungsgrades mitwirkende Betonfläche  $A_{c,\text{eff}}$  kann nach Ansätzen in DIN EN 1992-1-1 (2004) bzw. DIN 1045-1 (2001) bestimmt werden.

Weiter ist in Bild 4.5 ein vereinfachtes Modell zur Berücksichtigung der Zugversteifung dargestellt. Dieses Modell basiert auf Quast (1981). Die Modifikation dieses Modells in die dargestellte Form ist in Vissmann (1995) und Six (2001) beschrieben. Dort wird auch durch vergleichende Berechnungen unterschiedlicher Modelle sowie durch Versuchsnachrechnungen gezeigt, dass mit dem vereinfachten Modell die Mitwirkung des Betons auf Zug zwischen den Rissen hinreichend genau abgebildet wird. In Sperling (2006) wurden ebenfalls sehr gute Übereinstimmungen bei Versuchsnachrechnungen von Spannbetonbauteilen unter Berücksichtigung der Zugversteifung auf der Betonseite erzielt.

In Bezug auf numerische Berechnungen von Betonbauteilen weist Kolleger (1988) darauf hin, dass die Berücksichtigung der Zugversteifung auf der Betonseite oft günstiger ist.

#### 4.2.4 Geometrie

##### 4.2.4.1 Betonquerschnittsabmessungen

Die Mittelwerte von Querschnittsabmessungen entsprechen nach Östlund (1991) in guter Näherung den nominalen Werten. Bedingt durch die Herstellung ist von einer gewissen Toleranz auszugehen, wobei nach JCSS (2002) hierbei kein Unterschied zwischen Ortbetonbauteilen und Fertigbetonbauteilen besteht. In Hosser (1978) wird für Bauteile mit Abmessungen unter 1,00 m ein Variationskoeffizient von 2 % und für Bauteile mit größeren Abmessungen ein Variationskoeffizient von 1 % angegeben.

##### 4.2.4.2 Bewehrungsquerschnitte

Die Querschnittswerte von Betonstählen werden in der Regel als Nennwerte angegeben, wobei auch hier wieder die Nennwerte als Mittelwerte angesehen

werden und von einer Gauß-normalverteilten Größe ausgegangen wird. In Hosser (1978) ist der Variationskoeffizient mit 2,5% angegeben. Er lässt sich mit entsprechenden Annahmen aus normativen Regelungen ableiten.

Für den Spannstahl wird das stochastische Modell des Betonstahls übernommen. Die Produktionskontrollen beim Spannstahl sind in der Regel strenger und somit stellt die getroffene Annahme eine konservative Abschätzung dar.

### 4.2.4.3 Bewehrungslage

Der Mittelwert der Betondeckung liegt nach Hosser (1978) geringfügig über dem Sollwert (nom  $c$ ), kann diesem aber mit ausreichender Genauigkeit gleichgesetzt werden. Die Standardabweichung wird für Ortbetonbauteile als konstant mit 0,75 cm und für Fertigteile mit 0,5 cm angegeben. Als Verteilungsfunktion wird eine Gauß-Normalverteilung zugrunde gelegt. Vergleichbare Angaben finden sich unter anderem in Östlund (1991) und JCSS (2002).

Das stochastische Modell zur Lageabweichung der Spannbewehrung wird in Anlehnung an Mathieu (1991) und Maaß (1978) beschrieben. So wird die Lageabweichung als Gauß-normalverteilte Größe mit einem Mittelwert von 0,6 cm und einer Standardabweichung von 1,00 cm angenommen.

### 4.2.4.4 Korrelationen

Die Korrelation / Autokorrelation einzelner Parameter wird durch den Korrelationskoeffizienten / Autokorrelationskoeffizienten beschrieben. Die Stärke der stochastischen Abhängigkeit von Festigkeiten oder geometrischen Größen zwischen jeweils zwei Querschnitten wird durch den Verlauf der Autokorrelationskoeffizienten im Bauteil bestimmt. Diese Änderung des Korrelationskoeffizienten mit der räumlichen Entfernung zweier Punkte wird als Fluktuation bezeichnet. Die stochastische Unabhängigkeit ist umso größer, je stärker die Fluktuation ist. Eine wichtige Größe zur Beschreibung der Fluktuation ist die sogenannte Korrelationslänge  $\delta$ .

Die folgenden Gleichungen stellen zwei häufig verwendete Korrelationsfunktionen dar:

$$\rho(\Delta x) = \exp\left(-\frac{\Delta x}{\delta}\right) \quad \text{oder} \quad \rho(\Delta x) = \exp\left[\left(-\frac{\Delta x}{\delta}\right)^2\right] \quad (4.17)$$

$\rho(\Delta x)$ : Korrelationskoeffizient eines Parameters im Abstand  $\Delta x$

$\Delta x$ : Abstand der betrachteten Querschnitte

$\delta$ : Korrelationslänge

Eine genaue Angabe des Korrelationskoeffizienten gestaltet sich schwierig, da wenig statistisches Material über Festigkeiten oder geometrische Größen vorhanden ist. Die Annahmen hinsichtlich der Korrelation von Materialeigenschaften stellen somit immer eine Näherung dar. Die nachfolgend angegebenen Korrelationskoeffizienten basieren in erster Linie auf der Darstellung des Probabilistic Model Codes (JCSS 2002).

Die wesentlichen Eigenschaften beim Beton sind die Betondruckfestigkeit, die Betonzugfestigkeit, der Elastizitätsmodul sowie die Bruchdehnung. Die Parameter ergeben sich in der Regel aus funktionalen Zusammenhängen mit der Betondruckfestigkeit und können als voll korreliert angesehen werden. Die räumliche Korrelation in Betonbauteilen kann mit der Korrelationsfunktion nach Gleichung (4.18) berechnet werden. Die Materialeigenschaften verschiedener Betonierabschnitte und Bauteile werden als unkorreliert angesehen.

$$\rho(\Delta x) = \rho + (1 - \rho) * \exp\left[\left(-\frac{\Delta x}{\delta}\right)^2\right] \quad (4.18)$$

mit  $\rho = 0,5$  und  $\delta = 5,0$  m

Beim Bewehrungsstahl ist die Variabilität der Festigkeit innerhalb eines Stabes sehr gering und somit vernachlässigbar. Bei mehreren Bewehrungsstäben in einem Bauteil wird im Allgemeinen angenommen, dass diese derselben Produktion und Schmelze entstammen. Für den Korrelationskoeffizienten zwischen einzelnen Bewehrungsstäben gleichen Durchmessers wird der Wert 0,9 angegeben.



Die oben angegebene Korrelation zwischen Zugfestigkeit und Streckgrenze ist relativ groß und daher wird im Weiteren von einer vollen Korrelation zwischen den Festigkeiten ausgegangen.

Beim Spannstahl liegt, wie zuvor schon ausgeführt, zwischen der Zugfestigkeit und den weiteren Spannungen zur Charakterisierung der Spannungs-Dehnungslinie annähernd eine volle Korrelation vor. Sofern keine Daten für die Korrelation der Festigkeiten unterschiedlicher Spannglieder erfasst werden, wird auch hier eine volle Korrelation unterstellt.

### 4.3 MODELLE DER EINWIRKUNGSSEITE

#### 4.3.1 Ständige Einwirkungen

Die ständige Einwirkung tragender Bauwerke bestimmt sich in erster Linie aus dem Eigengewicht der verwendeten Baustoffe und ist zeitinvariant. Des Weiteren ist die Unsicherheit in der Höhe des Eigengewichtes gegenüber anderen Lasten gering.

Die Variabilität des Eigengewichts resultiert vor allem aus den Streuungen der Materialdichte und den geometrischen Maßabweichungen und führt zu nachfolgender Funktion des Eigengewichtes G:

$$G = \int_V \gamma * dV \quad (4.19)$$

mit

$\gamma$  = Zufallsgröße der Materialwichte

V = Zufallsgröße des Raumvolumens

Die Materialdichte und das Raumvolumen können als Gauß-normalverteilte Größen angesehen werden. Nach JCSS (2002) kann auch das Eigengewicht G vereinfachend als Gauß-normalverteilt betrachtet werden. Dort finden sich Angaben zum Mittelwert und zum Variationskoeffizienten einiger Materialwichten. Für die Materialwichte von Normalbeton ist ein Mittelwert von 24 kN/m<sup>3</sup> mit einem Variationskoeffizienten von 4 % angegeben. Weitere Werte für Materialwichten sind unter anderem in Rackwitz (1997) und Spaethe (1992) zu finden. Ferner wird auf die Angaben in der nationalen Norm (DIN 1055-1 2002) und

dem entsprechenden Eurocode (DIN EN 1991-1-1 2002) verwiesen. Die dort angegebenen Werte stimmen in der Regel mit den Mittelwerten der Materialwichten näherungsweise überein.

Weitere Einwirkungen, die von ihrem Charakter als ständige Einwirkung angesehen werden, sind Vorspannkraft und –momente. Die Vorspannung ergibt sich aus der von außen aufgetragenen Vorspannkraft abzüglich der zeitabhängigen Verluste der Vorspannkraft. Diese Verluste haben eine Reihe unterschiedlicher Ursachen wie beispielsweise die Vorspannart (interne oder externe Vorspannung), die Eigenschaften des Spannstahls und des Betons sowie die Umwelteinflüsse. Aufgrund der Vielzahl der Einflussgrößen ist eine genaue analytische Ermittlung von Verlusten der Vorspannkraft sehr schwierig. Daher beruhen die normativen Verfahren für deren Ermittlung in der Regel auf empirischen Modellen. Gewöhnlich werden die Berechnungen der Verluste für zwei Zeitpunkte ( $t = 0$  und  $t = \infty$ ) durchgeführt. Zum Zeitpunkt direkt nach dem Aufbringen der Vorspannkraft ( $t = 0$ ) werden zusätzlich die Einflüsse wie die Reibungsverluste, elastische Betonverkürzung, Ankerschlupf und Kurzzeitrelaxation des Spannstahls berücksichtigt. Die zeitabhängigen Vorspannverluste aufgrund der Materialeigenschaften wurden schon zuvor beschrieben.

Die Streuung der von außen aufgetragenen Vorspannkraft ist im Allgemeinen gering, da die hierfür notwendige technische Ausrüstung (z. B. Vorspannpresen) regelmäßig kalibriert wird und eine Qualitätskontrolle obligatorisch ist. Die Variation ergibt sich entweder aus den Angaben der Hersteller der technischen Ausrüstung oder den Kalibrierungsmessungen. Sofern diese Daten nicht zur Verfügung stehen, geben der Probabilistic Model Code (JCSS 2002) und Mathieu (1991) für die Vorspannkraft einen Variationskoeffizienten von 0,04 - 0,06 für den Zeitpunkt  $t = 0$  und 0,06 - 0,09 für den Zeitpunkt  $t = \infty$  an.

Für die Berechnung der Verluste der Vorspannkraft stehen nur wenige statistische Daten zur Verfügung. Wie bereits zuvor beschrieben, werden für Standardfälle normative Verfahren angewandt und der gesamte mittlere Verlust als Gauß-normalverteilte Zufallsgröße mit einem Variationskoeffizienten von 30 % angesehen.

### 4.3.2 Veränderliche Einwirkungen

Veränderliche Einwirkungen wie Verkehrslasten und klimatische Lasten sind im Allgemeinen zeit- und ortsvariante Vorgänge. Die räumliche Veränderlichkeit lässt sich durch geometrische Lastmodelle beschreiben und stochastische Prozesse können prinzipiell die zeitlichen Abhängigkeiten abbilden. Wird ein Bezugszeitraum festgelegt, kann mit zeitlich unabhängigen Lastmodellen und Maximalwerten für die Belastungsbeschreibung gerechnet werden.

#### 4.3.2.1 Verkehrslasten

Bei Ingenieurbauwerken im Zuge von Verkehrsnetzwerken ist die maßgebende veränderliche Einwirkung die Verkehrslast. Neben der zeitlichen Abhängigkeit sind die Lastwirkungen der Verkehrslast sehr stark ortsabhängig.

Aufgrund einer Vielzahl von Einflussgrößen gestaltet sich die Darstellung der tatsächlichen Verkehrsbeanspruchung von Brückenbauwerken äußerst komplex. Die Lasten und Beanspruchungen sind abhängig vom Verkehrsgeschehen. Das Verkehrsgeschehen wird beschrieben durch die Verkehrsstärke als Verhältnis der Fahrzeuganzahl eines Streckenquerschnitts, beispielsweise einer Fahrspur pro Zeiteinheit, den Verkehrsfluss (Fahrzeugabstand, Spuraufteilung, Geschwindigkeit) und die Verkehrszusammensetzung nach Fahrzeugtypen. Dabei bilden wenige Fahrzeugtypen die Vielzahl der Fahrzeuge durch vereinfachte Modelle als Repräsentativfahrzeuge ab. Die Fahrzeugtypen können durch Achslasten, Achsabstände und weitere Merkmale als Zufallsgrößen mit Verteilungsfunktionen charakterisiert werden, da diese Größen weitestgehend zufällig sind (Rackwitz 1997).

Im Rahmen der Entwicklung von innovativen Methoden zur Optimierung von Bauwerksüberwachungsmaßnahmen wurden unter anderem typische Verteilungen von Fahrzeuggewichten für einen Autobahnstreckenabschnitt ermittelt (Mehdianpour 2002). Durch die Kombination von vier Gauß-Normalverteilungen lässt sich die Verteilung der Fahrzeuggewichte darstellen. Das Histogramm der vier Gauß-Normalverteilungen ist in Bild 4.6 dargestellt. Jede einzelne Verteilung repräsentiert einen Fahrzeugtyp im Straßenverkehr. Die vier Fahrzeugtypen sind Motorräder und Pkw (1), Transporter und leere Lkw (2), leichte Lkw (3) sowie schwere Lkw (4). In dem Histogramm steht  $q$  für den Anteil der einzelnen Verteilung am Gesamtverkehr,  $s$  für die Standardabweichung und  $x$  für den Mittelwert des Fahrzeuggewichtes des jeweiligen Fahrzeugtyps. Weiter wird in

Mehdianpour (2002) die Verkehrsmischung, d. h. die typischen Reihenfolgen von Fahrzeugen, untersucht, weil vor allem im Schwerverkehr die Tendenz im Pulk zu fahren (Clusterbildung) zunimmt.

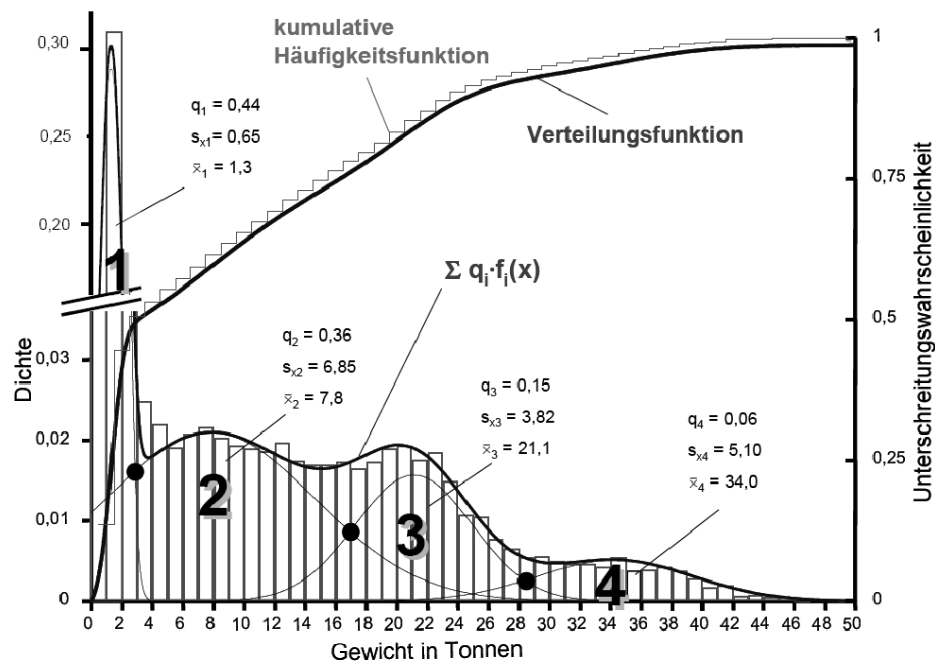


Bild 4.6 Verteilung der Fahrzeuggewichte (Mehdianpour 2002)

Ein weiteres Modell zur Beschreibung der Fahrzeugtypen durch vier Repräsentativfahrzeuge schlagen Merzenich u. Sedlacek (1995) vor. Grundlage ihrer Untersuchungen waren in erster Linie die Verkehrsmessungen bei Auxerre (Frankreich) auf der Autobahn zwischen Paris und Lyon. Dieser Autobahnabschnitt weist einen sehr hohen Binnenverkehr mit einem hohen Schwerverkehrsaufkommen auf und wird somit als repräsentativ für zukünftige Entwicklungen angesehen. Diese Verkehrsmessungen sind die Basis der normativen Lasten des Eurocodes (DIN EN 1991-2 2003).

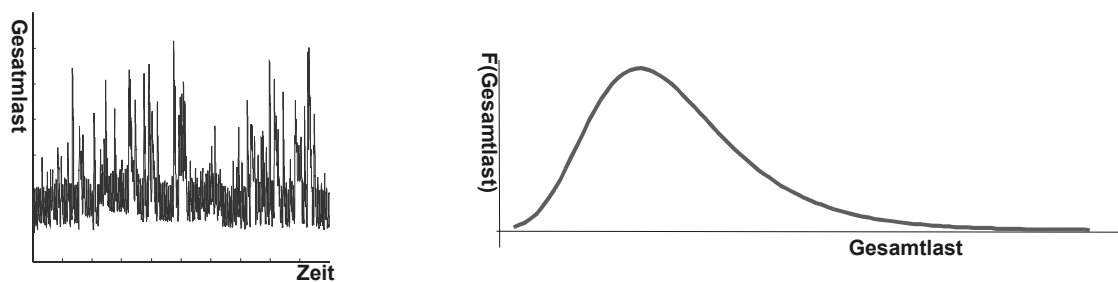
Das Gesamtgewicht der jeweiligen Fahrzeuge lässt sich durch eine bimodale Häufigkeitsverteilung beschreiben. Die bimodale Verteilung setzt sich aus der Verteilung des Gewichts eines unbeladenen Fahrzeugs und der Verteilung des Gewichts eines beladenen Fahrzeugs zusammen. Neben der Auftretenshäufigkeit der einzelnen Fahrzeugtypen finden sich in Merzenich u. Sedlacek (1995)

noch weitere auf Verkehrsmessungen in Deutschland beruhende Angaben zur Verteilung des Gesamtgewichts auf die einzelnen Achsen (Achslasten).

Neben den dargestellten Modellen existieren noch eine Reihe weiterer Untersuchungen und Modelle zu streuenden Fahrzeuglasten, Achslasten und Fahrzeuganteilen am Gesamtverkehr. Eine Zusammenstellung der Modelle von verschiedenen Autoren findet sich in Geißler (1995).

Mit Hilfe der Informationen zum Verkehrsgeschehen kann die Lastwirkung bestimmt werden. Hierbei wird zwischen dem gebundenen beziehungsweise stehendem Verkehr und dem freien Verkehr unterschieden. In Merzenich u. Sedlacek (1995) und Geißler (1995) wird durch Simulation die Lastwirkung in Form von Schnittgrößen ermittelt. Die dafür notwendigen Berechnungen werden statisch oder dynamisch im linear-elastischen Bereich durchgeführt.

Damit eine Zuverlässigkeitsanalyse mit einem vertretbaren Aufwand unter Berücksichtigung eines nichtlinearen Tragwerksverhaltens durchgeführt werden kann, ist eine weitere Idealisierung bei der Modellierung der Verkehrslast notwendig. Für den Verkehr wird durch Simulation die Beanspruchung des Brückenbauwerks ermittelt und in eine äquivalente Flächenlast umgerechnet. Da die Simulationen beziehungsweise Messwerte der Verkehrslast nur einen begrenzten Zeitraum erfassen, wird die Verteilung der Maximalwerte dem zu betrachtenden Zeitraum angepasst.



*Bild 4.7 Zeitreihe und Verteilung der Gesamtbelastung*

Die Ermittlung der Gesamtbelastung kann mit einer Monte Carlo Simulation durchgeführt werden. Hierbei werden das Fahrzeuggewicht und dessen Verteilung auf die Fahrzeugachsen, der Abstand der Fahrzeugachsen, die Fahrzeuglänge und der Abstand der Fahrzeuge zueinander berücksichtigt. Ein typischer

Verlauf der daraus resultierenden Gesamtbelastung des Bauwerks ist in Bild 4.7 dargestellt. Die Maximalwerte der Gesamtbelastung können in guter Näherung als Gauß-normalverteilte Werte angesehen werden. Für die Anpassung an den betrachteten Zeitraum wird vorausgesetzt, dass der Simulationszeitraum ausreichend lang ist, sodass sich die jeweiligen Extremwerte nicht gegenseitig beeinflussen. Das Verhältnis zwischen Simulationszeitraum und betrachtetem Zeitraum für die Zuverlässigkeitsanalyse wird mit  $n$  bezeichnet. Bei bekanntem Mittelwert  $m_x$  und Standardabweichung  $\sigma_x$  konvergiert die Normalverteilung für große Werte von  $n$  gegen eine Extremwertverteilung des Typs I (Gumbelverteilung). Mittelwert  $x_{\text{ext},x}$  und Standardabweichung  $\sigma_{\text{ext},x}$  der Extremwertverteilung berechnen sich aus den Parametern der Ausgangsverteilung nach Gleichung (4.20) und (4.21) (Spaethe 1992).

$$m_{\text{ext},x} \approx m_x + \sigma_x \left( \sqrt{2 \cdot \ln \frac{n}{2\pi}} + \frac{0,57722}{\sqrt{2 \cdot \ln \frac{n}{2\pi}}} \right) \quad (4.20)$$

$$\sigma_{\text{ext},x} \approx \frac{1,28255 \cdot \sigma_x}{\sqrt{2 \cdot \ln \left( \frac{n}{2 \cdot \pi} \right)}} \quad (4.21)$$

Die Zuverlässigkeitsanalysen können statisch durchgeführt werden und die dynamische Wirkung wird beim fließenden Verkehr über einen Schwingbeiwert oder eine Erhöhung der Streuungen der Lasten berücksichtigt (Rackwitz 1997).

#### 4.3.2.2 Klimatische Lasten

Einwirkungen aus Temperatur beziehungsweise Temperaturdifferenzen entstehen aufgrund der klimabedingten täglichen und jährlichen Temperaturschwankungen. Die Sonneneinstrahlung, die Lufttemperatur, die Windgeschwindigkeit und die Luftfeuchtigkeit sind die wesentlichen Einflussgrößen der Temperaturbelastung. Eine ungleichmäßige Temperaturverteilung im Querschnitt eines Bauteils und die damit verbundenen thermischen Dehnungen bewirken bei statisch unbestimmten Systemen Zwangsschnittgrößen.

Im Rahmen der statischen Auslegung beispielsweise von Brückenbauwerken wird die Temperaturwirkung durch globale lineare Temperaturgradienten (DIN

2003) berücksichtigt. Sofern genauere Nachweise geführt werden, sollte in Verbindung mit dem Lastmodell auf genauere Temperaturprofile zurückgegriffen werden. Dieses Vorgehen ist gerade bei Betriebsfestigkeitsnachweisen sinnvoll und notwendig (Zilch et al. 2001).

Die Windlast ist eine weitere Einwirkung, die den klimatischen Lasten zuzuordnen ist. Die Ermittlung der Windlasten hängt im Wesentlichen von der Windgeschwindigkeit, der Geländetopographie, der Bauwerkshöhe über Gelände, der dynamischen Bauwerksreaktion, der aerodynamischen Brückenform sowie der Windangriffsfläche ab.

Zur Berücksichtigung der Windwirkung wird zwischen schwingungsanfälligen und nicht schwingungsanfälligen Bauwerken unterschieden. Dabei sind Brückenbauwerke, insbesondere Betonbrücken, in den allermeisten Fällen nicht schwingungsanfällig (Timm u. Grossmann 2004).

#### 4.4 MODELLUNSICHERHEITEN

Aufgrund der notwendigen Idealisierung beim Modell sowohl des Widerstands als auch der Einwirkungen ergeben sich Abweichungen zwischen den Berechnungen und der Realität. Diese zusätzlichen Unsicherheiten können durch Modellunsicherheitsfaktoren berücksichtigt werden.

Die Unschärfe auf der Widerstandseite entsteht durch Vereinfachungen bezüglich des statischen Systems, der Lagerungsbedingungen, der Einflüsse aus Steifigkeiten, der Berechnungsmodelle und durch weitere Faktoren. Sehr exakt lässt sich die Modellunsicherheit durch den Vergleich zwischen Versuchs- und Berechnungsergebnissen bestimmen. Häufig steht ein solcher Vergleich nicht zur Verfügung, sodass Literaturwerte (z. B. JCSS 2002) verwendet werden.

In Veidirektoratet (2004) wird für die Modellunsicherheit auf der Widerstandsseite ein logarithmisch-normalverteilter Modellunsicherheitsfaktor mit dem Mittelwert 1 vorgeschlagen. Der zugehörige Variationskoeffizient ergibt sich aus mehreren Einzelwerten, die unterschiedliche Ursachen der Unsicherheit abdecken sollen. Insgesamt finden sich in der Literatur Werte für Modellunsicherheitsfaktoren mit einem Variationskoeffizienten zwischen 5 % und 20 % bei einem Mittelwert von 1. Diese Faktoren werden als Gauß-normalverteilte oder logarithmisch-normalverteilte Größen betrachtet. Werden vereinfachte mechanische

Modelle verwendet, sind dieses meist konservativ, sodass der Mittelwert größer als 1.

Ebenso ergeben sich Modellunsicherheiten auf der Einwirkungsseite. Beim Eigengewicht ist die Unschärfe sehr gering, was sich in einem Variationskoeffizienten von kleiner als 5 % widerspiegelt. Die Unschärfe bei der Verkehrslast ist ungleich höher. So finden sich in Veidirektoratet (2004) Variationskoeffizienten zwischen 10 % und 20 % in Abhängigkeit der Lastmodellierung bei einem Gauß-normalverteilten Mittelwert von 1 für den Modellunsicherheitsfaktor.

#### 4.5 ZUSAMMENFASSUNG KAPITEL 4

Zur Bestimmung der maßgebenden Einflussgrößen werden detaillierte Informationen über die Unsicherheit benötigt, damit die Zuverlässigkeitsanalyse von Massivbauwerken durchgeführt werden kann. Die stochastischen Modelle der Widerstandsgrößen sind relativ gut untersucht, und es kann auf eine Reihe von Veröffentlichungen zurückgegriffen werden. Bezogen auf die Einwirkungen ist eine weitere Idealisierung notwendig, damit der Aufwand der nichtlinearen Tragwerksanalyse handhabbar bleibt. Ein übertriebener Aufwand würde zu einer enormen Rechenzeit führen, die nicht mehr im Verhältnis zu den erzielbaren Ergebnissen steht. Die Modellunsicherheit wird im Rahmen dieser Arbeit zum einen experimentell bestimmt und zum anderen werden konservative Berechnungsansätze verwendet.





## 5 SYSTEMANALYSE VON MASSIVBAUWERKEN

### 5.1 EINFÜHRUNG

In diesem Kapitel werden zunächst die Grenzzustände und anschließend die Systemmodellierung von Massivbauwerken beschrieben. Daran anschließend wird die Strukturanalyse mit der Finite-Elemente-Methode erläutert und die Besonderheiten bei der Modellierung von Massivbauwerken werden dargestellt. Die Finite-Elemente-Methode ermöglicht es, eine physikalisch und geometrisch nichtlineare Strukturanalyse durchzuführen und mögliche Redundanzen zu erfassen. Weiter können eventuelle Bauschäden im Finite-Elemente-Modell, beispielsweise durch Reduktion der Steifigkeit einzelner Elemente, berücksichtigt werden. Somit wird die Auswirkung von Bauschäden und der daraus möglicherweise resultierenden Lastumlagerungen auf die Bauwerkszuverlässigkeit ersichtlich.

Die Methode zur Berechnung der Bauwerkszuverlässigkeit sollte die grundsätzliche Anwendung der derzeit gebräuchlichsten Methoden zur Strukturanalyse erlauben (Schueller 1997), was mit Adaptive Importance Sampling (AIS) möglich ist. Für die Durchführung der Zuverlässigkeitsanalyse wird ein Programmmodul erstellt, dessen Grundlagen dargestellt und abgesichert werden. Die Verbindung dieses Programmmoduls mit einem Finite-Elemente-Programm ermöglicht die Berücksichtigung stochastischer Eigenschaften der Berechnungsparameter in der Strukturanalyse.

### 5.2 GRENZZUSTÄNDE

Die Bewertung von Massivbauwerken erfolgt auf Grundlage von zuvor festgelegten Grenzzuständen. Diese Grenzzustände ergeben sich aus den Anforderungen an das Bauwerk hinsichtlich Tragfähigkeit, Gebrauchstauglichkeit und Dauerhaftigkeit, welche im Folgenden für Bauwerke in Massivbauweise konkretisiert werden.

#### 5.2.1 Tragfähigkeit

Das Versagen eines Bauwerks hinsichtlich seiner Tragfähigkeit bedeutet den Verlust einer ausreichenden Standsicherheit. Dabei kann entweder das Ge-

sambauwerk einstürzen oder einzelne Bauwerksteile können durch Überschreiten der Querschnittstragfähigkeit oder Verlust der Stabilität versagen.

Das Überschreiten der Querschnittstragfähigkeit ist in der Regel durch das Erreichen von Grenzwerten der Dehnung beim Beton oder Betonstahl / Spannstahl gekennzeichnet. Tritt Querschnittsversagen in einem oder mehreren Querschnitten im Bauwerk auf, wird das Bauwerk kinematisch, was zum Kollaps führt. Wie viele Querschnitte versagen müssen, bis es zum Kollaps kommt, hängt vom Grad der statischen Unbestimmtheit des Bauwerks ab. So reicht bei statisch bestimmten Systemen das Versagen eines einzelnen Querschnitts zum aus. Im Gegensatz zur reinen Plastizitätstheorie ist bei Massivbauwerken keine unbegrenzte Rotationsfähigkeit des Querschnitts vorhanden. Diese begrenzte Verformungskapazität hängt von den Duktilitätseigenschaften des Materials ab, die daher die Grenzwerte der Dehnung bestimmen (Bild 5.1).

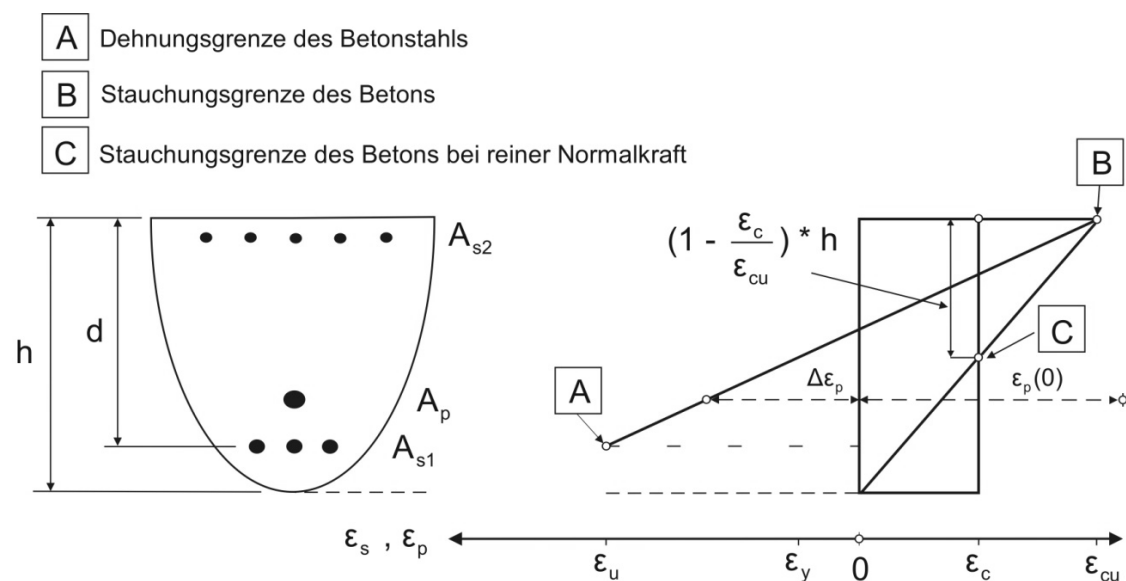


Bild 5.1 Grenzen der Dehnungsverteilung im Grenzzustand der Tragfähigkeit

Der Verlust der Stabilität führt zum Kollaps eines Bauwerks, bevor an irgendeiner Stelle eine kritische Dehnung erreicht wird. Dieses Versagen ist typisch für Stahlbetondruckglieder mittlerer und großer Schlankheit. Der Unterschied zwischen Querschnitts- und Stabilitätsversagen ist in Bild 5.2 dargestellt. Die Linie 1 kennzeichnet das Querschnittsversagen. Es tritt bei vernachlässigbarer Verformung  $f$  (z. B. gedrungene Stütze) auf (Linie 2). Linie 3 zeigt das Tragverhalten eines sehr schlanken Stahlbetondruckgliedes. Die zusätzliche Verfor-

mung  $f$  nimmt übermäßig schnell zu, und es kommt zu einem Stabilitätsversagen, bevor im Querschnitt Dehnungsgrenzen erreicht werden.

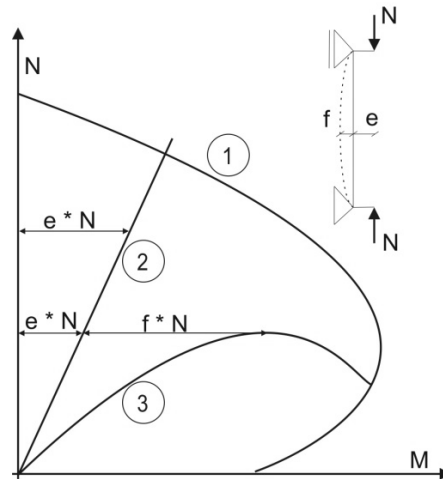


Bild 5.2 Querschnitts- und Stabilitätsversagen, dargestellt im Interaktionsdiagramm

## 5.2.2 Gebrauchstauglichkeit

Die Darstellung wesentlicher Anforderungen an die Gebrauchstauglichkeit von Massivbauwerken erfolgt auf normativer Grundlage. In Hinblick auf die zukünftige europäische Normung wird auf den Eurocode (DIN EN 1992-1-1 2004) Bezug genommen. Dort finden sich beziehungsweise Empfehlungen für die Begrenzung der Spannungen im Beton, Betonstahl und Spannstahl, die Begrenzung der Verformungen und die Begrenzung der Rissbreiten.

### 5.2.2.1 Begrenzung der Spannungen

Dauerhaft wirkende Betondruckspannungen von über 40 % der mittleren Betondruckspannungen ( $\sigma_c > 0,4 f_{cm}$ ) führen zu einem verstärkten Auftreten von Mikrorissen, was einen überproportionalen Anstieg der Kriechverformungen (nichtlineares Kriechen) zur Folge hat. Daher wird in der normativen Einwirkungskombination „quasi-ständig“ die Betondruckspannung auf 45 % der charakteristischen Betondruckfestigkeit  $f_{ck}$  ( $f_{cm} = f_{ck} + 8 \text{ [MN/m}^2\text{]}$ ) begrenzt (Gleichung (5.1)).

$$\sigma_{c,vorh.} \leq 0,45 * f_{ck} \quad (5.1)$$

Bereits das kurzzeitige Überschreiten der Betondruckspannungen über 60 % der charakteristischen Betondruckfestigkeit kann Längsrisse aufgrund einer Überschreitung der aufnehmbaren Querkzugspannung verursachen. Die Risse verlaufen parallel zur Hauptdruckrichtung. Ein Rückgang der Beanspruchung bedingt nicht immer das vollständige Schließen dieser Risse, was wiederum zu einer Beeinträchtigung der Dauerhaftigkeit führen kann. In der „seltenen“ Einwirkungskombination wird dieses entsprechend Gleichung (5.2) berücksichtigt.

$$\sigma_{c,vorh.} \leq 0,6 * f_{ck} \quad (5.2)$$

Das Überschreiten der Streckgrenze des Betonstahls mit den damit verbundenen plastischen, nicht reversiblen Stahldehnungen kann zu permanent offenen, klaffenden Rissen führen, was eine erhebliche Einschränkung der Dauerhaftigkeit zur Folge hätte. Damit diese Form der Rissbildung nicht auftritt, ist die Spannung im Betonstahl  $\sigma_s$  nach Gleichung (5.3) für die „seltene“ Einwirkungskombination zu beschränken. Resultieren die Spannungen im Betonstahl ausschließlich aus indirekten Einwirkungen, so gilt die geringere Anforderung nach Gleichung (5.4).

$$\sigma_{s,vorh.} \leq 0,8 * f_{yk} \quad (5.3)$$

$$\sigma_{s,vorh.} \leq 1,0 * f_{yk} \quad (5.4)$$

Für Spannstähle ist grundsätzlich die Vermeidung nichtelastischer Stahldehnungen und somit einer unkontrollierten Rissbildung sicherzustellen sowie der Gefahr einer Spannungsrisskorrosion (SpRK) entgegenzuwirken. Da ein direkter Zusammenhang zwischen einer hohen Spannstahlspannung und der Gefahr einer SpRK angenommen wird, ist die mittlere Spannstahlspannung unter Berücksichtigung der Vorspannverluste nach Gleichung (5.5) begrenzt.

$$\sigma_{p,vorh.} \leq 0,75 * f_{pk} \quad (5.5)$$

### 5.2.2.2 Begrenzung der Verformungen

Das Erscheinungsbild und die ordnungsgemäße Funktion eines Bauwerks können durch übermäßige Verformungen negativ beeinflusst werden. Die Grenzwerte für die zulässigen Verformungen hängen erheblich von den Nutzungsbedingungen des Bauwerks oder den Anforderungen des Bauherrn ab. Die nor-

mativen Grenzwerte beziehen sich auf den allgemeinen Hochbau. Für Ingenieurbauwerke, insbesondere Brücken, werden in der Regel die Grenzwerte in Absprache zwischen dem Bauherrn und dem Tragwerksplaner festgelegt. Ein typisches Beispiel hierfür ist die Festlegung der Gradienten der Fahrbahndecke einer Brücke, die bei Freigabe des Bauwerks an den Verkehr eingehalten werden soll.

Der Nachweis der zulässigen Verformungen kann im allgemeinen Hochbau häufig durch die Begrenzung der Biegeschlankheit erfolgen, im Ingenieurbau ist hierzu grundsätzlich eine Berechnung der Verformung notwendig.

### 5.2.2.3 Begrenzung der Rissbreiten

Aufgrund der geringen Zugfestigkeit des Betons ist eine Rissbildung nahezu unvermeidbar. Risse entstehen infolge direkter Beanspruchung aus äußeren Einwirkungen oder indirekter Beanspruchungen infolge von innerem Zwang. Des Weiteren sind Risse als Grundvoraussetzung der Stahlbetonbauweise notwendig, damit beispielsweise bei einem biegebeanspruchten Bauteil die Bewehrung aktiviert werden kann. Das vorrangige Entwurfsziel bei Stahl-/Spannbetonbauwerken ist daher nicht die Vermeidung von Rissen, sondern die Begrenzung der Rissbreiten auf ein weitgehend unkritisches Maß. Große Rissbreiten haben einen starken Einfluss auf die mögliche Korrosion des Beton- oder Spannstahls und können damit die langfristige Tragfähigkeit reduzieren. Die ordnungsgemäße Funktion und Dauerhaftigkeit des Bauteils wäre dann nicht mehr sichergestellt.

Der Eurocode (DIN EN 1992-1-1 2004) sieht die Anordnung einer Mindestbewehrung zur Begrenzung der Rissbreiten infolge Zwang und die Begrenzung der Rissbreiten infolge Last vor. Der Nachweis erfolgt durch die direkte Berechnung der Rissbreite oder die Begrenzung der Stabdurchmesser beziehungsweise Stababstände.

Normativ gelten die Grenzwerte in Tabelle 5.1 für die zulässige Rissbreite.

Tabelle 5.1 Zulässige Rissbreiten (DIN EN 1992-1-1 2004)

zulässige Rissbreite $w_k$	Randbedingungen
0,4 mm	Stahlbetonbauteile in Innenräumen ohne Korrosionsrisiko (Beschränkung primär zur Wahrung eines akzeptablen Erscheinungsbildes)
0,3 mm	Stahlbetonbauteile allgemein; Spanntonbauteile, sofern der Korrosionsschutz des Spannstahls durch andere Maßnahmen sichergestellt ist (im Wesentlichen Vorspannung ohne Verbund)
0,2 mm	Spannbetonbauteile mit Spanngliedern im sofortigen oder nachträglichen Verbund

## 5.2.2.4 Dekompression

Die Dekompression bedeutet, dass der gesamte Beton eines Spannbetonbauteils innerhalb einer bestimmten Distanz vom Spannglied, dem Hüllrohr oder dem Bauteilrand unter Druckspannung verbleibt. Sie soll zum einen den Korrosionsschutz durch Begrenzung der Rissbreiten sicherstellen und zum anderen die Spannungsschwankungen in Betonstahl und Spannstahl aus wechselnden Verkehrslasten beschränken.

## 5.2.3 Dauerhaftigkeit

Während der Nutzungsdauer von Stahl-/Spannbetonbauwerken treten naturgemäß Schädigungsmechanismen auf, die Einfluss auf Tragfähigkeit und Gebrauchstauglichkeit haben können. So führt die Korrosion der Bewehrung zu einer Reduktion des Stahlquerschnitts, der Duktilität und des Ermüdungswiderstandes. Ein mechanischer, physikalischer oder chemischer Angriff kann das Betongefüge zerstören. Daraus folgt die Beeinträchtigung des Korrosionsschutzes der Bewehrung und in der Folge die Querschnittsabnahme und letztlich die Reduktion der Tragfähigkeit.

Die Sicherstellung der Dauerhaftigkeit hat das Ziel, dass diese Schädigungsmechanismen während der gesamten Lebensdauer des Bauwerks bei einem angemessenen Instandhaltungsaufwand keinen negativen Einfluss auf die Tragfähigkeit und Gebrauchstauglichkeit haben. Da es sehr aufwendig ist, die Schädigungsmechanismen durch mathematische Zusammenhänge zu beschreiben, wird die Dauerhaftigkeit bislang durch die Einhaltung konstruktiver Regeln sowie Anforderungen an Zusammensetzung, Nachbehandlung und

Schutz des Betons sichergestellt. Teilweise sind die Anforderungen an die Dauerhaftigkeit implizit in den Nachweisen der Gebrauchstauglichkeit enthalten.

Zukünftig werden diese konstruktiven Regeln durch eine probabilistische Bemessung ergänzt, die gezielter die Verhältnisse in situ erfasst und somit zu einer optimierten Bemessung auch im Bereich der Dauerhaftigkeit führt. Stellvertretend für diesen Trend sei auf Gehlen (2000) verwiesen.

### 5.3 SYSTEMMODELLIERUNG

Als Grundlage für die Modellierung von Massivbauwerken wird zunächst der Begriff des Systems in der Zuverlässigkeitstheorie erläutert. Die Verknüpfung verschiedener und unterscheidbarer Komponenten wird im Allgemeinen als System aufgefasst. Damit ein System einwandfrei funktioniert, ist das Funktionieren aller oder gewisser Teilmengen der Komponenten notwendig. Weiter werden die einzelnen Komponenten in der Systemtheorie idealisiert betrachtet und können sich nur im intakten oder im defekten Zustand befinden. Die Darstellung dieser zwei Zustände wird Boolesche Darstellung genannt. Nützlich für die zuverlässigkeitstheoretische Betrachtung des Systemverhaltens ist die Beschreibung durch zwei Systeme, das Serien- und das Parallelsystem. In einem Seriensystem führt das Überschreiten eines Grenzzustandes zum Versagen des gesamten Systems. Dieses System wird auch als „Schwächstes-Glied“ System bezeichnet. Bei einem Parallelsystem müssen mehrere Grenzzustände überschritten werden, damit es zu einem Systemversagen kommt. Solche Systeme sind sogenannte redundante Systeme. Im Allgemeinen setzt sich ein System aus einer Vielzahl von Komponenten zusammen, deren vereinzelter oder kombinierter Ausfall zum Systemversagen führen kann. Nach einer Zusammenstellung verschiedener Einzelversagensarten (Komponenten), können diese zu Subsystemen und schließlich zum Gesamtsystem verknüpft werden. Typische Beispiele hierfür sind Wasser- oder Stromversorgungsanlagen.

Bezogen auf Massivbauwerke liegt bei der Untersuchung der Gebrauchstauglichkeit ein Seriensystem vor. Ein Systemversagen tritt ein, sobald an irgendeiner Stelle im Bauwerk ein Grenzzustand der Gebrauchstauglichkeit überschritten wird.

Im Grenzzustand der Tragfähigkeit wird die ausreichende Tragfähigkeit bei einer physikalischen und geometrisch nichtlinearen Strukturanalyse von Massiv-



bauwerken über die Traglast nachgewiesen. Als Versagenskriterium dient, wie zuvor dargestellt, das Überschreiten einer kritischen Verformung oder der Verlust der Stabilität. Aufgrund der Streuung der Einflussgrößen können eine Reihe kritischer Querschnitte oder Tragwerksbereiche sowie kritische Versagensmechanismen entstehen.

Ein einzelner kritischen Versagensmechanismen ( $M_i$ ) tritt auf, wenn sukzessiv die Querschnittstragfähigkeit ( $Q_i$ ) an mehreren Stellen erreicht wird. Dieses entspricht einem Parallelsystem. Weiter können mehrere Versagensmechanismen auftreten, deren einzelnes Auftreten ein Systemversagen darstellt. Zuverlässigkeitstheoretisch liegt somit ein Seriensystem mit untergeordneten Parallelsystemen als Teilsysteme vor (Bild 5.3).

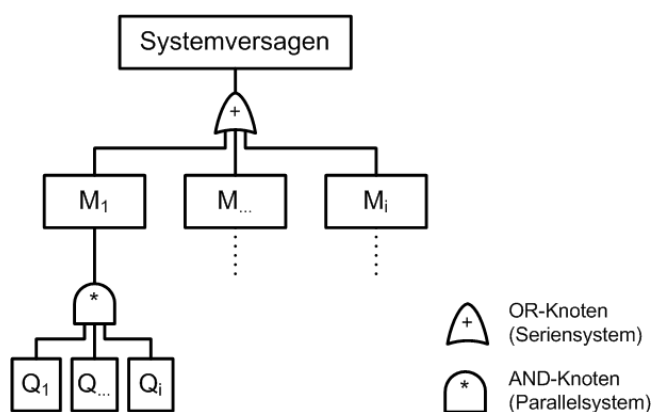


Bild 5.3 Systemversagen im Grenzzustand der Tragfähigkeit (Fehlerbaum)

### 5.4 STRUKTURANALYSE MIT DER FINITE-ELEMENTE-METHODE

Für die Analyse des nichtlinearen Trag- und Verformungsverhaltens wird die Finite-Elemente-Methode verwendet. Die Finite-Elemente-Methode als numerisches Näherungsverfahren hat sich als praktikables Werkzeug zur Berechnung von Bauwerken erwiesen. Im Folgenden wird kurz auf die Grundlagen der Finite-Elemente-Methode sowie die Modellierung und Berechnung von Massivbauwerken eingegangen.

#### 5.4.1 Grundlagen

Der Grundgedanke der Finite-Elemente-Methode ist die Aufteilung der zu berechnenden Struktur in eine endliche (finite) Anzahl von Elementen. Je nach

Aufgabenstellung erfolgt die Diskretisierung in Stab-, Flächen oder Volumenelemente. Die komplexe Verformungsfigur eines Tragwerkes, die analytisch nicht mehr zu beschreiben ist, wird durch einzelne stückweise stetige Funktionen (Formfunktionen) elementbezogen angenähert. Die einzelnen Elemente sind an ihren Rändern durch Knoten verbunden. Die Unbekannten (Freiwerte) der Gesamtstruktur sind in der Regel die Verformungen und Verdrehungen der Knoten. Die Freiwerte lassen sich mit Hilfe von Arbeitssätzen beziehungsweise Energieprinzipien berechnen (Ahrens u. Dinkler 1994).

Die hier beschriebene Finite-Elemente-Methode kann als verallgemeinerte Methode des Weggrößenverfahrens angesehen werden, somit werden die Freiwerte mit dem Prinzip der virtuellen Verschiebungen (PvV) bestimmt. Für jedes Element wird ein Ansatz zur Beschreibung des Verschiebungszustandes  $\mathbf{u}$  im gesamten Element aufgestellt.

$$\mathbf{u} = \mathbf{N} * \mathbf{v} \quad (5.6)$$

In der Matrix  $\mathbf{N}$  sind die Formfunktionen zusammengefasst und der Vektor  $\mathbf{v}$  beinhaltet die unbekanntenen Knotenverschiebungen des Elements. Aus der Ableitung von Verschiebungen ergibt sich die Beziehung für die Dehnung.

$$\boldsymbol{\varepsilon} = \mathbf{B} * \mathbf{v} \quad (5.7)$$

In Gleichung (5.7) stellt  $\mathbf{B}$  die Verschiebungs- /Verzerrungsmatrix dar. Der Zusammenhang zwischen der Dehnung und der Spannung wird über die Werkstoffmatrix  $\mathbf{D}$  beschrieben.

$$\boldsymbol{\sigma} = \mathbf{D} * \boldsymbol{\varepsilon} \quad (5.8)$$

Anschließend kann das Prinzip der virtuellen Verschiebung (PvV) angewandt werden. Dieses besagt, dass bei einem Körper, der sich im Gleichgewicht befindet und auf den eine gedachte, beliebig kleine Verschiebung aufgebracht wird, die gesamte innere virtuelle Arbeit  $\delta A_i$  gleich der gesamten äußeren virtuellen Arbeit  $\delta A_a$  ist.

$$\delta A_i = \delta A_a \quad (5.9)$$

Die innere virtuelle Arbeit ergibt sich aus dem Produkt der Spannungen  $\boldsymbol{\sigma}$  und der zu den virtuellen Knotenverschiebungen  $\delta \mathbf{v}$  gehörigen Verzerrungen  $\delta \boldsymbol{\varepsilon}$  über

das Volumen des Elementes. Die Summe der inneren Arbeiten des Gesamttragwerks berechnet sich aus der Summe der inneren Arbeiten der einzelnen Elemente.

$$\delta A_i = \sum \int_V \delta \boldsymbol{\varepsilon}^T * \boldsymbol{\sigma} dV \quad (5.10)$$

Die äußeren Arbeiten ergeben sich aus den am Element wirkenden Knotenkräften  $\mathbf{F}$  nach Gleichung (5.11).

$$\delta A_a = \delta \mathbf{v}^T * \mathbf{F} \quad (5.11)$$

Durch Anwendung der obigen Gleichungen in analoger Form auf die virtuellen Verschiebungen und Einsetzen der entsprechenden Gleichungen ergibt sich:

$$\sum \mathbf{B}^T * \mathbf{D} * \mathbf{B} * \mathbf{v} dV = \delta \mathbf{v}^T * \mathbf{F} \quad (5.12)$$

$$\sum \delta A = 0 = \sum \int_V \delta \mathbf{v}^T * \mathbf{B}^T * \mathbf{D} * \mathbf{B} * \mathbf{v} dV - \delta \mathbf{v}^T * \mathbf{F} \quad (5.13)$$

In Gleichung (5.14) stellt das Integral

$$\int_V \mathbf{B}^T * \mathbf{D} * \mathbf{B} * \mathbf{v} dV = \mathbf{K}_e \quad (5.14)$$

die sogenannte Elementsteifigkeitsmatrix dar. Für das Gleichungssystem des Gesamttragwerks zur Berechnung der unbekanntenen Knotenverschiebungen folgt somit:

$$\mathbf{K} * \mathbf{v} = \mathbf{F} \quad (5.15)$$

In Gleichung (5.15) ist  $\mathbf{K}$  die Summe der Elementsteifigkeiten,  $\mathbf{v}$  der unbekanntene Vektor der Knotenverschiebungen und  $\mathbf{F}$  der Vektor der wirkenden Lasten.

Die bisherigen Zusammenhänge setzen voraus, dass die auftretenden Verschiebungen infinitesimal klein sind bzw. ein linear elastisches Materialverhalten vorliegt. Bei einem nichtlinearen Werkstoffverhalten sind diese Randbedingungen nicht mehr erfüllt, da der Vektor der unbekanntenen Knotenverschiebungen keine lineare Funktion des Vektors der wirkenden Lasten ist.

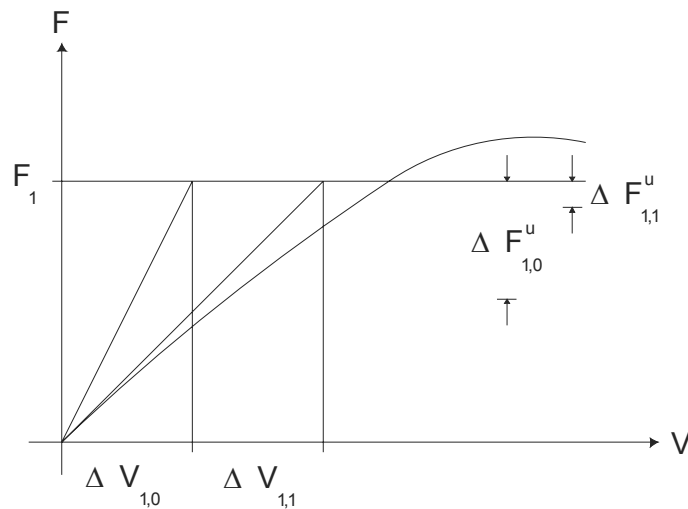


Bild 5.4 Newton-Raphson-Methode: Prinzipskizze

Zu Lösung von nichtlinearen Berechnungsaufgaben werden inkrementell-iterative Verfahren eingesetzt. Ein sehr gebräuchliches Verfahren ist hierbei die Newton-Raphson-Methode. Bei dieser Methode wird die Last in eine Reihe kleiner Lastanteile aufgeteilt. Die Lastanteile können in mehreren Schritten aufgebracht werden. Bei jedem Schritt wird die Steifigkeitsmatrix (Tangentensteifigkeitsmatrix) aktualisiert und die Differenz zwischen den inneren Knotenkräften und den äußeren Lasten berechnet (Ungleichgewichtslast). Die Iteration wird solange fortgesetzt, bis eine vorgegebene Genauigkeitsgrenze für Kraft oder Weginkrement erreicht wird (Bild 5.4). Vertiefende Informationen zur Newton-Raphson-Methode und deren Erweiterungen finden sich unter anderem in Stempniewski u. Eibl (1996) und De Witte u. Kikstra (2005).

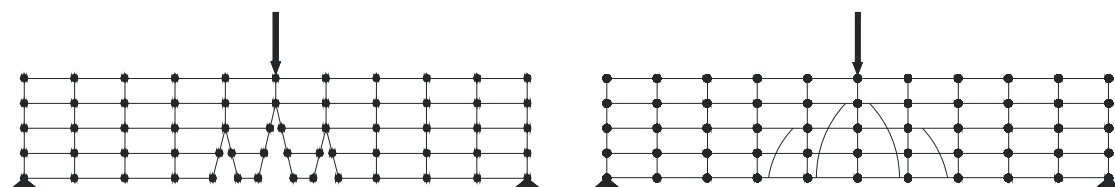
## 5.4.2 Finite Elemente und Stahlbeton

Die Materialgesetze für den Beton, den Bewehrungsstahl und den Spannstahl sind in Kapitel 4 („Stochastische Modelle“) erläutert. Ergänzend dazu finden sich im Folgenden weitere Angaben zur Erfassung von Rissen und zur Berücksichtigung der Bewehrung im Finite-Elemente-Modell.

### 5.4.2.1 Risse

Die Erfassung der Risse im Beton kann entweder über ein diskretes oder ein verschmiertes Rissmodell erfolgen (Bild 5.5). Das diskrete Rissmodell wird verwendet, wenn eine genaue Aussage über Risse oder Rissverläufe notwendig

ist. Um diskrete Risse in der Berechnung zu berücksichtigen, werden einzelne Elementknoten in jeweils zwei separate Knoten aufgeteilt. Zwischen diesen sich öffnenden Knoten werden sogenannte Verbindungselemente angeordnet, die das Rissverhalten beschreiben. Durch die Netzveränderung wächst die Anzahl der Unbekannten und der numerische Rechenaufwand erhöht sich.



*Bild 5.5 Risse im Beton, diskretes Rissmodell (links)  
u. verschmiertes Rissmodell (rechts)*

Für die Betrachtung der globalen Tragfähigkeit eines Bauteils bietet sich das verschmiertes Rissmodell an. Bei diesem Modell wird die Steifigkeit in Richtung der Zugbeanspruchung nach Überschreitung der Zugfestigkeit reduziert. Damit bleibt die Struktur der Steifigkeitsmatrix während der Berechnung erhalten und der Rechenaufwand hält sich in Grenzen. Es bietet sich daher für die Anwendung in dieser Arbeit an.

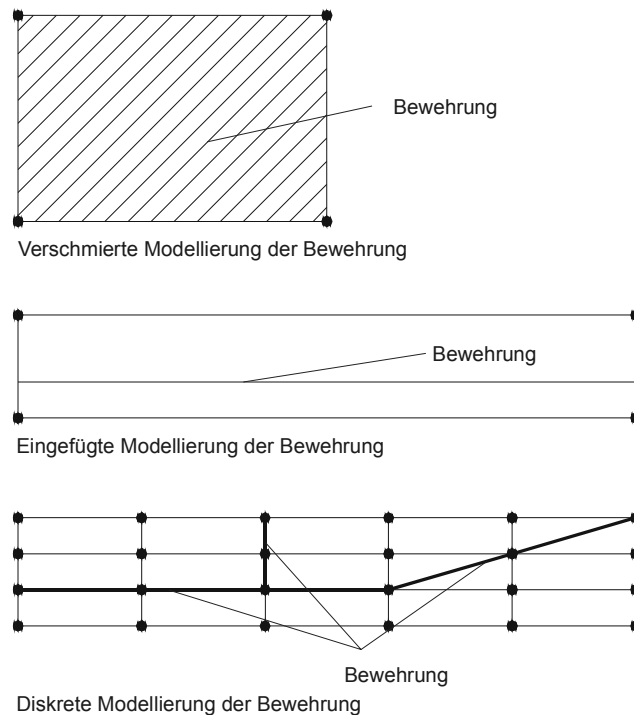
### 5.4.2.2 Bewehrung

Die Berücksichtigung der Bewehrung in einem Finite-Elemente-Modell ist durch eine verschmierte, eine eingefügte oder diskrete Modellierung möglich (Bild 5.6). Bei der verschmierten Modellierung wird die Bewehrung als gleichmäßig verteilter Volumenanteil des Betonelementes in eine vorgegebene Richtung definiert. Das resultierende Element hat demnach ein Zweikomponenten-Stoffgesetz Beton - Stahl. Der einzelne Bewehrungsstahl wird bei der eingefügten Modellierung als einaxialer Zug- / Druckstab idealisiert. Dieser Stab wird so in das Betonelement eingefügt, dass die Verschiebung des Bewehrungsstabes der des Elementes entspricht. Diese Modellierung wird häufig bei Balken-, Platten- oder Schalenelementen verwendet. Die diskrete Modellierung berücksichtigt die Bewehrung durch eindimensionale Elemente wie beispielsweise Fachwerkstäbe. Diese Stäbe werden mit dem Finite-Elemente-Modell des Betons überlagert.

Die verschmierte und die eingefügte Modellierung der Bewehrung setzen einen starren Verbund zwischen Beton und Bewehrung voraus. Bei der diskreten Mo-

dellierung kann ein verschieblicher Verbund zwischen Beton und Bewehrung durch zusätzliche Übergangselemente berücksichtigt werden.

Für die Analyse des Systemtragverhaltens wird die Mitwirkung des Betons zwischen den Rissen über die Modifikation der Spannungs-Dehnungsbeziehung des Betons im Zugbereich berücksichtigt. Hierdurch wird das Verbundverhalten des Betons indirekt erfasst. Somit kann im Rahmen dieser Arbeit die Bewehrung über die eingefügte Modellierung einbezogen werden. Weiter ist es nach Stempniewski u. Eibl (1996) bei Berechnungen mit der Finite-Elemente-Methode in der Regel ausreichend, einen starren Verbund zwischen Beton und Bewehrung anzunehmen.



*Bild 5.6*    *Abbildung der Bewehrung*

### 5.4.3 Tragwerksidealisierung

Die Modellierung, d. h. die Idealisierung des realen Tragwerks, erfolgt mit Schalenelementen. Mit Schalenelementen können sowohl Beanspruchungen in Richtung ihrer Mittelfläche als auch senkrecht dazu berücksichtigt werden. Typische Bauformen von massiven Brückenbauwerken wie mehrstegige Platten-

balken oder Hohlkästen lassen sich mit diesen Elementen dreidimensional als Falwerke modellieren. Im Vergleich zu Stabmodellen wird das Tragverhalten genauer abgebildet. Näherungsmodelle beispielsweise für die mitwirkende Plattenbreite werden entbehrlich. Die Schalenelemente setzen nicht zu dicke Gurt- und Stegbreiten voraus, ansonsten sollten Volumenelemente gewählt werden. Bei Verwendung von Volumenelementen steigt jedoch die Anzahl der Freiwerte sehr stark an und somit auch die Rechenzeit.

Die Verknüpfung der Tragwerksanalyse mit der Zuverlässigkeitsanalyse erfordert eine Vielzahl von Berechnungen mit der Finite-Elemente-Methode. Die Idealisierung des Tragwerks mit Schalenelementen bietet die Möglichkeit, Ergebnisse mit hinreichender Genauigkeit und absehbarem Aufwand zu erzielen.

### 5.4.4 Berechnung

Die Berechnung nach der Finite-Elemente-Methode wird mit dem Programm DIANA (De Witte u. Kikstra 2005) durchgeführt. Mit diesem Programm ist die Tragwerksanalyse unter Berücksichtigung physikalischer und geometrischer Nichtlinearitäten vor allem von Betonbauteilen möglich. Die zuvor in diesem und dem vorherigen Kapitel beschriebenen Berechnungsgrundlagen, wie beispielsweise Materialgesetze, können in diesem Programm berücksichtigt werden.

## 5.5 ZUVERLÄSSIGKEITSANALYSE MIT ADAPTIVE IMPORTANCE SAMPLING

### 5.5.1 Grundlagen

Entsprechend den Ausführungen in Kapitel 3 („Zuverlässigkeit von Bauwerken“) ist das Adaptive Importance Sampling (AIS) eine geeignete Methode für die vorliegende Zielsetzung. Aufbauend auf die bisherige Darstellung der Grundlagen wird in diesem Abschnitt detailliert der Berechnungsablauf des Adaptive Importance Sampling einschließlich der Ermittlung der Sensitivitätsfaktoren streuender Einflussgrößen gezeigt. Die Güte des Verfahrens und der berechneten Sensitivitätsfaktoren wird anhand eines vergleichenden Anwendungsbeispiels gezeigt.

Die Versagenswahrscheinlichkeit  $\bar{p}_f$  berechnet sich beim Importance Sampling nach Gleichung (5.16) und der Variationskoeffizient von  $\bar{p}_f$  als geschätzter statistischer Fehler nach Gleichung (5.17).

$$\bar{p}_f = \frac{1}{N} \sum_{i=1}^N I(g(x_i) \leq 0) * \frac{f_x(x_i)}{h_x(x_i)} \quad (5.16)$$

$$v_{\bar{p}_f} = \frac{1}{N * \bar{p}_f} \sqrt{\sum_{i=1}^N I(g(x_i) \leq 0) * \left( \frac{f_x(x_i)}{h_x(x_i)} \right)^2 - N * \bar{p}_f^2} \quad (5.17)$$

Das Ziel dieses Verfahrens ist die Annäherung der idealen Wichtungsfunktion  $h_x(x)$ , was einem Variationskoeffizienten  $v_{\bar{p}_f}$  von Null entspricht. Für die adaptive Verbesserung der Wichtungsfunktion  $h_x(x)$  werden die statistischen Momente erster und zweiter Ordnung als statistische Momente derjenigen Stichproben der Zufallsvariablen bestimmt, die in den Versagensbereich fallen. Der Mittelwertvektor der verbesserten Wichtungsfunktion  $h_x(x)$  bestimmt sich nach Gleichung (5.18).

$$\bar{\mu}_{x_j} = \frac{1}{p_f} * \int_{g(x) < 0} x_j * f_x(x) dx = \frac{1}{p_f} \int_x x_j * I(x) * \frac{f_x(x)}{h_x(x)} h(x) dx \quad (5.18)$$

Für N Stichproben folgt dann der Schätzwert des Mittelwertvektors:

$$\bar{m}_{x_j} = \frac{1}{p_f} * \frac{1}{N} * \sum_{i=1}^N x_{j,i} * I(x_i) * \frac{f_x(x_i)}{h_x(x_i)} = \frac{\sum_{i=1}^N x_{j,i} * I(x_i) * \frac{f_x(x_i)}{h_x(x_i)}}{\sum_{i=1}^N I(x_i) * \frac{f_x(x_i)}{h_x(x_i)}} \quad (5.19)$$

Die Kovarianzmatrix der verbesserten Wichtungsfunktion  $h_x(x)$  bestimmt sich nach Gleichung (5.20).

$$\begin{aligned} \bar{\sigma}_{x_j x_k}^2 &= \bar{\sigma}_{x_j x_k}^2 = \frac{1}{p_f} \int_{g(x) < 0} (x_j - \bar{\mu}_{x_j}) * (x_k - \bar{\mu}_{x_k}) * f_x(x) dx \\ &= \frac{1}{p_f} \int_{g(x) < 0} x_j * x_k * f_x(x) dx - \bar{\mu}_{x_j} * \bar{\mu}_{x_k} \\ &= \frac{1}{p_f} \int_x x_j * x_k * I(x) * \frac{f_x(x)}{h_x(x)} h_x(x) dx - \bar{\mu}_{x_j} * \bar{\mu}_{x_k} \end{aligned} \quad (5.20)$$



Für N Stichproben folgt dann der Schätzwert der Kovarianzmatrix:

$$\begin{aligned} \bar{s}_{x_j x_k}^2 &= \bar{s}_{x_j x_k}^2 = \frac{1}{p_f} \frac{1}{N} \sum_{i=1}^N x_{j,i} * x_{k,i} * I(x_i) * \frac{f_x(x_i)}{h_x(x_i)} - \bar{m}_{x_j} * \bar{m}_{x_k} \\ &= \frac{\sum_{i=1}^N x_{j,i} * x_{k,i} * I(x_i) * \frac{f_x(x_i)}{h_x(x_i)}}{\sum_{i=1}^N I(x_i) * \frac{f_x(x_i)}{h_x(x_i)}} - \bar{m}_{x_j} * \bar{m}_{x_k} \end{aligned} \quad (5.21)$$

Der Einfluss der einzelnen streuenden Parameter  $X_i$  auf die Versagenswahrscheinlichkeit wird durch die Sensitivitätsfaktoren  $\alpha_i$  angegeben. Beim Adaptive Importance Sampling lassen sich empirische Sensitivitätsfaktoren ermitteln (Six 2001). Sie entsprechen dem jeweiligen Richtungscosinus der standardisierten Mittelwerte derjenigen Stichproben, die in den Versagensbereich fallen. Der standardisierte Mittelwertvektor berechnet sich nach Gleichung (5.22).

$$\tilde{m}_{x_i} = \frac{\bar{m}_{x_i} - \mu_{x_i}}{\sigma_{x_i}} \quad (5.22)$$

Daraus ergeben sich die empirischen Sensitivitätsfaktoren entsprechend Gleichung (5.23).

$$\alpha_{x_i} = - \frac{\tilde{m}_{x_i}}{\sqrt{\sum_{i=1}^N \tilde{m}_{x_i}^2}} \quad (5.23)$$

### 5.5.2 Berechnungsablauf

Zu Beginn der adaptiven Vorgehensweise liegen keine Informationen über einen geeigneten Startvektor der Wichtungsfunktion  $h_x(\mathbf{x})$  vor. Daher werden im ersten Iterationsschritt der Mittelwertvektor und die Kovarianzmatrix der Stichprobenfunktion  $f_x(\mathbf{x})$  verwendet. Die Standardabweichung der einzelnen Parameter wird jedoch mit einem Faktor  $s$  zwischen 1 und 3 vergrößert. Somit liegt eine größere Anzahl von Stichproben im Versagensbereich. Der statistische Fehler nach Gleichung (5.17) ist allerdings in diesem ersten Iterationsschritt noch sehr groß. Dennoch eignet sich diese Vorgehensweise sehr gut für die erste Schätzung des Mittelwertvektors der Stichproben im Versagensbereich und somit für eine Verbesserung der Wichtungsfunktion  $h_x(\mathbf{x})$ .

Mit dem nach Gleichung (5.19) ermittelten Mittelwertvektor für die Wichtungsfunktion  $h_x(\mathbf{x})$  wird ein weiterer Iterationsschritt durchgeführt. Als Kovarianzmatrix wird die der Stichprobenfunktion  $f_x(\mathbf{x})$  verwendet. Die Adaption der Kovarianzmatrix entsprechend Gleichung (5.20) ist im zweiten Iterationsschritt in der Regel nicht notwendig. Schon der zweite Iterationsschritt führt zu einer signifikanten Reduzierung des Fehlers nach Gleichung (5.17). Der weitere Iterationsschritt wird wieder mit dem verbesserten Mittelwertvektor und gegebenenfalls mit einer adaptierten Kovarianzmatrix durchgeführt. Nach drei bis vier Iterationsschritten ist häufig der Fehler akzeptabel, wobei als Grenzwert in Anlehnung an Cabral u. Katafygiotis (2001) ein Fehler von kleiner als 10 % als hinreichend angesehen wird. Die erforderliche Mindestanzahl an Stichproben je Iterationsschritt in Abhängigkeit der Anzahl  $n$  der streuenden Parameter ergibt sich nach Roos et al. (2006) zu  $5 * n^3$ . Ebenda findet sich ein Vorschlag für eine sinnvolle Festlegung der Stichprobenanzahl und des Faktors  $s$  zur Vergrößerung der Standardabweichung in Abhängigkeit von der erwarteten Zuverlässigkeit und Anzahl  $n$  der streuenden Parameter (Tabelle 5.2). Ob die Anzahl der Stichproben ausreichend ist, kann über die Anzahl der Stichproben im Versagensbereich  $N_f$  überprüft werden. In Six (2001) wird die Anzahl mit  $N_f \approx 10 * n$  und in Roos et al. (2006) mit  $N_f > n^3$  angegeben, wobei sich die erste Angabe in der Regel als hinreichend erwiesen hat. Der prinzipielle Aufbau dieser Berechnungsprozedur ist in Bild 5.7 als Flussdiagramm dargestellt.

Tabelle 5.2 Faktor  $s$  und Stichprobenanzahl

	$P_f$	$1.587 * 10^{-1}$	$2.275 * 10^{-2}$	$1.35 * 10^{-3}$	$3.169 * 10^{-5}$	$3.401 * 10^{-6}$
	$\beta$	1	2	3	4	4.5
$n$						
2		1/63	1.8/63	2.5/70	3/90	3/120
5		1/790	1.8/920	2.5/1100	3/1400	3/1900
10		1/6250	1.8/73000	2.5/9000	3/11000	3/15000
15		1/21093	1.8/25000	2.5/30000	3/7100	3/50600
20		1/50000	1.8/60000	2.5/70000	3/90000	3/120000

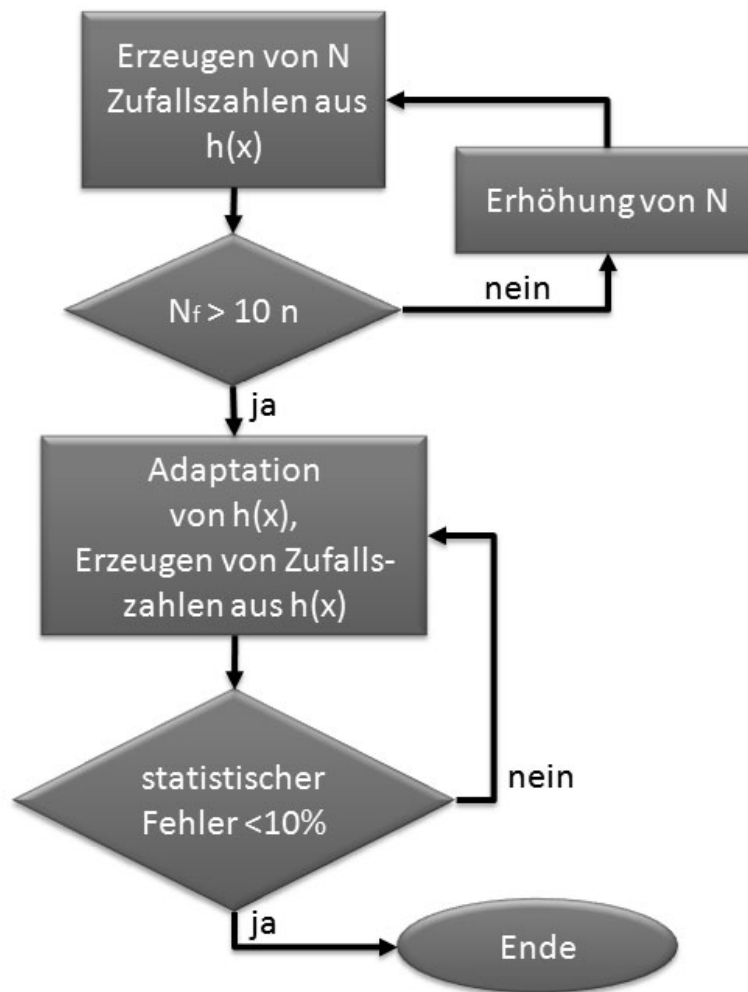


Bild 5.7 Flussdiagramm der Berechnungsprozedur

### 5.5.3 Validierung

Anhand eines Portalrahmens wird die Anwendung des Adaptive Importance Sampling gezeigt. Dieses Beispiel eignet sich, die Güte des Verfahrens durch den Vergleich mit einer Lösung nach FORM/SORM zu zeigen, da der Grenzzustand analytisch geschlossen beschrieben werden kann.

Der Portalrahmen (Bild 5.8) mit starr plastischem Materialverhalten wird durch eine Horizontalkraft  $H$  und eine Vertikalkraft  $V$  belastet. Ein Versagen des Rahmens tritt ein, wenn sich eine kinematische Kette ausbildet. Eine kinematische Kette kann sich bei diesem Beispiel auf drei Arten (Versagensmodi) mit drei bzw. vier plastizierenden Knoten einstellen (Bild 5.9), was somit einem übergeordneten Seriensystem mit Parallelsystemen als Teilsysteme entspricht.

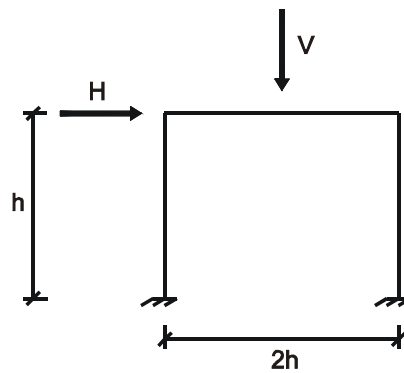


Bild 5.8 Portalrahmen

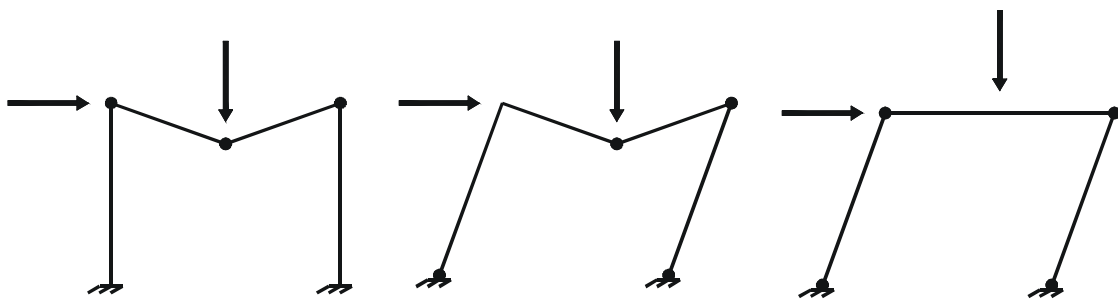


Bild 5.9 Versagensmechanismen des Portalrahmens

Die Grenzzustandsgleichungen (Gleichung (5.24) bis (5.26)) für die Versagensmodi ergeben sich nach dem Arbeitssatz. Die streuenden Größen (Tabelle 5.3) werden in Anlehnung an Rackwitz (2002) festgelegt.

$$Z_1 = M_2 + 2 * M_3 + M_4 - V * h \quad (5.24)$$

$$Z_2 = M_1 + 2 * M_3 + 2 * M_4 + M_5 - H * h - V * h \quad (5.25)$$

$$Z_3 = M_1 + M_2 + M_4 + M_5 - H * h \quad (5.26)$$

Tabelle 5.3 Stochastisches Modell

Parameter	Symbol	Einheit	Verteilung	Mittelwert	Standardabweichung
Plastisches Moment	M1...M5	kN/m <sup>2</sup>	GN	134,9	13,49
Horizontal-last	H	kN	GN	50	15
Vertikallast	V	kN	GN	40	12
Höhe	h	m	konstant	5	-

Die Ergebnisse der einzelnen Iterationsschritte sind in Tabelle 5.4 zusammengefasst. Der Zuverlässigkeitsindex  $\beta$  und die Sensitivitätsfaktoren  $\alpha_i$  sind für das Systemversagen des Seriensystems angegeben.

*Tabelle 5.4 Systemzuverlässigkeit mit AIS und FORM/SORM*

Iteration	Anzahl Stichproben	$\beta$	Fehler [%]	$\alpha_{M1}$	$\alpha_{M2}$	$\alpha_{M3}$	$\alpha_{M4}$	$\alpha_{M5}$	$\alpha_H$	$\alpha_V$
1	2000	3.17	45.7	0.31	0.00	0.04	0.35	0.00	-0.88	-0.08
2	2000	3.37	16.7	0.10	0.05	0.17	0.30	0.13	-0.85	-0.36
3	2000	3.36	7.6	0.09	0.02	0.23	0.26	0.15	-0.80	-0.46
4	2000	3.36	5.3	0.13	0.03	0.20	0.24	0.17	-0.81	-0.46
FORM	-	3.34	-	0.14	0.06	0.18	0.24	0.15	-0.83	-0.41

Mit dem Adaptive Importance Sampling erreicht der zulässige Fehler schon nach wenigen Iterationsschritten einen akzeptablen Wert. Weiter zeigt der Vergleich der Zuverlässigkeit mit dem durch FORM/SORM ermittelten Wert eine sehr gute Übereinstimmung. Das gilt auch für die empirischen Sensitivitätsfaktoren des Adaptive Importance Sampling, die selbst nur als Näherungswert angesehen werden können.

Das Validierungsbeispiel zeigt, dass sich das Adaptive Importance Sampling für die Berechnung der Systemzuverlässigkeit von Tragwerken eignet. Bei dem hier gewählten Beispiel sind die einzelnen Grenzzustände und ihre analytische Beschreibung bekannt, sodass ein Vergleich mit der FORM/SORM Lösung möglich ist.

Das Adaptive Importance Sampling wird in dieser Arbeit zum einen für die Bewertung von Massivbauwerken hinsichtlich der Grenzzustände der Gebrauchstauglichkeit verwendet. Zum anderen ist dieses Verfahren ebenso im Grenzzustand der Tragfähigkeit zur Berechnung der Systemzuverlässigkeit einsetzbar. In dem Validierungsbeispiel sind die möglichen Versagensmechanismen, hier die kinematischen Ketten, a priori bekannt. Davon kann bei Massivbauwerken häufig nicht ausgegangen werden. Eine allgemein anwendbare Methode, alle Versagensmechanismen von Massivbauwerken zu identifizieren, ist bislang nicht verfügbar (Waarts 2000).

### 5.6 PROGRAMMTECHNISCHE UMSETZUNG DER SYSTEMANALYSE

Die notwendigen Berechnungen im Rahmen der Zuverlässigkeitsanalyse werden automatisiert durchgeführt, wofür entsprechende Programmmodule entwickelt und verwendet werden (Bild 5.10). Das Modul Zuverlässigkeitsanalyse erzeugt bei der simulationsbasierten Vorgehensweise die notwendigen Zufallszahlen. Die so entstandenen Realisationen der Stichproben werden jeweils über eine offene Schnittstelle an das Modul Strukturanalyse übergeben. Hier werden zunächst mit den Zufallszahlen die programmspezifischen Eingabedatensätze für die Strukturanalyse generiert und mit diesen das Berechnungsprogramm extern gestartet. Die Strukturantworten werden wiederum an das Modul Zuverlässigkeitsanalyse zurück übergeben und dort ausgewertet. Bei dem hier verwendeten Adaptive Importance Sampling erfolgt diese Vorgehensweise wie zuvor beschrieben iterativ, bis die gewünschte Genauigkeit erreicht ist. Ergebnisse der Berechnung sind die Systemzuverlässigkeit  $p_f$ , der Zuverlässigkeitsindex  $\beta$  und die Sensitivitätsfaktoren  $\alpha_i$ .

Die Vorgehensweise bei der Zuverlässigkeitsanalyse mit Hilfe des Antwortflächenverfahrens ist vergleichbar. Hier werden anstelle der Zufallszahlen die Realisationen aus dem sogenannten experimentellen Design übergeben.

Durch die offene Schnittstelle zwischen den Modulen kann jedes Berechnungsprogramm für die Strukturanalyse verwendet werden, welches extern aufgerufen werden kann. Lediglich das Programm für die Erstellung der Eingabedatensätze ist für das jeweilige Berechnungsprogramm anzupassen.

## Systemanalyse von Massivbauwerken

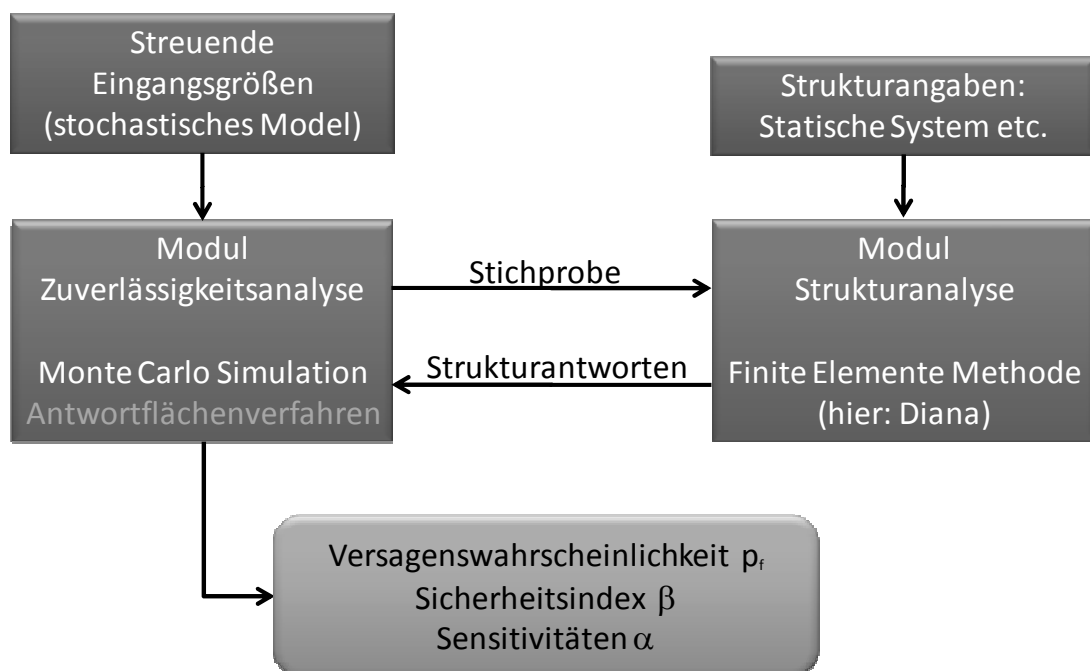


Bild 5.10 Aufbau der Zuverlässigkeitsanalyse

### 5.7 ZUSAMMENFASSUNG KAPITEL 5

In diesem Kapitel werden die Grundlagen für die Systemanalyse entwickelt. Zunächst ist dafür die Darstellung der einzelnen Grenzzustände für Massivbauwerke notwendig. Der weitere Baustein zur Systemanalyse ist die systemtheoretische Verknüpfung der einzelnen Grenzzustände.

Die Strukturanalyse wird mit der Finite-Elemente-Methode durchgeführt, wofür die notwendigen Informationen in Hinblick auf die Analyse von Massivbauwerken gegeben werden. Die Hintergründe zum Adaptive Importance Sampling werden umfassend dargestellt und es erfolgt die notwendige Absicherung dieser Methode. Damit die Zuverlässigkeitsanalyse automatisiert durchgeführt werden kann, ist der aufgezeigte Berechnungsablauf im Rahmen dieser Arbeit programmtechnisch umgesetzt worden.





## 6 SCHADENSSZENARIEN

### 6.1 EINFÜHRUNG

Als Schaden wird eine Veränderung an einem Bauwerk angesehen, welche die Gebrauchstauglichkeit und vor allem die Dauerhaftigkeit eines Tragwerks beeinflusst und zu einer Reduzierung bis hin zum Verlust der Tragfähigkeit führen kann. Die Ursache kann ein Mangel auf der Widerstandsseite, eine mechanische oder chemische Überbeanspruchung auf der Einwirkungsseite oder das Zusammenspiel von beidem sein. Weiterhin wird der natürliche Verschleiß ebenfalls als Schaden betrachtet. Ein Mangel ist definiert als negative Abweichung zwischen einem angestrebten Wert einer Einflussgröße für den Zustand einer Sache (z. B. Festigkeit) und dem erreichten Wert, wenn diese Abweichung entsprechende Toleranzgrenzen übersteigt. Folgen eines Mangels können ein oder mehrere Schäden sein. Ein Mangel entsteht durch Fehler, wobei ein Fehler als Abweichung zwischen den Ergebnissen von zielgerichteten menschlichen Handlungen und den Zielen der Handlung definiert ist. (vgl. König et al. 1986)

Die Analyse von Bauschäden soll dazu dienen, repräsentative Schadensszenarien festzulegen. Neben den Informationen zu möglichen Schwachstellen in Bauwerken aus der Analyse von Bauschäden und Inspektionsergebnissen können weitere Informationen aus der Tragwerksplanung entnommen werden. Aus diesen Informationen lassen sich Ursachen sowie Erscheinungsformen und Auswirkungen von Bauschäden, die während der Errichtung und der Nutzungsphase eines Bauwerks entstehen, zusammenstellen.

Im Folgenden werden Schadensursachen, die in der Regel auf Planungs- und Ausführungsfehler sowie auf die Nutzung zurückzuführen sind, dargestellt. Damit ein umfassendes Bild von Bauschäden aufgezeigt werden kann, basieren die dargestellten Erscheinungsformen und Auswirkungen von Schäden auf Untersuchungen repräsentativer Stichproben von Spannbetonbrücken in der Bundesrepublik Deutschland. Daneben bieten auch Einzelfälle von Schäden, die aufgrund ihrer Größe und Auswirkung teilweise ausführlich in der Literatur besprochen sind, weitere Erkenntnisse. Bei der Festlegung der Szenarien sollte auch die Einwirkungsseite berücksichtigt werden, da vor allem bei Brücken-

bauwerken infolge des erhöhten Güterkraftverkehrs größere Lasten zu erwarten sind.

### 6.2 URSACHEN VON BAUSCHÄDEN

Dieses Kapitel gibt einen allgemeinen Überblick über die Ursachen von Bauschäden bei Massivbauwerken. Weitergehende Informationen finden sich unter anderem in Jungwirth et al. (1986) oder Budelmann (2003).

In den Bereich Bauschäden infolge von Planungsfehlern werden die Schäden eingruppiert, die aufgrund eines ungenügenden Wissensstandes entstanden sind. Die Koppelfugenproblematik von Spannbetonbrücken ist hierfür ein sehr umfassend diskutiertes Beispiel. Deren Ursachen sind heute weitestgehend erforscht und die daraufhin aufgestellten Konstruktionsregeln haben ein erneutes Auftreten dieser Problematik bislang verhindern können. Ein weiterer Planungsfehler war eine unzureichende Betondeckung. Anfang der 50er Jahre des letzten Jahrhunderts war es Stand der Technik, für einen ausreichenden Korrosionsschutz eine Betondeckung von 2 Zentimetern im bewitterten Außenbereich vorzusehen. Da sich jedoch im Laufe der Jahre durch Schäden unter anderem an Brücken- und Ingenieurbauwerken immer wieder herausstellte, dass diese Betondeckung auch bei fachgerechter Verarbeitung des Betons einen dauerhaften Korrosionsschutz nicht bieten konnte, wurde das Mindestmaß bis heute immer wieder erhöht und dem aktuellen Wissensstand angepasst.

Ebenso lassen Schäden auf Fehler in der statisch-konstruktiven Planung zurückschließen. Die häufigsten Fehler bei den statischen Berechnungen liegen im Bereich der Lastannahmen und der Wahl des statischen Systems. Durch Konstruktionsfehler kommt es beispielsweise zu sehr feingliedrigen Querschnitten, geringen Bauteilabmessungen sowie einer zu engen Bewehrungsführung, die einer einwandfreien Betonage hinderlich sind. So kann die Siebwirkung der Bewehrung zur Entmischung des Betons führen, woraus Kiesnester und Fehlstellen resultieren können.

Ausführungsfehler stellen eine weitere Ursache von Bauschäden dar. Schäden aufgrund betontechnologischer Ursachen entstehen durch die falsche Wahl von Zuschlagstoffen und Zusatzmitteln oder durch eine ungünstige Zusammensetzung des Betons. Betonmängel infolge unzureichendem Frostwiderstand, minderfester oder organischer Bestandteile sowie alkaliempfindlicher Bestandteile

sind möglich. Beim Einsatz von Zusatzmitteln und -stoffen ist die Einhaltung von Mengen und Verarbeitungsanweisungen (Temperatur, Mischreihenfolge, Mischzeit) wichtig, insbesondere hinsichtlich der Mischung mehrerer Zusatzstoffe. Während der Verarbeitung und des Einbaus entstehen Schäden unter anderem aufgrund eines falschen Wasserzementwertes durch nachträgliche Wasserzugabe, eine mangelhafte Betonüberdeckung der Bewehrung, eine mangelhafte Verdichtung oder eine ungeeignete Schalung. Eine häufige Ursache von Schäden während der Betonherstellung ist die ungenügende Nachbehandlung des jungen Betons.

Alle Arbeiten, die mit Spanngliedern in Verbindung stehen, müssen hohen Anforderungen genügen. Spannstähle sind sehr korrosionsempfindlich, sodass ein Schutz auch schon vor und während des Einbaus sicher gestellt sein muss. Eine wesentliche Beeinträchtigung des Korrosionsschutzes entsteht durch unvollständig oder nicht verpresste Spannglieder. Diese kann zu einer verminderten Verbundwirkung und somit zu einer Reduzierung der Tragfähigkeit führen. Ebenfalls beeinflussen falsche Spanngliedlagen und nicht vorgespannte Spannglieder das Tragverhalten.

Die weitere wesentliche Ursache von Bauschäden ergibt sich während der Nutzung. Ingenieurbauwerke sind hohen mechanischen, thermischen und chemischen Einwirkungen ausgesetzt. Insbesondere bei Brücken ist infolge der Verkehrsbelastung die mechanische Beanspruchung sehr hoch. Bedingt durch die hohen und häufig wechselnden Verkehrslasten weist die Brückenausstattung - wie Lager, Fahrbahnübergänge, Fahrbahnbelag und Abdichtung - verglichen mit der angestrebten Gesamtlebensdauer des Bauwerks eine kürzere Lebensdauer auf. Diese Einbauten werden von vornherein als Verschleißteile mit einer gewissen Nutzungsdauer bis zur Instandsetzung oder Erneuerung angesehen. Schäden an der tragenden Konstruktion von Brücken können auf statische oder dynamische Überbelastung zurückgeführt werden. Zu den thermischen Einwirkungen zählen unter anderem der Frostangriff mit Schäden in Form von Abwitterungen und Absprengungen und der Frost-Tauwechsel. Die ständige Zunahme von Schadstoffen in der Atmosphäre führt zu einer höheren chemischen Beanspruchung der Baustoffe, wobei vor allem Kohlendioxid und Schwefeldioxid Auswirkungen auf die Dauerhaftigkeit des Betons haben.

### 6.3 ANALYSE VON BAUSCHÄDEN

Damit das tatsächliche Ausmaß von Schäden an Massivbauwerken richtig eingeschätzt werden kann, ist als Grundlage eine repräsentative Stichprobe von Massivbauwerken notwendig. Eine Stichprobe für Spannbetonbrücken im Zuge von Fernstraßen in der Bundesrepublik Deutschland wurde aktuell ausgewertet und ausgewählte Ergebnisse sind in Maurer u. Bätjer (2007) sowie Zilch u. Weiher (2007) veröffentlicht. Weitere Auswertungen vorangegangener Untersuchungen finden sich beispielsweise in Jungwirth et al. (1986), König et al. (1986) sowie König u. Mauer (1990).

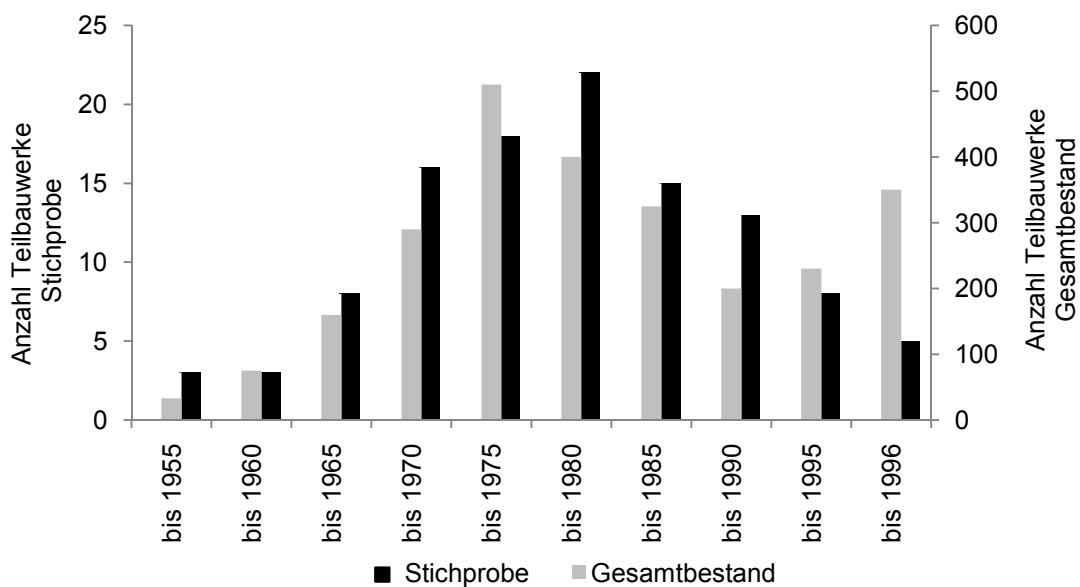


Bild 6.1 Altersstruktur der Bauwerke, Stichprobe und Gesamtbestand

Aufgrund ihrer Aktualität dienen unter anderem die Ergebnisse der Untersuchung zu Überbauten von Spannbetonbrücken von Maurer u. Bätjer (2007) und Zilch u. Weiher (2007) der Festlegung von Schadensszenarien und gehen daher in die folgende Zusammenstellung der Erscheinungsformen und Auswirkungen von Bauschäden ein. Die Untersuchungen hinsichtlich des baulichen Zustandes wurden an 125 Brückenüberbauten mit einer Überbaulänge von mehr als 100 m durchgeführt. Die Auswahl der Brücken soll den Gesamtbestand der Spannbetonbrücken, wie in Bild 6.1 anhand des Baujahrs dargestellt, berücksichtigen. Wegen des geringen Umfanges der Stichprobe bleibt festzuhalten, dass die Ergebnisse als Tendenzen der Schäden in Häufigkeit und Ausmaß angesehen werden.

### 6.3.1 Risse im Beton

Spannbetonbauwerke werden durch die Vorspannung mit einer dauernd wirkenden Druckkraft beansprucht, welche den aus Eigengewicht, Nutzlasten und Zwang hervorgerufenen Zugspannungen entgegenwirkt und so die Risse im Beton vermeidet oder auf ein unkritisches Maß reduziert. Somit sind keine oder sehr kleine Risse ein Indikator für ausreichende Überdrückung durch die Vorspannkraft, folglich also für ein schadenfreies Bauwerk. Unverhältnismäßig große Rissbreiten hingegen können Auswirkungen auf den Korrosionsschutz haben und die Gefahr von Spannstahlbrüchen bergen.

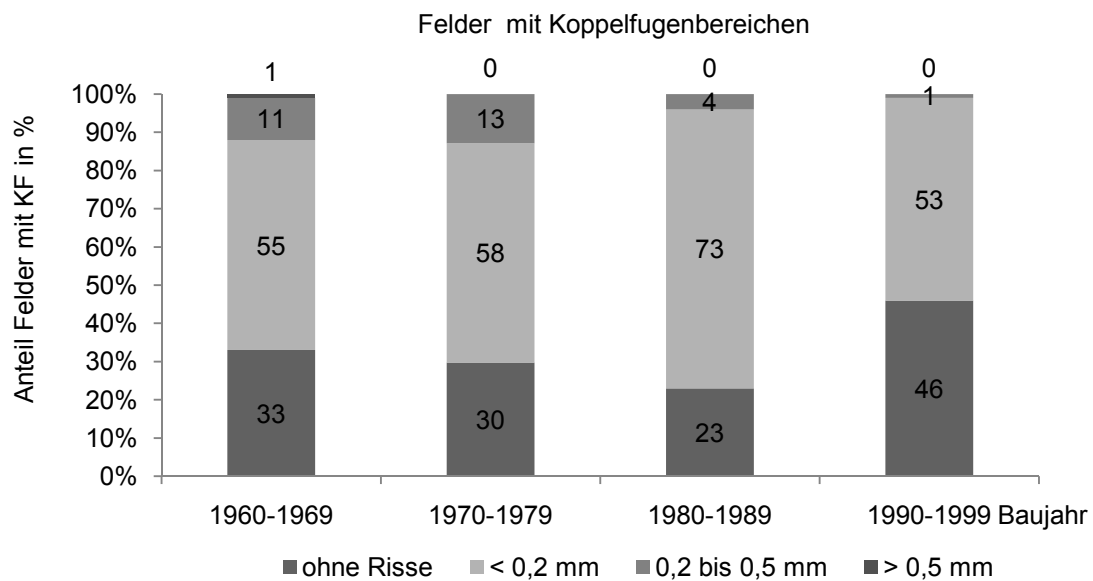


Bild 6.2 Risse in Feldern mit Koppelfugen (KF)

Gerade im Bereich von Koppelfugen traten in der Vergangenheit breite Risse infolge eines ungenügenden Wissensstandes auf. Die aktuelle Untersuchung zeigte in der Regel keine Risse mehr mit Rissbreiten  $w > 0,5$  mm im Bereich der Koppelfugen. Lediglich bei Bauwerken, die vor 1970 erbaut wurden, wurde in 1 % der Felder mit Koppelfugenbereichen eine maximale Rissbreite  $w > 0,5$  mm festgestellt. Die zwischenzeitlich durchgeführten Instandsetzungen der Koppelfugen sind als Grund hierfür anzusehen. Weiter beträgt der Anteil von Rissen mit als schädlich angesehenen Rissbreiten zwischen 0,2 mm und 0,5 mm bei neueren Bauwerken (1980-1989) noch 4 % und neuesten Bauwerken (1990-1999) nur noch 1 %. Diese signifikante Abnahme erklärt sich aus der Anhebung der Bewehrungsmengen und des erhöhten Vorspanngrades für Spannbeton-

brücken in den technischen Regelwerken. Somit wird ausgehend von den Beobachtungen und weiteren detaillierten Untersuchungen geschlossen, dass das Koppelfugenproblem bei Neubauten gelöst ist. Das Ergebnis der Untersuchung zu Rissen und Rissbreiten im Bereich von Koppelfugen ist in Bild 6.2 zusammengefasst dargestellt.

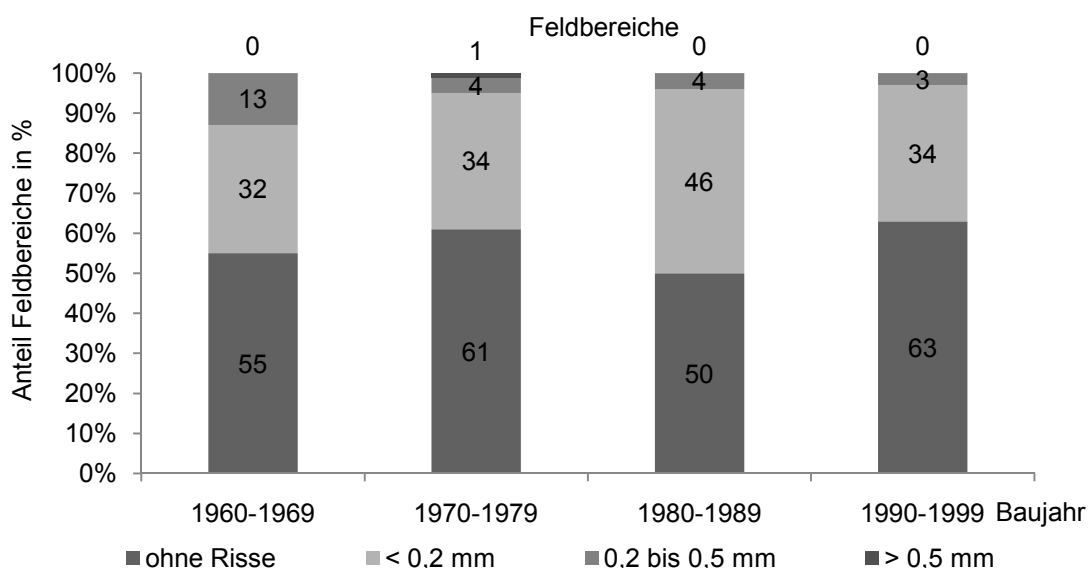


Bild 6.3 Risse in Feldbereichen von Spannbetonüberbauten

Ebenfalls sind die Risse außerhalb der Koppelfugenbereiche hinsichtlich der Korrosions- und Ermüdungsbruchgefahr des Spannstahls zu bewerten. Die aktuellen Ergebnisse sind in Bild 6.3 für die Feldbereiche dargestellt. Die ebenfalls untersuchten Wechsel-, Stütz- und Endbereiche zeigten eine ähnliche Charakteristik wie die Feldbereiche. Die Erhebung weist bei den neueren Bauwerken eine deutliche Tendenz zu einem besseren Verhalten hinsichtlich der Entstehung und Ausbreitung von Rissen auf. So haben die seit 1980 errichteten Bauwerke nur noch in maximal 4 % der untersuchten Bereiche Rissbreiten größer als 0,2 mm und es wurde eine Rissbreite von 0,5 mm nur in einem einzigen Fall überschritten. Dieses deutlich verbesserte Verhalten in den letzten 25 Jahren wird auf die Fortschreibung und Umsetzung der technischen Regelwerke zurückgeführt. So wird davon ausgegangen, dass bei fachgerechter Bemessung und Ausführung Rissbreiten wesentlich größer als 0,2 mm nicht zu erwarten sind. Die breiten Risse von älteren Bauwerken wurden mittlerweile in der Regel verpresst, um so die Korrosion des Spannstahls zu verhindern.

### 6.3.2 Schädigung der Betonstruktur

Zur Korrosion der Bewehrung kann es auch in Bereichen des ungerissenen Betons kommen, wenn die Betondeckung zu gering ausgeführt wird. Die Karbonatisierungsfront erreicht schneller die Bewehrungslage, und der Korrosionsschutz durch die alkalische Umgebung geht verloren. Dieser vor Eintritt von Schäden kaum bemerkbare Mangel führt zu einer Volumenvergrößerung des Stahls infolge Rostbildung und schließlich, oft erst nach mehreren Jahren, zum Abplatzen der Betondeckung. Weiter kann auch eine mangelhafte Verdichtung des Betons in Bereichen mit hohem Bewehrungsgehalt ein Freilegen der Bewehrung bewirken. Die freigelegte Bewehrung ist dann einer beschleunigten Korrosion ausgesetzt, was zu einer weiteren Schwächung der Bauteile führt. Diese Schäden können durch eine regelmäßige Inspektion erkannt werden und durch Instandsetzungsverfahren (z. B. Spritzbeton, Instandsetzungsmörtel) behoben werden, um das Bauwerk dauerhaft zu schützen. Da als maßgebend für den Schadensfall der Abplatzungen und freiliegenden Bewehrung die planmäßige Dicke der Betondeckung angesehen wird, wurde in ZTV-K80 (1980) die Betondeckung auf ein Mindestmaß von 40 mm erhöht, und es wurde eine Mindestanzahl von Abstandhaltern festgelegt. Die positive Auswirkung dieser Maßnahme zeigt sich in Bild 6.4 durch die geringe Häufigkeit der freiliegenden Bewehrung nach Einführung der Vorschrift.

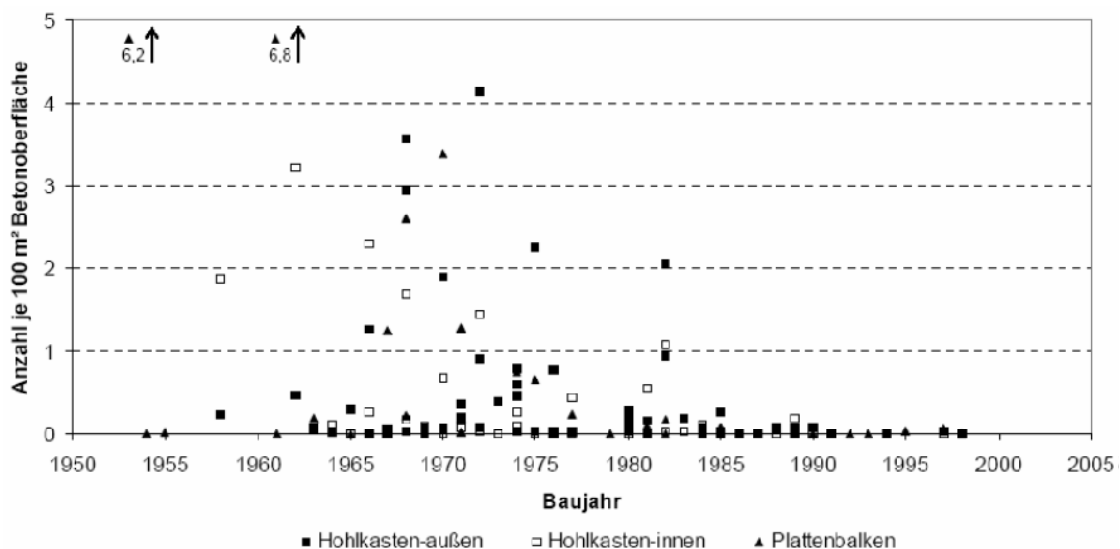


Bild 6.4 Stellen mit freiliegender Bewehrung (Zilch u. Weiher 2007)



Neben der Betondeckung ist ein dichter Beton mit geschlossenem Gefüge für die Dauerhaftigkeit von Spannbetonbauwerken wichtig. Kiesnester und Hohlräume im Querschnitt sind Fehlstellen, die Lücken im Korrosionsschutz der Bewehrung darstellen und aus Mängeln im Betoniervorgang resultieren. Diese Schadensform hat sich im Laufe der Zeit kaum verringert. Sehr häufig wurden diese Schäden in Stegen von Hohlkästen festgestellt, zumal dort die Spannglieder oftmals sehr dicht angeordnet wurden und sich so unter ihnen Hohlstellen bilden konnten. Resultierend daraus dürfen für Neubauten nach den zurzeit gültigen Bemessungsvorschriften (BMVBW 2003) in Stegen von Hohlkästen keine internen Spannglieder angeordnet werden. Diese Maßnahme spiegelt sich in den Ergebnissen der aktuellen Untersuchung noch nicht wider (Bild 6.5).

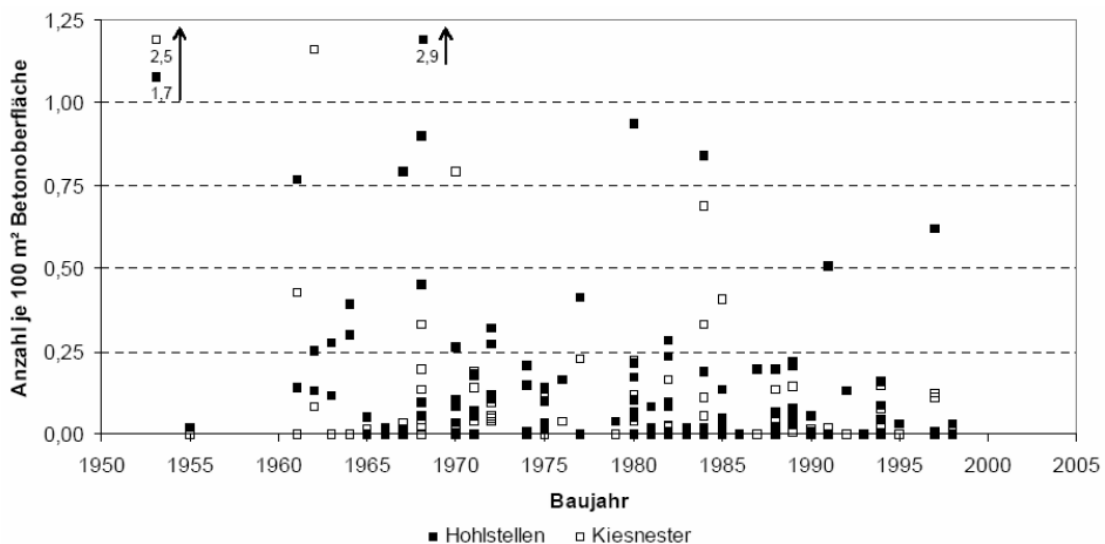


Bild 6.5 Hohlstellen und Kiesnester (Zilch u. Weiher 2007)

### 6.3.3 Schäden am Spannsystem

Das Vorspannsystem mit seinen einzelnen Elementen (Spannstahl, Verankerung) ist ein wesentlicher Bestandteil und hat unmittelbare Auswirkungen auf die Tragfähigkeit der Spannbetonbauwerke. Daher ist zum einen der Korrosionsschutz des Vorspannsystems dauerhaft sicherzustellen und zum anderen ist eine sehr zeitnahe Instandsetzung bei Beschädigung notwendig.

Der Umfang von Schädigungen am Vorspannsystem bei im Verbund liegenden Spannstählen ist sehr schwierig festzustellen. Ein erster Hinweis auf ernsthafte Schädigung ergibt sich allerdings aus einem typischen Rissbild an der Beton-

oberfläche. Für genauere Untersuchungen sind dann aufwendigere Methoden wie Ultraschall oder Endoskopie notwendig. Als ernsthafte Schäden am Spannsystem werden korrodierte Spannanker oder korrodierte Hüllrohre mit abgeplatzter Betondeckung angesehen. Wenn sogar das Schutzsystem Einpressmörtel überwunden ist, findet ein starker korrosiver Angriff des Spannstahls statt, der bis zum kompletten Bruch einzelner Drähte führen kann. Diese extremen lokalen Schädigungen können die Tragsicherheit des Bauwerks gefährden.

Bei der untersuchten Stichprobe zeigen sich Schäden am Verbundsystem bei 50 % der Brücken, die bis 1969, 27 % der Brücken, die zwischen 1970 und 1979 und 23 % der Brücken, die zwischen 1980 und 1989 errichtet wurden. Die seit 1990 errichteten Brücken zeigen noch keine Schäden. Bei den Schäden wird zwischen leichter, mittlerer und schwerer Schädigung unterschieden. Freiliegende Hüllrohre, Verankerungen und Kopplungen infolge Abplatzungen oder Hohlstellen werden als leichte Schädigung kategorisiert. Nicht vollständig verpresste Hüllrohre oder korrodierter Spannstahl gelten als mittlere Schädigung, eine schwere Schädigung stellt beispielsweise der Spannstahlbruch dar. Diese unterschiedlichen Schädigungen sind mit ihrem Anteil an der Gesamtheit der Schäden am Vorspannsystem in Bild 6.6 gezeigt. Dabei wird deutlich, dass der Anteil an schweren Schädigungen wie den Spannstahlbruch mit 2 % sehr gering ist. Die Problematik bei den Spannstahlbrüchen besteht aber darin, dass sie nicht ohne Weiteres von außen erkannt werden können. Ungefähr ein Drittel der Schädigung wird als mittlere Schädigung angesehen und 60 % als leichte Schädigung. Bei der leichten Schädigung gilt ebenfalls der obige Hinweis zu den heute verfügbaren Instandsetzungsverfahren.

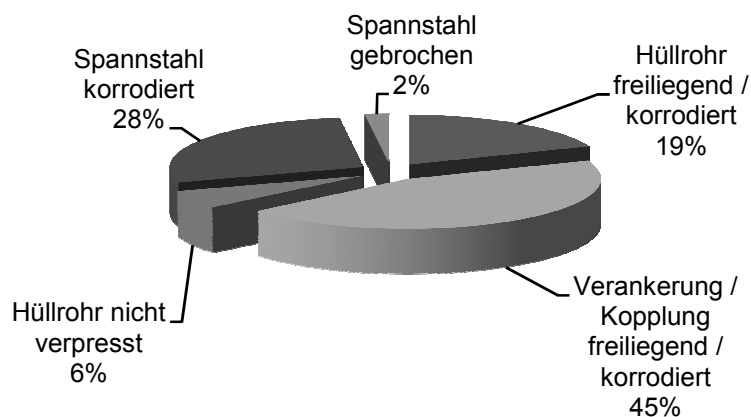


Bild 6.6 Schäden am Spannsystem (nach Zilch u. Weiher (2007))

### 6.3.4 Durchfeuchtungen

Die Durchfeuchtung von Beton führt vor allem in Verbindung mit Rissen zu einer erhöhten Korrosionsgefährdung der innenliegenden Bewehrung und des Vorspannsystems sowie zur Zerstörung des Betongefüges durch Frost-Tau-Wechsel oder Frost-Tausalz-Einwirkung. Zum Eindringen von Feuchtigkeit in den Beton kommt es durch das Versagen der Brückenausstattung (Fahrbahnbelag, Entwässerungssysteme, Abdichtungen, Übergänge).

Die aktuelle Untersuchung ergab, dass bei ca. 60 % der Brücken keine feuchten Stellen auftraten. Die bei den übrigen 40 % der Brücken festgestellten Durchfeuchtungen sind zu über 80 % auf Schäden am Entwässerungssystem und dabei im Besonderen auf geschädigte Tropfüllen zurückzuführen. Fast alle Schädigungen (ca. 90 %) traten an den Kragarmen oder an den Fahrbahnunterseiten auf, was vor allem zu einer Korrosionsgefahr von Spanngliedern in der Fahrbahnplatte sowie im oberen Bereich liegenden Längsspannglieder führt.

Die Elemente der Brückenausstattung werden als Verschleißteile mit einer gewissen Nutzungsdauer angesehen. Bei regelmäßiger Instandhaltung sowie Inspektion kann den eventuell auftretenden Schäden rechtzeitig vorgebeugt werden und einer weiteren Degradation bis hin zur Verminderung der Tragfähigkeit entgegengewirkt werden.

### 6.3.5 Lager

Die Wahl ungenügender Materialien oder die fehlerhafte Bemessung der auftretenden Brückenbewegung war oftmals Grund für Schäden an Brückenlagern.

Die erkannten Schäden an den untersuchten Brücken wurden ebenfalls in die Kategorien schwere Schädigung, mittlere Schädigung und leichte Schädigung eingeteilt. Eine schwere Schädigung liegt vor, wenn es zu einem vollständigen Lagerausfall kommen sollte, was in der untersuchten Stichprobe aber nicht festgestellt wurde. Wird die Funktion beeinträchtigt oder sind einzelne Lagerkomponenten beschädigt, liegt eine mittlere Schädigung vor. Diese Kategorie wurde am häufigsten bei den 26 bis 35 Jahre alten Brücken mit einem Anteil von 6 % festgestellt. Bei allen anderen Brücken lag dieser Anteil weit darunter. Alle weiteren Schädigungen wurden als leichte Schädigung angesehen, da eine kurzfristige Reparatur möglich ist und die Tragsicherheit der Brücke nicht unmittelbar gefährdet ist. Die meisten Schäden dieser Kategorie traten bei den 0 bis 15 Jahre alten Brücken mit einer Häufigkeit von 14 % auf. Dies wird auf den üblichen alters- oder verschleißbedingten Ersatz der Lager bei den älteren Brücken zurückgeführt. Somit zeigt sich, dass beschädigte Lager im Rahmen regelmäßiger Inspektionen zuverlässig erkannt werden und dann instand gesetzt oder ausgetauscht werden.

### 6.3.6 Schäden an Pfeilern und Widerlagern

Die bisher dargestellten Untersuchungen bezogen sich in erster Linie auf die Überbauten von Massivbrücken. Aber auch dem baulichen Zustand der Pfeiler und Widerlager ist für die dauerhafte Tragsicherheit eine große Bedeutung zuzumessen. Gegenüber den Spannbetonüberbauten sind die robusten Stahlbetonkonstruktionen der Pfeiler und Widerlager aber weniger empfindlich.

In den von König et al. (1986) zusammengefassten Untersuchungen wurden Schäden an Pfeilern und Widerlagern mit aufgenommen. Es fanden sich die typischen Schäden von Stahlbetonkonstruktionen wie Bewehrungskorrosion, Betonabplatzungen, Kiesnester und Fehlstellen. Durchfeuchtungsschäden traten sehr häufig infolge nicht mehr wasserdichter Übergangskonstruktionen oder schadhafter Entwässerungen auf. Die in einigen Pfeilerköpfen aufgetretenen Risse werden auf hohe Spaltzugkräfte unter den Lagern zurückgeführt.

Die festgestellten Schäden hatten die Tragsicherheit der Bauwerke nicht unmittelbar berührt, sondern stellten im Wesentlichen eine Beeinträchtigung der Dauerhaftigkeit dar.

### 6.4 EINZELSCHADENSFÄLLE

Neben den zuvor beschriebenen, repräsentativen Bauschäden sollen hier kurz Einzelfälle von Schäden, die aufgrund ihrer Größe und Auswirkung teilweise ausführlich in der Literatur dokumentiert sind, angesprochen werden. Eine Vielzahl von Berichten über Bauschäden finden sich unter anderem in BMV (1982), BMV (1994), Scheer (2000) und Herzog (2000).

Die Auswahl der dort dargestellten Schadensfälle ist nicht systematisch, sondern soll das breite Spektrum der Schadensursachen aufzeigen. So wird deutlich, dass die spektakulären Einstürze von Brückenbauwerken oftmals während der Bauphase und nicht während des Betriebs auftraten. Daneben finden sich auch die Schadensfälle infolge außergewöhnlicher Einwirkungen wie beispielsweise Brand, Schiffsanprall und Hochwasser.

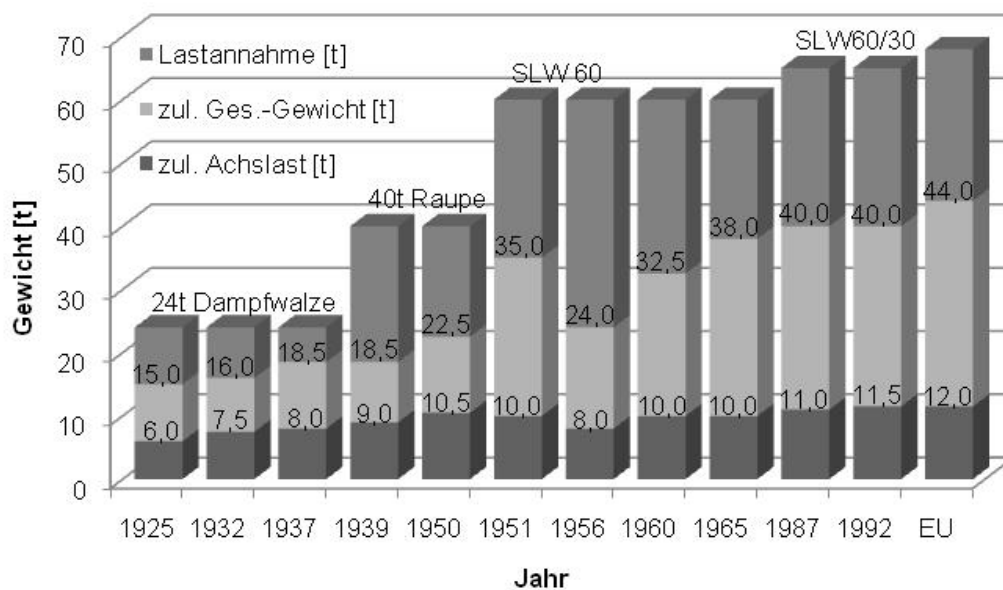
Die Hauptintention der Darstellung des breiten Spektrums ist die Vermittlung von Erkenntnissen über Schäden unterschiedlichster Ursachen, damit diese in Zukunft beim Entwurf, der Berechnung und der Ausführung sowie in der Fortschreibung technischer Regelwerke berücksichtigt werden können.

Die Auswertung der dargestellten Schäden im statistischen Sinn ist nicht möglich. Dennoch unterstreichen die einzelnen dargestellten Schadensfälle, die während der Nutzung der Bauwerke entstanden sind, die Ergebnisse der zuvor gezeigten repräsentativen Untersuchung von Brückenbauwerken. An dieser Stelle sei nur die häufige Darstellung von Schäden am Vorspannsystem genannt.

### 6.5 VERKEHRSELASTUNG

Während der Nutzungsdauer entstehen die Alterungserscheinungen von Brückenbauwerken nicht nur durch Umwelteinflüsse, sondern auch durch die Verkehrsbelastung. Gerade sie darf bei der Festlegung von Szenarien für die Schädigung von Bauwerken nicht unberücksichtigt bleiben, da künftig immer größere Lasten bei einer Erhöhung des Verkehrsaufkommens zu erwarten sind.

Zum einen kommt es im Rahmen der EU-Harmonisierung (Bild 6.7) voraussichtlich zu einer Erhöhung der zulässigen Achslasten und Gesamtgewichte von Lastkraftwagen, zum anderen nimmt die Anzahl der genehmigungspflichtigen Schwertransporte immer mehr zu. Daneben sehen die Prognosen des Bundesverkehrsministeriums (BMVBS), dargestellt in Bild 6.8, im Rahmen der Fortschreibung des Bundesverkehrswegeplans gegenüber dem Stand des Jahres 1997, einen Zuwachs des Güterverkehrs um ca. 64 % bis zum Jahr 2015 vor (Naumann 2002).



*Bild 6.7 Entwicklung der zulässigen Gesamtgewichte und Achslasten sowie der Bemessungslasten (Naumann 2007)*

Neuere Ideen zu einer optimierten Beförderung der weiter ansteigenden Güterverkehrsmenge auf den Fernstraßen in der Bundesrepublik Deutschland sehen größere Transportfahrzeuge beziehungsweise geänderte Kombinationen von bereits vorhandenen Transporteinheiten vor. Diese neuen, auch als „Gigaliner“ bezeichneten Fahrzeugkonzepte können zu einer Änderung der Verkehrszusammensetzung und der zeitlichen Entwicklung der Belastung / Beanspruchung des Straßennetzes führen (BASt 2006).

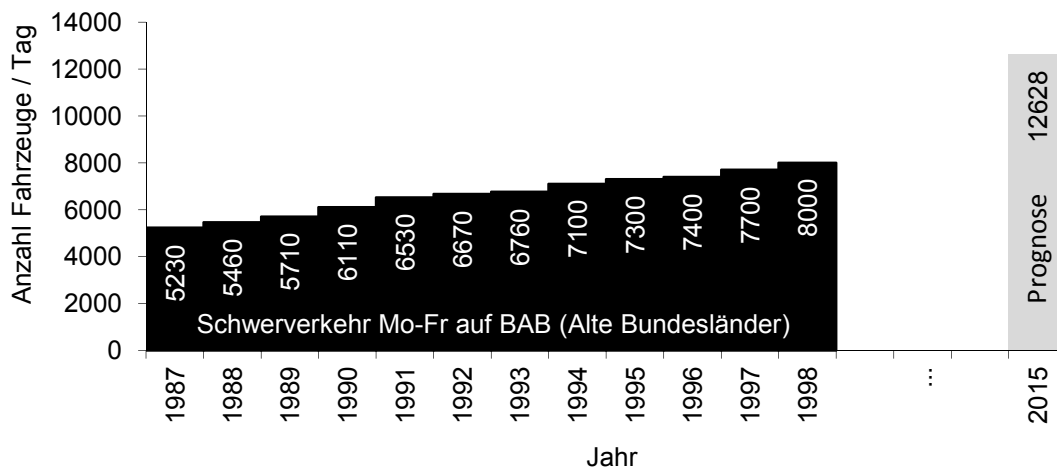


Bild 6.8 Entwicklung des Schwerverkehrs (Naumann 2002)

## 6.6 ZUSAMMENFASSUNG KAPITEL 6

Die Rissbildung im Beton kann als weitgehend unkritisch gewertet werden. Nur sehr vereinzelt wurden kritische Rissbreiten festgestellt, von denen aufgrund durchgeführter Instandsetzungsmaßnahmen kaum eine Korrosionsgefährdung ausgeht. Bei neueren Brücken sind die Rissbreiten wegen verbesserter Konstruktionsvorschriften alle im unkritischen Bereich.

Einen wesentlich größeren Einfluss auf die Korrosionsgefahr der Spannstahl- und Betonstahlbewehrung hat die Schädigung der Betonstruktur. Schäden infolge unzureichender Betondeckung konnten saniert werden und traten bei neueren Bauwerken aufgrund erhöhter Betondeckung nicht wieder auf. Die Schäden durch Kiesnester und Ähnliche - infolge von Betoniermängeln und feingliedrige Querschnitten - wurden nicht geringer und Auswirkungen neuer technischer Regeln sind noch nicht sichtbar.

Von besonderer Bedeutung für die Zuverlässigkeit von Bauwerken ist die Vorspannung. Die Schäden am Spannstahl infolge unzureichender Dauerhaftigkeit der Konstruktion führen zur Einschränkung der Gebrauchstauglichkeit, die bisweilen auch Einfluss auf die Tragfähigkeit hat. Bei den älteren Brücken wurden sehr häufig Korrosionsschäden am Vorspannsystem festgestellt. An zwei Beispielen, die nicht in der Erhebung berücksichtigt sind, soll die Gefahr dieser Schädigung verdeutlicht werden (vgl. Holst 2007, Vill 2005). Zum einen handelt es sich um die Segmentbrücke Ynys-y-Gwas in Wales, die einen ungenügen-

den Verpresszustand der Spannglieder und eine damit verbundene starke Korrosion der Längs- und Querspannglieder aufwies und nach 32 Jahren ohne Vorankündigung im Jahr 1985 einstürzte. Die zweite Brücke, eine Rahmenbrücke über die Schelde bei Melle in Belgien, stürzte ebenfalls, ausgelöst durch das Versagen einzelner Spannglieder infolge Korrosion, im Jahr 1992 ohne Vorankündigung ein.

Bezüglich der unterschiedlichen Arten der Korrosion sei auf die Zusammenstellung in Holst (2007) und Eichinger (2003) verwiesen. Besonders kritisch ist bei Schäden am Spannstahl die Spannungsrissskorrosion. So versagten immer wieder einzelne Spannbetontragwerke nach mehr als 30 Jahren infolge dieser Art der Korrosion. Zur Spannungsrissskorrosion kommt es, wenn bestimmte chemische Randbedingungen auftreten und der Spannstahl unter hoher mechanischer Zugbeanspruchung steht. Besonders gefährdet sind vergütete Stähle, die sogenannten Sigma- und Neptun-Stähle, die vor 1965 hergestellt wurden. Durch eine Veränderung der Legierung wurde das Risiko einer Spannungsrissskorrosion reduziert. Ein Versagen kann auch heute nicht vollständig ausgeschlossen werden (König et al. 1986, Zilch u. Zehetmeier 2006). Weiter wird auch darüber diskutiert, ob Spannstähle mit hohen Festigkeiten anfälliger sind als die bisher in Deutschland eingesetzten Spannstähle (Moersch 2005). Dieser Gefahr soll mit einer normativen Begrenzung der maximalen Zugspannung Rechnung getragen werden. In der zuverlässigkeitsorientierten Bewertung von Bauwerken wird daher die zulässige Spannung im Spannstahl als ein Kriterium berücksichtigt, wobei auch die Auswirkung einer Schädigung (Spannstahlbruch) berücksichtigt wird.

Die Durchfeuchtung von Bauwerken tritt im Wesentlichen an Einrichtungen der Brückenentwässerung auf. Da es sich hierbei in der Regel um Verschleißteile handelt, ist bei regelmäßiger Inspektion und gegebenenfalls Erneuerung die Auswirkung der daraus resultierenden Schäden gering. Das gilt auch für die Brückenlager.

Die Pfeiler und Widerlager von Brückenbauwerken werden als sehr robuste Bauteile angesehen. Eine Gefährdung hinsichtlich der Tragsicherheit wird nicht gesehen. Die Schädigungen betreffen in erster Linie die Dauerhaftigkeit.

Neben den Bauschäden ist es notwendig, auch die zukünftige Verkehrsbeanspruchung in die Sicherheitsbewertung von Bauwerken mit einzubeziehen,



## Schadensszenarien

da der Trend eindeutig eine Erhöhung des Verkehrsaufkommens und der Fahrzeuglasten zeigt.

## 7 ANWENDUNG

### 7.1 EINFÜHRUNG

Die Basis der zuverlässigkeitsorientierten Systembewertung von Massivbauwerken bilden das Strukturmodell und dessen Absicherung sowie die stochastischen Modelle der Eingangsgrößen und, soweit möglich und notwendig, deren Kalibrierung. Nach Festlegung der zu untersuchenden Grenzzustände erfolgt die Zuverlässigkeitsanalyse für den Ist-Zustand. Der nächste Schritt beinhaltet die Prognose der Zuverlässigkeit. Den Prognoseberechnungen in dieser Arbeit liegen beispielhafte Schadensszenarien mit repräsentativem Charakter zugrunde.

Die zuverlässigkeitsorientierte Systembewertung ist für die individuelle Betrachtung einzelner Bauwerke ausgelegt. Das ist aufgrund der Struktur der Bauwerke in der Bundesrepublik Deutschland notwendig, da beispielsweise jedes der annähernd 35 000 Brückenbauwerke im Fernstraßennetz ein Unikat darstellt. Daher folgt zur Festlegung bauwerksspezifischer Schadensszenarien die Rückkopplung zwischen der Inspektion/Überwachung und der Bauwerksbewertung. Die Schadensszenarien führen wiederum zur Anpassung des Strukturmodells und des stochastischen Modells. Damit ist es möglich, den menschlichen Fehler in der Bauwerksbewertung zu berücksichtigen. Nach Matousek (1982) sind 75 % der Bauschäden beziehungsweise 90 % der Schadenssumme auf durch Menschen verursachte Fehler zurückzuführen. Die typischen Auswirkungen dieser menschlichen Fehler finden sich im Kapitel 6 „Schadensszenarien“ wieder und dienen als erster Anhaltspunkt für die Bauwerksbewertung sowie für die Inspektion und Überwachung.

Die Anwendung der zuverlässigkeitsorientierten Systembewertung von Massivbauwerken wird am Beispiel von zwei Brückenbauwerken dargestellt. Das erste Brückenbauwerk, das Ersatzbauwerk „Concerto“, ist eigens zu Forschungszwecken im Rahmen des Sonderforschungsbereiches 477 (Budermann et al. 2006) errichtet worden und ermöglicht eine sehr kontrollierte Beanspruchung. Das zweite Bauwerk ist eine mit nachträglichem Verbund vorgespannte Straßenbrücke. Die Brücke hat einen zweistegigen Plattenbalkenquerschnitt und die Eingangsgrößen werden aus der Bemessung und der Literatur abgeleitet.

### 7.2 ERSATZBAUWERK CONCERTO

#### 7.2.1 Grundlagen

Das Ersatzbauwerk „Concerto“ (Bild 7.1) stellt den Ausschnitt eines realen Brückenbauwerks dar und bietet reale baupraktische Bedingungen hinsichtlich Bauteilabmessungen, Spanngliedführung und –verankerung, Klima, Beaufschlagungen, Belastungssituationen und weiterer Einflussgrößen. Der Längsschnitt des Ersatzbauwerks ist schematisch in Bild 7.2 und der Querschnitt in Bild 7.3 dargestellt. Es handelt sich um einen zweistegigen Plattenbalken mit einer Bauhöhe von 0,80 m und einer Gesamtlänge von 17,00 m, die sich aus einem 13,00 m langen Feldbereich und einem 4,00 m langen Kragarm zusammensetzt. Die Stege der Brücke sind jeweils 0,30 m breit und die Plattendicke beträgt 0,25 m.



*Bild 7.1 Ersatzbauwerk „Concerto“*

Das Bauwerk ist in Längsrichtung mit in Kunststoffhüllrohren geführten Spannlitzen vorgespannt. In jedem Steg werden zwei Hüllrohre mit jeweils fünf Litzen in zwei Lagen geführt. Der Querschnitt einer Litze beträgt  $1,4 \text{ cm}^2$  und drei der fünf Litzen werden vorgespannt. Die Litzen in den beiden unteren Hüllrohren sollen planmäßig jeweils mit einer Kraft von 500 kN und in den oberen Hüllrohren mit einer Kraft von 300 kN mit nachträglichem Verbund vorgespannt werden. Weiter ist neben der Längsvorspannung eine Quervorspannung mit internen Spanngliedern vorgesehen.

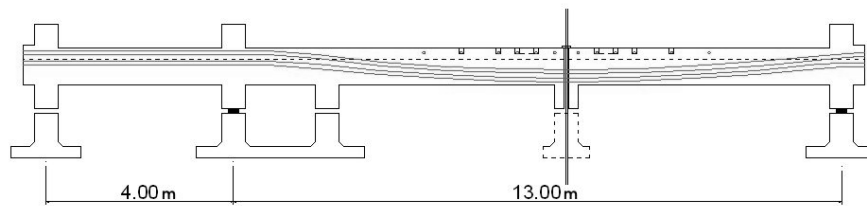


Bild 7.2 Ersatzbauwerk „Concerto“: Längsschnitt und Spanngliedführung

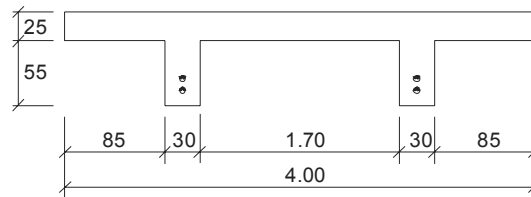


Bild 7.3 Ersatzbauwerk „Concerto“: Querschnitt

Eine wirklichkeitsnahe Beanspruchung wird durch hydraulische Pressen in Verbindung mit Erdankern sowie externen Spanngliedern simuliert. Bild 7.4 zeigt das statische System und die Belastung. Unterschiedliche Umwelteinflüsse werden durch einen gezielten chemischen Angriff an festgelegten Stellen simuliert. In der Regel sind Spannbetonbauwerke sehr empfindlich bezüglich einer Depassivierung und daraus resultierender Korrosion. Daher erfolgt eine systematische Beaufschlagung mit Salzwasserlösungen an bestimmten Stellen, was letztendlich zu einer kontrollierten Korrosion der Bewehrung führt.

Dieses Vorgehen ermöglicht es, ebenfalls neu entwickelte Messtechnik, beispielsweise ein Messsystem zur Bestimmung der Vorspannkraft in Spanngliedern, zu testen und zu validieren. Eine detaillierte Beschreibung des Ersatzbauwerks sowie die Erläuterung der entwickelten und verwendeten Messtechnik finden sich in Budelmann et al. (2006).

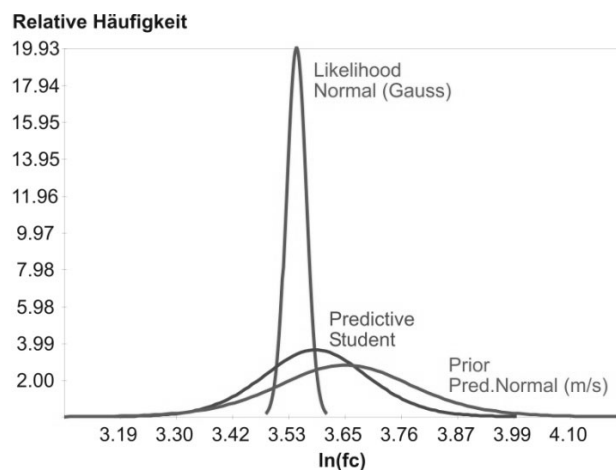


Bild 7.4 Ersatzbauwerk „Concerto“: Statisches System und Belastung

Der erste Schritt zur Bauwerksbewertung ist die Kalibrierung einzelner Größen sowie die Absicherung des Berechnungsmodells. Aufgrund der Qualitätsüberwachung während der Errichtung des Bauwerks liegen Messwerte zur Beton-

## Anwendung

druckfestigkeit vor. Diese Messwerte erlauben es, das stochastische Modell des Betons mit Hilfe der Bayes'schen Statistik zu aktualisieren. Planmäßig vorgesehen ist die Herstellung eines Betons C 20/25, für den sich ein Mittelwert der Betondruckfestigkeit von  $28 \text{ MN/m}^2$  und eine Standardabweichung von  $5 \text{ MN/m}^2$  ergeben. Anhand von 5 Probekörpern wurden Festigkeiten mit den Werten  $35,1$ ;  $34,2$ ;  $35,5$ ;  $35,7$  und  $33,9 \text{ MN/m}^2$  erreicht. Vorinformationen für den Beton werden aus JCSS (2002) entnommen. Daraus folgt eine logarithmisch-normalverteilte Größe mit einem Mittelwert von  $36,45 \text{ MN/m}^2$  und einer Standardabweichung von  $4,23 \text{ MN/m}^2$  als aktuelles stochastisches Modell der Betondruckfestigkeit. Die jeweiligen Wahrscheinlichkeitsdichtefunktionen sind in Bild 7.5 dargestellt. Diese Aktualisierung ist detailliert in Schnetgöke et al. (2006) dargestellt. Weitergehende Informationen zur Bayes'schen Statistik finden sich beispielsweise in Henke (1982) und Plate (1993).



*Bild 7.5 Aktualisierung des stochastischen Modells der Betonfestigkeit: Dichtefunktionen*

Das Bauwerk wird für die Finite-Elemente-Analyse als Falwerk mit Scheibenelementen modelliert (Bild 7.6). Die Validierung des Finite-Elemente-Modells erfolgte auf Grundlage eines Belastungsversuches, bei dem schrittweise die Einzellast  $P$  (s. Bild 7.4) aufgebracht wurde.

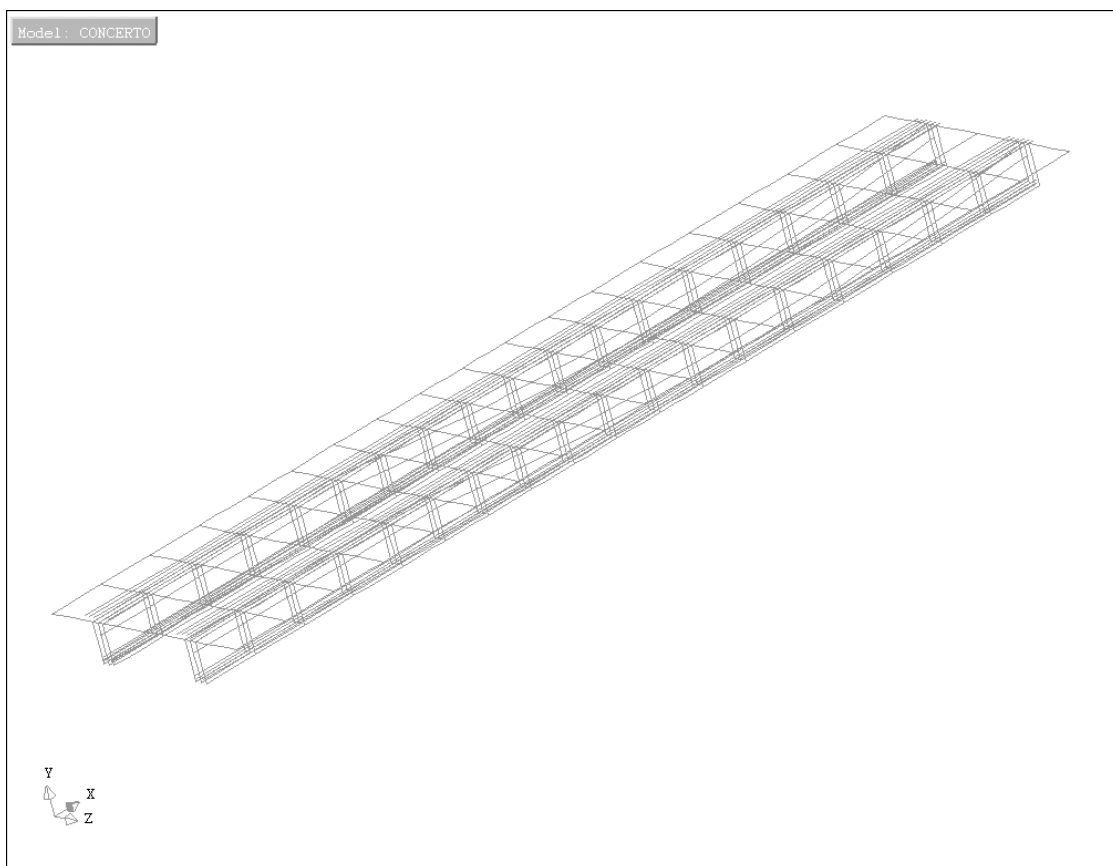


Bild 7.6 FE-Modell als Faltwerk

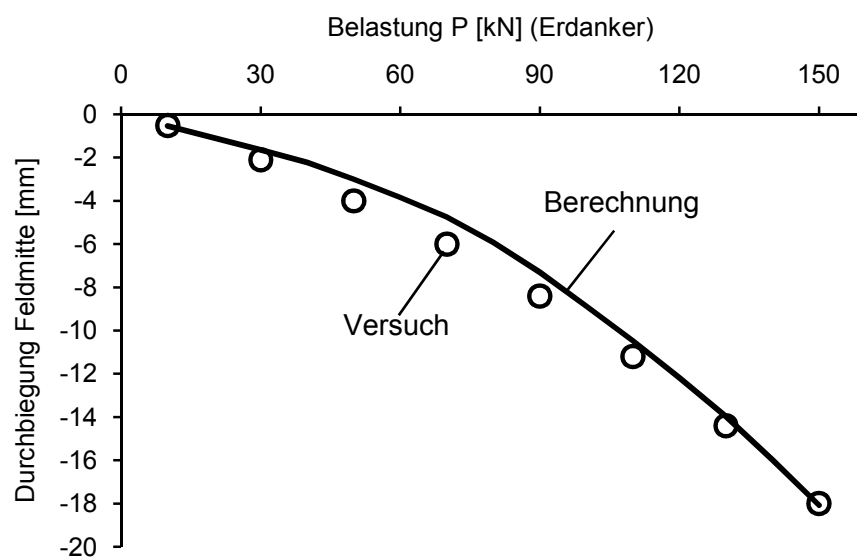


Bild 7.7 Vergleich Versuch – Berechnung: Verformung in Feldmitte

## Anwendung

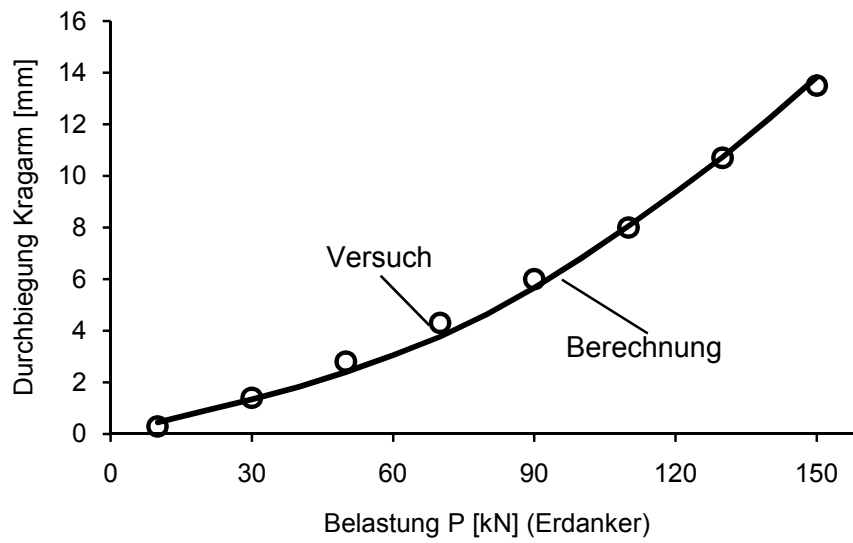


Bild 7.8 Vergleich Versuch – Berechnung: Verformung des Kragarms

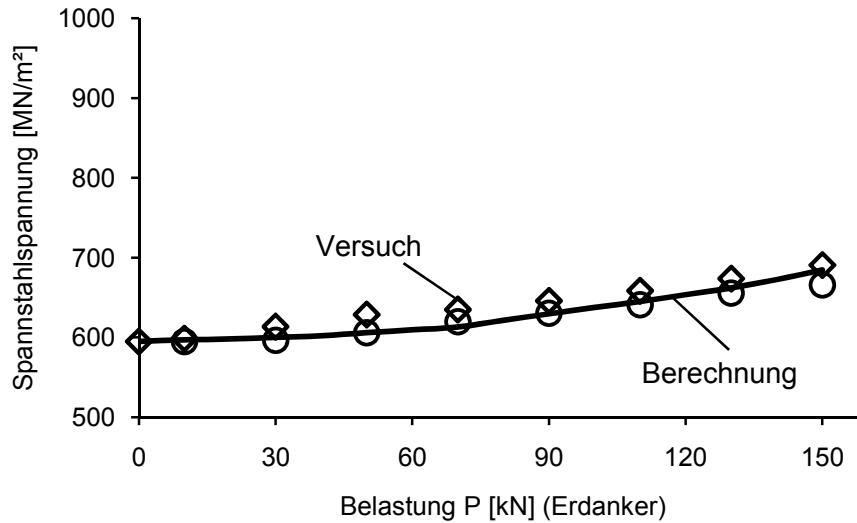


Bild 7.9 Vergleich Versuch – Berechnung: Spannung im Spannstahl

Während des Versuches wurden die Verformung in Feldmitte (Bild 7.7) und am Kragarm (Bild 7.8) sowie die Kraft im Spannstahl messtechnisch erfasst. Die gemessenen Werte der Kraft im Spannstahl werden in die Spannung im Spannstahl umgerechnet und sind in Bild 7.9 dargestellt.

Die Abweichung des Berechnungsmodells zum Versuch wird über Modellunsicherheitsfaktoren berücksichtigt. Im Rahmen dieser Arbeit wird für die Unsicherheit der Spannstahlspannung ein multiplikativer Ansatz gewählt, der sich wie folgt ergibt:

$$\theta = \frac{\sigma_{\text{exp}}}{\sigma_{\text{cal}}} \quad (7.1)$$

mit

$\theta$  = Modellunsicherheitsfaktor für die Ermittlung der Spannstahlspannung

$\sigma_{\text{exp}}$  = experimentell ermittelte Spannstahlspannung

$\sigma_{\text{cal}}$  = berechnete Spannstahlspannung

Der Modellunsicherheitsfaktor wird in Anlehnung an JCSS (2002) als Gauß-normalverteilte Größe angesehen. Für den in Bild 7.9 dargestellten Fall ergibt sich für den Modellunsicherheitsfaktor ein Mittelwert  $\mu = 1,02$  und eine Standardabweichung  $\sigma = 0,03$ .

### 7.2.2 Bauwerksbewertung

Das anhand des Belastungsversuches validierte Finite-Elemente-Modell dient als Grundlage für die Zuverlässigkeitsanalyse. Eine weitere Grundlage bildet das stochastische Modell der einzelnen Eingangsgrößen. Für die Festigkeiten der Werkstoffe wird aufgrund der Abmessungen eine volle Korrelation über das gesamte Bauwerk angenommen. Die Einzellast  $P$  wird als Gauß-normalverteilte Größe mit einem für veränderliche Einwirkungen typischen Variationskoeffizienten von 30 % angesehen. Um den numerischen Aufwand, d. h. die Anzahl der erforderlichen Simulationen, gering zu halten, werden nur die Eingangsgrößen als Zufallsvariablen angesehen, deren Streuungseinfluss gegenüber anderen überwiegt. In diesem Fall wird die Streuung der geometrischen Abmessungen



## Anwendung

(Breite, Länge, Betondeckung) sowie des Eigengewichtes vernachlässigt. Die der Berechnung zugrunde gelegten streuenden Einflussgrößen sind in Tabelle 7.1 zusammengefasst.

Im Rahmen der Zuverlässigkeitsanalyse erfolgt neben der Bewertung des aktuellen Zustandes auch die Untersuchung der Auswirkungen von Veränderungen. Typische Veränderungen sind entsprechend dem Kapitel 6 („Schadensszenarien“) die Erhöhung der Belastung sowie eine Schädigung des Spannstahls. In dieser beispielhaften Untersuchung werden zeitabhängige Einflüsse nicht erfasst.

*Tabelle 7.1 Stochastisches Modell für das Ersatzbauwerk*

Parameter	Sym- bol	Einheit	Vertei- lung	Mittel- wert	Standard- abwei- chung	Variati- ons- koeffi- zient
Zugfestigkeit Spannstahl	$f_p$	MN/m <sup>2</sup>	Gauß- normal	1836	40	0,022
Streckgrenze Betonstahl	$f_y$	MN/m <sup>2</sup>	Gauß- normal	560	30	0,054
Betondruck- festigkeit	$f_c$	MN/m <sup>2</sup>	log- normal	36	4,2	0,12
Einzellast	P	kN	Gauß- normal	110-210	-	0,30
Spannstahlfläche (je Hüllrohr)	$A_p$	m <sup>2</sup>	konstant	0,00042	-	-
Betonstahlfläche (je Steg)	$A_s$	m <sup>2</sup>	konstant	0,00189	-	-
planmäßige Vorspannkraft	$P_v$	kN	Gauß- normal	500 bzw. 300	30 bzw. 18	0,06
Modellunsicher- heitsfaktor Spannstahlspan- nung	$\theta$	-	Gauß- normal	1,02	0,03	-

Das Bauwerk mit einer Belastung von  $P = 150$  kN stellt den aktuellen Zustand (Ist-Zustand) im Untersuchungsprogramms dar. Die 150 kN entsprechen der maximal aufgetragenen Last während des Belastungsversuches. Um den Verlauf der Zuverlässigkeit deutlich zu machen, wird die Analyse für eine Last von 110 kN, 130 kN und 150 kN und ferner eine Prognose für 170 kN, 190 kN und 210 kN durchgeführt. Die Schrittweite von 20 kN entspricht der Schrittweite der Lastaufbringung während des Belastungsversuches.

Der zweite Teil des Untersuchungsprogramms berücksichtigt die Schädigung des Spannstahls. Ausgehend vom Ist-Zustand wird die Reduktion des Spannstahlquerschnitts und der Vorspannkraft angenommen. Es wird jeweils der Ausfall einzelner Litzen im unteren Hüllrohr eines Steges angenommen.

Neben dem Ausfall einzelner Litzen wird ebenfalls eine Schädigung des Spannstahls berücksichtigt. Hierbei reduziert sich der Spannstahlquerschnitt sukzessiv von 100 % auf 90 % bei gleichbleibender Vorspannkraft.

#### 7.2.2.1 Tragfähigkeit

Der erste Punkt der Bauwerksbewertung ist die Zuverlässigkeitsanalyse hinsichtlich der Tragfähigkeit. Das Ersatzbauwerk ist so konzipiert, dass der Versagensmechanismus bekannt ist. Aufgrund des statischen Systems und der Belastung durch die Einzellast  $P$  tritt im Versagensfall das Überschreiten der Grenzwerte der Dehnung an der Stelle der Einzellast  $P$  auf.

Weiter lässt sich aber auch die Redundanz / Lastumlagerung von Massivbauwerken darstellen. Durch die Querschnittsschwächung in einem Steg findet aufgrund der Querverteilung eine weitere Lastumlagerung auf den zweiten Steg statt. Die Tragereserve zeigt sich auch in der Zuverlässigkeit, indem eine Berechnung mit dem gesamten Finite-Elemente-Modell durchgeführt wird und in einer zweiten vergleichenden Berechnung nur ein Steg im Finite-Elemente-Modell berücksichtigt wird, sodass keine Möglichkeit der Querverteilung besteht.

Die Ergebnisse der Zuverlässigkeitsanalysen sind im Folgenden dargestellt. Als Maß für die Zuverlässigkeit steht der Zuverlässigkeitsindex  $\beta$ . Bild 7.10 zeigt die Abnahme der Zuverlässigkeit in Abhängigkeit der Belastung  $P$ . Die normativ im Eurocode (DIN EN 1990 2002) festgelegte Zielzuverlässigkeit mit  $\beta = 4,7$  im Bezugszeitraum von einem Jahr wird bei einer Belastung von 170 kN unterschritten.

## Anwendung

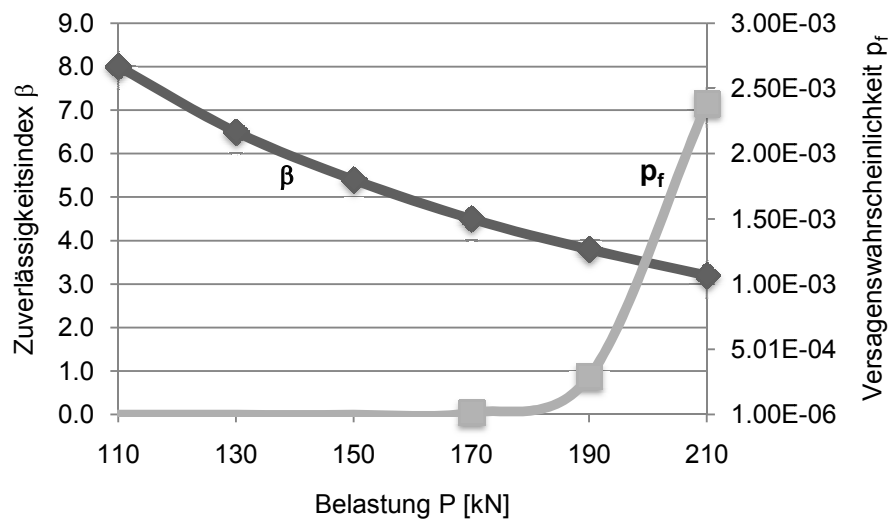


Bild 7.10 Ersatzbauwerk „Concerto“: Zuverlässigkeitsindex  $\beta$  und Versagenswahrscheinlichkeit  $p_f$  in Abhängigkeit der Belastung (GZT)

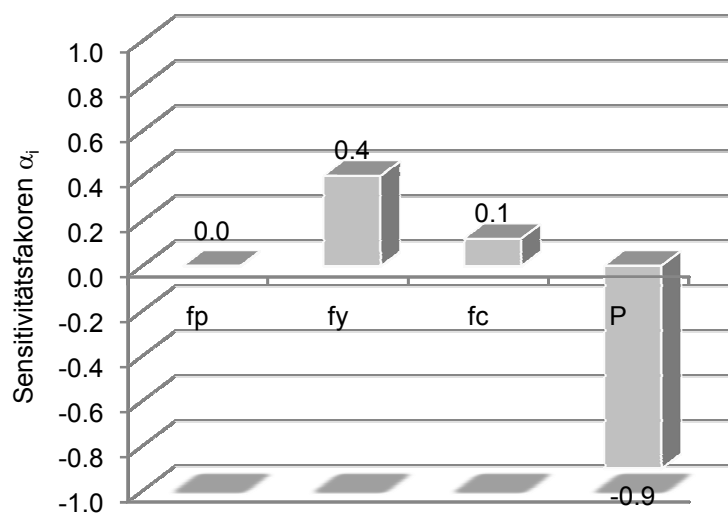


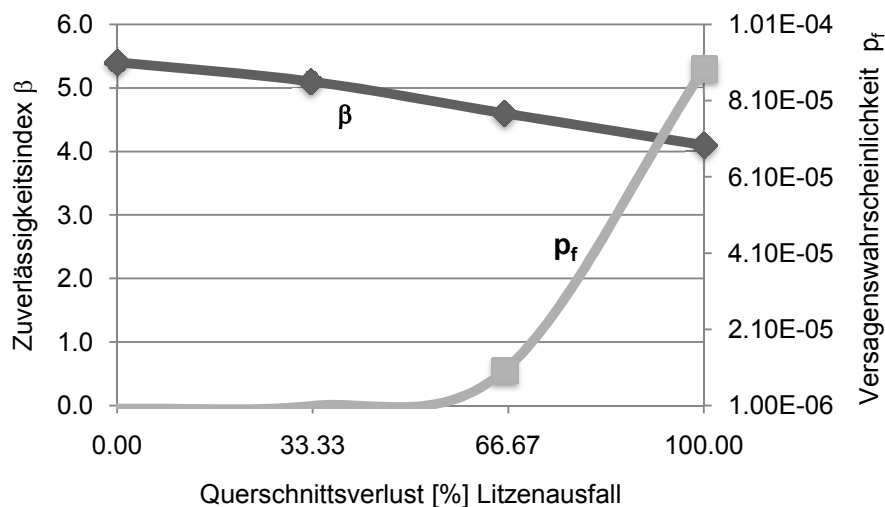
Bild 7.11 Ersatzbauwerk „Concerto“: Sensitivitätsfaktoren  $\alpha_i$  (GZT)

Der Einfluss der streuenden Eingangsgrößen zeigt sich in den Sensitivitätsfaktoren  $\alpha_i$ , welche für den Ist-Zustand in Bild 7.11 dargestellt sind. Die Sensitivitätsfaktoren der weiteren Zuverlässigkeitsanalysen weichen nur geringfügig ab und sind daher nicht weiter dargestellt.

Sehr deutlich wird der Einfluss der veränderlichen Einwirkung  $P$ . Der Einfluss der Spannstahlfestigkeit  $f_p$  ist in diesem Fall sehr gering. Dem gegenüber steht der größere Einfluss der Streckgrenze des Betonstahls  $f_y$ . Zum einen ist der Variationskoeffizient hier größer als beim Spannstahl und zum anderen ist eine sehr starke Robustheitsbewehrung angeordnet.

Die weiteren Bilder zeigen die Abnahme der Zuverlässigkeit infolge der angenommenen Schädigung des Spannstahls. In Bild 7.12 ist die Abnahme mit Berücksichtigung der Querverteilung und in Bild 7.13 ohne Berücksichtigung der Querverteilung dargestellt. Die Belastung  $P$  beträgt bei diesen Untersuchungen 150 kN.

Das Bauwerk zeigt ein sehr robustes Verhalten, da selbst bei einer Abnahme des Spannstahlquerschnitts und der Vorspannkraft auf 33 % der Ausgangswerte die Zielzuverlässigkeit von  $\beta = 4.7$  nur sehr gering unterschritten wird. Eine stärkere Abnahme der Zuverlässigkeit zeigt sich ohne Berücksichtigung der Querverteilung.



**Bild 7.12** Ersatzbauwerk „Concerto“: Zuverlässigkeitsindex  $\beta$  und Versagenswahrscheinlichkeit  $p_f$  in Abhängigkeit des verbleibenden Spannstahlquerschnitts beim Ausfall einzelner Litzen, mit Querverteilung der Last (GZT)

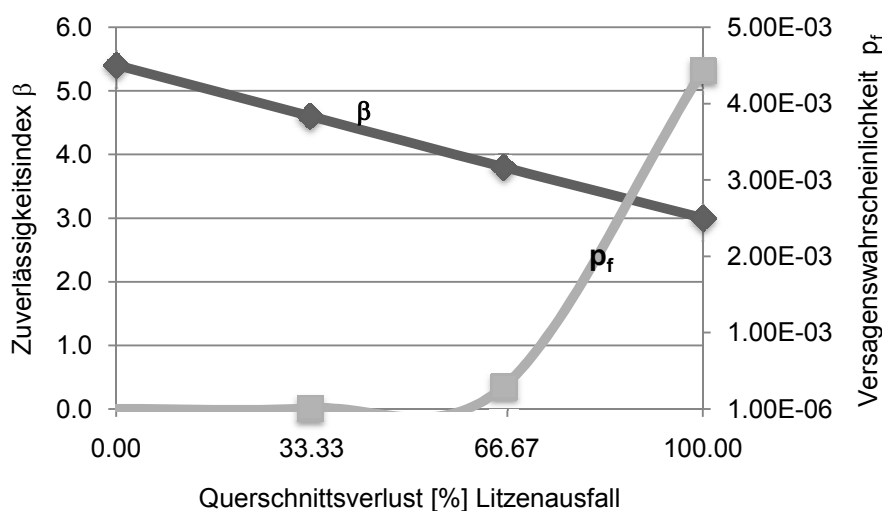


Bild 7.13 Ersatzbauwerk „Concerto“: Zuverlässigkeitsindex  $\beta$  und Versagenswahrscheinlichkeit  $p_f$  in Abhängigkeit des verbleibenden Spannstahlquerschnitts beim Ausfall einzelner Litzen, ohne Querverteilung der Last (GZT)

In der bisherigen Betrachtung ist die Vorspannung als Vorspannung mit nachträglichem Verbund berücksichtigt. Im Rahmen einer theoretischen Betrachtung wird die Zuverlässigkeit bei einer Vorspannung ohne Verbund analysiert. Die bisherigen Randbedingungen bleiben bestehen. Die Vorspannkraft kann hier als Einwirkung aufgefasst werden und wird zusätzlich als streuende Größe mit einem Variationskoeffizienten von 9 % berücksichtigt. Dieses war bei der bisherigen Untersuchung der Tragfähigkeit nicht erforderlich, da das Ersatzbauwerk „Concerto“ ein statisch bestimmtes Bauwerk ist.

Für die Zuverlässigkeitsuntersuchung wird eine Laststeigerung wie zuvor berücksichtigt. Im zweiten Teil des Untersuchungsprogramms wird die oben beschriebene Schädigung des Spannstahls berücksichtigt und die Redundanz beziehungsweise Lastumlagerung dargestellt.

Die Ergebnisse der Zuverlässigkeitsanalysen unter der Annahme einer verbundlosen Vorspannung sind in Bild 7.14 dargestellt. Die Sensitivitätsfaktoren  $\alpha_i$  für eine Belastung von  $P = 150$  kN finden sich in Bild 7.15. Diese weichen in den weiteren Zuverlässigkeitsanalysen nur unerheblich ab.

Aufgrund der Vorspannung ohne Verbund nimmt die Biegesteifigkeit des Querschnitts ab. Durch die Umlenkkräfte der Vorspannung entsteht eine Beanspru-

chung, die entgegen der Last infolge Eigengewicht und Belastung  $P$  wirkt. Dieser Effekt kompensiert die reduzierte Biegesteifigkeit nicht, was an der geringeren Zuverlässigkeit des verbundlos vorgespannten Ersatzbauwerks „Concerto“ deutlich wird (Bild 7.14). Die Wirkung der Vorspannung als Widerstandsgröße wird an dem positiven Vorzeichen des Sensitivitätsfaktors für die Vorspannkraft  $P_v$  (Bild 7.15) sichtbar. Weiter zeigen die Sensitivitätsfaktoren den dominierenden Einfluss der Belastung  $P$  auf der Einwirkungsseite und der schlaffen Bewehrung auf der Widerstandsseite. Der Einfluss der Spannstahlfestigkeit ist wie auch schon zuvor sehr gering.

In den weiteren Darstellungen ist die Abnahme der Zuverlässigkeit infolge der angenommenen Schädigung des Spannstahls abgebildet, und zwar in Bild 7.16 mit Berücksichtigung der Querverteilung und in Bild 7.17 ohne Berücksichtigung der Querverteilung. Auch bei dieser Untersuchung wird der Einfluss des Systemverhaltens auf die Zuverlässigkeit deutlich. Die Belastung  $P$  beträgt bei diesen Untersuchungen 150 kN.

## Anwendung

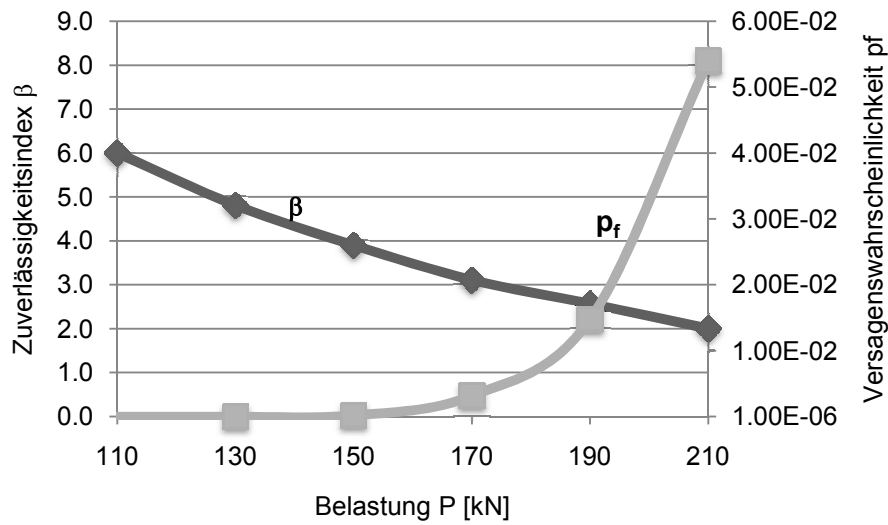


Bild 7.14 Ersatzbauwerk „Concerto“ mit verbundloser Vorspannung: Zuverlässigkeitsindex  $\beta$  und Versagenswahrscheinlichkeit  $p_f$  in Abhängigkeit der Belastung (GZT)

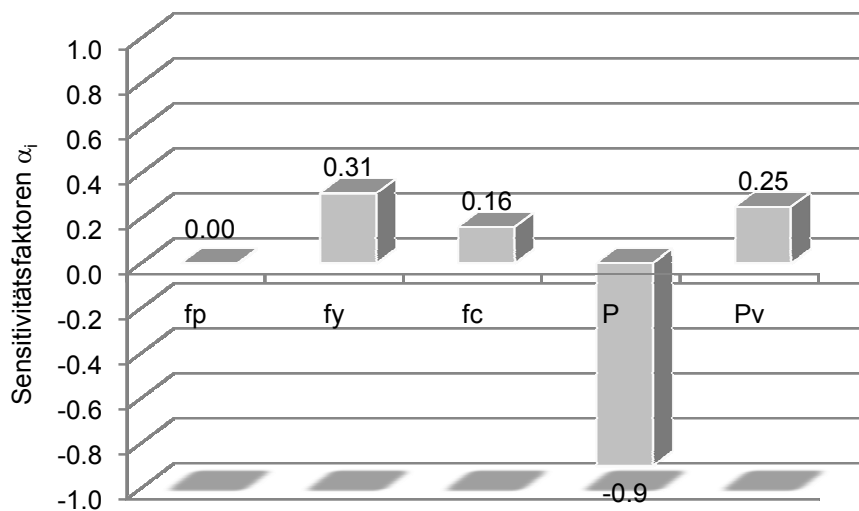


Bild 7.15 Ersatzbauwerk „Concerto“ mit verbundloser Vorspannung: Sensitivitätsfaktoren  $\alpha_i$  (GZT)

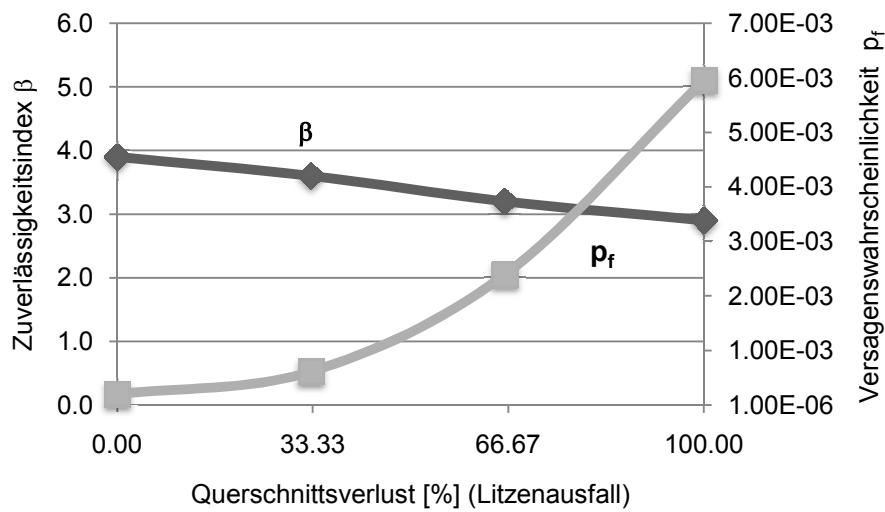


Bild 7.16 Ersatzbauwerk „Concerto“ mit verbundloser Vorspannung: Zuverlässigkeitsindex  $\beta$  und Versagenswahrscheinlichkeit  $p_f$  in Abhängigkeit des verbleibenden Spannstahlquerschnitts beim Ausfall einzelner Litzen, mit Querverteilung der Last (GZT)

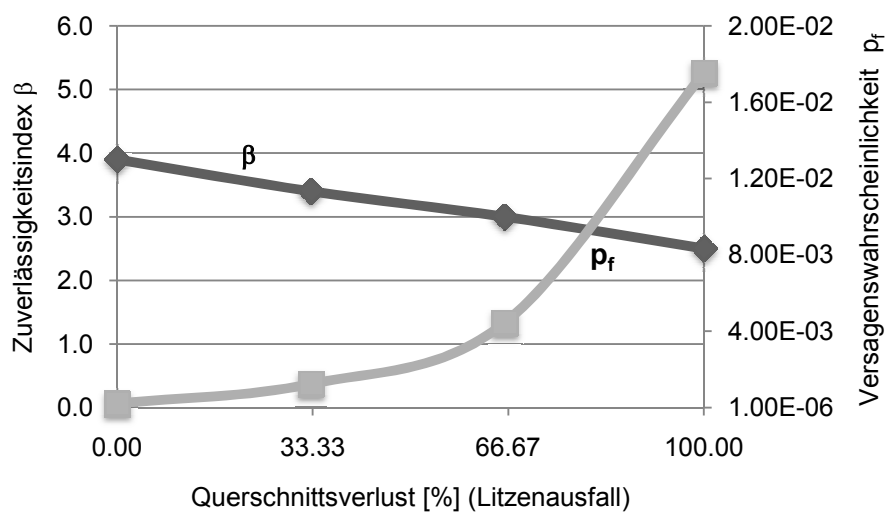


Bild 7.17 Ersatzbauwerk „Concerto“ mit verbundloser Vorspannung: Zuverlässigkeitsindex  $\beta$  und Versagenswahrscheinlichkeit  $p_f$  in Abhängigkeit des verbleibenden Spannstahlquerschnitts beim Ausfall einzelner Litzen, ohne Querverteilung der Last (GZT)



Verglichen mit der ersten Untersuchung des im Verbund vorgespannten Bauwerks wird eine geringere Abnahme der Zuverlässigkeit infolge einer Schädigung des Spannstahls deutlich. Hier zeigt sich der hohe Einfluss der Biegesteifigkeit des Querschnitts auf das Trag- und Verformungsverhalten des Bauwerks und somit auf seine Zuverlässigkeit. Die Schädigung des Spannstahls beim verbundlos vorgespannten Bauwerk hat keine Auswirkung auf die Biegesteifigkeit des Querschnitts an sich. Nur die als Umlenkraft der äußeren Einwirkung entgegenstehende Vorspannung fällt geringer aus.

### 7.2.2.2 Gebrauchstauglichkeit

Als Resultat der Schadensanalyse empfiehlt es sich, beim Grenzzustand der Gebrauchstauglichkeit die Spannung im Spannstahl zu untersuchen. Die zulässige Spannung wird in Anlehnung an den zuvor beschriebenen Grenzwert auf 75 % der Zugfestigkeit des Spannstahls festgelegt. Mit diesem Grenzwert werden die nichtreversible Verformung des Spannstahls und das Risiko der Spannungsrissskorrosion begrenzt.

Für die Optimierung der Bauwerksüberwachung einschließlich der Bauwerksbewertung sind die Untersuchungen auf die kritischen Punkte im Bauwerk zu fokussieren. Anhand des Ersatzbauwerks „Concerto“ lässt sich prinzipiell die systemorientierte Vorgehensweise zeigen. So wird zu Beginn die Zuverlässigkeit hinsichtlich einer Spannungsüberschreitung an zwei Punkten im Bauwerk untersucht. Dieses ist zum einen der Stützbereich A und zum anderen der Bereich der Lasteinleitung von P. Die Ergebnisse für den Ist-Zustand ( $P = 150 \text{ kN}$ ) sind in Bild 7.18 dargestellt.

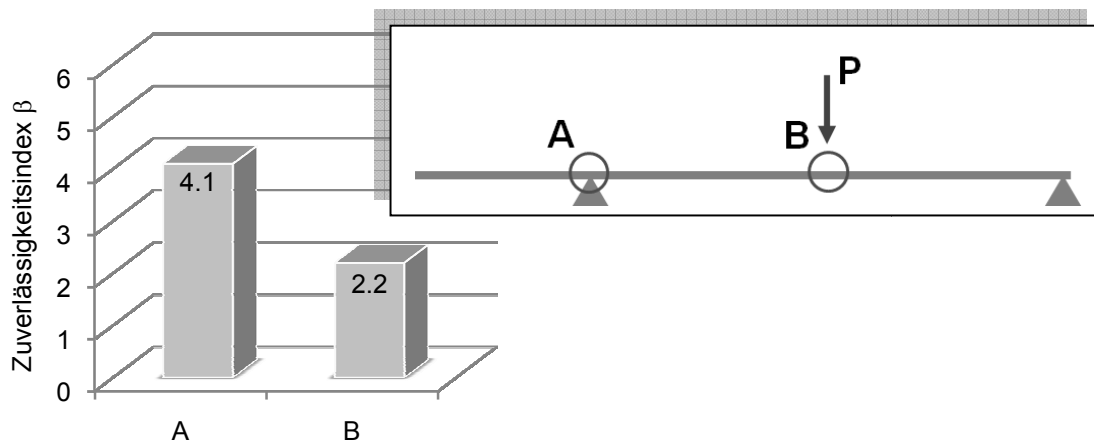


Bild 7.18 Ersatzbauwerk „Concerto“: Zuverlässigkeitsindex für einzelne Stellen im Bauwerk (GZG)

Aufgrund dieser Ergebnisse erfolgen die weiteren Untersuchungen im Bereich der Lasteinleitung (Stelle B). Das nachfolgende Bild 7.19 zeigt den Verlauf der Zuverlässigkeit entsprechend den Laststufen der Lastaufbringung und einer prognostizierten Lasterhöhung.

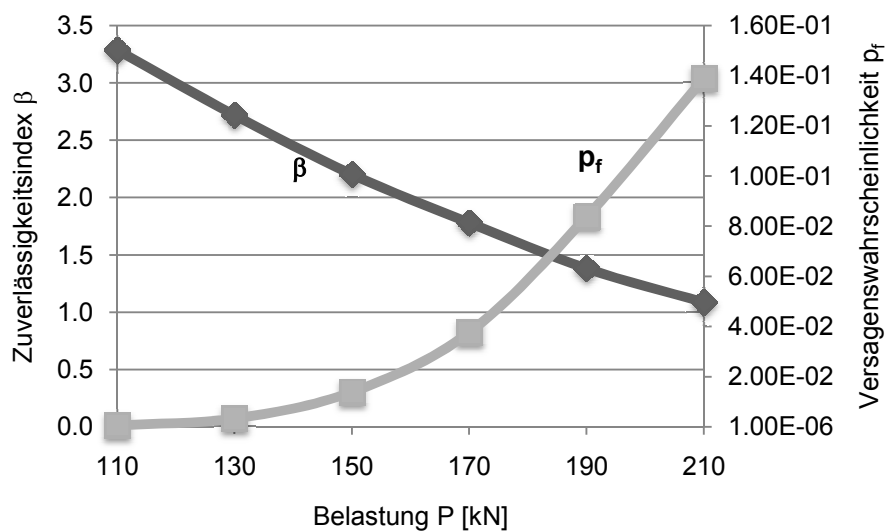


Bild 7.19 Ersatzbauwerk „Concerto“: Zuverlässigkeitsindex  $\beta$  und Versagenswahrscheinlichkeit  $p_f$  bezüglich Spannungsüberschreitung im Spann Stahl an der Stelle B in Abhängigkeit der Belastung (GZG)

## Anwendung

Es wird deutlich, dass die Zuverlässigkeit des Bauwerks an der Stelle der Lasteinleitung schon bei einer Laststufe von 130 kN die normativ im Eurocode (DIN EN 1990 2002) festgelegte Zielzuverlässigkeit  $\beta = 3,0$  im Bezugszeitraum von einem Jahr unterschreitet.

Der Einfluss der Streuung der Eingangsgrößen zeigt sich in den Sensitivitätsfaktoren  $\alpha_i$ , welche in Bild 7.20 ebenfalls über den Verlauf der Belastung aufgetragen sind. Für die Darstellung erfolgt das Quadrieren der Sensitivitätsfaktoren, da die Summe der Quadrate dem Wert 1 (100 %) entspricht. Einen vorherrschenden Einfluss haben hier die Einzellast P, die Vorspannkraft  $P_v$  und auf der Widerstandsseite die Spannstahlfestigkeit  $f_p$ .

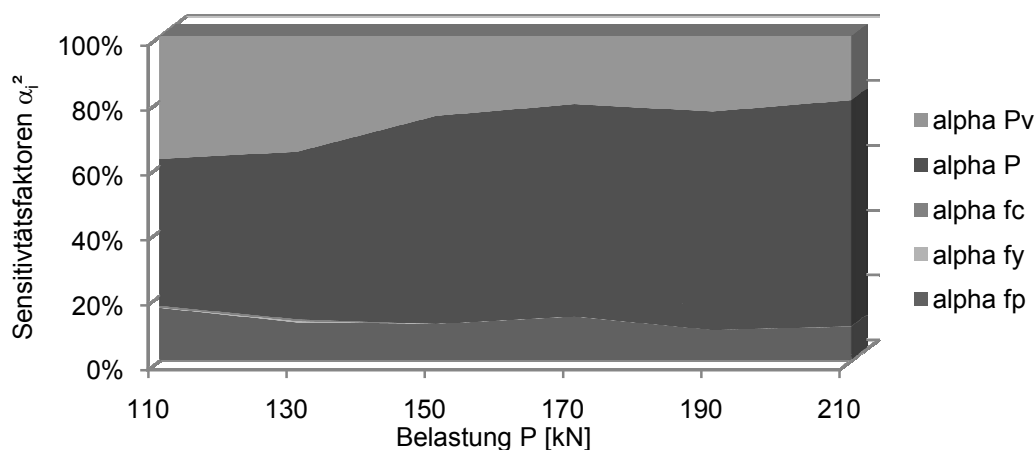


Bild 7.20 Ersatzbauwerk „Concerto“: Sensitivitätsfaktoren  $\alpha_i^2$  in Abhängigkeit der Belastung (GZG)

Im Weiteren werden die Ergebnisse der angenommenen Schädigung dargestellt. In den Berechnungen mit der Schädigung soll die relative Abweichung der Zuverlässigkeit verdeutlicht werden. Bild 7.21 zeigt die Zuverlässigkeit hinsichtlich einer Spannungsüberschreitung in der verbleibenden Spannlitze. Es fällt von den drei Litzen im unteren Hüllrohr zunächst eine Litze (33% Querschnittsverlust) und anschließend eine zweite Litze (66% Querschnittsverlust) aus. Alle weiteren Eingangsgrößen entsprechen denen des Ist-Zustandes.

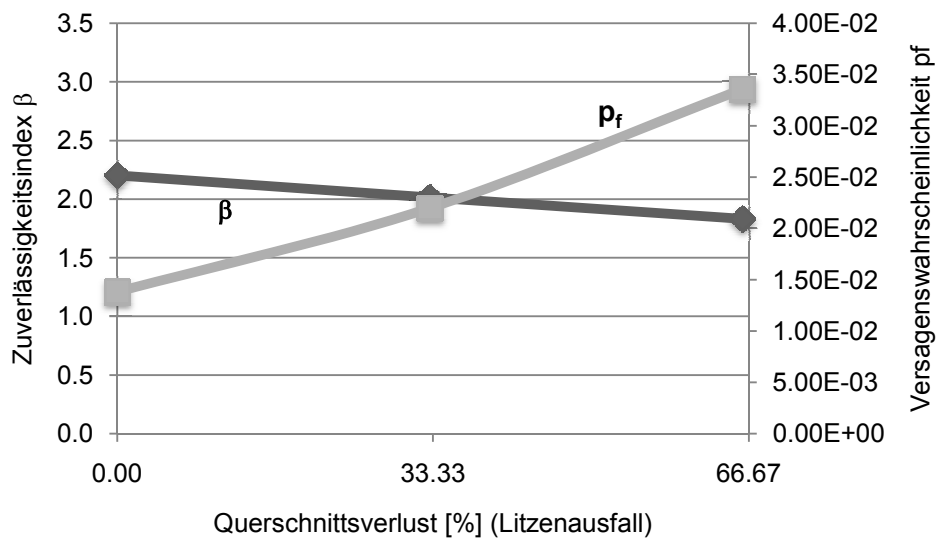


Bild 7.21 Ersatzbauwerk „Concerto“: Zuverlässigkeitsindex  $\beta$  und Versagenswahrscheinlichkeit  $p_f$  in Abhängigkeit des verbleibenden Spannstahlquerschnitts beim Ausfall einzelner Litzen (GZG)

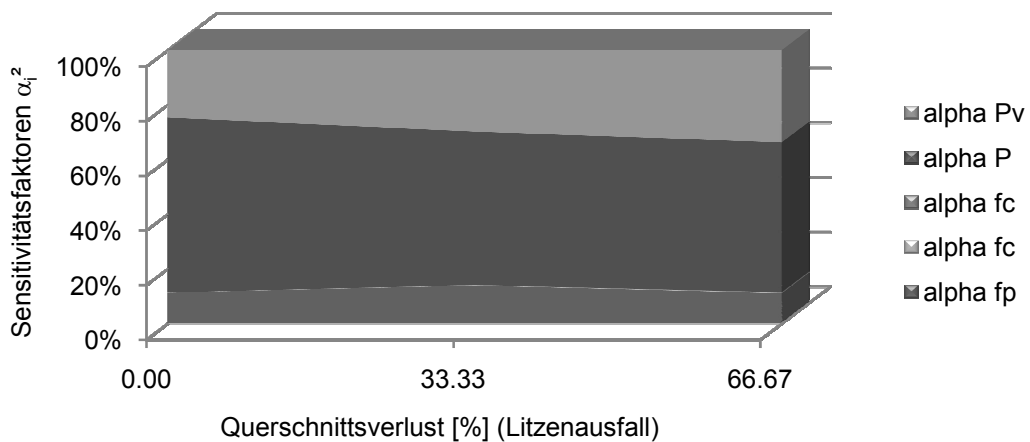
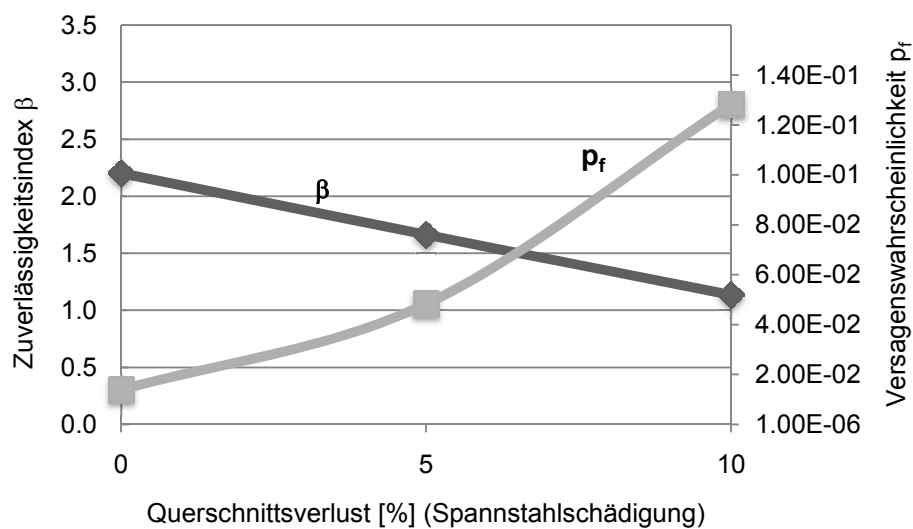


Bild 7.22 Ersatzbauwerk „Concerto“: Sensitivitätsfaktoren  $\alpha_i^2$  in Abhängigkeit des Anteils des verbleibenden Spannstahlquerschnitts beim Ausfall einzelner Litzen (GZG)

Das Bild 7.22 zeigt den Einfluss der Streuungen der einzelnen Parameter auf die Zuverlässigkeit. Der Einfluss der Vorspannkraft steigt mit zunehmender Schädigung an. Diese ist durch den Einfluss der Vorspannung  $P_v$  auf die Steifigkeit und somit durch das Verformungsverhalten des Bauteils bedingt. Der

dominierende Einfluss der Einwirkung  $P$  ändert sich nur unwesentlich. Der Einfluss des Betons  $f_c$  sowie der Streckgrenze des Betonstahls  $f_y$  ist vernachlässigbar gering und der Einfluss der Spannstahlfestigkeit  $f_p$  nimmt ab. In der Darstellung ist die Modellunsicherheit nicht berücksichtigt.

Die bisherige Schädigung entspricht dem Ausfall ganzer Spannstahlitzen. Das weitere Szenario berücksichtigt eine sukzessive Verringerung des Spannstahlquerschnitts bei gleichbleibender Vorspannung. Dieses Szenario kann stellvertretend und vereinfacht für einen korrosiven Angriff des Spannstahl angesehen werden. In Bild 7.23 ist die Zuverlässigkeit hinsichtlich der Spannstahlspannung in Abhängigkeit von der Verringerung der Spannstahlfläche dargestellt.



*Bild 7.23 Ersatzbauwerk „Concerto“: Zuverlässigkeitsindex  $\beta$  und Versagenswahrscheinlichkeit  $p_f$  in Abhängigkeit des verbleibenden Spannstahlquerschnitts bei einer Spannstahlschädigung (GZG)*

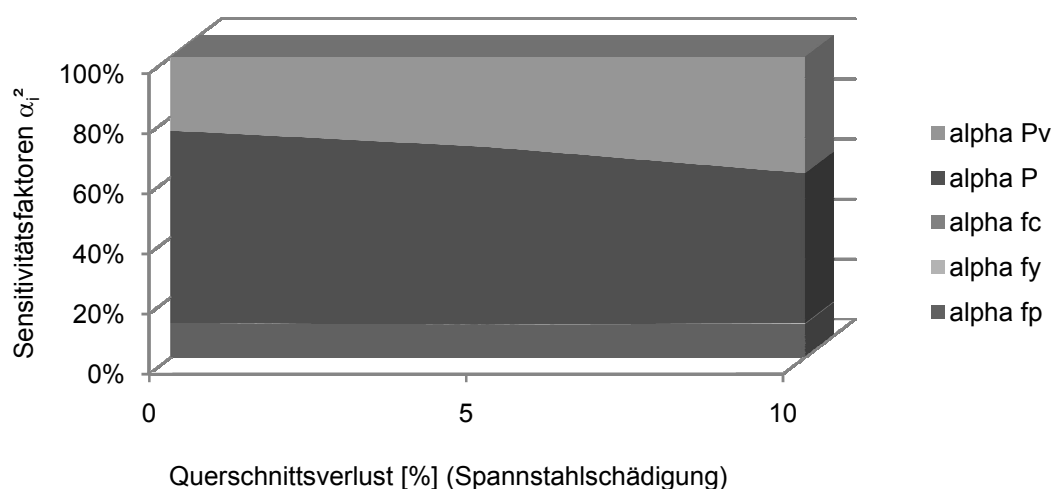


Bild 7.24 Ersatzbauwerk „Concerto“: Sensitivitätsfaktoren  $\alpha_i^2$  in Abhängigkeit des verbleibenden Spannstahlquerschnitts bei einer Spannstahlschädigung (GZG)

Die diesem Szenario zugehörigen Sensitivitätsfaktoren sind in Bild 7.24 dargestellt. Sehr deutlich wird der dominierende Einfluss der Einwirkung P. Darüber hinaus hat die Vorspannkraft  $P_v$  ebenfalls einen hohen Einfluss. Geringer hingegen ist der Einfluss der Spannstahlfestigkeit  $f_p$  und zu vernachlässigen ist der Einfluss des Betons  $f_c$  und der Streckgrenze des Betonstahls  $f_y$ .

Das Ersatzbauwerk „Concerto“ ist so ausgelegt, dass an festgelegten Stellen ein chemischer Angriff simuliert werden kann. Der Angriff vermag gezielt eine korrosive Schädigung zu initiieren. Abhängig von der entsprechenden Messtechnik kann so der korrosive Stahlabtrag auch zeitlich quantifiziert und die Zuverlässigkeitsanalyse zugescharft werden.

### 7.2.3 Bauwerksüberwachung

Ein Ergebnis der Bauwerksbewertung ist die Identifizierung der kritischen Schwachstellen und der maßgebenden Einflussgrößen. Auf dieser Grundlage erfolgt die Bauwerksüberwachung.

Hinsichtlich der Tragfähigkeit ist die veränderliche Einwirkung die maßgebende Einflussgröße und hinsichtlich des untersuchten Grenzzustandes der Ge-

## Anwendung

brauchstauglichkeit sind sowohl die veränderliche Einwirkung als auch die Vorspannkraft die maßgebenden Einflussgrößen.

Als kritische Schwachstelle ist der Bereich der Lasteinleitung der Einzellast  $P$  identifiziert und das Sicherheitsniveau ist quantifiziert. Ferner erfolgt eine Prognose der zukünftigen Entwicklung des Sicherheitsniveaus bei Modifikation zuvor festgelegter Parameter (Laständerung sowie Spannstahlschädigung).

Aus diesen Resultaten ergeben sich weitere Rückschlüsse für die Überwachung. Der Schwerpunkt der zukünftigen Überwachung sollte auf die äußere veränderliche Lasteinwirkung gelegt werden. Die Überwachung der Lasteinwirkung kann über Indikatorgrößen (z. B. Durchbiegung) erfolgen. Eine Erhöhung dieser Werte dient als Anhaltspunkt für eine mögliche Lasterhöhung. Speziell bei diesem Bauwerk kann die äußere Lasteinwirkung auch direkt bei Lastaufbringung erfasst werden. Ebenfalls über Indikatorgrößen (z. B. Rissbildung) kann der mögliche Litzenausfall erkannt werden.

Die Verformung infolge der Lasterhöhung ist in Bild 7.25 dargestellt. Wird der Zuverlässigkeitsindex von  $\beta = 4,7$  als Zielzuverlässigkeit hinsichtlich der Tragfähigkeit festgelegt, kann die kritische Verformung ermittelt werden. Der Zuverlässigkeitsindex  $\beta = 4,7$  wird beim intakten Bauwerk bei einer Belastung von 170 kN unterschritten (Bild 7.10). Diese Belastung entspricht einer Verformung von 23 mm und kann als kritischer Schwellenwert dienen. Ebenso lässt sich auch für die Spannstahlspannung ein kritischer Schwellenwert ermitteln.

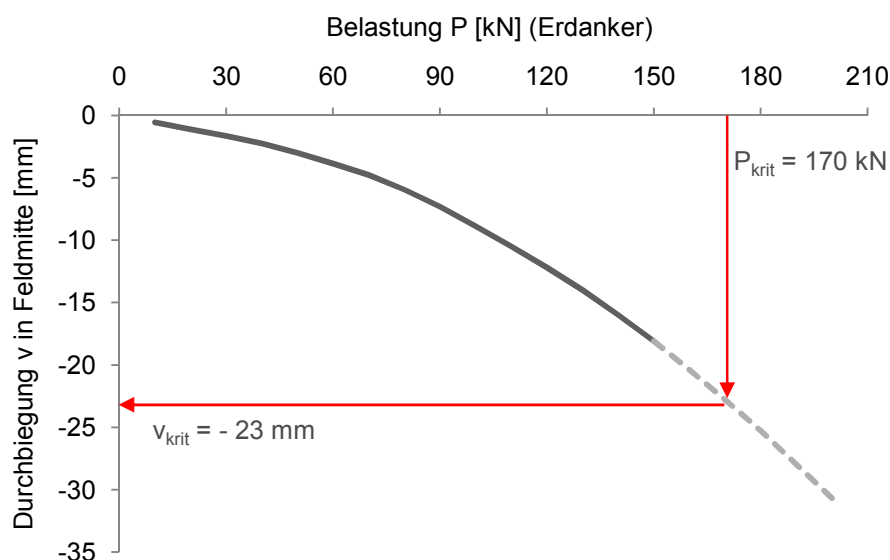


Bild 7.25 Last-Verformungskurve zur Festlegung der kritischen Verformung

Gegenüber dem Grenzzustand der Tragfähigkeit zeigt sich im Grenzzustand der Gebrauchstauglichkeit bei der Lasterhöhung eine geringere Abnahme der Zuverlässigkeit. Kritischer kann sich hierbei eine Spannstahlschädigung in Form einer Querschnittsreduzierung auswirken. Diese Schädigung hat kaum Auswirkung auf das Verformungsverhalten des Bauwerks und ist nicht ohne Weiteres von außen erkennbar. In diesem Fall können als Indikatorgrößen beispielsweise der Chloridgehalt oder der Feuchtegehalt im Beton dienen oder es kommen die in Holst (2007) entwickelten Verfahren zur Erfassung des Korrosionszustandes zum Einsatz.

Abschließend wird anschaulich dargestellt, welchen Einfluss eine Überwachung einzelner Größen auf das Sicherheitsniveau haben kann. Die Unsicherheit dieser Größen wird durch die Standardabweichung beziehungsweise den Variationskoeffizienten beschrieben. Durch eine Überwachung kann diese Unsicherheit reduziert werden, was wiederum Auswirkungen auf die Zuverlässigkeit des Bauwerks hat. Exemplarisch ist in Bild 7.26 der Zuverlässigkeitsindex  $\beta$  in Abhängigkeit des Variationskoeffizienten der veränderlichen Einwirkung für den sogenannten „Ist-Zustand“ im Grenzzustand der Tragfähigkeit dargestellt: hier erhöht sich bei reduzierter Unsicherheit die rechnerische Zuverlässigkeit deutlich.



## Anwendung

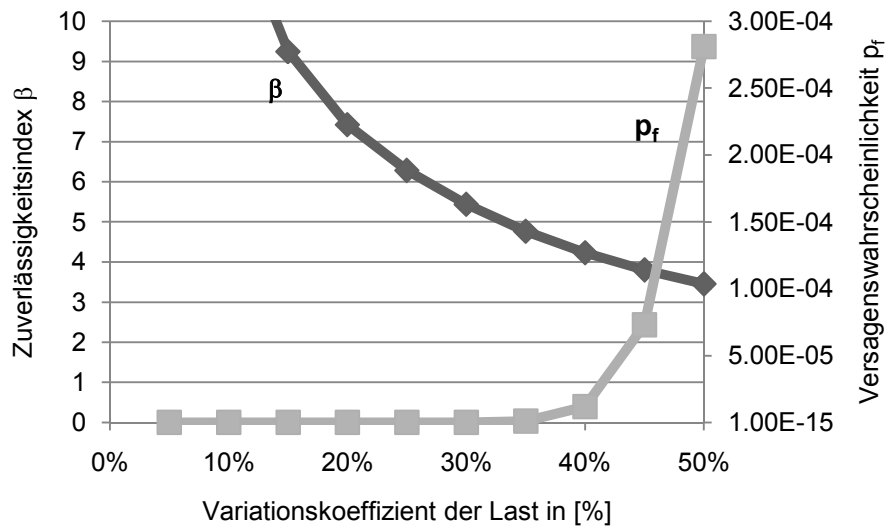


Bild 7.26 Zuverlässigkeit im Grenzzustand der Tragfähigkeit in Abhängigkeit des Variationskoeffizienten der Last

## 7.3 SPANNBETONBRÜCKE

### 7.3.1 Grundlagen

Nach der Anwendung der zuverlässigkeitsorientierten Bauwerksbewertung und -überwachung auf das Ersatzbauwerk mit kontrollierter Beanspruchung und der Möglichkeit das Finite-Elemente-Modell zu kalibrieren, soll nun die entwickelte Modellbildung auf ein reales Bauwerk übertragen werden. Es handelt sich um eine einfeldrige Straßenbrücke mit zweistegigem Plattenbalkenquerschnitt und einer Stützweite von 32 m. Die Brücke ist mit nachträglichem Verbund vorgespannt. Die notwendigen Grundlagen (Geometrie, Baustoffe, Vorspannung) werden kurz beschrieben. Die Querschnittsgestaltung (Bild 7.27) ist an Rossner u. Graubner (2005) angelehnt. Der Längsschnitt ist in Bild 7.28 dargestellt.

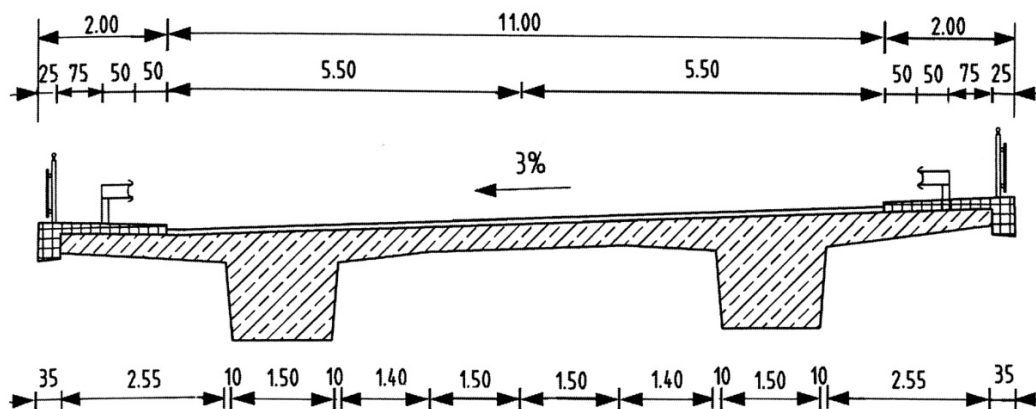


Bild 7.27 Spannbetonbrücke: Querschnitt

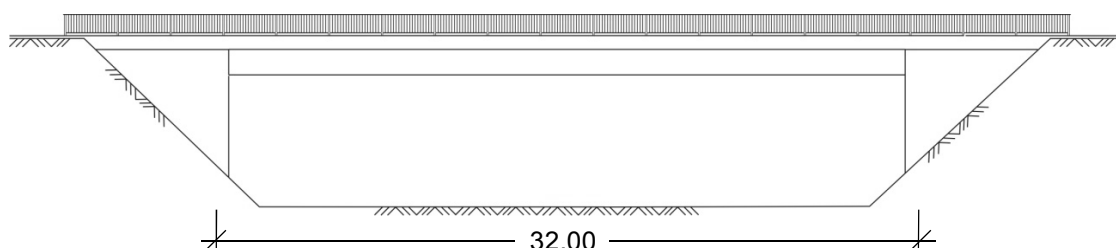


Bild 7.28 Spannbetonbrücke: Längsschnitt

## Anwendung

Die Brücke soll planmäßig mit einem Beton der Betonfestigkeitsklasse C 35/45 ausgeführt werden. Die Betonstahlsorte soll ein BSt 500 mit hoher Duktilität sein und beim Spannstahl soll ein St 1570/1770 verwendet werden. Das Bauwerk hat je Steg 8 Litzenbündel mit einem Querschnitt  $A_p = 22,50 \text{ cm}^2$ . Jedes Litzenbündel soll planmäßig mit 2,5 MN einseitig vorgespannt werden. Aus diesen Angaben wird das stochastische Modell der Widerstandsseite abgeleitet.

### 7.3.2 Bauwerksbewertung

Ebenso wie für das Ersatzbauwerk „Concerto“ erfolgt die Modellierung für die Finite-Elemente Analyse als Faltwerk. Die weitere Grundlage bildet das stochastische Modell der einzelnen Eingangsgrößen. Für die Festigkeiten der Werkstoffe wird aufgrund der Abmessungen eine volle Korrelation über das gesamte Bauwerk angenommen. Die der Berechnung zugrunde gelegten streuenden Widerstandsgrößen sind in Tabelle 7.2 zusammengefasst.

*Tabelle 7.2 Stochastisches Modell für die Widerstandsseite*

Parameter	Symbol	Einheit	Verteilung	Mittelwert	Standardabweichung	Variationskoeffizient
Zugfestigkeit Spannstahl	$f_p$	MN/m <sup>2</sup>	Gauß-normal	1836	40	0,022
Streckgrenze Betonstahl	$f_y$	MN/m <sup>2</sup>	Gauß-normal	560	30	0,054
Betondruckfestigkeit	$f_c$	MN/m <sup>2</sup>	log-normal	43	5	-
Spannstahlfläche (je Hüllrohr)	$A_p$	m <sup>2</sup>	konstant	0,00225	-	-
planmäßige Vorspannkraft	$P_v$	MN	Gauß-normal	2,5	0,15	0,06
Modellunsicherheitsfaktor Spannstahlspannung	$\theta$	-	Gauß-normal	1,02	0,03	-

Neben den Widerstandsgrößen sind die Einwirkungen festzulegen. Im Rahmen der hier durchgeführten Zuverlässigkeitsuntersuchung stellt die Verkehrsbelastung die veränderliche Einwirkung dar. Die Verkehrsbelastung für die 3 m breite Hauptfahrspur (Lkw-Spur) wird als beanspruchungsäquivalente Flächenlast angesetzt. Das stochastischen Modells für diese Last wird in Anlehnung an Merzenich u. Sedlacek (1995) festgelegt. Dort werden auf Grundlage von verschie-

denen Verkehrsmessungen Simulationsberechnungen unter Berücksichtigung eines dynamischen Bauwerksverhaltens durchgeführt. In Tabelle 7.3 sind die Ausgangsverteilung sowie die auf 1, 10, 20 und 30 Jahre extrapolierten Extremwerte für die Verkehrsbelastung angegeben. Die restliche Brückenfläche wird konstant mit 5 kN/m<sup>2</sup> beansprucht. Damit sind weitere Lasten wie Ausbaulasten und Pkw-Spur abgedeckt.

Die Zuverlässigkeitsbewertung beginnt mit der Analyse des aktuellen und intakten Zustandes (Ist-Zustand). Sie erfolgt für den Bezugszeitraum von 1, 10, 20 und 30 Jahren. Eine weitere Extrapolation ist zunächst nicht sinnvoll, da die Bewertung explizit die Berücksichtigung der Überwachungsergebnisse vorsieht.

*Tabelle 7.3 Stochastisches Modell für die Einwirkung*

Parameter	Symbol	Einheit	Verteilung	Mittelwert	Standardabweichung	Bezugszeitraum
Verkehrslast	P	kN/m <sup>2</sup>	Gauß-normal	20	2,0	-
	P	kN/m <sup>2</sup>	Extremwert Typ I (Gumbel)	26,00	0,87	1 Jahre
	P	kN/m <sup>2</sup>	Extremwert Typ I (Gumbel)	27,35	0,72	10 Jahre
	P	kN/m <sup>2</sup>	Extremwert Typ I (Gumbel)	27,71	0,68	20 Jahre
	P	kN/m <sup>2</sup>	Extremwert Typ I (Gumbel)	27,92	0,66	30 Jahre

### 7.3.2.1 Tragfähigkeit

Ebenso wie beim Ersatzbauwerk „Concerto“ wird hier die Zuverlässigkeitsanalyse hinsichtlich der Tragfähigkeit durchgeführt. Das vorhandene statische System ist als besonders kritisch anzusehen, da keine Lastumlagerung in Brückenlängsrichtung möglich ist.

Die Zuverlässigkeitsanalyse des vollkommen intakten Bauwerks ergibt einen Zuverlässigkeitsindex von  $\beta > 10$ . Zu begründen ist das durch den Anteil der Robustheits- und Mindestbewehrung zur Sicherstellung eines duktilen Tragverhaltens. Dieser Anteil ist bei der normativen Bemessung nicht beim Biegebruchnachweis in Ansatz gebracht worden. Auch zeigt das Bauwerk bei Schäden an den Spanngliedern ein sehr robustes Tragverhalten, wie in Bild 7.29 durch die Darstellung der Zuverlässigkeit deutlich wird. Selbst beim Ausfall der Hälfte der Spannglieder im Steg unterhalb der Hauptfahrspur wird kein Besorgnis erregender Zustand hinsichtlich eines Bauwerkskollapses erreicht.

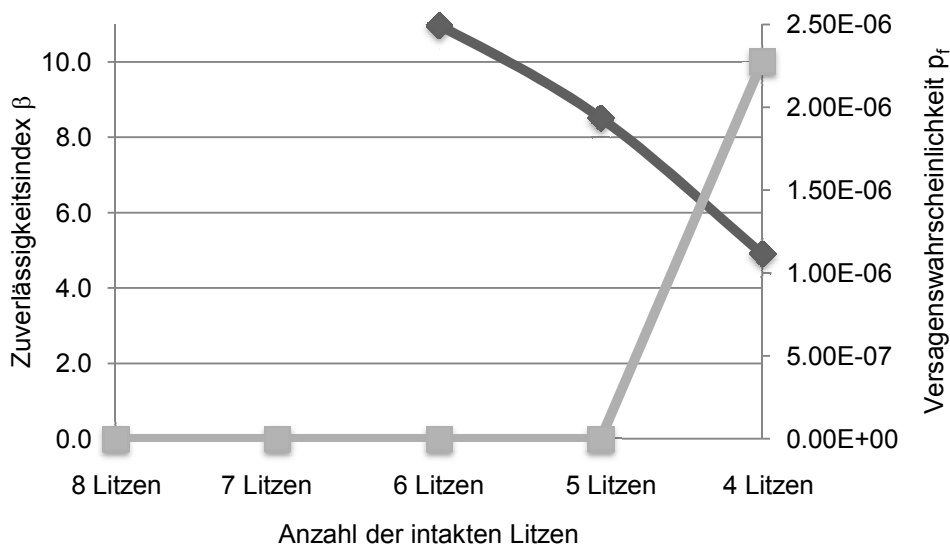


Bild 7.29 Spannbetonbrücke: Zuverlässigkeitsindex  $\beta$  und Versagenswahrscheinlichkeit  $p_f$  in Abhängigkeit der Anzahl der intakten Litzen (GZT)

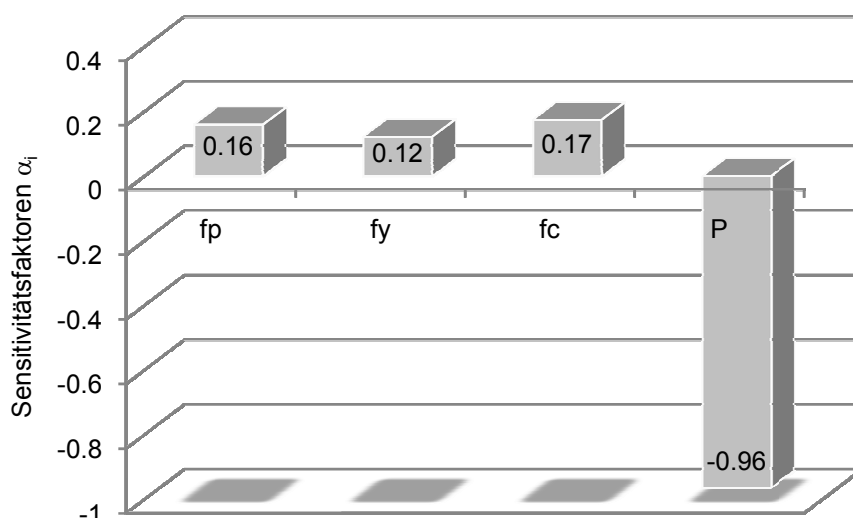


Bild 7.30 Spannbetonbrücke: Sensitivitätsfaktoren  $\alpha_i$  (GZT)

Der Einfluss der streuenden Eingangsgrößen beim Ausfall von 4 Litzen zeigt sich an den in Bild 7.30 dargestellten Sensitivitätsfaktoren  $\alpha_i$ . Auch bei dieser Tragfähigkeitsanalyse dominiert der Einfluss der veränderlichen Einwirkung P. Der Einfluss der Streckgrenze des Betonstahls  $f_y$  ist in diesem Fall sehr gering. Der etwas größere Einfluss der Spannstahlfestigkeit  $f_p$  im Vergleich zum Ersatzbauwerk „Concerto“ erklärt sich über den höheren Bewehrungsgrad der Spannbewehrung.

Sehr offensichtlich wird bei der hier durchgeführten Untersuchung die große Robustheit von Brückenbauwerken in Massivbauweise, was weitere Untersuchungen zur Tragfähigkeit zunächst entbehrlich macht. Eine Schädigung bewirkt einerseits keinen kritischen Abfall der Zuverlässigkeit, außerdem würde sich ein solcher Zustand aufgrund des duktilen Bauwerksverhaltens ankündigen.

#### 7.3.2.2 Gebrauchstauglichkeit

Als Grenzzustand der Gebrauchstauglichkeit wird auch hier eine Spannungsüberschreitung im Spannstahl über 75 % der Zugfestigkeit des Spannstahls hinaus betrachte.

Zunächst werden mehrere Punkte der Brücke hinsichtlich dieses Grenzzustandes untersucht, um den kritischsten Punkt zu identifizieren. Die untersuchten

## Anwendung

Punkte befinden sich hinter dem Spannanker, in der Feldmitte und am Festanker, jeweils für beide Stege. Die Punkte A bis C befinden sich im Steg unterhalb der Hauptspur und die Punkte D bis E im Steg unterhalb der Nebenspur.

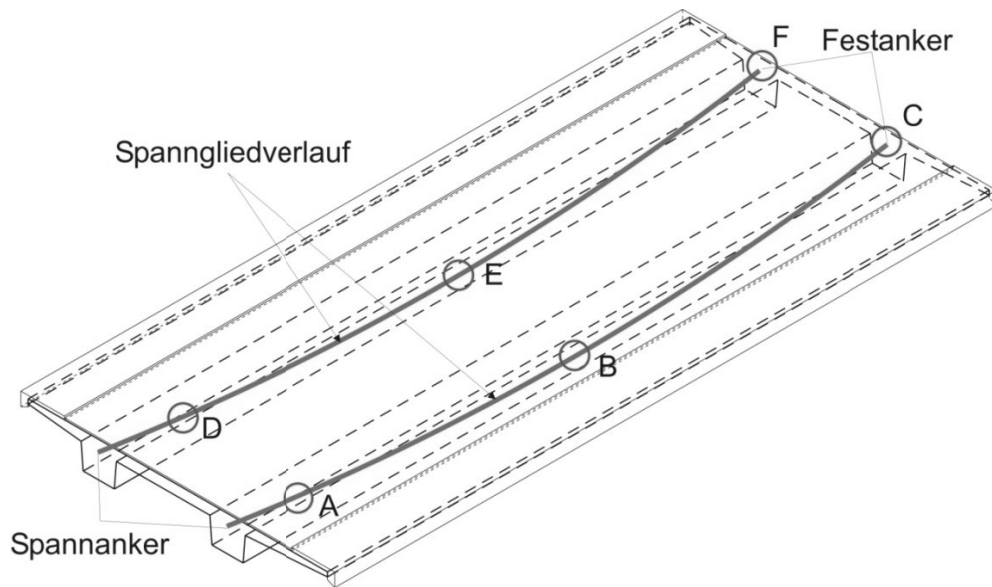


Bild 7.31 Spannbetonbrücke: Untersuchte Punkte im Grenzzustand der Gebrauchstauglichkeit

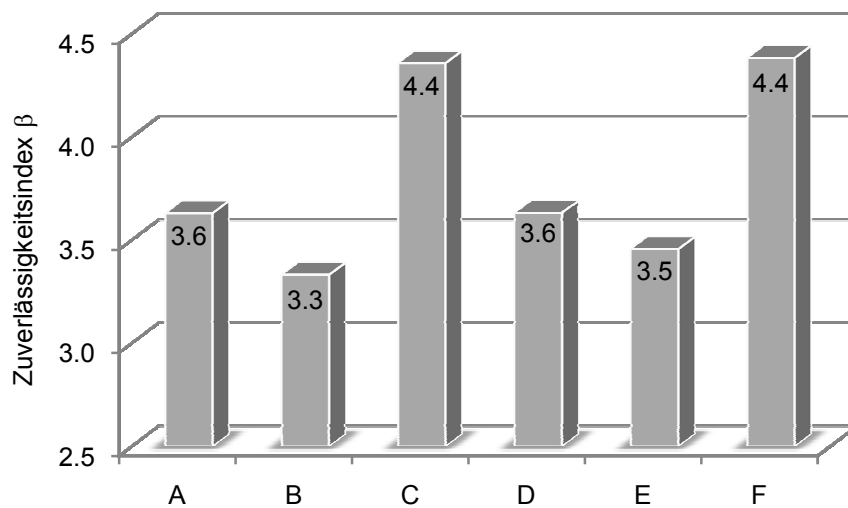


Bild 7.32 Spannbetonbrücke: Zuverlässigkeitsindex  $\beta$  für einzelne Stellen im Bauwerk (GZG)

Der Punkt B zeigt mit einem Zuverlässigkeitsindex  $\beta$  von 3,3 die geringste Zuverlässigkeit und der Punkt E mit einem Zuverlässigkeitsindex von 3,5 die zweitgeringste Zuverlässigkeit. Der geringe Unterschied zwischen den Werten für Punkt B und E deutet auf einen geringen Einfluss der Verkehrsbeanspruchung hin. Dass die Verkehrslast keinen Einfluss auf die Zuverlässigkeit in den Ankerbereichen hat, zeigt sich durch die identischen Sicherheitsindizes beider Stege (A und D sowie C und F).

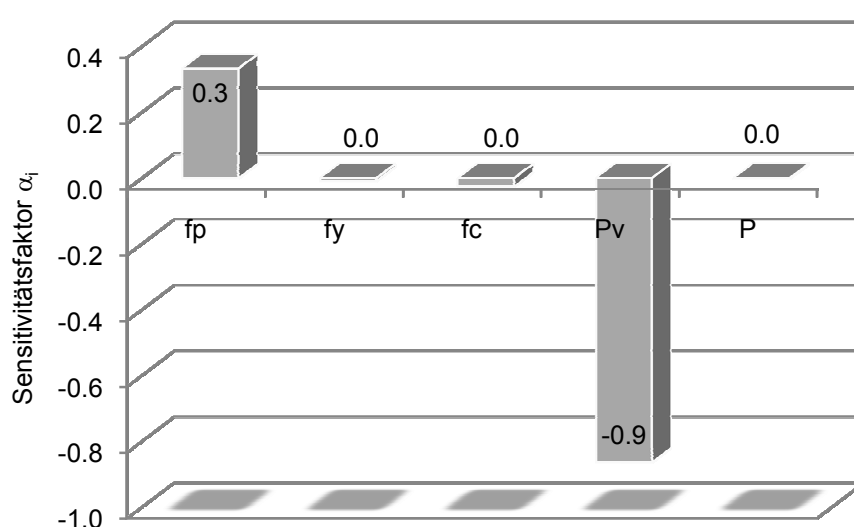


Bild 7.33 Spannbetonbrücke: Sensitivitätsfaktoren  $\alpha_i$  (Punkt B)(GZG)

Die Sensitivitätsfaktoren  $\alpha_i$  in Bild 7.33 zeigen den Einfluss der Streuung der Eingangsgrößen für die Zuverlässigkeit in Punkt B. Sehr deutlich wird der dominierende Einfluss der Vorspannkraft. Darüber hinaus bestätigt sich die Annahme auf Grundlage von Bild 7.32, dass die Unsicherheit der Verkehrsbeanspruchung einen sehr geringen Einfluss auf die Zuverlässigkeit hat.

In Bild 7.32 ist die Zuverlässigkeit für die Lebensdauer von einem Jahr (Ist-Zustand) dargestellt. Im nächsten Berechnungsschritt erfolgt die zeitliche Extrapolation unter Berücksichtigung der Verkehrslast nach Tabelle 7.3. Ferner werden bei diesem Bauwerk zeitabhängige Einflüsse (Kriechen, Schwinden, Relaxation) beachtet, um ein realistisches Bild vom Zustand des Bauwerks zu erhalten. Die zeitabhängigen Einflüsse werden in diesem Beispiel über den Ansatz von Vorspannverlusten nach Bild 7.34 berücksichtigt.



## Anwendung

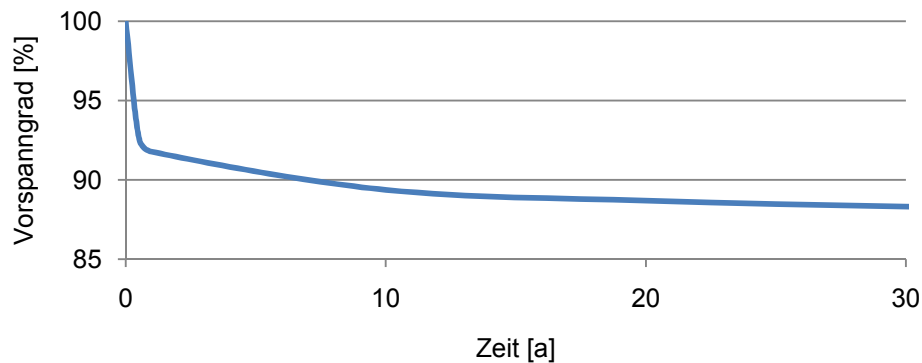


Bild 7.34 Vorspannverluste

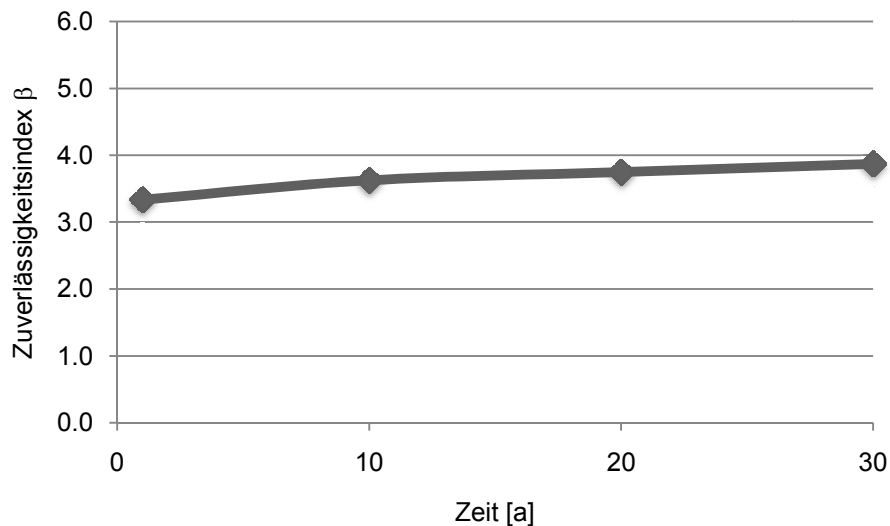
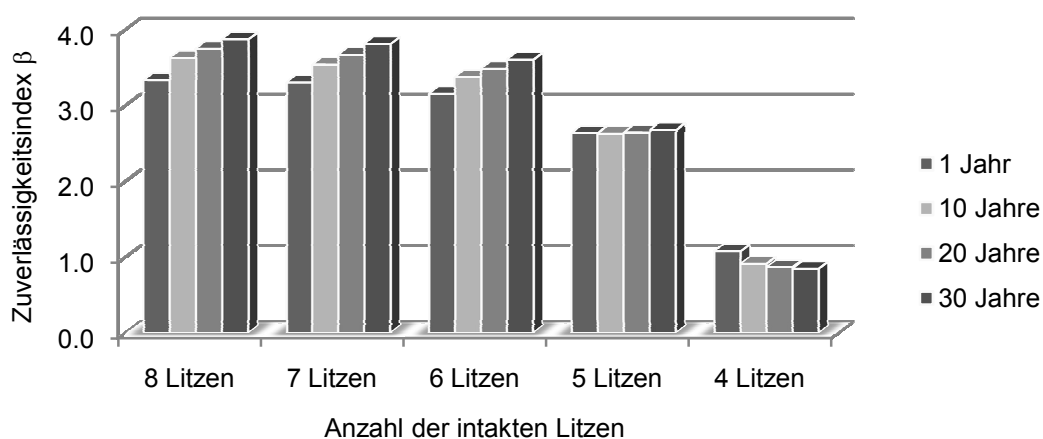


Bild 7.35 Spannbetonbrücke: Zuverlässigkeitsindex  $\beta$  für den Zeitraum 1 bis 30 Jahre (GZG)

Der Verlauf der Zuverlässigkeit ist durch den Zuverlässigkeitsindex  $\beta$  für einen Zeitraum von 1 bis 30 Jahren in Bild 7.35 dargestellt. Der Verlust der Vorspannung führt zu einer Verringerung der Spannstahlspannung und somit zu einer Zunahme des Zuverlässigkeitsindex  $\beta$ , obwohl mit dem Bezugszeitraum der Extremwert der Last zunimmt und eigentlich die Zuverlässigkeit abnehmen müsste. Es zeigt sich jedoch, dass der Einfluss der Vorspannverluste den Einfluss der Lasterhöhung überwiegt. Mit einer weiteren positiven Zunahme der Zuverlässigkeit ist nicht zu rechnen, da die Vorspannkräfte ab dem Zeitpunkt 30 Jahre bis zum Ende der Lebensdauer kaum noch weiter abnimmt. Hinsichtlich der Sensitivitätsfaktoren  $\alpha_i$  ergibt sich keine signifikante Änderung über die Zeit

gegenüber der Darstellung in Bild 7.33 für den „Ist-Zustand“. Das Phänomen der Zunahme des Zuverlässigkeitsindex‘ beruht auf den Randbedingungen des hier gewählten Grenzzustandes und der Brückenkonstruktion als statisch bestimmtes Bauwerk. Bei anderen Randbedingungen würde sich erwartungsgemäß eine Abnahme der Zuverlässigkeit einstellen.

Die weiteren Zuverlässigkeitsanalysen berücksichtigen mögliche Schädigungen des Bauwerks. Zunächst ist die Veränderung der Zuverlässigkeit beim Ausfall einzelner Litzen dargestellt. Jeder der beiden Stege ist mit 8 Litzen vorgespannt. Für die Berechnung wird angenommen, dass im Steg unter der Hauptspur jeweils 1 Litze bis zum Verbleib von 4 Litzen ausfällt. Die Ergebnisse sind in Bild 7.36 dargestellt.



*Bild 7.36 Spannbetonbrücke: Zuverlässigkeitsindex  $\beta$  in Abhängigkeit der Anzahl der intakten Litzen (GZG)*

Bild 7.37 stellt zur Verdeutlichung nur den Verlauf des Zuverlässigkeitsindex  $\beta$  sowie der Versagenswahrscheinlichkeit  $p_f$  für den Bezugszeitraum von 30 Jahren dar.

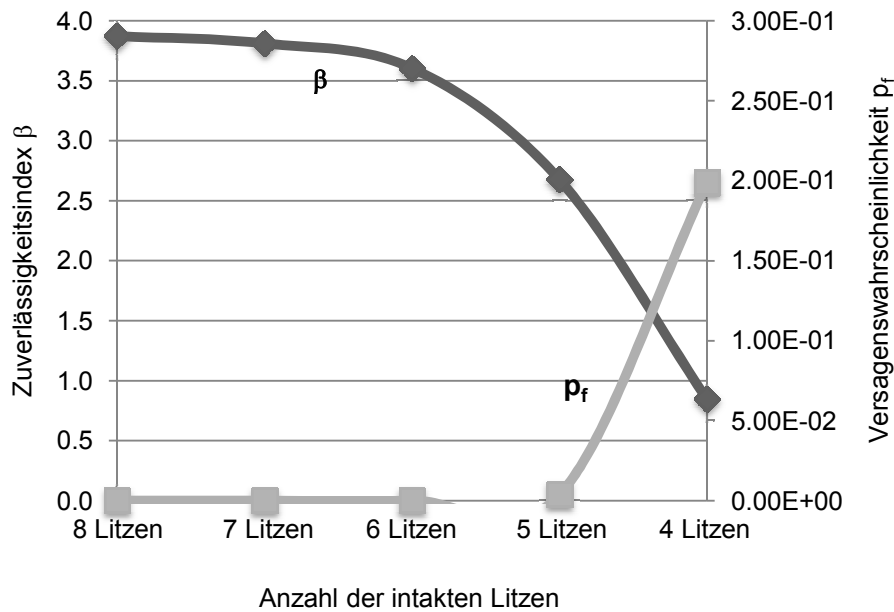


Bild 7.37 Spannbetonbrücke: Zuverlässigkeitsindex  $\beta$  und Versagenswahrscheinlichkeit  $p_f$  in Abhängigkeit der Anzahl der intakten Litzen (Bezugszeitraum 30 Jahre) (GZG)

Sehr deutlich zeigt sich die Abnahme der Zuverlässigkeit ab einem Ausfall von mehr als 2 Litzen. Der zulässige normative Zuverlässigkeitsindex für einen Bezugszeitraum von 30 Jahren beträgt  $\beta = 1,9$  und wird beim Ausfall der vierten Litze unterschritten.

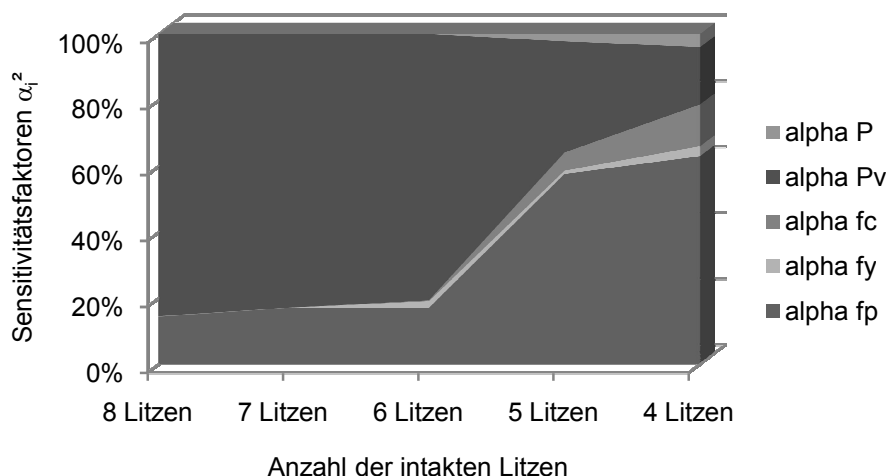


Bild 7.38 Spannbetonbrücke: Sensitivitätsfaktoren  $\alpha_i^2$  in Abhängigkeit der Anzahl der intakten Litzen (Bezugszeitraum 30 Jahre) (GZG)

Der Einfluss der Streuungen der Eingangsgrößen zeigt sich in den Sensitivitätsfaktoren  $\alpha_i^2$ , welche in Bild 7.38 in Abhängigkeit von der Anzahl der intakten Litzen bei einem Bezugszeitraum von 30 Jahren dargestellt sind. Der große Einfluss der Unsicherheit der Vorspannkraft beim intakten Bauwerk (8 Litzen) geht beim Versagen von mehr als 2 Litzen signifikant zurück, während der Einfluss der Spannstahlfestigkeit zunimmt und auch die Verkehrslast an Einfluss gewinnt. Der größer werdende Einfluss der Verkehrslast ist ebenfalls in Bild 7.36 erkennbar. Die Säulen für das intakte Bauwerk (8 Litzen) entsprechen der Darstellung in Bild 7.35, in dem der Einfluss der Vorspannverluste den Einfluss der Lasterhöhung überwiegt. Je größer die Schädigung des Bauwerks ist, desto geringer werden die Unterschiede der Sicherheitsindizes über den Bezugszeitraum. Bei einem Ausfall von 4 Litzen kehren sich die Verhältnisse um und der Einfluss der Lasterhöhung übersteigt den Einfluss der Vorspannverluste.

Das zweite betrachtete Szenario berücksichtigt eine sukzessive Verringerung des Spannstahls (z. B. ein korrosiver Angriff des Spannstahls) bei gleichbleibender Vorspannung. Zunächst ist in Bild 7.39 die Zuverlässigkeit hinsichtlich der Spannstahlspannung in Abhängigkeit von der Verringerung der Spannstahlfläche dargestellt. In der Berechnung werden die Last und der entsprechende Vorspannverlust für einen Bezugszeitraum von 30 Jahren berücksichtigt.

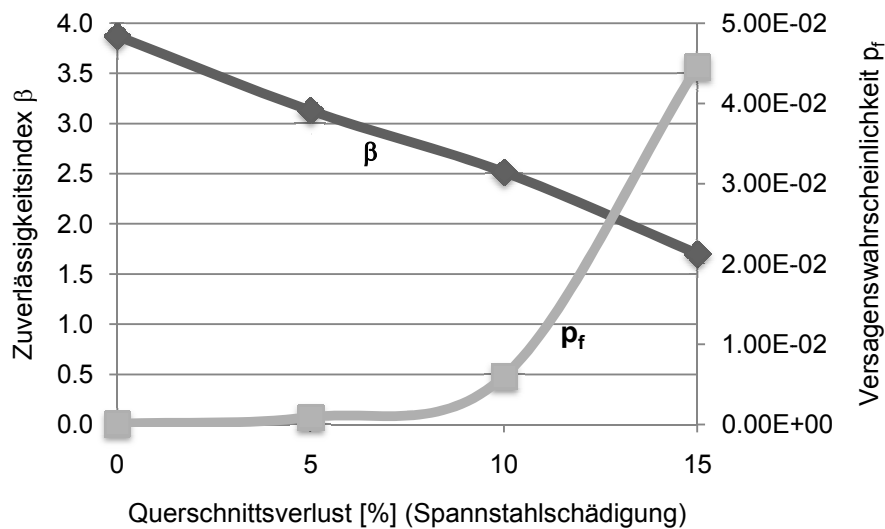


Bild 7.39 Spannbetonbrücke: Zuverlässigkeitsindex  $\beta$  und Versagenswahrscheinlichkeit  $p_f$  in Abhängigkeit des verbleibenden Spannstahlquerschnitts bei einer Spannstahlschädigung (Bezugszeitraum 30 Jahre) (GZG)

In Bild 7.39 ist vereinfacht berücksichtigt, dass der angenommene Querschnittsverlust jeweils im Bauwerksalter von 30 Jahren auftritt. Die Darstellung für weitere Bauwerksalter würde einen grundsätzlich gleichen Verlauf parallel zum dargestellten zeigen.

Der Querschnittsverlust beispielsweise als Funktion für den Korrosionsfortschritt ist aber auch selbst zeitvariant. Daher wird in Bild 7.40 ein schraffierter Bereich dargestellt, in dem sich der Bauwerkszustand befinden kann. Die obere Linie ist hierbei der intakte Bauwerkszustand und die untere Linie berücksichtigt einen Querschnittsverlust von 15 %.

Die Beschreibung des Korrosionsfortschritts ist von einer Reihe von Einflussgrößen abhängig und schwer zu quantifizieren. So finden sich in König et al. (2001) Werte zwischen  $3 \cdot 10^{-3}$  mm/Jahr und 0,1 mm/Jahr für den Korrosionsabtrag als Maß für den Korrosionsfortschritt. Daher ist in Bild 7.40 qualitativ ein möglicher Verlauf der Bauwerkszuverlässigkeit unter Berücksichtigung einer Schädigungszunahme als grüne Linie dargestellt. Die rote Linie stellt die normative Zielzuverlässigkeit in Abhängigkeit vom Bezugszeitraum.

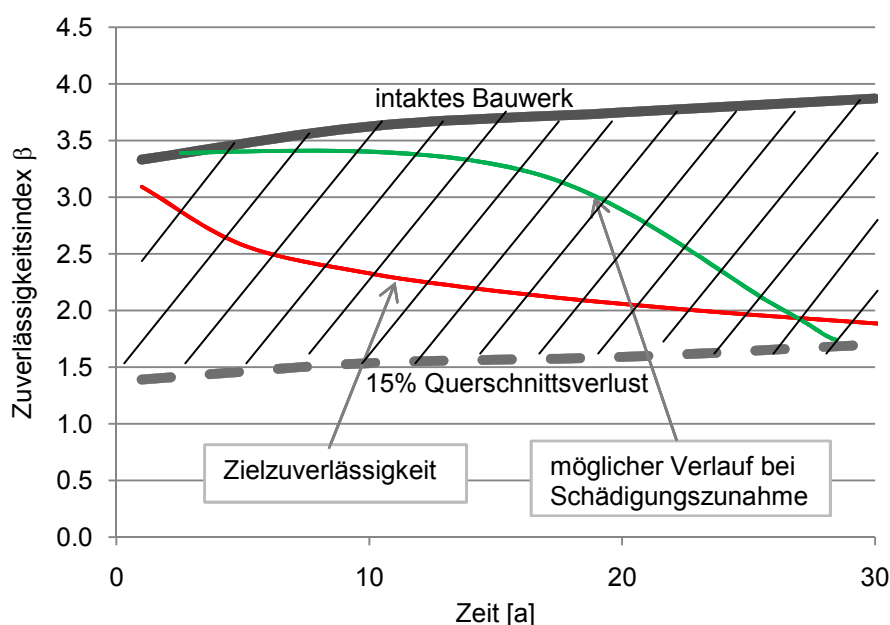


Bild 7.40 Spannbetonbrücke: Zuverlässigkeitsindex  $\beta$  unter Berücksichtigung einer Schädigungszunahme (GZG)

Bei diesem zweiten Szenario ergibt sich keine signifikante Änderung der Sensitivitätsfaktoren gegenüber der Darstellung in Bild 7.33 für den „Ist-Zustand“.

Auf die Darstellung der Änderung der Zuverlässigkeit des Bauwerks bei einer verkehrsbedingten Erhöhung der Beanspruchung wird verzichtet, da der Einfluss der Verkehrslast in diesem Grenzzustand der Gebrauchstauglichkeit sehr gering ist und die Abnahme der Zuverlässigkeit daher vernachlässigbar ist.

### 7.3.3 Bauwerksüberwachung

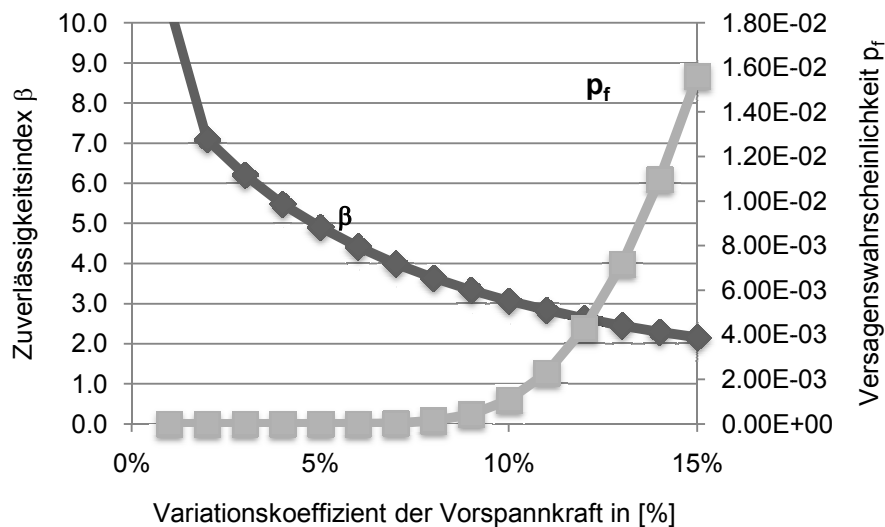
Mit der Bauwerksbewertung werden auch hier, wie bereits beim Ersatzbauwerk „Concerto“, kritische Schwachstellen und maßgebende Einflussgrößen erkannt. Wie zuvor hat im Grenzzustand der Tragfähigkeit die veränderliche Einwirkung den dominierenden Einfluss auf die Zuverlässigkeit. Dem gegenüber zeigt im Grenzzustand der Gebrauchstauglichkeit nur die Vorspannkraft einen dominierenden Einfluss.

Beim Grenzzustand der Gebrauchstauglichkeit wurde durch die Untersuchung einzelner Punkte der kritische aufgefunden. Für die Überwachung empfiehlt sich die oben beschriebene Vorgehensweise. Hinsichtlich des Grenzzustandes

## Anwendung

der Tragfähigkeit hat sich das Bauwerk als sehr robust herausgestellt, sodass ein kritischer Zustand erst infolge einer sehr großen Schädigung entsteht. Eine solche Schädigung würde sich durch ein entsprechendes Verformungs- und Rissverhalten ankündigen. Auch an dieser Stelle ließen sich, wie anhand des Ersatzbauwerks „Concerto“ beispielhaft dargestellt, kritische überwachbare Schwellenwerte ermitteln.

Bei diesem Bauwerk wird ebenfalls gezeigt, welchen Einfluss die Zuschärfung des stochastischen Modells auf die Zuverlässigkeit hat. Daher ist in Bild 7.41 der Zuverlässigkeitsindex  $\beta$  in Abhängigkeit des Variationskoeffizienten der Spannstahlspannung für den sogenannten „Ist-Zustand“ im Grenzzustand der Gebrauchstauglichkeit zum Zeitpunkt  $T = 1$  Jahr gezeigt.



**Bild 7.41** Zuverlässigkeit im Grenzzustand der Gebrauchstauglichkeit in Abhängigkeit des Variationskoeffizienten der Vorspannkraft

#### 7.4 ZUSAMMENFASSUNG KAPITEL 7

An zwei Beispielen ist die ganzheitliche Vorgehensweise zur zuverlässigkeitsorientierten Systembewertung von Massivbauwerken als Grundlage für die Bauwerksüberwachung dargestellt. Zunächst erfolgt das Aufstellen und Absichern sowohl des Strukturmodells als auch der stochastischen Eingangsgrößen. Auf dieser Grundlage wird das Sicherheitsniveau des Bauwerks objektiv quantifiziert. Dabei werden die kritischen Schwachstellen und die maßgebenden Einflussgrößen sichtbar. Die Berechnung der Zuverlässigkeit basiert auf der im Kapitel 5 ("Systemanalyse von Massivbauwerken") beschriebenen Weiterentwicklung und Optimierung bewährter Methoden der Zuverlässigkeitstheorie und kann mit dem entwickelten Rechenprogramm automatisiert durchgeführt werden.

Im Fall des Ersatzbauwerks „Concerto“ ist es möglich, das Strukturmodell für die Analyse des Trag- und Verformungsverhaltens des Bauwerks anhand eines Belastungsversuches abzusichern. Es lässt sich die Kalibrierung einzelner stochastischer Größen zeigen, wobei auf die Informationen der regulären Qualitätskontrolle zurückgegriffen wird. Ferner erfolgt die Ermittlung von Modellunsicherheitsbeiwerten für die Zuverlässigkeitsanalyse. Die entwickelte Modellbildung lässt sich auf eine Straßenbrücke übertragen. Die stochastischen Modelle der einzelnen Einflussgrößen werden im Rahmen dieser Arbeit aus der normativen Bemessung und aus Literaturangaben abgeleitet.

Neben der Zuverlässigkeitsanalyse des Ist-Zustandes werden Prognoseberechnungen für eine mögliche Laständerung beziehungsweise eine lineare Abnahme des Bewehrungsquerschnitts durchgeführt. Die Zuordnung dieser Veränderung zum Alter des Bauwerks führt zu einem zeitabhängigen Verlauf der Zuverlässigkeit. Aufgrund zuvor festzulegender Anforderungen an die Zuverlässigkeit des Bauwerks ergibt sich der Zeitpunkt, zu dem der nächste Überwachungsschritt spätestens durchgeführt werden soll. Dennoch ist es notwendig schon zuvor Inspektionen vorzusehen. Damit kann der zeitliche Verlauf der Veränderung adaptiv beeinflusst werden. Die Festlegung der zeitlichen Intervalle hängt sehr stark vom Verlauf der zeitabhängigen Zuverlässigkeit ab. So liegen mögliche Zeitpunkte für eine Inspektion bei einer linearen Abnahme der Zuverlässigkeit in der Regel weiter auseinander als bei einer stark nichtlinearen Abnahme der Zuverlässigkeit (vgl. Klinzmann (2008)). Weiter konnte für



## Anwendung

eine dauerhafte Überwachung (Monitoring) die Ermittlung kritischer Schwellenwerte gezeigt werden.

Mit der Festlegung der weiteren Überwachungsmaßnahmen ist der Schritt in eine kontinuierliche Bauwerksbewertung und -überwachung erfolgt. Eine neue zuverlässigkeitsorientierte Bewertung des Bauwerks wird dann erforderlich, wenn während der Inspektion/Überwachung Veränderungen am Bauwerk festgestellt werden.

Beim Grenzzustand der Gebrauchstauglichkeit der Spannbetonbrücke treten zwei gegenläufige Effekte in der Prognose für einen längeren Bezugszeitraum auf. Zum einen führt der Verlust der Vorspannkraft zu einer Zunahme der Zuverlässigkeit. Andererseits führt die Zunahme der Extremwerte der Verkehrslast führt grundsätzlich zu einer Abnahme der Zuverlässigkeit. In dem hier untersuchten Fall überwiegt der Einfluss des Vorspannkraftverlustes, sodass insgesamt die Zuverlässigkeit zunächst zunimmt. Für Beispiele mit anderen Randbedingungen würde sich hingegen eine Abnahme der Zuverlässigkeit einstellen.

## 8 ZUSAMMENFASSUNG UND AUSBLICK

### 8.1 ZUSAMMENFASSUNG

Eine zuverlässigkeitsorientierte Systembewertung von überwachten Bauwerken als Weiterentwicklung und Optimierung bewährter Methoden der Zuverlässigkeitsanalyse ermöglicht es, lebensdauerbegleitend das Zuverlässigkeitsniveau von Bauwerken zu verfolgen und zeitnah und gezielt auf kritische Veränderungen zu reagieren. Es lassen sich kritische Schwachstellen der Bauwerke und maßgebende Einflussgrößen identifizieren, die primär überwacht werden sollen. Die Ergebnisse der Bauwerksüberwachung gehen wiederum in die Zuverlässigkeitsbewertung der Bauwerke ein. Die Bedeutung von Bauwerksüberwachungsmaßnahmen kann demnach an ihrer Auswirkung auf die Zuverlässigkeit abgelesen werden. In dieser Arbeit werden die erforderlichen Ausgangsinformationen und Methoden für die zuverlässigkeitsorientierte Systembewertung von Massivbauwerken im Rahmen der Bauwerksüberwachung bereitgestellt und am Beispiel von zwei Spannbetonbauwerken erprobt.

Der bisherige Stand der Technik und die aktuellen Forschungs- und Entwicklungsansätze sind im Kapitel 2 („Stand der Erkenntnisse“) zusammengefasst. Daran wird der Bedarf einer lebensdauerbegleitenden, objektiven und ganzheitlichen Vorgehensweise deutlich.

Im Kapitel 3 („Zuverlässigkeit von Bauwerken“) werden verschiedene alternative Verfahren zur Berechnung der Zuverlässigkeit von Tragwerken dargestellt und bewertet. Für die vorliegende Fragestellung eignet sich am besten die Methode Adaptive Importance Sampling (AIS), eine varianzmindernde Methode der Monte Carlo Simulation (MCS). Ebenfalls dort werden die grundlegenden Anforderungen an Bauwerke sowie die allgemein anerkannten Zielzuverlässigkeiten als Bewertungsmaßstab für die Ergebnisse der Zuverlässigkeitsanalyse aufgezeigt. Zur Durchführung der Zuverlässigkeitsanalyse von Massivbauwerken werden Informationen über die Unsicherheit der einzelnen Einflussgrößen benötigt, die im Kapitel 4 („Stochastische Modelle“) detailliert beschrieben werden.

Weitere wichtige Grundlage der Systemanalyse sind die Festlegung der Grenzzustände für Massivbauwerke, sowie die systemtheoretische Verknüpfung der einzelnen Grenzzustände. Die Strukturanalyse wird mit der Finite-Elemente-

Methode durchgeführt, wofür die notwendigen Informationen in Hinblick auf die Analyse von Massivbauwerken gegeben werden. Die Hintergründe zum Adaptive Importance Sampling (AIS) werden umfassend dargestellt und es erfolgt die notwendige Absicherung dieser Methode. Damit die Zuverlässigkeitsanalyse automatisiert durchgeführt werden kann, ist der aufgezeigte Berechnungsablauf programmtechnisch umgesetzt.

Um die Auswirkung von Bauschäden auf die Systembewertung und die Zuverlässigkeit eines Bauwerks zu verdeutlichen, ist eine Festlegung von repräsentativen Schadensszenarien notwendig. Auf Grundlage der Analyse von Bauschäden wird die besondere Bedeutung des Vorspannsystems für die Zuverlässigkeit deutlich. Die Schäden am Spannstahl infolge unzureichender Dauerhaftigkeit der Konstruktion führen zur Einschränkung der Gebrauchstauglichkeit und haben auch Einfluss auf die Tragfähigkeit. Neben möglichen Bauschäden kann es notwendig werden, zukünftige Veränderungen der Verkehrsbeanspruchung in die Prognose der Bauwerkszuverlässigkeit mit einzubeziehen, da der Trend eindeutig eine Erhöhung des Verkehrsaufkommens und der Fahrzeuglasten zeigt.

Die Erprobung der zuverlässigkeitsorientierten Systembewertung von Massivbauwerken wird anhand von zwei Brückenbauwerken dargestellt. Das erste Brückenbauwerk, das Ersatzbauwerk „Concerto“, ist eigens zu Forschungszwecken errichtet worden. Das zweite Bauwerk ist eine Straßenbrücke mit zweistufigem Plattenbalkenquerschnitt. Die Basis der Untersuchung sind das Strukturmodell und dessen Absicherung sowie die stochastischen Modelle der Eingangsgrößen und deren Kalibrierung, soweit möglich und notwendig. Nach Festlegung der zu untersuchenden Grenzzustände erfolgt die Zuverlässigkeitsanalyse.

Die zuverlässigkeitsorientierte Systembewertung von Massivbauwerken wird im ersten Schritt für das als nicht geschädigt vorausgesetzte Bauwerk durchgeführt, in der Regel auf der Basis von Informationen aus der statischen Berechnung. Die Ergebnisse liefern Hinweise auf mögliche Schwachstellen des Bauwerks und die hierfür maßgebenden Einflussgrößen. Der zweite Schritt beinhaltet die Prognose der Zuverlässigkeit für postulierte Schadensszenarien. Wird dabei eine Veränderung der Zuverlässigkeit festgestellt, so muss geprüft werden, ob weitergehende Überwachungsmaßnahmen oder gegebenenfalls In-

standhaltungs- und Sanierungsmaßnahmen notwendig werden. Im Hinblick auf eine kontinuierliche Überwachung (Monitoring) werden Schwellenwerte ermittelt, bei deren Über- bzw. Unterschreitung die erforderliche Zuverlässigkeit nicht mehr gewährleistet ist.

Ist die Entscheidung zugunsten weiterer Überwachungsmaßnahmen gefallen, so wird eine neuerliche zuverlässigkeitsorientierte Systembewertung erforderlich, sobald bei der gezielten Überwachung potenzieller Schwachstellen Veränderungen festgestellt werden. Die Überwachung kann z. B. im Rahmen der ohnehin vorgeschriebenen Bauwerksprüfungen erfolgen, z. B. für Ingenieurbauwerke im Zuge von Straßen und Wegen.

Die grundsätzliche Vorgehensweise bei der zuverlässigkeitsorientierten Systembewertung unter Berücksichtigung von Ergebnissen aus der Bauwerksüberwachung wird in der Arbeit am Beispiel von Spannbetonbauwerken demonstriert. Sie lässt sich aber analog auf eine Vielzahl von Bauwerke anwenden, wobei die Schadensszenarien und Versagenskriterien bauwerksspezifisch festgelegt werden müssen.

### 8.2 AUSBLICK

Die zuverlässigkeitsorientierte Bauwerksbewertung als essentielle Grundlage für die Bauwerksinspektion und Bauwerksüberwachung wird als Bestandteil von Bauwerks-Management-Systemen (BMS) und somit als Baustein eines modernen Lebensdauermanagements von Bauwerken angesehen. In diesem Zusammenhang steht die praktische Umsetzung der zuverlässigkeitsorientierten Bauwerksbewertung für beliebige Massivbauwerken. Daher ist für die praxisgerechte Anwendung eine offene Schnittstelle zwischen dem Modul zur Zuverlässigkeitsanalyse und dem Modul zur Strukturanalyse vorgesehen. Denn erst dadurch kann jedes extern aufzurufende (kommerzielle) Berechnungsprogramm für die Strukturanalyse verwendet werden. Aufgrund der umfassenden Darstellung und Absicherung der Materialmodelle, der stochastischen Streuungen sowie der Modellunsicherheiten stehen die notwendigen Informationen für eine Übertragung in die Praxis zur Verfügung. Die Festlegung der Einwirkungen kann dann problemspezifisch erfolgen.

Im Rahmen dieser Arbeit werden Bauschäden, d. h. negative Veränderungen, in der Zuverlässigkeitsanalyse berücksichtigt. Ebenso ist es bei dieser Vorge-

hensweise durch die entsprechende Anpassung des Modells zur Strukturanalyse und eine Ergänzung des stochastischen Modells möglich, Instandhaltungs- und Sanierungsmaßnahmen zu berücksichtigen.

Die Untersuchungen werden für die Grenzzustände der Tragfähigkeit und der Gebrauchstauglichkeit durchgeführt. Grundsätzlich ist die dargestellte Vorgehensweise auch auf die Fragestellung der Dauerhaftigkeit übertragbar. Anstelle einer mechanischen Trag- und Verformungsanalyse kann beispielsweise die Analyse des Chlorideindringens in den Beton durchgeführt werden.

## LITERATUR

Ahrens, H.; Dinkler, D.: Finite-Elemente-Methoden. Teil I. Institut für Statik, Bericht Nr. 88-50, Technische Universität Braunschweig, 1994.

Akgül, F.; Frangopol, D.M.: Lifetime Performance Analysis of Existing Prestressed Concrete Bridge Superstructures. *Journal of Structural Engineering*, ASCE. Vol. 130, No. 12, 2004.

Basler, E.: Untersuchungen über den Sicherheitsbegriff von Bauwerken. Dissertation, Eidgenössische Technische Hochschule Zürich, 1960.

Bergmeister, K.; Santa, U.: Brückeninspektion und -überwachung. In Bergmeister, K. u. Wörner, J.-D. (Hrsg.): *Betonkalender 2004*. Berlin: Ernst & Sohn, 2004.

Bevc, L., Krieger, J., Simon-Talero, J., Wierzbicki, T., Woodward, R., Casas, J., Olaszek, P., Turk, R., Vacek, J., Vogel, T.: COST 345 Procedure required for assessing highway structures. Working Groups 2 and 3: Report on inspection and condition assessment. TRL Limited, Crowthorne, UK. <http://cost345.zag.si/>, 2004.

Blumentritt, M., Brodersen, O., Flachsbarth, J., Johannes, H.-H., Kröner, M., Melhorn, K., Sokoll, T., Jacob, A. F., Kowalsky, W.: Novel Sensor Systems for Structural Health Monitoring. In: *Structural Health Monitoring 2006: Proceedings of the 3rd European Workshop*; Granada, Spain, July 5-7, 2006. Lancaster (Pen.): DEStech Publications, 2006.

Breitung, K. W.: Asymptotic Approximations for Multinormal Integrals. *Journal of the Engineering Mechanics Division*, Vol. 110, No. 3, 1984.

Bronstein, I.N., Semendjajew, K.A., Musiol, G., H.Mühlig.: *Taschenbuch der Mathematik*. Frankfurt am Main: Verlag Harri Deutsch, 2006.

Bucher, C.G.: Adaptive sampling - An iterative fast Monte Carlo procedure. *Structural Safety*, Vol. 5, No. 2, 1988.

Bucher, C.G.; Bourgund, U.: A fast and efficient response surface approach for structural reliability problems. *Structural Safety*, Vol 7, 1990.

Budelmann, H.; Hariri, K. u. Holst, A.: A real scale PC bridge for testing and validation of monitoring methods. In: *Bridge maintenance, safety, management, life-cycle performance and cost; proceedings of the 3rd international conference*; Porto, Portugal, 16-19 July 2006. London: Taylor and Francis [CD-ROM], 2006.

Budelmann, H.: *Bauschäden, Entstehung – Vermeidung – Instandsetzung*. Vorlesungsskriptum. Braunschweig: Technische Universität Braunschweig, 2003.

Bundesanstalt für Straßenwesen (BASt): *Auswirkungen von neuen Fahrzeugkonzepten auf die Infrastruktur des Bundesfernstraßennetzes*, Forschungsbericht. Bergisch Gladbach: BASt. November 2006. <http://www.bast.de>, 2006.

Bundesanstalt für Straßenwesen (BASt): Leitfaden objektbezogene Schadensanalyse. Bergisch Gladbach: BASt, 2004.

Bundesministerium für Verkehr, Bau und Stadtentwicklung (BMVBS): Bericht über die Qualität, Dauerhaftigkeit und Sicherheit von Spannbetonbrücken. Berlin, Januar 2006. <http://www.bmvbs.de/-,1430.949707/Sicherheit-und-Zustand-von-Spa.htm>, 2006.

Bundesministerium für Verkehr, Bau und Wohnungswesen (BMVBW): Allgemeines Rundschreiben Straßen Nr. 11/2003. Dortmund: Verkehrsblatt Verlag, 2003.

Bundesministerium für Verkehr (BMV): Schäden an Brücken und anderen Ingenieurbauwerken, Ursachen und Erkenntnisse. Dokumentation 1982. Dortmund: Verkehrsblatt Verlag, 1982.

Bundesministerium für Verkehr (BMV): Erhaltungsarbeiten an Brücken. Dokumentation 1990. Dortmund: Verkehrsblatt Verlag, 1990.

Bundesministerium für Verkehr (BMV): Schäden an Brücken und anderen Ingenieurbauwerken, Ursachen und Erkenntnisse. Dokumentation 1994. Dortmund: Verkehrsblatt Verlag, 1994.

Bundesministerium für Verkehr (BMV): Zweiter Bericht über Schäden an Bauwerken der Bundesverkehrswege. Bonn: BMV, 1996.

Cabral, S.V.S. u. Katafygiotis, L.S.: Improved adaptive importance sampling procedure for reliability estimation; proceedings of the international Conference on Monte Carlo Simulation, Monte Carlo 2001. Rotterdam: Balkema, 2001.

Casas, J.R.: Bridge management: Actual and future trends. In: Bridge maintenance, safety, management, life-cycle performance and cost; proceedings of the 3rd international conference ; Porto, Portugal, 16-19 July 2006. London: Taylor and Francis [CD-ROM], 2006.

Chang, F.K.(ed.): Structural health monitoring 2005 : advances and challenges for implementation ; proceedings of the 5th international workshop on structural health monitoring, Stanford University, Standford, CA, Sept. 12-14, 2005. Lancaster (Pen.): DEStech Publ., 2005.

Cruz, P.J.S, Frangopol D.M., Neves, L.C.(ed.): Bridge maintenance, safety, management, life-cycle performance and cost : proceedings of the third international conference ; Porto, Portugal, 16-19 July 2006. London: Taylor and Francis, 2006.

Comité Euro-International du Béton (CEB-FIP): Model Code 1990, Bulletin d'Information N° 203 – 205, Final Draft. London: Thomas Telford, 1991.

Cornell, C. A.: A Probability-Based Structural Code. ACI Journal, 12, 1969.

De Witte, F. C., Kikstra, W. P.(Hrsg.): DIANA – Finite Element Analysis. User's Manual Release 9. Delft: TNO DIANA, 2005.

Diamanditis, D. (ed): Probabilistic Assessment of Existing Structures. Cachan, France: RILEM Publications, 2001.

- DIN Deutsches Institut für Normung e.V. (Hrsg.): GRUSIBAU: Grundlagen zur Festlegung von Sicherheitsanforderungen für bauliche Anlagen. Berlin: Beuth Verlag, 1981.
- DIN Deutsches Institut für Normung e.V. (Hrsg.): DIN-Fachbericht 102, Betonbrücken. Berlin: Beuth Verlag, 2003.
- DIN 1045-1: Tragwerke aus Beton, Stahlbeton und Spannbeton - Teil 1: Bemessung und Konstruktion. Berlin: Beuth Verlag, 2001.
- DIN 1055-1: Einwirkungen auf Tragwerke – Teil 1: Wichten und Flächenlasten von Baustoffen, Bauteilen und Lagerstoffen. Berlin: Beuth Verlag, 2002.
- DIN 1055-100: Einwirkungen auf Tragwerke – Teil 100: Grundlagen der Tragwerksplanung, Sicherheitskonzept und Bemessungsregeln. Berlin: Beuth Verlag, 2001.
- DIN 1076: Ingenieurbauwerke im Zuge von Straßen und Wegen, Überwachung und Prüfung. Berlin: Beuth Verlag, 1999.
- DIN EN 206-1, Beton – Teil 1: Festlegung, Eigenschaften, Herstellung und Konformität; Deutsche Fassung EN 206-1: 2000. Berlin: Beuth Verlag, 2000.
- DIN EN 1990: Eurocode: Grundlagen der Tragwerksplanung. Deutsche Fassung EN 1990: 2002. Berlin: Beuth Verlag, 2002.
- DIN EN 1991-1-1: Eurocode 1: Einwirkungen auf Tragwerke - Teil 1-1: Allgemeine Einwirkungen auf Tragwerke; Wichten, Eigengewicht und Nutzlasten im Hochbau; Deutsche Fassung EN 1991-1-1: 2002. Berlin: Beuth Verlag, 2002.
- DIN EN 1991-2: Eurocode 1: Einwirkungen auf Tragwerke - Teil 2: Verkehrslasten auf Brücken; Deutsche Fassung EN 1991-2: 2003. Berlin: Beuth Verlag, 2003.
- DIN EN 1992-1-1: Eurocode 2: Bemessung und Konstruktion von Stahlbeton- und Spannbetontragwerken - Teil 1-1: Allgemeine Bemessungsregeln und Regeln für den Hochbau; Deutsche Fassung EN 1992-1-1: 2004. Berlin: Beuth Verlag, 2004.
- Ditlevsen, O., Madsen, H.O.: Structural Reliability Methods. Internet edition 2.2 May 2003. <http://www.mek.dtu.dk/staff/od/books.htm>, 2003.
- Eichinger, E. M.: Beurteilung der Zuverlässigkeit bestehender Massivbrücken mit Hilfe probabilistischer Methoden. Dissertation, Technische Universität Wien, Fakultät für Bauingenieurwesen, 2003.
- Faber M.H.: Risk and Safety in Civil, Surveying and Environmental Engineering, Lecture Notes. Zürich: Swiss Federal Institute of Technology, 2003.
- Gehlen, C.: Probabilistische Lebensdauerbemessung von Stahlbetonbauwerken (Deutscher Ausschuss für Stahlbeton; Heft 510). Berlin: Beuth Verlag, 2000.
- Geißler, K.: Beitrag zur probabilistischen Berechnung der Restnutzungsdauer stählerner Brücken. Dissertation, Technische Universität Dresden, Fakultät für Bauingenieurwesen, 1995.



Graubner, C.-A.: Schnittgrößenverteilung in statisch unbestimmten Stahlbetonbalken unter Berücksichtigung wirklichkeitsnaher Stoffgesetze. Dissertation, Technische Universität München, Fakultät für Bauingenieur- und Vermessungswesen, 1989.

Grundmann, H. (Hrsg.): Abschlussbericht Sonderforschungsbereich 96 – Zuverlässigkeit der Bauwerke. München: Laboratorium für den Konstruktiven Ingenieurbau, Technische Universität München, 1989.

Haardt, P.: Konzeption eines Managementsystems zur Erhaltung von Brücken- und Ingenieurbauwerken. Bericht der Bundesanstalt für Straßenwesen, Heft 25. Bergisch Gladbach: BAST, 1998.

Hasofer, A.M., Lind, M.C.: Exact and Invariant Second Moment Code Format. Journal of the Engineering Mechanics Division, ASCE, Band 100, Nr. 1, 1974.

Henke, V.: Zusammenstellung und Anwendung Bayes'scher Verfahren bei der Stichprobenbeurteilung. Schriftenreihe des Institutes für Baustoffe, Massivbau und Brandschutz der Technischen Universität Braunschweig, Heft 51. Braunschweig, 1982.

Herzog, M.: Schadensfälle im Stahlbeton und Spannbetonbau – Ursachen und Sanierung. Düsseldorf: Werner Verlag, 2000.

Holst, A.; Wichmann, H.-J.; Hariri, K.; Budelmann, H.: Monitoring of tension members of civil structures - new concepts and testing. In: Structural Health Monitoring 2006: Proceedings of the 3rd European Workshop; Granada, Spain, July 5-7, 2006. Lancaster (Pen.): DEStech Publications, 2006

Holst, A.: Korrosionsmonitoring und Bruchortung vorgespannter Zugglieder in Bauwerken. Dissertation Technische Universität Braunschweig, Fakultät für Architektur, Bauingenieurwesen und Umweltwissenschaften, 2007.

Hohenbichler, M., Rackwitz, R.: Improvement of Second-order Reliability Estimates by Importance Sampling. Journal Of Engineering Mechanics, Vol. 114, Vol. 12, 1988.

Hohenbichler, M., Rackwitz, R.: Non-normal dependent vectors in structural safety. Journal of Engineering Mechanics, ASCE, Band 107, Nr. 6, S. 1227-1238. 1981.

Hosser, D.: Tragfähigkeit und Zuverlässigkeit von Stahlbetondruckgliedern, Vereinfachte Nachweise bei beliebigen Einwirkungen und Randbedingungen. Mitteilungen aus dem Institut für Massivbau der Technischen Universität Darmstadt, Heft 28. Berlin: Ernst & Sohn, 1978.

Hosser, D.: Zuverlässigkeitstheorie, Vorlesungsskriptum. Braunschweig: Technische Universität Braunschweig, 2006.

ISO 13822: Bases for design of structures - Assessment of existing structures. Genf: ISO, 2001.

Joint Committee on Structural Safety (JCSS): Probabilistic Model Code, 12th draft, 2002. <http://www.jcss.ethz.ch>, 2002.

- Johannis, A.: Zur Zuverlässigkeit und Wirtschaftlichkeit nichtlinear bemessener Stahlbetontragwerke. Dissertation, Technische Universität München, Fakultät für Bauingenieur- und Vermessungswesen, 1999.
- Jungwirth, D.; Beyer, E.; Grübl, P.: Dauerhafte Betonbauwerke, Substanzerhaltung und Schadensvermeidung in Forschung und Praxis. Düsseldorf: Beton-Verlag. 1986.
- Klinzmann, C.: Methodik zur computergestützten, probabilistischen Bauwerksbewertung unter Einbeziehung von Bauwerksmonitoring. Dissertation, Technische Universität Braunschweig, Fakultät für Architektur, Bauingenieurwesen und Umweltwissenschaften, 2008.
- Kolleger, J.: Ein Materialmodell für die Berechnung von Stahlbetonflächentragwerken. Dissertation, Universität Kassel, Fachbereich Bauingenieurwesen, 1988.
- König, G.; Maurer, R.; Zichner, T.: Spannbeton: Bewährung im Brückenbau, Analyse von Bauwerksdaten, Schäden und Erhaltungskosten. Berlin: Springer Verlag, 1986.
- König, G.; Maurer, R.: Sicherheit von Spannbetonbrücken. Forschung Straßenbau und Straßenverkehrstechnik, Heft 590. Bonn: Bundesministerium für Verkehr (BMV), 1990.
- König, G.; Pommerding, D.; Freitag, N.: Ermittlung des Eingreifzeitpunktes für Erhaltungsmaßnahmen an Brücken- und Ingenieurbauwerken. Abschlussbericht zum Forschungsvorhaben FE 15.319/1999/HRB im Auftrag des BMVBW. 2001.
- Krauß, M.: Probabilistischer Nachweis der Wirksamkeit von Maßnahmen gegen frühe Trennrisse in massigen Betonbauteilen. Dissertation, Technische Universität Braunschweig, Fachbereich Bauingenieur- und Vermessungswesen, 2004.
- Lauridsen, J., Bjerrum, J., O'Connor, A.J., Enevoldsen, I.: Experience with probability-based assessment of bridges based upon the Danish Guideline. In: Bridge maintenance, safety, management, life-cycle performance and cost : proceedings of the third international conference ; Porto, Portugal, 16-19 July 2006. London: Taylor and Francis [CD-ROM], 2006.
- Lewandowski, R.: Beurteilung der Bauwerksfestigkeiten an Hand von Betongütekübeln und -bohrproben, Schriftreihe der Institute für Konstruktiven Ingenieurbau der Technischen Universität Braunschweig, Heft 3, 1971.
- Maaß, G.: Statistische Untersuchungen von geometrischen Abweichungen an ausgeführten Stahlbetonbauteilen. Berichte zur Zuverlässigkeitstheorie der Bauwerke, Sonderforschungsbereich 96 TU München, Heft 28, 1978.
- Matousek, M.: Massnahmen gegen Fehler im Bauprozess. Bericht Nr. 124 – Institut für Baustatik und Konstruktion ETH Zürich. Basel: Birkhäuser Verlag, 1982.

Maurer, R.; Bäättjer, G.: Sicherheit von Spannbetonbrücken – Entwicklung von Konstruktions- und Bemessungsgrundsätzen in Deutschland. Bauingenieur Band 82, Januar 2007. Düsseldorf: Springer VDI, 2007.

Mathieu, H.: Reliability Problems Associated with Prestress. CEB Bulletin D'Information No. 202, 1991.

Melchers, R.E. : Structural reliability and prediction. Chichester: John Wiley & Sons Ltd, 1999.

Merzenich, G.; Sedlacek, G.: Hintergrundbericht zu Eurocode 1 – Teil 3.2: „Verkehrslasten auf Straßenbrücken“, Forschung Straßenbau und Straßenverkehrstechnik, Heft 711. Bonn: Bundesministerium für Verkehr (BMW), 1995.

Mehdianpour, M.: Lebensdauervorhersage von ermüdungsbeanspruchten Stahltragwerken mit Hilfe von Monitoring und begleitenden Versuchen. Dissertation, Technische Universität Braunschweig, Fachbereich Bauingenieurwesen, 2002.

Mirza, S.A.; MacGregor, J.G.: Variability of mechanical properties of reinforcing bars. Journal of Structural Division, ASCE, Vol. 105, No. 5, 1979.

Moersch, J.: Zur wasserstoffinduzierten Spannungsrisskorrosion von Hochfesten Spannstählen - Untersuchungen zur Dauerhaftigkeit von Spannbetonbauteilen (Deutscher Ausschuss für Stahlbeton; Heft 563). Berlin: Beuth Verlag, 2005.

Naumann, J.: Die Brückenerhaltung ist für Ingenieure eine neue Herausforderung. Der Prüflingenieur Oktober 2002. Hamburg: BVPI, 2002.

Naumann, J.: Brücken und Schwerverkehr – wo sind die Grenzen?. Bauingenieur Band 82, Juli/August 2007. Düsseldorf: Springer VDI, 2007.

Östlund, L.: An Estimation on  $\gamma$ -Values. CEB Bulletin D'Information No. 202, 1991.

Papula, L. : Mathematik für Ingenieure und Naturwissenschaftler Band 3. Wiesbaden: Vieweg, 2001.

Plate, E.: Statistik und angewandte Wahrscheinlichkeitslehre für Bauingenieure. Berlin: Ernst & Sohn, 1993.

Quast, U.: Zur Mitwirkung des Betons in der Zugzone. Beton- und Stahlbetonbau, 76, Heft 10. Berlin: Ernst & Sohn, 1981.

Rackwitz, R.: Einwirkungen auf Bauwerke. In Mehlhorn, G (Hrsg.): Der Ingenieurbau, Band 8: Tragwerkszuverlässigkeit, Einwirkungen. Berlin: Ernst & Sohn, 1997.

Rackwitz, R., Fiessler, B.: Structural Reliability under Combined Random Load Sequences. Computers & Structures, Band 9, 1978.

Rackwitz, R.: Zuverlässigkeit und Lasten im konstruktiven Ingenieurbau, Vorlesungsskriptum. München: Technische Universität München, 2002.

- Rackwitz, R.: Response Surfaces in Structural Reliability. Berichte zur Zuverlässigkeitstheorie der Bauwerke, Heft 67. Laboratorium für den konstruktiven Ingenieurbau, Technische Universität München, 1982.
- Ramberg, W.; Osgood, W.R.: Description of stress-strain curves by three parameters. Technical Note 902, NACA, 1943.
- Rasmussen, K.J.R.: Full stress-strain curves for stainless steel alloys. Research Report R811, Department of Civil Engineering, University of Sydney, 2001.
- Reinhardt H.-W.: Beton. In Bergmeister, K. u. Wörner, J.-D. (Hrsg.), Betonkalender 2007. Berlin: Ernst & Sohn, 2007.
- RI-EBW-PRÜF: Richtlinie zur einheitlichen Erfassung, Bewertung, Aufzeichnung und Auswertung von Ergebnissen der Bauwerksprüfungen nach DIN 1076. Dortmund: Verkehrsblatt Verlag, 1998.
- Roos, D.; Adam, U.; Bayer, V.: Design Reliability Analysis. 24th CAD-FEM Users' Meeting 2006, International Congress on FEM Technology. Stuttgart, 2006.
- Roos, D.: Approximation und Interpolation von Grenzzustandsfunktionen zur Sicherheitsbewertung nichtlinearer Finite-Elemente-Strukturen. Dissertation, Institut für Strukturmechanik der Bauhaus-Universität Weimar, 2002.
- Rossner, W.; Graubner, C.-A.: Spannbetonbauwerke, Teil 3: Bemessungsbeispiele nach DIN 1045-1 und DIN-Fachbericht 102. Berlin: Ernst & Sohn, 2005.
- Rosenblatt, M.: Remarks on a multivariate transformation. The Annals of Mathematical Statistics, Band 52, 1952.
- Rüsch, H.; Sell, R.; Rackwitz, R.: Statistische Analyse der Betonfestigkeit (Deutscher Ausschuss für Stahlbeton; Heft 206). Berlin: Beuth Verlag, 1969.
- Scheer, J.: Versagen von Bauwerken, Band 1: Brücken. Berlin: Ernst und Sohn, 2000.
- Schneider, J.: Sicherheit und Zuverlässigkeit im Bauwesen – Grundwissen für Ingenieure. Stuttgart: B.G. Teubner, 1996.
- Schnetgöke, R.; Klinzmann, C.; Hosser, D.: Zuverlässigkeitsorientierte Bewertung von Bauwerken auf Grundlage der Bauwerksüberwachung, Beton- und Stahlbetonbau (101) August 2006. Berlin: Ernst & Sohn, 2006.
- Schobbe, W.: Konzept zur Definition und Kombination von Lasten im Rahmen der deutschen Sicherheitsrichtlinie. Mitteilungen aus dem Institut für Massivbau der TH Darmstadt, Heft 28. Berlin: Ernst & Sohn, 1982.
- Schueller, G. I.: Tragwerkszuverlässigkeit. Der Ingenieurbau: Grundwissen, Band 8 - Tragwerkszuverlässigkeit, Einwirkungen. Berlin: Ernst & Sohn, 1997.
- Six, M.: Sicherheitskonzept für nichtlineare Traglastverfahren im Betonbau. Dissertation, Technische Universität Darmstadt, Fachbereich Bauingenieurwesen und Geodäsie, 2001.

Spaethe, G.: Die Sicherheit tragender Baukonstruktionen. Wien: Springer Verlag, 1992.

Sperling, D.: Eine Methode zur automatisierten Überwachung von Spannbetonfahrwegträgern. Dissertation, Technische Universität Braunschweig, Fakultät Architektur, Bauingenieurwesen und Umweltwissenschaften, 2006.

Stempniewski, L.; Eibl, J.: Finite Elemente im Stahlbeton. In Eibl, J. (Hrsg.): Betonkalender 1996. Berlin: Ernst & Sohn. 1996.

Strauss, A.: Stochastische Modellierung und Zuverlässigkeit von Betonkonstruktionen. Dissertation Universität für Bodenkultur Wien, Department für Bau-technik und Naturgefahren, 2003.

Timm, G.; Großmann, F.: Einwirkungen auf Brücken. In Bergmeister, K. u. Wörner, J.-D. (Hrsg.): Betonkalender 2004. Berlin: Ernst & Sohn, 2004.

Veidirektoratet: Reliability-Based Classification of the Load Carrying Capacity of Existing Bridges, Guideline Document, Report 291, Road Directorate. <http://vejdirektoratet.dk>, 2004.

Vill, M.: Zum Tragverhalten von Massivbrücken mit geschädigten Spanngliedern. Dissertation, Technische Universität Wien, Fakultät für Bauingenieurwesen, 2005.

Vissmann, U.: Zuverlässigkeitstheoretische Verifikation von Bemessungskriterien im Stahlbetonbau. Dissertation, Technische Universität München, Fakultät für Bauingenieur- und Vermessungswesen, 1995.

Waarts, P.H.: Structural Reliability using Finite Element Analysis. PhD Thesis, Technical University Delft, Faculty of Civil Engineering. 2000.

Woodward R.J., Cullington D.W., Daly A.F., Vassie P.R., Haardt P., Kashner R., Astudillo A., Velando C., Godart B., Cremona C., Mahut B., Raharinaivo A., Lau M.Y., Markey I., Bevc L. and I. Peruš: Bridge Management in Europe – Final Report. BRIME PL97-2220. <http://www.trl.co.uk/brime/>. 2001.

Zilch, K., Weiher, H.: Sicherheit von Spannbetonbrücken – Zustand von Großbrücken im Zuge von Bundesfernstraßen. Bauingenieur Band 82, Januar 2007, S. 14 - 24. Düsseldorf: Springer VDI, 2007.

Zilch, K.; Zehetmeier, G.: Bemessung im konstruktiven Betonbau. Berlin: Springer, 2006.

Zilch, K., Hennecke, M., Buba, R.: Kombinationsregeln für Ermüdung – Untersuchung der Grundlagen für Betriebsfestigkeitsnachweise bei Spannbetonbrücken. Forschung Straßenbau und Straßenverkehrstechnik, Heft 824. Bonn: Bundesministerium für Verkehr (BMV), 2001.

Zusätzliche Technische Vertragsbedingungen für Kunstbauten, Ausgabe 1980 (ZTV-K 80). Bundesministerium für Verkehr, Abt. Straßenwesen. Dortmund: Verkehrsblatt –Verlag. 1980.

## ANHANG

### A1 HÄUFIG VERWENDETE STETIGE VERTEILUNGEN

Aufgeführt sind die Parameter, die wichtigsten Momente (Mittelwert  $\mu$  und Standardabweichung  $\sigma$ ) und die mathematischen Ausdrücke für die Verteilungsdichte  $f(x)$  und die Verteilungsfunktion  $F(x)$ .

#### Normalverteilung

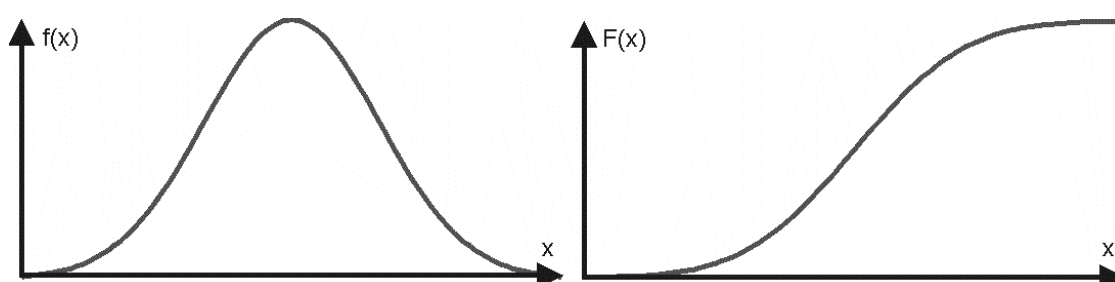


Bild A 1 typischer Verlauf der Verteilungsdichte  $f(x)$  und der Verteilungsfunktion  $F(x)$  einer Normalverteilung

Parameter / Momente	Verteilungsdichte / Verteilungsfunktion
$-\infty < \mu < +\infty$ $\sigma > 0$ $\mu$ $\sigma$	$f(x) = \frac{1}{\sigma\sqrt{2\pi}} \exp\left(-\frac{1}{2}\left(\frac{x-\mu}{\sigma}\right)^2\right)$ $F(x) = \frac{1}{\sigma\sqrt{2\pi}} \int_{-\infty}^x \exp\left(-\frac{1}{2}\left(\frac{x-\mu}{\sigma}\right)^2\right) dx$

Lognormalverteilung

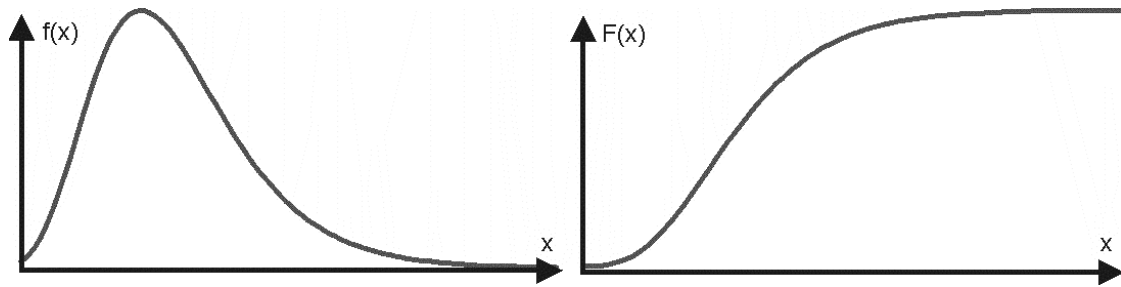


Bild A 2 typischer Verlauf der Verteilungsdichte  $f(x)$  und der Verteilungsfunktion  $F(x)$  einer Lognormalverteilung

Parameter / Momente	Verteilungsdichte / Verteilungsfunktion
$\lambda, \zeta$ $\mu = \exp\left(\lambda + \frac{\zeta^2}{2}\right)$ $\sigma = \mu\sqrt{\exp(\zeta^2) - 1}$	$f(x) = \frac{1}{\zeta x \sqrt{2\pi}} \exp\left(-\frac{1}{2} \left(\frac{\ln x - \mu}{\zeta}\right)^2\right)$ $F(x) = \frac{1}{\zeta x \sqrt{2\pi}} \int_{-\infty}^x \exp\left(-\frac{1}{2} \left(\frac{\ln x - \mu}{\zeta}\right)^2\right) dx$

Gumbelverteilung (Extremwertverteilung Typ I)

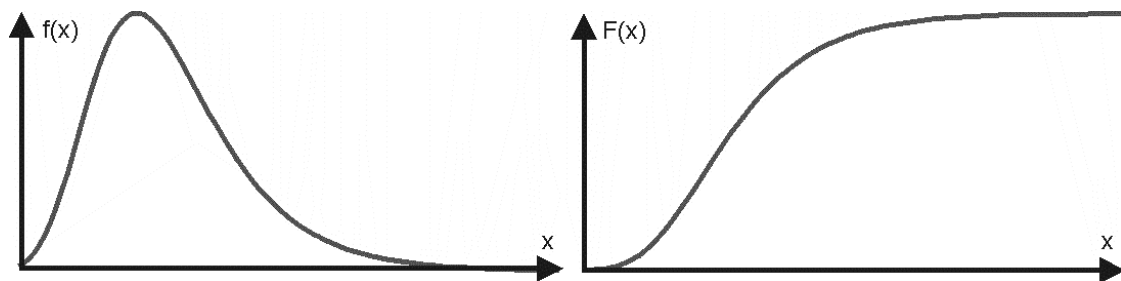


Bild A 3 typischer Verlauf der Verteilungsdichte  $f(x)$  und der Verteilungsfunktion  $F(x)$  einer Gumbelverteilung (Extremwertverteilung Typ I)

Parameter / Momente	Verteilungsdichte / Verteilungsfunktion
$u, \alpha$ $\gamma \cong 0,577216$ $\mu = u + \frac{\gamma}{\alpha}$ $\sigma = \frac{\pi}{\alpha\sqrt{6}}$	$f(x) = \alpha \cdot \exp(-\alpha(x-u)) - \exp(-\alpha(x-u))$ $F(x) = \exp(-\exp(-\alpha - (x-u)))$

## A2 FINITES ELEMENT

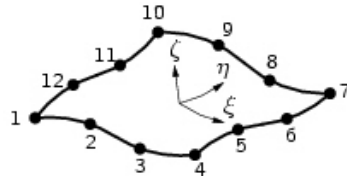


Bild A 4 Schalenelement CQ60S (DeWitte u. Kikstra 2005)

Die Tragwerksidealisierung für die Strukturanalyse mit der Finite-Elemente-Methode wird mit Schalenelementen durchgeführt. Bei dem verwendeten Element (Bild A 4) handelt es sich um ein quadrilaterales isoparametrisches Schalenelement mit zwölf Knoten. Der Polynomansatz für die Verschiebung  $u$  und die Verdrehung  $\phi$  sind in Gleichung (A.1) und (A.2) angegeben. Weitere Hintergründe sind in De Witte u. Kikstra (2005) angegeben.

$$u_i(\xi, \eta) = a_0 + a_1\xi + a_2\eta + a_3\xi\eta + a_4\xi^2 + a_5\eta^2 + a_6\xi^2\eta + a_7\xi\eta^2 \dots \quad (\text{A.1})$$

$$\phi_i(\xi, \eta) = b_0 + b_1\xi + b_2\eta + b_3\xi\eta + b_4\xi^2 + b_5\eta^2 + b_6\xi^2\eta + b_7\xi\eta^2 \dots \quad (\text{A.2})$$





## **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](mailto: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](http://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 öligter 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 Feuerangriff. 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 Brand-räumen (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 Glasfaser-verbundwerkstoff 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 praxisgerechten brandschutz-technischen 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 Ribbildung 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-Abshalelementen.  
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 vorge-spannten, 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 Brandschutztag 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 Brandschutztag 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 Stahlbetonflächdecken. 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

---

