

# **Intelligente Bauwerke – Prototyp zur Ermittlung der Schadens- und Zustandsentwicklung für Elemente des Brückenmodells**

**Berichte der  
Bundesanstalt für Straßenwesen**

**Brücken- und Ingenieurbau Heft B 117**

**bast**

# **Intelligente Bauwerke – Prototyp zur Ermittlung der Schadens- und Zustandsentwicklung für Elemente des Brückenmodells**

von

Ronald Schneider

Bundesanstalt für Materialforschung und -prüfung  
7. Bauwerkssicherheit  
Berlin

Johannes Fischer  
Daniel Straub

Technische Universität München  
Fachgebiet Risikoanalyse und Zuverlässigkeit

Sebastian Thöns

Technical University of Denmark  
CERDA - Civil Engineering Risk and Decision Analysis

Maximilian Bügler  
André Borrmann

Technische Universität München  
Lehrstuhl für Computergestützte Modellierung und Simulation

**Berichte der  
Bundesanstalt für Straßenwesen**

**Brücken- und Ingenieurbau Heft B 117**

**bast**

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

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

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

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

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

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

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

#### **Impressum**

**Bericht zum Forschungsprojekt FE 15.0546/2011/LRB:**  
Intelligente Bauwerke – Prototyp zur Ermittlung der Schadens- und Zustandsentwicklung für Elemente des Brückenmodells

**Fachbetreuung**  
Eckhard Kempkens

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

**Redaktion**  
Stabsstelle Presse und Öffentlichkeitsarbeit

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

ISSN 0943-9293  
ISBN 978-3-95606-190-5

Bergisch Gladbach, Oktober 2015

## Kurzfassung – Abstract

### **Intelligente Bauwerke – Prototyp zur Ermittlung der Schadens- und Zustandsentwicklung für Elemente des Brückenmodells**

Dieser Bericht beschreibt ein Systemmodell für eine integrale Ermittlung und Prognose der Schadens- und Zustandsentwicklung der Elemente eines Brückensystems unter Berücksichtigung von Ergebnissen aus Inspektionen und Überwachung. Das Systemmodell wurde anhand eines ausgesuchten Spannbetonüberbaus in einzelliger Kastenbauweise entwickelt. Es besteht aus zwei integralen Teilmodellen: ein Modell zur Beschreibung des Systemschädigungszustandes und ein Modell zur Beschreibung der Standsicherheit.

Für die Modellierung des stochastischen Systemschädigungszustandes eines Brückensystems werden dynamische Bayes'sche Netze (DBN) vorgeschlagen. Dieser Ansatz ermöglicht es, alle relevanten Schädigungsprozesse und deren stochastische Abhängigkeiten zu berücksichtigen. Ein wesentlicher Vorteil dieses Ansatzes ist es, dass DBN ideal dafür geeignet sind, Bayes'sche Aktualisierungen auf Grundlage von Informationen aus Inspektionen und Überwachungsmaßnahmen auf eine effiziente und robuste Art und Weise durchzuführen. Der DBN-Ansatz ist deshalb für die Entwicklung von Software für das Erhaltungsmanagement von alternden Brückenbauwerken, die vom Benutzer keine vertieften Kenntnisse der Zuverlässigkeitstheorie verlangt, ideal geeignet.

Für die Modellierung der Standsicherheit eines alternden Kastenträgers wird vereinfachend Biegeversagen des globalen Längssystems betrachtet. Zur Berechnung der maximalen Traglast eines Kastenträgers infolge des Systemschädigungszustandes wird ein plastisch-plastisches Verfahren eingesetzt, wobei die Beanspruchungen mittels der Fließgelenktheorie unter Ausnutzung der plastischen Beanspruchbarkeit der Querschnitte des Kastenträgers ermittelt werden. Ein Kastenträger versagt, wenn sich durch die Ausbildung einer ausreichend großen Anzahl von Fließgelenken eine kinematische Kette ausbildet. Dieser Modellierungsansatz berücksichtigt Redundanzen, die sich aus der plastischen Beanspruchbarkeit der Querschnitte und der statischen Unbestimmtheit eines Kastenträgers ergeben.

Zum Nachweis der praktischen Einsetzbarkeit des entwickelten Systemmodells wurde ein Software-Prototyp entwickelt, der eine intuitiv benutzbare graphische Benutzeroberfläche (Front-End) mit einem Berechnungskern (Back-End) koppelt. Die aktuelle Version des Software-Prototyps implementiert ein Modell der chloridinduzierten Bewehrungskorrosion und ein Tragwerksmodell, welches das Verfahren der stetigen Laststeigerung zur Bestimmung der maximalen Traglast des Kastenträgers auf der Grundlage eines Finite-Elemente-Modells umsetzt. Zur Durchführung von Bayes'schen Aktualisierungen des Systemschädigungszustandes auf der Grundlage des DBN-Modells implementiert der Prototyp den Likelihood-Weighting-Algorithmus. Die entwickelte Architektur des Prototyps ermöglicht eine Erweiterung der Software um weitere Schädigungsprozesse.

Der entwickelte Software-Prototyp ermöglicht Benutzern ohne vertiefte Kenntnisse der Zuverlässigkeitstheorie eine Berechnung des Einflusses von Bauwerksinformationen auf den Systemschädigungszustand und die Tragsicherheit eines Kastenträgers. Auf dieser Grundlage können effiziente Inspektions- und Überwachungsmaßnahmen identifiziert und das Erhaltungsmanagement optimiert werden.

### **Smart bridge – Prototype for assessing and updating the condition state and reliability of elements of the bridge model**

This report describes a system model for assessing and updating the condition state and reliability of bridge structures utilizing inspection and monitoring data. The system model was developed on the basis of an existing continuous single-cell prestressed concrete box girder. The system model consists of two integrated sub-models: a condition model for predicting the deterioration state of the box girder and a structural model for evaluating the overall system reliability.

To model the stochastic deterioration state of bridge structures, we utilize dynamic Bayesian networks (DBN). DBN are a computational framework suitable for modeling all relevant stochastic

deterioration processes and their stochastic dependencies. Bayesian updating of stochastic deterioration models with monitoring and inspections data can be performed robustly and efficiently on the basis of DBN. The DBN framework is therefore ideally suited for developing software for the management of deteriorating structures that can be applied by engineers who are not experts in reliability analysis.

We adopt a simplified approach which considers global bending failure of the box girder to determine the system failure probability of an aging box girder. The ultimate capacity of a box girder conditional on a certain system deterioration state is estimated on the basis of plastic hinge theory. System failure occurs if sufficient plastic hinges develop under the applied loads such that a kinematic collapse mechanism of the continuous box girder is formed. This approach accounts for structural redundancies of the continuous box girder with respect to its plastic cross-sectional capacity and its static indeterminacy.

To prove the concept, a software prototype has been developed which couples an easy-to-use graphical user interface (front-end) with a computational engine (back-end). The current version of the prototype implements a model of chloride-induced reinforcement corrosion and a structural model which performs the plastic limit analysis for determining the ultimate capacity of the box girder on the basis of a finite element model. The prototype implements the likelihood weighting algorithm to perform Bayesian updating of the deterioration state on the basis of the DBN model. The developed software architecture allows an extension of the software to include further deterioration process.

The developed software prototype provides the functionality for quantifying the effect of inspection and monitoring data on the condition state and reliability of a single-cell prestressed concrete box girder. It can be applied by engineers who are not experts in reliability analysis. It can be concluded that the current prototype provides the basis for identifying efficient inspection and monitoring strategies and optimizing the management of aging structures.

## Inhalt

<b>1</b>	<b>Einleitung</b>	7	<b>5</b>	<b>Relevante Schädigungsprozesse</b>	18
1.1	Zielsetzung	7	5.1	Schädigungsprozesse mit Schädigungsmodell	19
1.2	Konzept	7	5.1.1	Initiierung von Bewehrungskorrosion durch Chloridangriff	19
<b>2</b>	<b>Stand der Forschung</b>	8	5.1.2	Initiierung von Bewehrungskorrosion durch Karbonatisierung	19
2.1	Schädigungsmodellierung	8	5.1.3	Bewehrungskorrosion	20
2.1.1	Probabilistische Schädigungs- modelle	8	5.1.4	Materialermüdung	20
2.1.2	Aktualisierung von Schädigungs- zuständen mittels Bauwerks- informationen	9	5.1.5	Spannungsrissskorrosion	21
2.2	Modell zur Bestimmung der Systemzuverlässigkeit	10	5.2	Schädigungsprozesse ohne Schädigungsmodell	21
2.3	Integraler Ansatz zur Modellierung von Brückensystemen	11	5.2.1	Lagerschäden	21
<b>3</b>	<b>Beispielbauwerk</b>	13	5.2.2	Fugen/Fahrbahnübergänge	22
3.1	Beschreibung des Objekts	13	5.2.3	Abdichtung/Belag	22
3.1.1	Geometrie	13	5.2.4	Stützensenkung	22
3.1.2	Konstruktionsbauteile und Baustoffe	14	5.3	Interaktionen der Schädigungen	23
3.2	Nachträglicher Einbau externer Spannglieder	15	5.3.1	Direkte Interaktion der Schädigungsmechanismen	23
3.3	Aufarbeitung der verfügbaren Informationen aus dem Bauwerks- buch	15	5.3.2	Kumulierte Interaktion der Schädigungsmechanismen	23
3.3.1	Überbau	15	<b>6</b>	<b>Ansatz zur Systemmodellierung eines einzelligen Kastenträgers</b>	24
3.3.2	Unterbau, Widerlager und Pfeiler/Stützen	15	6.1	Beschreibung des Modellierungs- ansatzes	24
3.3.3	Lager	16	6.2	Bayes'sche Netze	25
3.3.4	Fahrbahnübergang	16	6.2.1	Einleitung	25
3.3.5	Kappen, Schutzeinrichtung, Ausstattung, Beläge	16	6.2.2	Bedingte Wahrscheinlichkeit und Kettenregel	25
<b>4</b>	<b>Einzelliger Kastenträger</b>	17	6.2.3	Definition von Bayes'schen Netzen	25
4.1	Typischer Aufbau	17	6.3	Modellierung von Schädigungs- prozessen mittels dynamischer Bayes'scher Netze	31
4.2	Tragverhalten und gängige Ansätze zur Bemessung	17	6.3.1	Modellierung der chloridinduzierten Bewehrungskorrosion	31
			6.3.2	Modellierung der durch Karbona- tisierung induzierten Bewehrungs- korrosion	32

6.4	Modellierung von Inspektionen und Überwachungsmaßnahmen	33	8.2	Prognose des Schadenszustandes und der Systemzuverlässigkeit	55
6.4.1	Einleitung	33	8.2.1	Ohne Berücksichtigung von Inspektionen	55
6.4.2	Qualität von Inspektions- und Überwachungsverfahren	33	8.2.2	Mit Berücksichtigung von Inspektionen	56
6.4.3	Inspektionen	35	8.3	Bewertung der verwendeten Inferenzalgorithmen	59
6.4.4	Bauwerksüberwachung	37	<b>9</b>	<b>Fallstudie: Isarbrücke</b>	60
6.5	Modellierung des Systemschädigungszustandes mittels dynamischer Bayes'scher Netze	39	9.1	Tragwerksmodell	60
6.5.1	Hierarchischer Modellierungsansatz	39	9.1.1	Statisches System und globales Koordinatensystem	60
6.5.2	Räumliches Modell der chlorid-induzierten Bewehrungskorrosion	39	9.1.2	Querschnittseigenschaften	60
6.6	Modellierung der Standsicherheit mittels Tragwerksmodell	41	9.1.3	Tragwerkseinwirkungen	61
6.6.1	Beschreibung des Tragwerksmodells	41	9.1.4	Tragwerkswiderstand	63
6.6.2	Statisches System und Querschnittseigenschaften	42	9.1.5	Kalibrierung der Verkehrslast	64
6.6.3	Tragwerkseinwirkungen	42	9.2	Schädigungsmodell	65
6.6.4	Tragwerkswiderstand	44	9.3	Inspektionsszenario	65
6.6.5	Kalibrierung der Verkehrslast	45	9.4	Ergebnisse	65
<b>7</b>	<b>Software-Prototyp</b>	46	<b>10</b>	<b>Zusammenfassung und Schlussfolgerung</b>	68
7.1	Arbeitsablauf	46	<b>11</b>	<b>Weiterer Forschungsbedarf</b>	69
7.2	Softwarearchitektur	46	<b>12</b>	<b>Literatur</b>	69
7.3	Front-End	47			
7.4	Back-End	49			
<b>8</b>	<b>Fallstudie: Illustratives Beispiel</b>	50			
8.1	Beschreibung des illustrativen Brückenmodells	50			
8.1.1	Tragwerksmodell	50			
8.1.2	Schädigungsmodell	51			
8.1.3	Berücksichtigung von visuellen Inspektionen	52			
8.1.4	Äquivalentes BN zur Modellierung der Standsicherheit des Brückenüberbaus	53			
8.1.5	Verknüpfung des Schädigungsmodells mit dem Tragwerksmodell	54			



# 1 Einleitung

## 1.1 Zielsetzung

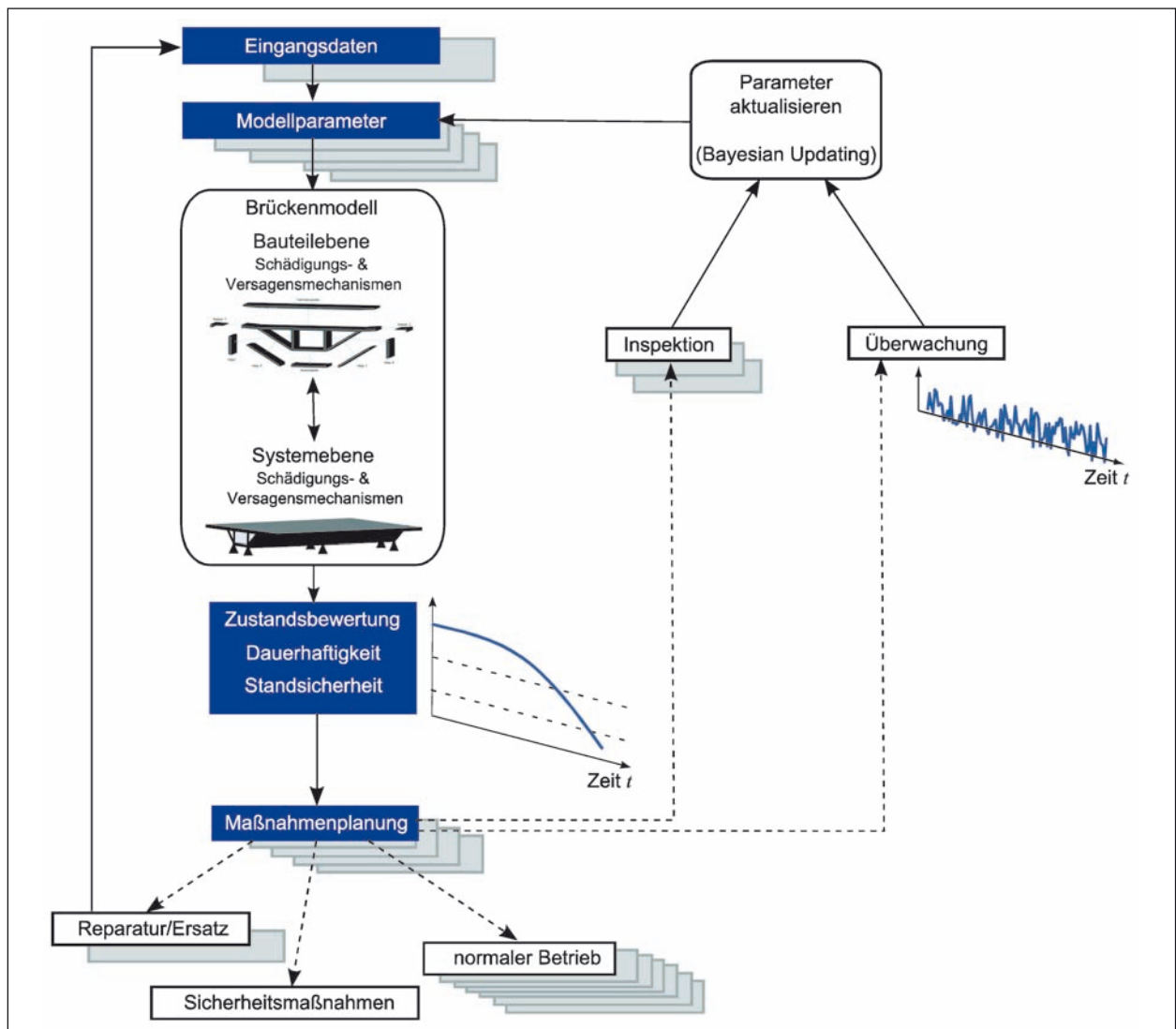
Im aktuellen Forschungsprojekt sollten anhand eines ausgesuchten Spannbetonüberbaus in einzelner Kastenbauweise Methoden und Modelle entwickelt werden, die eine integrale Ermittlung und Prognose der Schadens- und Zustandsentwicklung auf Bauteil- und Systemebene einer Brücke über die gesamte Lebensdauer ermöglichen. Die Ermittlung der Schadens- und Zustandsentwicklung sollte zuverlässigkeitsbasiert durchgeführt werden, da nur ein probabilistischer Ansatz eine konsistente Einbindung von Quasi-Echtzeitdaten aus Überwachungsmaßnahmen und Inspektionsergebnissen ermöglicht. Die Umsetzung sollte aber zu einem Verfahren führen, welches keine vertieften Kenntnisse der Zu-

verlässigkeitstheorie vom Benutzer verlangt. Zum Nachweis der praktischen Einsetzbarkeit sollten die entwickelten Methoden und Modelle in einem Software-Prototyp umgesetzt werden.

## 1.2 Konzept

Das allgemeine Konzept, welches die Grundlage für das abgeschlossenen Forschungsvorhaben ist, ist in Bild 1.1 schematisch dargestellt. Kern des Konzeptes ist das Brückenmodell. Die Anfangswerte der Modellparameter des Brückenmodells ergeben sich aus den beim Bauherrn vorhandenen Informationen zu Geometrie, Materialien, Umweltbedingungen und Verkehrslasten.

Das Brückenmodell besteht aus zwei sich überlagernden Modellen: ein Modell zur Beschreibung



**Bild 1.1:** Konzept „Intelligente Brücke“ für eine integrale und adaptive Ermittlung der Schadens- und Zustandsentwicklung eines Brückensystems (FISCHER et al., 2014)



des Schädigungszustandes und ein Modell zur Beschreibung der Standsicherheit. Auf Bauteilebene dient das Schädigungsmodell zur Analyse und Prognose des Schädigungszustandes der einzelnen Bauteile des Brückenbauwerks. Hierbei werden die relevanten Schädigungsprozesse und eventuelle Interaktionen abgebildet. Auf Systemebene bildet das Schädigungsmodell die Abhängigkeiten zwischen den Bauteilschädigungen ab und dient zur Bestimmung der räumlichen Verteilung der Schädigungen. Das Modell zur Beschreibung der Standsicherheit dient zur Analyse und Prognose der Zuverlässigkeit des geschädigten Brückensystems unter Berücksichtigung der Redundanzen und der Abhängigkeiten der geschädigten Bauteile.

Auf Grundlage des prognostizierten Schädigungszustandes und der prognostizierten Zuverlässigkeit kann das Brückenbauwerk hinsichtlich Dauerhaftigkeit und Standsicherheit bewertet werden. Die Bewertung ändert sich kontinuierlich mit der Zeit. Auf Grundlage der Bewertung können wiederum Maßnahmen festgelegt und geplant werden. Eine negative Bewertung kann Reparatur- bzw. Ersatzmaßnahmen zur Folge haben. Vereinzelt kann eine negative Bewertung auch zu drastischeren Maßnahmen, wie Sperrung oder andere Sicherheitsmaßnahmen, führen. Häufig ist jedoch die Beschaffung zusätzlicher Informationen durch Überwachung und Inspektionen die optimale Maßnahme.

Die Daten aus Überwachungsmaßnahmen und Inspektionsergebnisse werden zur Aktualisierung der Parameter des Brückenmodells verwendet. Dies erfolgt durch ein Bayes'sches Update, welches eine konsistente Berücksichtigung aller zusätzlichen Informationen über das Brückenbauwerk ermöglicht. Hierbei wird die Genauigkeit und der Informationsgehalt der gewonnenen Daten und Beobachtungen explizit berücksichtigt. Das Konzept sieht ebenfalls vor, dass nach Reparatur oder Ersatz einzelner Bauteile des Brückentragwerks die Eingangsdaten, die Grundlage für die Bestimmung der Parameter des Brückenmodells sind, aktualisiert werden.

Die Aktualisierung der Modellparameter ermöglicht eine Aktualisierung der Bewertung des Brückensystems unter Berücksichtigung aller gesammelten Bauwerksinformationen. Anschließend können neue Maßnahmen festgelegt und geplant werden. Dieses Konzept ist die Grundlage für eine „intelligente Brücke“, welche zusammen mit Überwachungsmaßnahmen und Inspektionen ein anpassungsfähiges System bildet.

## 2 Stand der Forschung

### 2.1 Schädigungsmodellierung

#### 2.1.1 Probabilistische Schädigungsmodelle

In (FISCHER et al., 2014) werden Schädigungsprozesse mit probabilistischen Schädigungsmodellen beschrieben. Auf deren Grundlage ist es möglich, Wahrscheinlichkeiten von Schädigungszuständen mit Methoden der Zuverlässigkeitstheorie zu bestimmen. Insbesondere ermöglichen diese Modelle es aber, Informationen aus Bauwerksprüfungen und Überwachung mittels Bayes'schem Updating konsistent und vollständig in die Bewertung mit einfließen zu lassen.

Schädigungsmodelle bilden Schädigungsprozesse durch mathematische Beziehungen ab, welche einen funktionalen Zusammenhang zwischen Modellparametern und Schadensfortschritt herstellen. Diese Modelle können auf Grundlage physikalisch/chemischer Gesetzmäßigkeiten (physikalisch/chemische Modelle) und teilweise bzw. ausschließlich auf Grundlage von Beobachtungen, Erfahrungen oder Experimenten formuliert werden (semi-empirische oder empirische Modelle). Die Modellparameter von Schädigungsmodellen beschreiben die relevanten Umweltbedingungen, Materialeigenschaften, geometrischen Randbedingungen, mechanischen Einwirkungen usw. Für viele Schädigungsprozesse sind Schädigungsmodelle bereits entwickelt worden. Eine Zusammenstellung von vorhandenen Schädigungsmodellen ist z. B. in (ZILCH et al., 2011) und (SCHNELLENBACHHELD et al., 2013) gegeben.

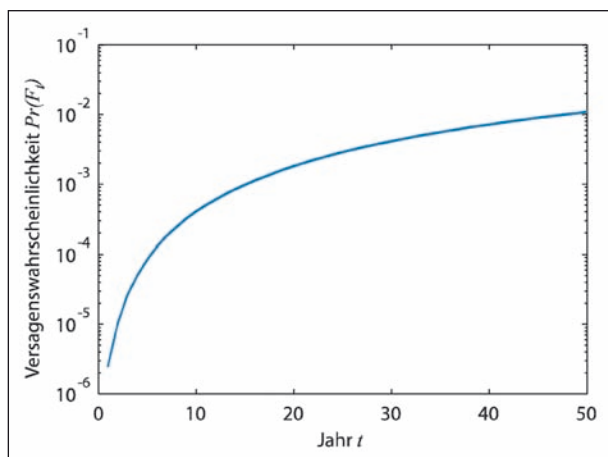
In der Regel können Modellparameter nicht mit Sicherheit bestimmt werden. Dies ist auf deren natürliche Variabilität aber auch auf begrenztes Wissen über die Parameter zurückzuführen. Die Unsicherheiten bei der Bestimmung zeitinvarianter Modellparameter, wie z. B. Betonfestigkeit, können berücksichtigt werden, indem sie als Zufallsvariablen modelliert werden. Zeitvariante Modellparameter, wie z. B. die Konzentration von Chloridionen auf Betonoberflächen oder die ermüdungswirksamen Hot-Spot-Spannungen, können als stochastische Prozesse modelliert werden. Zusätzlich zu den Unsicherheiten bei der Bestimmung der Modellparameter entstehen weitere Unsicherheiten durch die Schädigungsmodellierung selbst, da Schädigungsmodelle nur eine Näherung der Wirklichkeit darstellen. Diese sogenannten Modellun-

sicherheiten können durch Einführung geeigneter Zufallsvariablen berücksichtigt werden.

Schädigungsprozesse an verschiedenen Stellen der Brückenbauwerke sind im Allgemeinen statistisch voneinander abhängig, da zum einen die relevanten physikalisch/chemischen Einwirkungen auf die gleichen Umweltbedingungen bzw. Lasten zurückgeführt werden können und zum anderen ähnelt sich die Herstellungs- und Materialqualität von Bauteilen bzw. Bauteilgruppen. Im Fall von flächigen Schädigungsprozessen, wie z. B. der chloridinduzierten Bewehrungskorrosion, ist es möglich, die räumlichen Abhängigkeiten der Modellparameter durch Zufallsfelder abzubilden. Im Fall lokal begrenzter Schädigungsprozesse, wie z. B. die Materialermüdung, können die statistischen Abhängigkeiten von Modellparametern an verschiedenen Stellen im Tragwerk durch die Definition geeigneter Korrelationskoeffizienten berücksichtigt werden, z. B. (FISCHER et al., 2014).

Wenn die Eingangsparameter eines Schädigungsmodells zufällig sind, kann der Schadensfortschritt nicht mit Sicherheit vorausgesagt werden. Der Schädigungszustand zu einem bestimmten Zeitpunkt ist deswegen ebenfalls unsicher. Mit Methoden der Zuverlässigkeitstheorie können Wahrscheinlichkeiten von Schädigungszuständen berechnet werden (siehe z. B. Bild 2.1).

Ein alternativer Ansatz zur Berücksichtigung von Unsicherheiten bei der Modellierung von Schädigungsprozessen sowie zur Berechnung der Wahrscheinlichkeiten von Schädigungszuständen bieten Bayes'sche Netze (BN) (STRAUB, 2009b), siehe Kapitel 6.1.



**Bild 2.1:** Wahrscheinlichkeit des Ermüdungsversagens eines Hot Spots (FISCHER et al., 2014)

BN ermöglichen die Einbindung stochastischer Prozesse in das Modell auf effektive Weise. Weiterhin sind BN ideal dafür geeignet, Schädigungszustände durch die Einbeziehung von Inspektionsergebnissen und Daten aus Überwachungsmaßnahmen zu aktualisieren (STRAUB, 2009b). Es ist jedoch anzumerken, dass die räumlichen Abhängigkeiten von Schädigungsprozessen nur vereinfacht in BN berücksichtigt werden können.

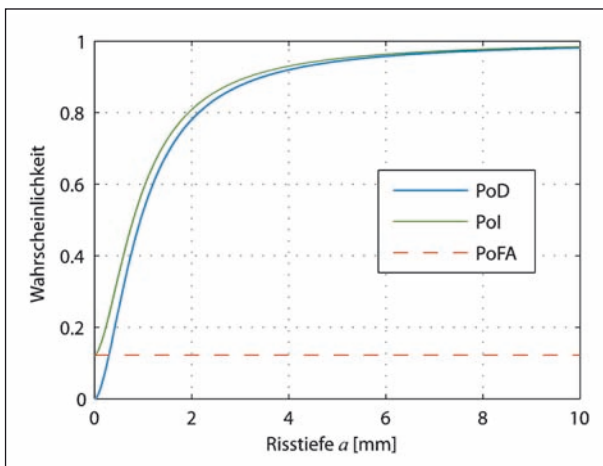
Eine Stärke von BN stellt, die Möglichkeit dar, Schädigungsprozesse zu berücksichtigen, für die es keine Schädigungsmodelle gibt, die einen funktionalen Zusammenhang zwischen Schadensursache und Schädigungsfortschritt beschreiben. Diese können z. B. durch Markov-Ketten stochastisch modelliert werden, (siehe z. B. JIANG et al., 1989) (siehe auch Kapitel 6.2).

Markov-Ketten sind ein Sonderfall von BN und können deswegen in diese integriert werden. Die Übergangsmatrizen der entsprechenden Markov-Ketten, werden z. B. auf der Grundlage großmaßstäblich gesammelte Daten und Expertenwissen bestimmt. Mit Markov-Ketten können z. B. Schädigungsfortschritte von Verschleißteilen, wie Übergangskonstruktionen und Lagern, modelliert werden. Bei der Modellierung von Schädigungsprozessen mit Markov-Ketten müssen jedoch große Modellunsicherheiten berücksichtigt werden.

Schädigungszustände können bewertet werden, indem Grenzwerte für die Auftrittswahrscheinlichkeit von Schädigungszuständen bzw. Schädigungsniveaus, die z. B. in (RI-EBW-PRÜF, 2007) definiert sind, festgelegt werden. Die Festlegung von Grenzwahrscheinlichkeiten erfolgt unter Berücksichtigung sicherheitsrelevanter wie auch ökologischer und ökonomischer Aspekte, siehe z. B. (ZILCH et al., 2011) und (STRAUB, DER KIUREGHIAN, 2011).

### 2.1.2 Aktualisierung von Schädigungszuständen mittels Bauwerksinformationen

Durch Überwachungsmaßnahmen und Inspektionen können Informationen gesammelt werden über die Parameter von Schädigungsmodellen, direkt über Schädigungen oder über indirekt an die Modellparameter oder die Schädigungen gekoppelte Größen. Gemäß der von FISCHER et al. (2014) vorgeschlagenen Klassifizierung kann weiter unterschieden werden zwischen kontinuierlichen Messresultaten (z. B. Betonüberdeckung) oder diskreten



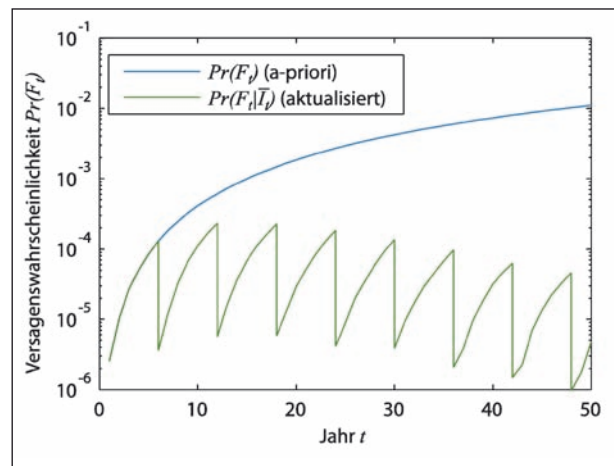
**Bild 2.2:** PoD-, PoFA- und Pol-Modell für die Alternating Current Field Measurement (ACFM) Inspektionsmethode zur Rissdetektion und -vermessung; gemäß STRAUB (2004)

Messresultaten (Ermüdungsriss vorhanden/nicht vorhanden). Die Messungen können zeitlich diskret oder kontinuierlich erfolgen. Sie können ebenfalls räumlich diskret oder verteilt sein.

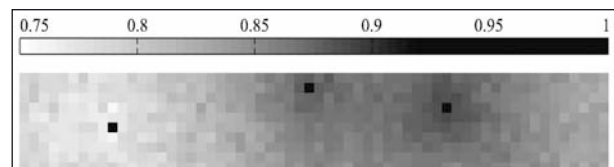
Die Ergebnisse von Überwachungsmaßnahmen und Inspektionen sind aufgrund verschiedener Einflüsse wie z. B. Umweltbedingungen, Genauigkeit des Messsystems oder der Erfahrung von Prüfern im Allgemeinen streuend. In (FISCHER et al., 2014) wird gezeigt, wie die Qualität von Inspektionsmethoden zur Detektion von Schädigungen mittels Probability of Detection (PoD), Probability of False Alarm (PoFA) und Probability of Indication (Pol) beschrieben werden kann (siehe Bild 2.2). Messungengenauigkeiten können durch Messfehler modelliert werden.

Ergebnisse aus Überwachungsmaßnahmen und Inspektionen können zur Aktualisierung der Wahrscheinlichkeiten von Schädigungszuständen genutzt werden (FISCHER et al., 2014). Die Aktualisierung der Schädigungswahrscheinlichkeit erfolgt durch ein Bayes'sches Update, wodurch die Ungenauigkeiten von Überwachungsmaßnahmen und Inspektionen explizit berücksichtigt werden. Die Aktualisierung mittels Inspektionsergebnissen erfolgt zeitdiskret nach einer Inspektion (siehe Bild 2.3). Die Aktualisierung durch Überwachungsdaten kann quasi-echtzeitlich erfolgen.

Überwachungs- und Inspektionsdaten, die an gewissen Stellen von Bauwerken bestimmt wurden, können zur Aktualisierung des Schädigungszustandes an anderen Stellen genutzt werden (FISCHER et al., 2014). Dies ist wegen der statistischen Abhängigkeiten von Schädigungsprozessen an ver-



**Bild 2.3:** Aktualisierte Wahrscheinlichkeit des Ermüdungsveragens eines Hotspots, wenn ACFM-Inspektionen im Intervall von 6 Jahren durchgeführt werden und bei keiner der Inspektionen ein Riss geortet wird (FISCHER et al., 2014)



**Bild 2.4:** Die durch die an einzelnen Stellen gemessene Chloridkonzentration flächig aktualisierte Korrosionswahrscheinlichkeit der Bewehrung einer Betonbrücke (FISCHER, STRAUB, 2013)

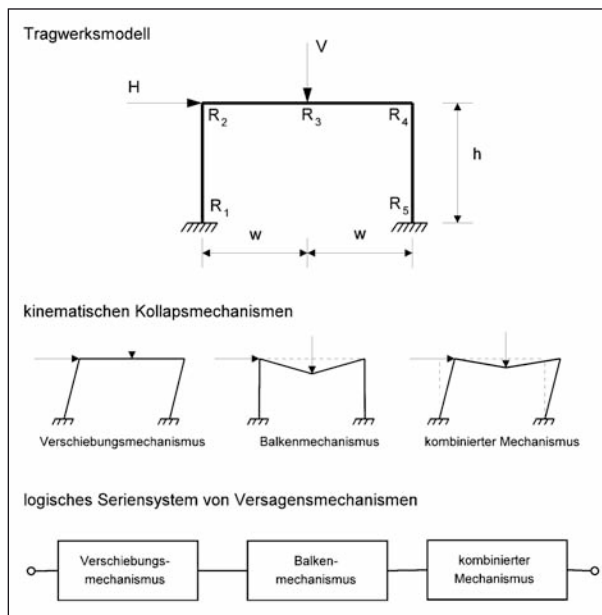
schiedenen Stellen des Bauwerks möglich, siehe Bild 2.4.

Großmaßstäblich gesammelte Daten aus Inspektionen und Überwachungsmaßnahmen können zur Aktualisierung von Schädigungsmodellen herangezogen werden.

## 2.2 Modell zur Bestimmung der Systemzuverlässigkeit

Die Berechnung der Zuverlässigkeit von Tragsystemen ist im Allgemeinen eine anspruchsvolle Aufgabe, da eine Vielzahl von Faktoren berücksichtigt werden müssen. Dazu gehören: (1) statistische und funktionale Abhängigkeiten zwischen den Bauteilen, (2) der Einfluss des Bauteilversagens auf das Systemversagen, (3) die Redundanz des Tragsystems, (4) die Resttragfähigkeit von Bauteilen und des Tragsystems und (5) das progressive Kollapsverhalten des Tragsystems.

In (FISCHER et al., 2014) wurden verschiedene Ansätze zur Berechnung der Systemzuverlässigkeit

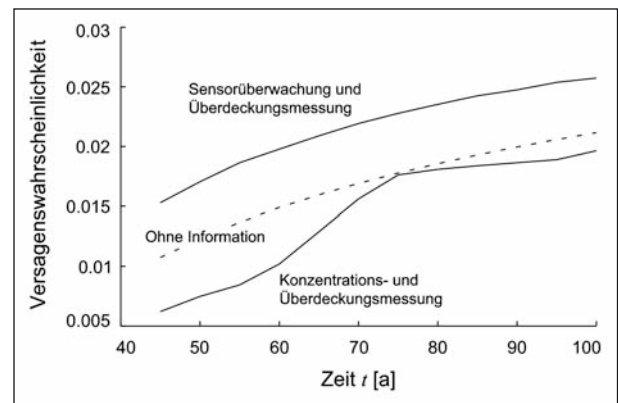


**Bild 2.5:** Statisch unbestimmtes Rahmentragwerk mit drei dominanten kinematischen Versagensmechanismen und zugehöriges logisches Seriensystem (MADSEN et al., 1986)

von Brückenbauwerken beschrieben. Die Wahl eines geeigneten Systemmodells hängt davon ab, wie komplex ein Tragwerkssystem ist und wie genau das Tragwerk abgebildet werden soll. Brückenbauwerke können z. B. durch ein logisches Seriensystem von Versagensmechanismen modelliert werden. Dieser Ansatz ist beispielhaft für ein Rahmentragwerk in Bild 2.5 dargestellt. Zur Berechnung der Systemzuverlässigkeit wird hier das Rahmentragwerk auf der Grundlage der Fließgelenktheorie als Seriensystem von drei dominanten kinematischen Versagensmechanismen modelliert.

Auf Grundlage eines geeigneten Systemmodells ist es möglich, die Systemzuverlässigkeit in Abhängigkeit der Schädigungszustände zu berechnen (bedingte Systemversagenswahrscheinlichkeit). Die Wahrscheinlichkeiten der Schädigungszustände werden mittels der probabilistischen Schädigungsmodelle bestimmt (siehe Kapitel 2.1.1). Die Zuverlässigkeit von Brückentragwerken, die Schädigungsmechanismen ausgesetzt sind, kann mittels des Satzes der totalen Wahrscheinlichkeit berechnet werden. Informationen aus Überwachungsmaßnahmen und Inspektionen können in der Berechnung der Systemzuverlässigkeit durch die Aktualisierung der Schädigungszustände gemäß Kapitel 2.1.2 berücksichtigt (siehe Bild 2.6).

Die berechneten Systemzuverlässigkeiten von Brückenbauwerken sollten mit Zielzuverlässig-



**Bild 2.6:** Die Versagenswahrscheinlichkeit eines Brückentragers, ohne Information, mit Überdeckungs- und Konzentrationsmessung, und mit Information aus Korrosionssensorüberwachung und Überdeckungsmessung (FISCHER et al., 2014)

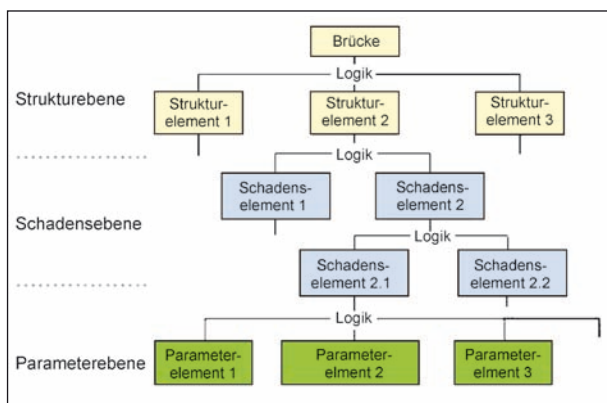
keiten verglichen werden. Zielzuverlässigkeiten für Tragsysteme im Grenzzustand der Tragfähigkeit und Gebrauchstauglichkeit in Form von Zuverlässigkeitsindizes sind z. B. im Probabilistic Model Code des JCSS (2006) und im Eurocode 0 (DIN EN 1990, 2010) gegeben. Hierin sind die Zielzuverlässigkeiten als Funktion der Versagenskonsequenzen und dem relativen Aufwand von Sicherheitsmaßnahmen definiert, was darauf zurückzuführen ist, dass die Zielzuverlässigkeiten auf Grundlage einer Optimierung von zu erwartenden Lebenszykluskosten bestimmt wurden, z. B. (RACKWITZ, 2000).

### 2.3 Integraler Ansatz zur Modellierung von Brückensystemen

In (BORRMANN et al., 2012) wurde ein integraler Ansatz zur Modellierung von Brückensystemen vorgeschlagen. Hierbei werden die Zusammenhänge zwischen Schadensursachen, Schädigungsmechanismen und deren Wirkung auf einzelne Bauteilkomponenten sowie das Gesamttragwerk mittels eines Einflussbaumes abgebildet. Ein Einflussbaum ist eine Erweiterung eines Fehlerbaums (DIN 25 424-1:1981-09 und DIN 25 424-2:1990-04), wobei zum einen die konstituierenden Komponenten eines Einflussbaumes kontinuierliche Zustände haben dürfen und zum anderen die Verbindungen zwischen den Komponenten des Einflussbaums durch frei definierbare Verknüpfungen hergestellt werden können.

Ein Einflussbaum bildet ein Brückensystem durch drei hierarchische Ebenen ab: Strukturebene,





**Bild 2.7:** Prinzipieller Aufbau eines Einflussbaumes (BORRMANN et al., 2012)

Schadensebene und Parameterebene (siehe Bild 2.7). Auf der Strukturebene wird das Tragwerkssystem hierarchisch abgebildet. Die Komponenten des Einflussbaumes auf der Strukturebene sind die Strukturelemente. Das Gesamttragwerkssystem ist hierbei das Wurzelement des Einflussbaumes, welches wiederum in einzelne Bauteile und Unterbauteile unterteilt wird.

Die unterste Ebene der Strukturebene bilden die Bauteilkomponenten (z. B. Spannglieder) und Baumaterialien (Beton und Stahl). Die Verknüpfungen zwischen den Strukturelementen bilden das Zusammenwirken der Bauteile auf Grundlage des statischen Systems ab. Somit werden mögliche Redundanzen des Tragwerks berücksichtigt.

Den untersten Strukturelementen werden Schadenselemente zugewiesen, wodurch Bauteilen bzw. Bauteilkomponenten Schadenszustände zugeordnet werden. Innerhalb der Schadensebene werden unterschiedliche Schädigungsprozesse und deren Interaktion berücksichtigt. Mit dieser Zuordnung eines Schadenbildes zu einem Strukturelement wird dies örtlich festgebunden. Schadenbilder sind somit innerhalb des Einflussbaums immer lokal und ortgebunden.

Den unteren Komponenten der Schadensebene werden Parameter zugeordnet. Die Parameter stellen Schadensursachen als auch Symptome von Schädigungen. Sie sind die Eingangsparameter der abgebildeten Schädigungsmechanismen, deren Werte durch geeignete Sensorik gemessen werden. Ein wichtiger Punkt der Parameterdefinition ist die örtliche Unabhängigkeit der Eingangswerte. Jeder Eingangsparameter ist über die Schadensebene direkt einem Strukturelement zugeordnet. Es ist jedoch nicht erforderlich, dass der Eingangs-

parameter örtlich an diesem Strukturelement gemessen wird.

Einflussbäume werden beginnend bei den Parameterelementen ausgewertet. Deren Einfluss auf die Schadenselemente bis hin zum Gesamttragwerk wird sukzessive bestimmt. Der Zustand des Brückensystems wird durch die Auswertung des Einflussbaumes bestimmt und bewertet. Dabei ist eine geeignete Implementierung der Verknüpfungselemente notwendig.

Bei der Implementierung der Verknüpfungselemente besteht die Möglichkeit, verschiedene Modellierungsansätze anzuwenden, wie z. B. probabilistische Ansätze, physikalische/chemische Modelle mit deterministischen Ansätzen, empirische Modelle etc. Diese Ansätze können in Form mathematischer Gleichungen in die Verknüpfungselemente eingebaut werden.

Für jedes Brückenbauwerk ist ein spezifisches Systemmodell und somit ein spezifischer Einflussbaum notwendig. Zur Vereinfachung der Erstellung eines Einflussbaumes werden generische Bausteine oder Module zur Zusammenstellung der einzelnen Ebenen des Einflussbaumes vordefiniert. So können z. B. für die verschiedenen Schädigungsmechanismen die Parameterebene und die Schadensebene allgemein definiert werden. Es ist auch möglich, diese den Strukturelementen auf unterster Ebene zuzuordnen. Des Weiteren können für die Elemente der Strukturebene in Abhängigkeit der Tragwerkstypen vordefiniert werden. Diese Module können nach dem Baukastenprinzip zu einem bauwerksspezifischen Einflussbaum zusammengesetzt werden.

Mithilfe des resultierenden Einflussbaums können zum einen bestehende Schädigungen modelliert und zum anderen Schädigungsabläufe simuliert werden. Es ist möglich, Hot Spots des Gesamtsystems zu identifizieren und damit kritische Querschnitte oder Bauteilkomponenten des Tragwerks zu erkennen. Auf Grundlage des ermittelten kritischen Querschnitts oder sensibler Bauteile können weitere Untersuchungen durchgeführt werden, um die Zustandsentwicklung des betrachteten Bauteils oder des Gesamtsystems prognostizieren zu können. Der Einflussbaum kann somit im Rahmen der Zustandsbewertung von Bauwerken eingesetzt werden und darüber hinaus als Prognosetool zur Ermittlung des künftigen Bauwerkszustands herangezogen werden.

Die Parameter- und Schadensebene des Einflussbaumes entspricht dem Schädigungsmodell zur Berechnung des Schädigungszustandes des Brückensystems (vgl. Kapitel 2.1). Die Strukturebene des Einflussbaumes entspricht dem Modell zur Berechnung der Systemzuverlässigkeit der Brücke (vgl. Kapitel 2.2).

### 3 Beispielbauwerk

In Abstimmung mit der BAST und der Autobahndirektion Südbayern wurde die Isarbrücke in Unterführung in München, welche als Autobahnbrücke im Zuge der A99 dient, als Beispielbauwerk ausgewählt. Anhand dieser Brücke wurde der Software-Prototyp zur probabilistischen Zustandsbewertung und -prognose entwickelt.

#### 3.1 Beschreibung des Objekts

Bild 3.1 zeigt eine Ansicht und den Grundriss der ausgesuchten Autobahnbrücke. Die Autobahnbrücke über die Isar mit dem Namen „Brücke A 99 Ost über Isar (26/1)“ wurde im Jahr 1974 fertiggestellt und für den Verkehr freigegeben. Das Brückenbauwerk führt den Autobahnverkehr vom Autobahndreieck (AD) München-Süd-West in Rich-

tung Autobahnkreuz (AK) München-Süd. Konstruiert wurde die Brücke für die Brückenklasse 60/30. Die Baulast der Autobahnbrücke liegt beim Bund.

Das Brückenbauwerk hat zwei parallele Überbauten, die durch eine Längsfuge getrennt sind. Im aktuellen Projekt wird der Überbau „Nord“ (Fahrbahnrichtung Nürnberg) betrachtet (siehe Bild 3.1).

Eine umfangreiche Dokumentation von insgesamt 58 Ordnern zu Planung, Ausschreibung, Statik, Prüfstatik, Bau, Instandsetzung, Untersuchungen der Spannglieder etc. wurde von der Autobahndirektion Südbayern zur Verfügung gestellt und im Rahmen des Projekts gesichtet. In den folgenden Abschnitten Informationen über Geometrie, Konstruktionsbauteile, Baustoffe und Brückenprüfungen zusammengefasst.

##### 3.1.1 Geometrie

Das ausgesuchte Überbau spannt über insgesamt 6 Felder mit Längen von 46 m und 56 m in den Rand- und von dreimal je 60 m und einmal 70 m in den Innenfeldern; es liegt keine Krümmung in Längsrichtung vor (siehe Bild 3.1). Der Überbau wird durch zwei Widerlager und 5 Stützen gelagert. Bei einer Gesamtlänge von 352 m und einer Breite von 23,95 m weist der Überbau eine Gesamtoberfläche von 8.431 m<sup>2</sup> auf.

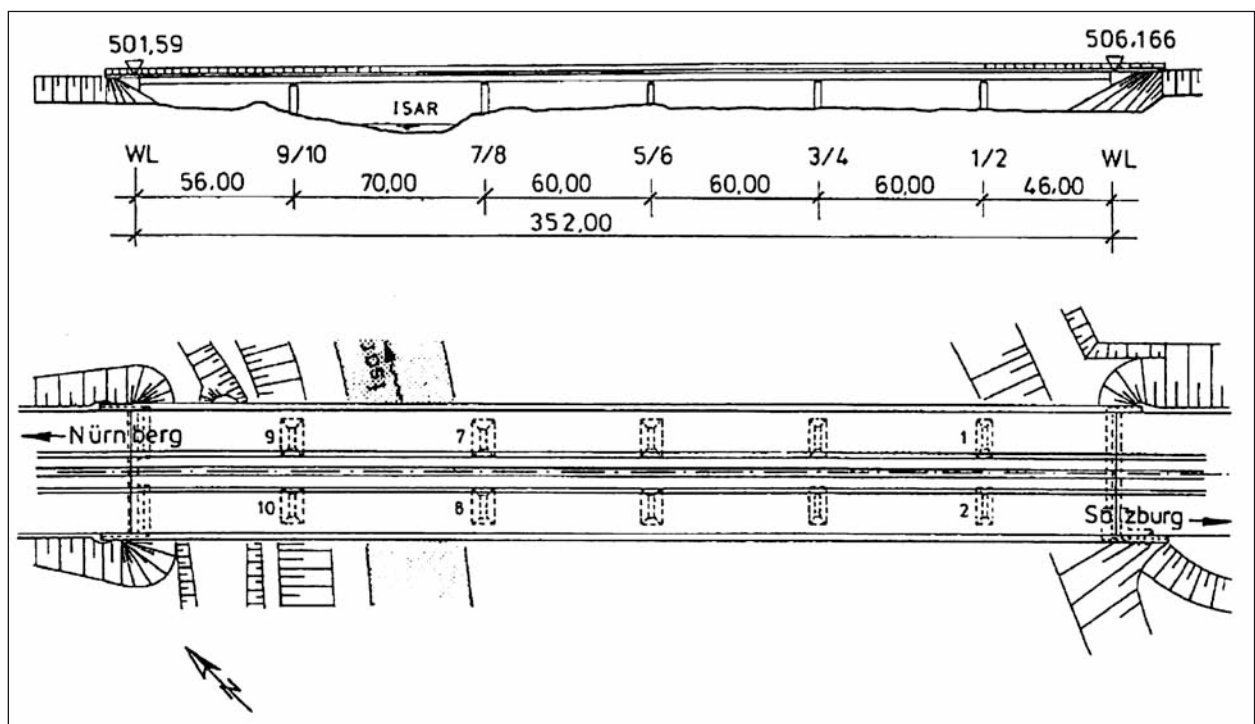
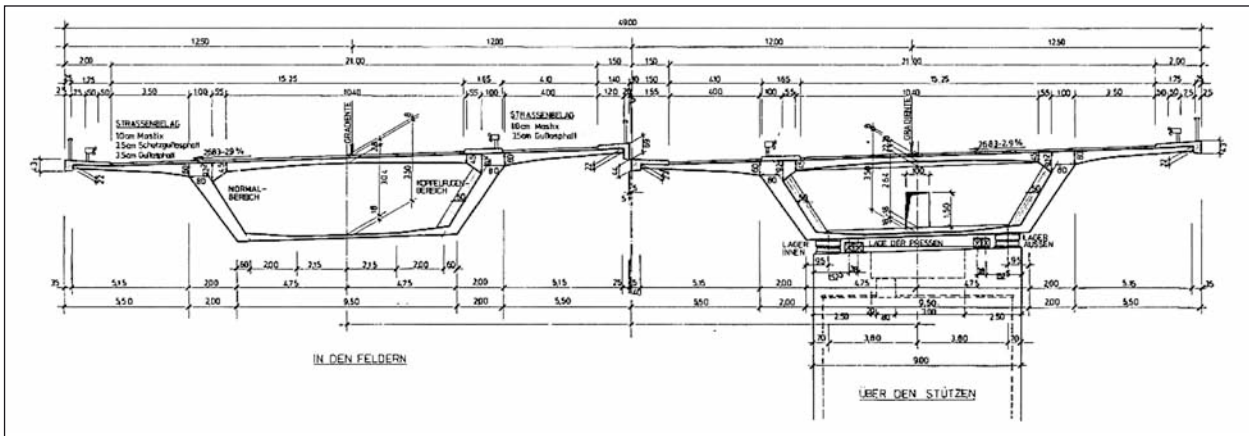


Bild 3.1: Ansicht und Grundriss der Isarbrücke in Unterführung in München



**Bild 3.2:** Querschnitt des Überbaus der Isarbrücke in Unterföhring in München

Der Überbau wurde als einzelliger und begehbare Kastenträger in Spannbetonbauweise mit beidseitig auskragender Fahrbahnplatte erstellt. Die Bauhöhe des Kastenträgers beträgt konstant 3,50 m; die beiden Stege sind schräg gestellt. Der Querschnitt des Kastenträgers ist in Bild 3.2 dargestellt. Die maximale Längsneigung wird mit 1,3 %, die maximale Querneigung mit 2,9 % angegeben. Aufgrund der Durchlaufwirkung (Bild 3.1) ergibt sich eine optimale statische Querschnittsausnutzung; die Erstellung als Kastenträger bringt eine hohe Torsionssteifigkeit mit sich (Bild 3.2).

### 3.1.2 Konstruktionsbauteile und Baustoffe

Die Brücke wurde aus einem Beton der Klasse B45 nach DIN 1045 (1972) (heute C35/45) unter Verwendung von Portlandzement hergestellt mit einer Rohdichte von  $360 \text{ kg/m}^3$  bzw.  $300 \text{ kg/m}^3$  an den Widerlagern. Die Verwendung des Zements gibt Aufschluss über den Diffusionskoeffizienten der später verwendeten Schädigungsmodelle der Korrosionsmechanismen durch Chlorideintrag bzw. Karbonatisierung. Die Bewehrung im Querschnitt wurde aus Betonstahl BSt 420 (III S) nach DIN 488-1 (1984) ausgeführt. Der Kastenträger wurde an der Außenseite zusätzlich mit einem vollflächigen Oberflächenschutzsystem versehen.

Die Längsvorspannung des Brückenträgers erfolgt durch, dem Verlauf der Biegemomente folgende, intern in Hüllrohren in den Stegen geführte Spannglieder mit beschränktem Vorspanngrad; in den Stegen besteht jedes Spannglied aus 12 Litzen; die Spannkraft beträgt  $1.240 \text{ kN}$  und der Spannstahl weist die Streckgrenze von  $1.420 \text{ N/mm}^2$  auf (SaWoe Typ 124). Der Verbund der Spann-

glieder ist durch Mörtelverpressung sichergestellt. Zusätzlich sind interne Spannglieder feldweise in Längsrichtung in der Bodenplatte des Kastenträgers installiert. Diese Spannglieder sind aus dem gleichen Material hergestellt wie die Spannglieder in den Stegen. Sie bestehen jedoch aus 6 Litzen und die Spannkraft beträgt  $620 \text{ kN}$ .

Die Stützen der Brücke sind auf Flachgründungen (B 225, Bat 420 S, Portlandzement) in Form von Fundamentplatten unterhalb der Widerlager und Pfeiler gelagert. Die Brückenlager wurden als Gleitlager mit Kippvorrichtung, teils einachsig als auch mehrachsig beweglich, eingebaut. Sie sind als Stahl-Punktkipplager ausgeführt. Anzumerken ist, dass ein querverschiebliches Lager um  $90^\circ$  verdreht eingebaut wurde und dadurch die Querbeweglichkeit nicht mehr gegeben war. Nachrechnungen haben ergeben, dass ein Austausch des Lagers nicht notwendig war.

Die insgesamt 5 Fahrbahnübergänge (S 235 bzw. St 37) sind mit Dichtprofil und Verankerung im Beton ausgeführt und weisen einen Gesamtdehnweg von  $240 \text{ mm}$  bzw.  $180 \text{ mm}$  bei einer Länge von  $23,95 \text{ m}$  auf.

Die Abdichtung im Bereich der Fahrbahn erfolgt durch eine bituminöse Dichtungsbahn inklusive Gussasphalt-Schutzschicht mit einer Stärke von  $4 \text{ cm}$ . Als Unterschicht wurde Betonersatz verwendet, die Versiegelung ist durch Epoxidharz sichergestellt. Im Bereich der Kappen weist die Abdichtung eine Stärke von  $0,5 \text{ cm}$  auf.



## 3.2 Nachträglicher Einbau externer Spannlieder

Bei einer im Jahre 1986 durchgeführten Brückenprüfung wurden Schäden und Mängel am Überbau in Form von Rissen und Betonabplatzungen festgestellt. Eine anschließende Untersuchung ergab, dass eine erhebliche Anzahl von Hüllrohren, in denen die internen Spannlieder installiert waren, abschnittsweise nicht injiziert war. Es wurden Korrosionsschäden am Spann Stahl mit unterschiedlichem Ausmaß festgestellt. Einzelne Spannlieder waren gerissen. Als Sanierungsmaßnahme wurden im Jahre 1993 zusätzliche, verbundlose, geradlinig und extern geführte Spannlieder mit vollem Vorspanngrad mittels SUSPA-Monolitzen (Spannkraft 32.000 kN, Streckgrenze 1.570 N/mm<sup>2</sup>) installiert.

## 3.3 Aufarbeitung der verfügbaren Informationen aus dem Bauwerksbuch

Bei der letzten Hauptprüfung am 22. November 2007 wurde die Brücke mit der Zustandsnote 2,4 (befriedigend) bewertet, ebenso wie bei der letzten einfachen Prüfung am 3. März 2011. Nachfolgend werden die aus dem Bauwerksbuch entnommenen Informationen beschrieben. Standsicherheit, Verkehrssicherheit und Dauerhaftigkeit werden in der RI-EBW-PRÜF (2007) auf einer Skala von 0 bis 4 bewertet, wobei 0 den besten Zustand repräsentiert.

Die Standsicherheit des Bauwerks wurde mit  $\max S = 1$  bewertet. Sämtliche, in den nachfolgenden Abschnitten genannten, Mängelbeeinträchtigungen die Standsicherheit einzelner Bauteile, haben jedoch derzeit noch keinen Einfluss auf die Standsicherheit des Bauwerks.

Die Verkehrssicherheit wurde mit  $\max V = 1$  eingestuft. Sämtliche nachfolgend genannten Mängel haben kaum Einfluss auf die Verkehrssicherheit; es wird von einer Schadensbehebung im Rahmen der Bauwerksunterhaltung ausgegangen.

Die Dauerhaftigkeit der Bücke wurde mit  $\max D = 2$  begutachtet. Die Dauerhaftigkeit sämtlicher Bauteile sei langfristig beeinträchtigt, könne langfristig aber auch zu einer Beeinträchtigung der Dauerhaftigkeit des Bauwerks führen; die Schadensausbreitung oder die Folgeschädigung anderer Bauteile könne nicht ausgeschlossen werden. Eine Scha-

densbeseitigung wird mittelfristig als erforderlich erachtet, da Schäden an Dichtprofil, Gesims, Auflagerkonsole und Innenraum des Widerlagers nicht auszuschließen seien.

Nachfolgend werden die aus dem Bauwerksbuch zu entnehmenden Schädigungen kurz zusammengefasst.

### 3.3.1 Überbau

Am Überbau wurden an den Belüftungsöffnungen vereinzelte Schmutzablagerungen festgestellt. An den Innenseiten konnten mehrfache Hohlstellen detektiert werden, u. a. in den Feldern 1-5 an alten Spannliedverankerungen, an der Nordwand im Feld 5, 25 m von Querträger 5/6 entfernt (Ausmaß 90 cm × 30 cm, und an der Nordwand im Feld 6, nahe Feld 5, an Wandöffnung,  $\varnothing = 20$  cm).

Am Kragarm in Feld 4, Anschlussbereich an Gesims, ist der Beton an einer Stelle über die Länge von 20,0 cm, abgeplatzt. In allen Feldern sind vereinzelte Hohlstellen zu verzeichnen. An den Querträgern wurden am Beton diverse Abplatzungen mit freiliegender Bewehrung etwa an der Untersicht der Durchgänge und an der Öffnung in der Nordwand in Feld 5 entdeckt.

Am Endquerträger beim Widerlager im Süden wurde eine Hohlstelle mit 30 cm Durchmesser geortet, zahlreiche Rostflecken und ein Riss finden sich an der Untersicht über dem vorderen Widerlager.

### 3.3.2 Unterbau, Widerlager und Pfeiler/Stützen

Am Unterbau befinden sich diverse Betonfehlstellen etwa eine Hohlstelle mit einer Fläche von 2.500 cm<sup>2</sup> am vorderen Widerlager an der seitlichen Kammerwand. An der seitlichen Kammerwand an der Vorderseite des Widerlagers gibt es eine Abplatzung unterhalb des Querträgers. An der hinteren Kammerwand im Norden gibt es eine Hohlstelle mit Fläche 1.200 cm<sup>2</sup>.

An der Auflagerkonsole des Fahrbahnübergangs am hinteren Widerlager sind auf der ganzen Länge Risse, Rostfahnen und Betonabplatzungen detektiert worden. Die Betonoberfläche ist im Innenraum der Widerlager bereichsweise durchnässt, Feuchtigkeitsdurchtritte konnten an der Untersicht des Durchgangs gesichtet werden; ebenso findet sich dort ein nasser, versinterter Querriss. Das Übergangsblech zum Überbau ist stark korrodiert.

An der Innenraumdecke im Widerlager befinden sich Risse (0,2 mm-0,4 mm) sowie am Zugangsstollen z. T. versinterte Schwindrisse.

Am ersten Süd-Pfeiler wurde eine Hohlstelle mit der Fläche 1.250 cm<sup>2</sup> ab 4 m Geländeoberkante (GOK) gefunden. Nahezu an allen Pfeilern finden sich Längsrisse mit Länge kleiner 1 m und Rissweite 0,3 mm. An der Innenseite treten Risse kürzer als 1 m auf, die Oberkante weist kleinere Abplatzungen auf.

Der fünfte Pfeiler weist mehrfache Abplatzungen mit freiliegender Bewehrung auf; an der Innenseite finden sich rostende Längsseisen.

Der vierte Pfeiler ist an einer Stelle gerissen und weist hohl klingende Flächen von 2.100 cm<sup>2</sup> bzw. 975 cm<sup>2</sup> auf. An der Innenseite findet sich ein Querriss in den Bodenplatte mit Rissweite kleiner 0,8 mm.

### 3.3.3 Lager

Alle Lager sind angerostet, im Süden rosten die oberen Lagerplatten, Knaggen, sowie alte Montage- bzw. Justierschrauben.

Auf den Pfeilern 3 (Südlager), 4 und 5 fehlt teilweise der gesamte Faltenbalg, an den anderen Lagern ist dieser offen oder locker und die Faltenbalgringe sind stellenweise korrodiert.

### 3.3.4 Fahrbahnübergang

Die Fahrbahnübergänge mit einem Dichtprofil sind vereinzelt angerostet; die Stahlprofile weisen vereinzelt Roststellen insbesondere am Übergang zum Beton auf. Teilweise finden sich undichte Stellen und die Ecken an der Auflagerbank und ÜKO-Auflagerbalken sind nass (Bild 3.3).

### 3.3.5 Kappen, Schutzeinrichtung, Ausstattung, Beläge

An den Kappen finden sich diverse Fehlstellen, Hohlstellen und Abplatzungen mit teils freiliegender Bewehrung und korrodiertes Bewehrung (Bild 3.4).

Die Schutzeinrichtungen weisen teilweise Verbiegungen an den Fußplatten und Korrosion auf. Die Pfostenfüße der Geländer sind teilweise abgeplatzt, korrodiert, oder die Pfostenvergüsse gerissen.

Die Entwässerungsleitungen weisen teilweise Roststellen, Verstopfungen und undichte Stellen auf. Die undichte Besichtigungsluke führte zu einer Flutung des Brückenkastens (Bild 3.5).

Der Brückenbelag zeigt vereinzelte Querrisse im Bereich der Brückeneinläufe.



**Bild 3.3:** Vorderseite des nördlichen Widerlagers. Feuchte Stellen und Rostflecken auf der Betonfläche sind klar erkennbar (aus Bauwerksbuch)



**Bild 3.4:** Korrodierte Bewehrung an der Kappe der Brücke (aus Bauwerksbuch)



**Bild 3.5:** Flutung des Brückenkastens im August 2007 aufgrund undichter Besichtigungsluke (aus Bauwerksbuch)

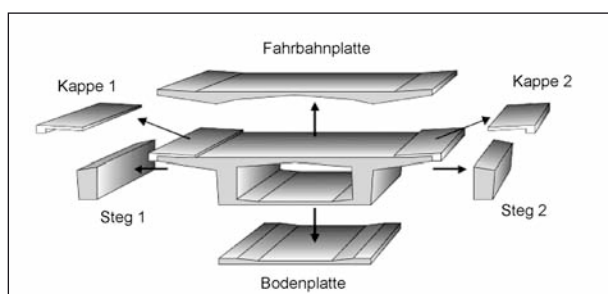
## 4 Einzelliger Kastenträger

Im aktuellen Forschungsprojekt wurde das System „einzelliger Kastenträger“ betrachtet. Für die Erstellung eines Modells zur Beschreibung der Standicherheit dieses Tragsystems ist es zweckmäßig, den typischen Aufbau sowie gängige Ansätze zur Berechnung und Bemessung zu betrachten.

### 4.1 Typischer Aufbau

Ein typischer, einzelliger Kastenträger besteht aus einer Fahrbahnplatte, die gewöhnlich nach beiden Seiten auskragt, zwei Stegen, die senkrecht oder geneigt sein können und einer Bodenplatte (siehe Bild 4.1). Zusätzlich werden Fahrbahnplatten zur seitlichen Begrenzung der Fahrbahn in der Regel mit Kappen ausgestattet. Diese sind im Sinne der Tragfähigkeit eines Brückenüberbaus nichttragende Komponenten.

Der Kastenquerschnitt gilt als besonders leistungsfähiger Querschnitt im Massivbrückenbau, da er folgende Vorteile hat (SPECHT, 1993): Das Verhältnis zwischen Trägheitsmoment und Fläche ist günstig, woraus sich eine hohe Wirksamkeit einer Vorspannung ergibt. Dadurch sind große Stützweiten möglich (Einzelstützweiten von mehr als 100 m bei mehrfeldrigen Balkenträgern mit konstanter Bauhöhe) oder bei gegebener Stützweite sind schlanke Überbauten ausführbar. Im Vergleich zu einem Plattenbalken mit gleicher Spannweite und gleicher Bauhöhe benötigt ein einzelliger Kastenträger weniger Vorspannung, wodurch die Kriechverformungen kleiner sind. Durch die beiden Gurtplatten (Fahrbahnplatte und Bodenplatte) ist der Kastenträger dafür geeignet sowohl (positive) Feldmomente als auch (negative) Stützmomente aufzunehmen. Durch die Unempfindlichkeit gegenüber wechselnder Momentenbeanspruchung ist der Kastenträger geeignet für Bauverfahren mit sich ändernden stati-



**Bild 4.1:** Komponenten eines einzelligen Kastenträgers (MÜLLER, VOGEL, 2009)

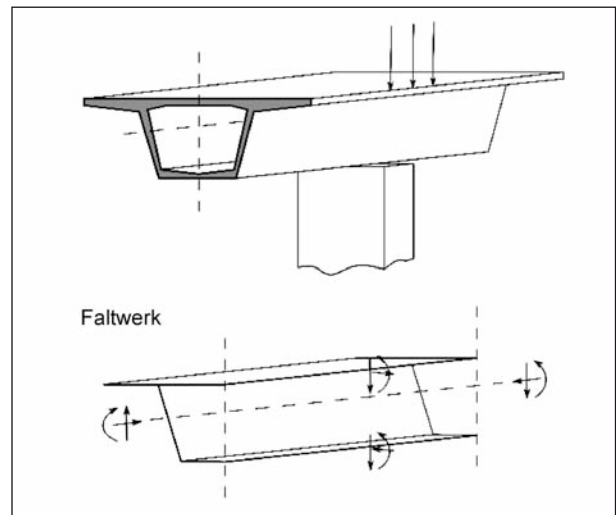
schen Systemen und Beanspruchungen im Bauzustand. Des Weiteren weist ein Kastenträger eine hohe Torsionssteifigkeit auf, wodurch er auf Einzelstützen gelagert und für gekrümmte Brücken verwendet werden kann. Außerdem sind dadurch unterschiedliche Auskragungslängen der Fahrbahnplatte möglich, d. h. die Fahrbahnbreite ist anpassungsfähig bei unverändertem Hohlkastenquerschnitt. Ein weiteres wichtiges Merkmal ist die gute Inspizierbarkeit von einzelligen Kastenträgern, die in der Regel begehbar sind.

### 4.2 Tragverhalten und gängige Ansätze zur Bemessung

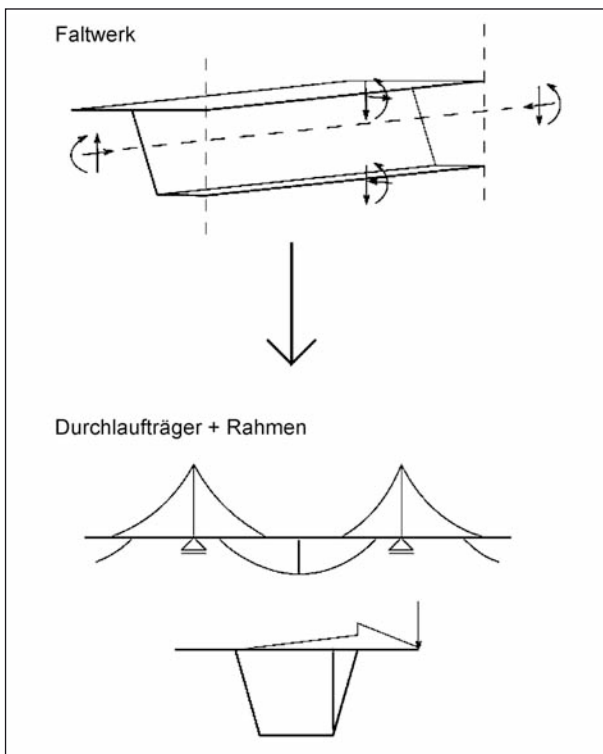
Ein einzelliger Kastenträger trägt als Faltenwerk, was durch die gleichzeitige Beanspruchbarkeit der Fahrbahnplatte, Stege und Bodenplatte als Scheibe und Platte möglich ist (EWALD, 1982). Die Tragwirkung eines einzelligen Kastenträgers ist in Bild 4.2 skizziert.

Es ist gängige Praxis, die Längs- und Quertragwirkung von einzelligen Kastenträgern getrennt mit Methoden der Balkentheorie zu berechnen (EWALD, 1982; HOLST, HOLST, 2004). Der Kastenträger wird in Längsrichtung als torsionssteifer Durchlaufträger modelliert (siehe Bild 4.3). Dieses System wird als globales Längssystem bezeichnet. In Querrichtung wird der Kastenträger als Rahmen modelliert (siehe Bild 4.3).

Dieser Modellierungsansatz setzt voraus, dass die Querschnittsform des Kastenträgers durch die Torsionsverwindung nicht spürbar verändert wird



**Bild 4.2:** Tragwirkung bei Kastenträgern (EWALD, 1982)



**Bild 4.3:** Vereinfachte Modellierung des Tragsystems eines Kastenträgers (EWALD, 1982)

(SPECHT, 1993). Diese Voraussetzung ist bei Spannbetonbrücken im Allgemeinen durch die Anordnung aussteifender Querträger an den Auflagern gegeben.

Anhand dieses statischen Systems wird die Schnittgrößenverteilung meist mithilfe einer linear-elastischen Berechnung bestimmt (HOLST, HOLST, 2004; ZILCH, ZEHETMAIER, 2010). Die Grundlage für eine linear-elastische Berechnung bilden die Steifigkeiten des ungerissenen Querschnitts (Zustand I) unter Verwendung eines konstanten E-Moduls des Betons.

Anschließend wird die Bemessung des Brückenüberbaus im Grenzzustand der Tragfähigkeit auf der Ebene der Balkenquerschnitte mit den elastisch berechneten Schnittgrößen durchgeführt. Hierbei wird der Grenzzustand der Tragfähigkeit für Biegung, Längskraft, Querkraft, Torsion sowie Ermüdung und der Grenzzustand der Gebrauchstauglichkeit betrachtet (HOLST, HOLST, 2004). Bei diesem Vorgehen wird zwar das nicht-lineare Tragverhalten des Querschnitts berücksichtigt; jedoch wird das nicht-lineare Tragverhalten des Tragwerkssystems bei der Schnittgrößenermittlung vernachlässigt.

Diesem Bemessungsansatz von Brückenüberbauten liegt der Gedanke zugrunde, dass die System-

tragfähigkeit eines Brückenüberbaus bei Erreichen der Tragfähigkeit eines Querschnitts erschöpft ist; siehe z. B. (ZILCH, ZEHETMAIER, 2010). Zur Erfassung der plastischen Verformungsfähigkeiten des Kastenträgers stehen vereinfachte Verfahren zur Umlagerung der mittels Elastizitätstheorie ermittelten Schnittgrößen zur Verfügung, z. B. (HOLST, HOLST, 2004). Hierbei ist anzumerken, dass der wesentliche Vorteil der linear-elastischen Schnittgrößenermittlung in der Gültigkeit des Superpositionsprinzips liegt; d. h. Schnittgrößen aus verschiedenen Lastfällen können beliebig kombiniert werden.

Die Berechnung von Brückenüberbauten wird in der Regel wie folgt durchgeführt (SPECHT, 1993; HOLST, HOLST, 2004): (1) Die Berechnung der Längsrichtung wird anhand eines torsionssteifen Balkens unter Beachtung der tatsächlichen Querverteilung der Fahrbahnlasten durchgeführt (globale Biegemomente, Normalkräfte, Querkkräfte und Torsionsmomente). (2) Die Fahrbahnplatte wird als starr gelagertes und volleingespanntes Plattentragwerk berechnet. (3) In Querrichtung wird der Hohlkastens als Rahmen berechnet. Hierbei werden Zusatzbeanspruchungen aus Profilverformung berücksichtigt.

## 5 Relevante Schädigungsprozesse

In SCHNELLENBACH-HELD et al. (2013) wurden sämtliche für Brücken relevanten Schädigungsmechanismen untersucht und hinsichtlich der Häufigkeit ihrer Vorkommen, Häufigkeit und gleichzeitigen gemeinsamen Auftretens mit anderen Schädigungsmechanismen analysiert und kategorisiert. Nachfolgend werden einige relevante Schädigungsmechanismen aufgeführt.

Bauwerke unterliegen Einwirkungen und Belastungen durch direkte Lasten (z. B. Fahrzeuge, Eigengewicht, Stützensenkung) oder durch Einflüsse aus der Umwelt (z. B. Frost, Tausalz, CO<sub>2</sub>), welche das Bauwerk schädigen, dessen Zuverlässigkeit reduzieren, und Kosten für Unterhalt und Reparaturen verursachen.

Für den in Kapitel 3 beschriebenen Brückenüberbau sind folgende Schädigungsprozesse relevant:

- Korrosion von Bewehrung und Spanngliedern,
- Ermüdung von Bewehrung und Spanngliedern,



- Lagerschäden,
- Schäden an Fugen/Übergangskonstruktionen,
- Schäden an Abdichtung/Belag.

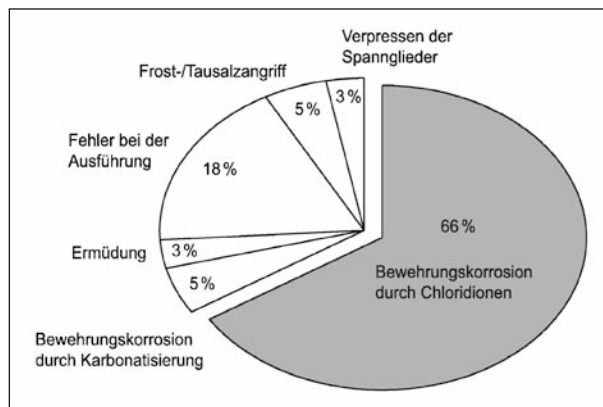
Diese Schädigungsprozesse können dabei in zwei Klassen kategorisiert werden: (a) Schädigungsprozesse mit Schädigungsmodell und (b) Schädigungsprozesse ohne Schädigungsmodell. Unter einem Schädigungsmodell wird im Rahmen dieses Projektes ein funktionaler Zusammenhang zwischen im Modell erfassten Schädigungsparametern und Schädigung verstanden, welcher in Form eines physikalisch/chemischen oder auch empirischen Modells beschrieben werden kann (siehe Kapitel 2.1).

Für einige Schädigungsprozesse existieren keine aussagekräftigen physikalisch/chemischen oder empirischen Schädigungsmodelle. Diese Schädigungsprozesse lassen sich ebenfalls durch Auswertung größerer Datensätze beschreiben und näherungsweise durch Markov-Ketten beschreiben (siehe Kapitel 2.1).

## 5.1 Schädigungsprozesse mit Schädigungsmodell

### 5.1.1 Initiierung von Bewehrungskorrosion durch Chloridangriff

Bewehrungskorrosion durch Chloridangriff ist die Ursache für etwa 66 % aller Schädigungen an Betonbrücken (Bild 5.1). Sie wird besonders durch die Verwendung von Tausalzen im Winter hervorgerufen, deren Chloridionen in den Beton eingetragen



**Bild 5.1:** Die verschiedenen Ursachen und ihre zugehörige Häufigkeit für die Schädigungen an Betonbrücken. Markant ist der hohe Anteil der chloridinduzierten Bewehrungskorrosion mit 66 % (SCHIEßL, MAYER, 2007)

werden, dort den pH-Wert reduzieren und damit die Passivschicht, welche die Bewehrung von Korrosion schützt, zerstört. Dadurch entsteht die Gefahr der Bewehrungskorrosion.

Für die Schädigungsmechanismen der Bewehrungskorrosion aufgrund Chloridionen in den Beton existieren leistungsfähige Schädigungsmodelle zur Beschreibung des Eintragsfortschritts.

Der Modellinput für das Schädigungsmodell ist durch die Oberflächenkonzentration  $C_S$  und den Diffusionskoeffizienten  $D$  gegeben, sodass sich die Chloridkonzentration  $C(z,t)$  zum Zeitpunkt  $t$  in der Tiefe  $z$ , gemessen von der Betonoberfläche, berechnet als

$$C(z,t) = C_S \cdot \left(1 - \operatorname{erf}\left(\frac{z}{2\sqrt{D}t}\right)\right) \quad (5.1)$$

Eine realitätsnähere Beschreibung erfolgt durch den Ansatz eines Diffusionskoeffizienten, in den die relevanten Einflüsse einbezogen werden. Damit kann der Diffusionskoeffizient  $D$  durch die Verknüpfung des Umwelteinflussparameters  $B_e$ , der örtlichen Temperatur  $T_{\text{real}}$ , der Referenztemperatur im Labor  $T_{\text{ref}}$  und dem Alterungskoeffizienten  $A$  gegeben als

$$D = D_0 \exp\left(B_e \cdot \left(\frac{1}{T_{\text{ref}}} - \frac{1}{T_{\text{real}}}\right)\right) \cdot \left(\frac{t_0}{t}\right)^A \quad (5.2)$$

wobei  $t_0 = 0.0767$  [a] dem Zeitpunkt von 28 Tagen entspricht.

Überschreitet die Chloridkonzentration  $C(z = W,t)$  auf Niveau der Bewehrung einen kritischen Wert  $C_{\text{krit}}$ , wird der Korrosionsprozess initiiert.

### 5.1.2 Initiierung von Bewehrungskorrosion durch Karbonatisierung

Ein weitere Problematik, die zu Bewehrungskorrosion führen kann, ist der Eintrag von  $\text{CO}_2$  aus der Umgebungsluft in den Beton und die damit einhergehende Entstehung von  $\text{CaCO}_3$ , wodurch zwar der Beton weiter erhärtet, jedoch der pH-Wert reduziert wird und damit die Passivschicht der Bewehrung ebenfalls zerstört wird. Die Karbonatisierungstiefe  $Z_K$  ergibt sich zu

$$Z_K = \sqrt{Kt} \quad (5.3)$$

wobei  $K$  der Karbonatisierungsfaktor in [cm/a] und  $t$  die Zeit in [a] darstellen. Der Karbonatisierungsfaktor  $K$  ergibt sich zu

$$K = \frac{2 D_K C}{A_K} \quad (5.4)$$

worin  $D_K$  die Diffusionskonstante mit Dimension  $[\text{cm}^2/\text{s}]$ ,  $C$  der  $\text{CO}_2$ -Gehalt der Luft in  $[\text{g}/\text{cm}^3]$  und  $A_K$  die karbonatisierte Substanz in  $[\text{g}/\text{cm}^3]$  bedeuten.

Auch hier existiert eine Erweiterung, um die örtlichen Einflüsse besser zu erfassen. Anstatt einer Konstanten ergibt sich der Diffusionskoeffizient zu

$$D_K = K_e K_c D_0 \cdot \left(\frac{t_0}{t}\right)^{2G} \quad (5.5)$$

worin  $K_e$  und  $K_c$  die Einflüsse aus Nachbehandlung und Abhängigkeit des Koeffizienten vom Feuchtigkeitsgehalt des Betons beschreiben. Der Referenzzeitpunkt  $t_0 = 0,0767$  [a] entspricht 28 Tagen, und  $G$  ist die Witterungsfunktion, die von der örtlichen Regenwahrscheinlichkeit abhängt. Erreicht die Karbonatisierungsfront  $Z_K$  das Niveau  $z = W$  der Bewehrung, wird der Korrosionsprozess initiiert.

In (FISCHER et al., 2014) wurde gezeigt, wie die Korrosionswahrscheinlichkeit anhand verschiedener Methoden aktualisiert werden kann; dort wird die Aktualisierung der Korrosionswahrscheinlichkeit mittels Messung der Betondeckung ( $W_M$ ), Messung der Chloridkonzentration ( $C_M$ ) und Messung der Potenzialdifferenz ( $U_M$ ) vorgestellt und beschrieben.

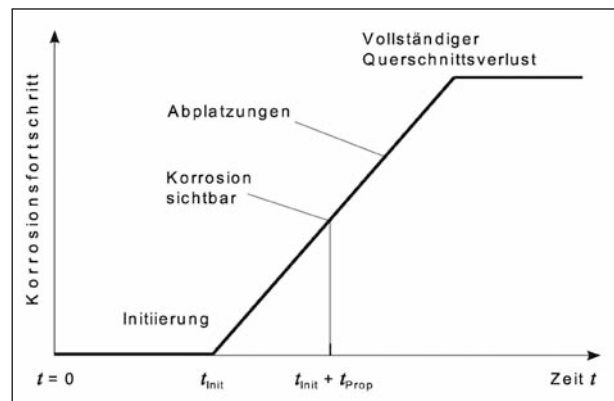
### 5.1.3 Bewehrungskorrosion

Eine Depassivierung der Oberfläche des Bewehrungsstahles durch fortschreitende Karbonatisierung und eine kritische Chloridkonzentration führen bei ausreichendem Sauerstoff- und Feuchtegehalt zu einem vorwiegend gleichförmigen Korrosionsabtrag mit relativ geringen Abtragsraten. Eine lokale Depassivierung der Schutzschicht des Bewehrungsstahls durch Eindringen von Chloridionen hat in der Regel eine lokal begrenzte starke Korrosion (Lochfraßkorrosion) zur Folge. Flächige Korrosion führen zu Betonabplatzungen durch die Volumervergrößerung der Korrosionsprodukte.

Ein einfaches Modell zur Bestimmung des Korrosionsabtrages  $a$  als Funktion der Zeit  $t$  ist in der folgenden Gleichung gegeben:

$$a(t) = r \cdot t \quad (5.6)$$

worin  $r$  die Korrosionsrate ist, die von den Feuchte- und Temperaturverhältnissen abhängt. Korrosions-



**Bild 5.2:** Der Verlauf des Korrosionsfortschritts mit den Zeitpunkten der Korrosionsinitiierung, der sichtbaren Korrosion (Rostflecken an der Betonoberfläche), der Betonabplatzungen und dem vollständigen Querschnittsverlust der Bewehrung (STRAUB et al., 2009)

raten für verschiedene Umweltbedingungen sind z. B. in HAARDT (2003) aufgelistet.

Bild 5.2 zeigt den vereinfachten Verlauf des in Gleichung (5.6) beschriebenen Korrosionsprozesses, angenähert durch eine lineare Funktion (STRAUB et al., 2009).

Sobald der Initiierungszeitpunkt  $t_{\text{Init}}$  überschritten wird, beginnt der Korrosionsprozess; ab dem Zeitpunkt  $t_{\text{Init}} + t_{\text{Prop}}$  ist der fortschreitende Korrosionsprozess an der Betonoberfläche aufgrund von Rostfahnen sichtbar; etwas später kommt es zu korrosionsbedingten Abplatzungen an der Betonoberfläche, welche auf die Volumenausdehnung der Korrosionsprodukte zurückzuführen sind. Im späteren Text (Kapitel 6.3 ff.) wird erläutert, wie der Bauwerkszustand anhand visueller Bauwerksprüfungen im Hinblick auf Bewehrungskorrosion aktualisiert und bewertet werden kann.

### 5.1.4 Materialermüdung

Zyklische Einwirkungen wie z. B. Verkehrs- und Windlasten sowie Temperaturwechsel können zum Versagen von Brückenbauteilen durch Materialermüdung führen. Hierbei können grundsätzlich der Spann- und Bewehrungsstahl als auch der Beton in der Betondruckzone ermüden. Die Beanspruchbarkeit von ermüdungsbeanspruchten Bauteilen hängt von verschiedenen Faktoren ab: z. B. Anzahl der Lastwechsel, Größe der Spannungsschwingbreiten, Niveau der Mittelspannungen, konstruktive Durchbildung und Materialeigenschaften.

Der Schadensfortschritt infolge Ermüdung von Bauteile aus metallischen Werkstoffen (Spannstahl und

Bewehrungsstahl) wird in der Regel auf Grundlage des Wöhlerlinien-Konzeptes in Verbindung mit der linearen Schadensakkumulationshypothese nach Palmgren-Miner wie folgt bestimmt:

$$D = \sum_{i=1}^n \frac{1}{N_{F,i}(\Delta\sigma_i)} \quad (5.7)$$

Hierbei ist  $D$  die dimensionslose Schädigungssumme,  $N_{F,i}$  ist die ertragbare Anzahl von Lastwechseln einer Spannungsschwingbreite  $\Delta\sigma_i$  und  $n$  ist die Anzahl der Lastwechsel.  $N_{F,i}$  wird auf der Grundlage geeigneter Wöhlerlinien bestimmt, die einen Zusammenhang zwischen  $N_{F,i}$  und  $\Delta\sigma_i$  herstellen. Ein wesentlicher Nachteil dieser Herangehensweise ist, dass die ermittelte Schadenssumme  $D$  nicht messbar ist und deswegen kein Zusammenhang zwischen diesem Schädigungsmodell und Inspektionsmethoden zur Ortung und Vermessung von Ermüdungsrissen (eigentlicher Ermüdungsschaden) hergestellt werden kann. Das Wachstum von Ermüdungsrissen kann jedoch mithilfe bruchmechanischer Modelle, wie z. B. das weit verbreitete Gesetz von (PARIS, ERDOGAN, 1963), vorhergesagt werden, siehe auch (MADSEN, 1997):

$$\frac{da}{dn} = C\Delta K^m \quad (5.8)$$

Hierbei ist  $da/dn$  die Risswachstumsrate,  $a$  ist die Rissgröße,  $C$  und  $m$  sind empirische Modellparameter,  $\Delta K$  ist die Schwingweite des Spannungintensitätsfaktors, welche unter anderem von der Rissgeometrie, der Spannungsschwingbreite und der Geometrie des Bauteils abhängt.

Es ist gängige Praxis den Schadensfortschritt von Beton in der Druckzone unter zyklischer Beanspruchung mit ähnlichen Modellen, die auch zur Bewertung der Ermüdungsfestigkeit metallischer Baustoffe verwendet werden (Wöhlerlinien, lineare Schadensakkumulation), zu ermitteln (siehe z. B. FIB MODEL CODE, 2010). Auch hier wird der Schadensfortschritt durch eine nicht-messbare, dimensionslose Schadenssumme ausgedrückt. Die Entwicklung von Modellen, die einen funktionalen Zusammenhang zu messbaren Schadensindikatoren der Betonermüdung herstellen, ist Gegenstand aktueller Forschung; z. B. (THIELE et al., 2011).

### 5.1.5 Spannungsrisskorrosion

Spannstähle die zur Herstellung von Spannbetonbrücken bis 1978 eingesetzt wurden, können

durch Spannungsrisskorrosion versagen. Bei der Spannungsrisskorrosion kommt es zur Rissbildung in den Spannstählen unter gleichzeitigem Einfluss eines korrosiven Mediums und einer statischen Zugspannung. Das Bruchversagen tritt hierbei spröde auf. Es gibt keine erkennbaren Korrosionserscheinungen; siehe z. B. (ZILCH et al., 2011).

Die Modellierung des Schädigungsprozesses der Spannungsrisskorrosion ist anspruchsvoll. Ein Modell wird von MAES et al. (2001) vorgeschlagen. Es wird angemerkt, dass die Spannungsrisskorrosion für den in diesem Projekt untersuchten Brückenüberbau nicht relevant ist (siehe Kapitel 3).

## 5.2 Schädigungsprozesse ohne Schädigungsmodell

Für einige brückenrelevante Schädigungsmechanismen sind keine quantitativen Schädigungsmodelle verfügbar. Diese Schädigungsmechanismen werden deshalb vorwiegend nach den Beschreibungen in der RI-EBW-PRÜF (2007) und anhand des zugehörigen Schädigungskatalogs bewertet. Anhand von Datenauswertungen bereits bekannter Schädigungen ist es möglich, die Schädigungsprozesse für Schädigungsmechanismen bauteil- und brückentypisch in Näherung mittels Markov-Ketten (Kapitel 6.2.3) zu modellieren und die Übergangsmatrizen (Gleichung (6.14)) zu bestimmen.

### 5.2.1 Lagerschäden

Lager sind die Bauteile, welche sämtliche Lasten und Kräfte aus dem Überbau weiterleiten in die Unterstützungen bzw. Widerlager. Ein Problem von Lagerkonstruktionen stellt die Korrosion selbiger dar. Aus diesen Gründen sind die Belastung, das Verkehrsaufkommen und die Witterung bzw. die Abdichtung maßgebliche Faktoren für die Schädigung der Lager.

Die häufigste Schadensursache stellt SCHNELLENBACH-HELD et al. (2013) zufolge Korrosion mit 42 % dar (siehe z. B. Bild 5.3), gefolgt von Schäden am Elastomer und fehlerhafter Lagerung (je etwa 13 %). Durchfeuchtung, unvollständige Lagerausstattung und unsachgemäße Unterstopfung stellen weitere Ursachen für Lagerschädigungen dar. Die Schäden können zu einem Versagen ohne Vorankündigung und zu einem Absacken des Brückenträgers führen.





**Bild 5.3:** Stark korrodiertes Rollenlager (SCHNELLENBACH-HELD et al., 2013)

SCHNELLENBACH-HELD et al. (2013) stellen fest, dass die Schadenshäufigkeit mit Zunahme der Anforderung an die Brücke i. d. R. abnimmt. In Bezug auf die Bewertung nach RI-EBW-PRÜF (2007) zeigt sich, dass die meisten Lagerschäden die Dauerhaftigkeit beeinflussen, die Standsicherheit ist nur durch etwa 2,0 % und die Verkehrssicherheit durch 0,5 % der Schäden beeinträchtigt.

### 5.2.2 Fugen/Fahrbahnübergänge

Fugen und Fahrbahnübergänge stellen einen komplizierten Bestandteil der Brücken dar. Besonders hervorzuheben ist dabei die Problematik der Dichtigkeit der Fugen.

Da die Fugen direkt befahren werden und durch die starke Zunahme des Schwerverkehrs immer größere Belastungen erfahren, sind sie besonders empfindlich. Aufgrund der Temperaturdehnungen müssen Fugen aus dauerelastischen Kunststoffen hergestellt werden, welche aufgrund der Sonneneinstrahlung und der chemischen Einwirkungen aus der Umwelt verspröden und dadurch undicht werden können. Relevante Schädigungsmechanismen sind dabei Korrosion, Undichtigkeit und Deformation/Ermüdung.

### 5.2.3 Abdichtung/Belag

Abdichtungen schützen das Bauwerk insbesondere vor Feuchtigkeit und chemischem Angriff. Daher sind Wasserundurchlässigkeit, Alterungsbeständigkeit gegen UV-Strahlung, Beständigkeit gegen Salz, Fette, Öle und Säuren, sowie Widerstand gegen mechanische Einwirkungen die wichtigsten Anforderungen an die Abdichtung.

Ältere Abdichtungssysteme weisen häufig Unterläufigkeiten auf, welche zur Eindringung von Wasser und zur Durchfeuchtung des Betons führen können. Bei neueren Systemen tritt dieser Effekt in den Hintergrund, da vollflächig verklebte, mehrlagige Abdichtungen zum Einsatz kommen. Von allen Brückenausstattungen führten fehlerhafte Beläge bzw. Abdichtungen zu 36 % der Schädigungen (SCHNELLENBACH-HELD et al., 2013).

### 5.2.4 Stützensenkung

Stützsetzungen, die die Standsicherheit von Brückenbauwerken beeinträchtigen, sind in der Regel ein vernachlässigbar seltenes Ereignis. Sie werden trotzdem der Vollständigkeit halber hier aufgeführt.

Stützensenkungen können durch verschiedene Ursachen herbeigeführt werden. Zum einen spielt die Beschaffenheit des Baugrunds eine entscheidende Rolle, andererseits können sich die Konditionen am Standort durch sich verändernde Umweltbedingungen wie etwa Hangrutsch oder Flutungen verändern und so zu einer unerwarteten Stützensenkung führen.

In der Regel wird der Baugrund vor Baubeginn erkundet. Darauf basierend werden Maßnahmen wie etwa den Einsatz von Fundamenten oder Baugrundaustausch eingeleitet, um alle Lasten in den Boden ableiten zu können. Eine durch die standardisierten Gegebenheiten zu erwartende Stützensenkung sollte demnach im Rahmen der Bauwerksstatik abgedeckt sein, weshalb sich hierdurch keine Beeinträchtigungen der Standsicherheit ergeben sollten.

Verändern sich die Umweltbedingungen in größerem Ausmaß, kann auch dies zu unerwartetem Absacken einzelner Stützungen führen (Bild 5.4).

DIN-Fachbericht 101 (2009) behandelt die Lasten für den Brückenbau. Dort wird auf Stützensenkung nicht explizit eingegangen; erwähnt wird hier lediglich die Auflageranhebung<sup>1</sup> im Rahmen eines Lagerersatzes, welche in der Bemessung mit

<sup>1</sup> DIN-Fachbericht 101 (2009): „Das Anhebemaß beträgt 1 cm, sofern nicht die gewählte Lagerbauart einen größeren Wert erfordert (siehe hierzu DIN EN 1337).“



**Bild 5.4:** Brückenträger aus Spannbeton der Reussbrücke Wassen (CH) nach Absacken des Pfeilers um ca. 1,2 m (aus ZILCH, ZEHETMAIER, 2010)

$\Delta w = 1 \text{ cm}$  unter gleichzeitiger Beaufschlagung mit der Lastgruppe gr 6 angesetzt wird.

Durch Kriechen wird die Zwangsspannung über 2 Jahre auf etwa 23 % (plötzliche Setzung) bzw. 38 % (langsame Setzung) abgebaut (ZILCH, ZEHETMAIER, 2010), was ebenfalls dazu führt, dass dieser Lastfall selten Standsicherheitsprobleme nach sich zieht.

### 5.3 Interaktionen der Schädigungen

Je nach Ausmaß der jeweiligen Schädigungsmechanismen aus den vorigen Abschnitten ist es möglich, dass sich mehrere verschiedene Schädigungen gegenseitig beeinflussen. Als klassisches Beispiel sei hier eine angerostete Bewehrung genannt, welche aufgrund des bereits abgerosteten Stahlquerschnitts und der dadurch entstehenden Kerbwirkung deutlich schneller ermüden könnte. Als Interaktionsmechanismen seien hier die direkte und die kumulierte Interaktion erwähnt (ZILCH et al., 2011), welche nachfolgend näher erläutert werden.

#### 5.3.1 Direkte Interaktion der Schädigungsmechanismen

Einige Schädigungsmechanismen treten häufig in Kombination mit anderen Schädigungen auf. SCHNELLENBACH-HELD et al. (2013) haben relevante Schädigungsmechanismen gegenübergestellt und aufgelistet, welche Schädigungen in Kombination mit anderen auftreten.

Beispielsweise wurde festgestellt, dass, wenn es zu Schäden am Vorspannsystem kommt, in 85,7 %

der Fälle Risse, in 71,4 % Hohlstellen, in 87,9 % Abplatzungen, in 27,5 % Durchfeuchtung und in 94,5 % freiliegende Bewehrung zu verzeichnen waren.

Schäden der Lagerung führten in 68 % zu Rissen, in 38,8 % zu Hohlstellen, in 55,1 % zu Abplatzungen, in 13,1 % zu Durchfeuchtung und in 69,9 % zu freiliegender Bewehrung.

Wurden Schäden am Fahrbahnübergang registriert, war in 78,6 % mit Rissen, in 43,8 % mit Hohlstellen, in 67 % mit Abplatzungen, in 18,4 % mit Durchfeuchtung und in 67,6 % mit freiliegender Bewehrung zu rechnen.

In 71,6 % kamen Risse, in 28,6 % kamen Hohlstellen, in 58,9 % kamen Abplatzungen, in 11,3 % kam Durchfeuchtung und in 64,2 % kam freiliegende Bewehrung zum Vorschein, wurden Schäden an Belag bzw. Abdichtung entdeckt.

Mithilfe dieser Werte kann die direkte Interaktion der Schädigungsmechanismen zumindest näherungsweise erfasst und verwertet werden. Zudem erlauben diese Informationen auch, den Effekt der visuellen Prüfung zu quantifizieren. So kann etwa die Wahrscheinlichkeit einzelner Schädigungsmechanismen aktualisiert werden mit der Beobachtung „keine Risse sichtbar“.

#### 5.3.2 Kumulierte Interaktion der Schädigungsmechanismen

Unter der kumulativen Interaktion wird diejenige Interaktion verstanden, bei der sich zwei verschiedene Schädigungsmechanismen zu einem gemeinsamen Schädigungsniveau addieren, weil sie denselben Effekt aufweisen und das Bauwerk auf die gleiche Art und Weise schwächen. Vergleicht man die beiden Schädigungsmechanismen, welche jeweils in ein Schädigungsniveau  $SN_k$  eingegliedert werden können, miteinander, soll das gemeinsame Schädigungsniveau bestimmt werden.

Ein erster Ansatz, der rein auf Ingenieursverständnis basiert, ist in (ZILCH et al., 2011) aufgezeigt. Die im Rahmen dieses Projekts als relevant eingestuften Schädigungsmechanismen führen nur bei Korrosion und Ermüdung zu Interaktionen. Diese können beispielsweise mit der in (ZILCH et al., 2011) gezeigten Methodik bewertet und überlagert werden.

## 6 Ansatz zur Systemmodellierung eines einzelligen Kastenträgers

Ziel der Systemmodellierung ist es, den Schädigungszustand und die Zuverlässigkeit eines einzelligen Kastenträgers unter Berücksichtigung von Inspektionsergebnissen und Daten aus Überwachungsmaßnahmen zu analysieren und zu prognostizieren. In den folgenden Kapiteln wird ein Modellierungsansatz vorgestellt, welcher während eines Workshops am 22. Januar 2013 an der TU München skizziert und während eines weiteren Workshops vom 10.-13. Dezember 2013 an der TU München weiterentwickelt wurde. In Kapitel 6.1 folgt eine allgemeine Beschreibung des Modellierungsansatzes. In den darauffolgenden Abschnitten wird der Modellierungsansatz detaillierter anhand konkreter Beispiele beschreiben.

### 6.1 Beschreibung des Modellierungsansatzes

Das im aktuellen Forschungsprojekt entwickelte Systemmodell besteht aus zwei integralen Teilmolellen. Das erste Teilmodell dient zur Analyse und Prognose des Systemschädigungszustandes des Kastenträgers. Es wird vorgeschlagen, für die Modellierung des unsicheren Schädigungszustandes des Kastenträgers dynamische Bayes'sche Netze (DBN) einzusetzen (STRAUB, 2009b; QIN, FABER, 2012). Durch diesen Modellierungsansatz ist es möglich, für jedes Bauteil des einzelligen Kastenträgers, die relevanten Schädigungsprozesse zu berücksichtigen. Hierbei können auch Schädigungsprozesse berücksichtigt werden, für die es keine aussagekräftigen physikalisch/chemischen Schädigungsmodelle gibt, da diese näherungsweise als Markov-Ketten ins DBN eingebunden werden können (siehe Kapitel 2.1.1). Auf Bauteilebene können durch diesen Ansatz eventuelle Interaktionen zwischen unterschiedlichen Schädigungsprozessen berücksichtigt werden. Auf Systemebene können räumlichen Abhängigkeiten der einzelnen Schädigungsprozesse näherungsweise abgebildet werden. Ein wesentlicher Vorteil dieses Ansatzes ist es, dass DBN ideal dafür geeignet sind, Bayes'sche Aktualisierungen auf Grundlage von Informationen aus Inspektionen und Überwachungsmaßnahmen auf eine effiziente und robuste Art und Weise durchzuführen. Der DBN-Ansatz ist deshalb für die Entwicklung von Software für das Erhal-

tungsmanagement von alternden Brückenbauwerken, die vom Benutzer keine detaillierten Kenntnisse der Zuverlässigkeitstheorie verlangt, ideal geeignet.

Es wird vorgeschlagen, den Kastenträger zur Modellierung des Schädigungszustandes in Elemente zu unterteilen. Hierzu wird der Kastenträger zunächst in Sektionen unterteilt (siehe Bild 6.1); jede Sektion wird wiederum in vier Elemente unterteilt: die Fahrbahnplatte, die beiden Stege und die Bodenplatte.

Der unsichere Schädigungszustand der Elemente des Kastenträgers zum Zeitpunkt  $t$  wird durch eine Menge von Zufallsvariablen beschrieben. Hierzu zählt beispielsweise eine Variable zur Beschreibung des Korrosionsfortschrittes der Bewehrung. Alle Zufallsvariablen, die den Schädigungszustand der einzelnen Elemente zum Zeitpunkt  $t$  beschreiben, werden in einem Vektor  $\Psi_t = \Psi(t)$  zusammengefasst.  $\Psi_t$  repräsentiert somit den Systemschädigungszustand des Kastenträgers zum Zeitpunkt  $t$ . Die gemeinsame Wahrscheinlichkeitsfunktion  $p(\Psi_t)$  von  $(\Psi_t)$  wird mithilfe eines DBN-Modells der relevanten Schädigungsprozesse modelliert, welches näherungsweise die räumlichen Abhängigkeiten zwischen den Schädigungsfortschritten der einzelnen Elemente berücksichtigt.

In Anlehnung an das von STRAUB, der KIUREGHIAN (2011) vorgeschlagene Systemmodell wird der Schädigungszustand des Kastenträgers über einen Zeitraum  $\Delta t = 1$  Jahr als konstant betrachtet. Hierbei wird die konservative Annahme getroffen, dass der Schädigungszustand in dem Zeitraum  $[t - \Delta t, t]$  dem Schädigungszustand zum Zeitpunkt  $t$  entspricht,  $(\Psi_t)$ . Das Ereignis des Versagens des Kastenträgers in diesem Zeitraum wird mit  $F_t = F(t)$  bezeichnet. Die Wahrscheinlichkeit des Versagens bedingt auf den Schädigungszustand des Kastenträgers zum Zeitpunkt  $t$ ,  $\Pr(F_t | \Psi_t = \Psi_t)$ , wird mithilfe eines probabilistischen Tragwerksmodells des Kastenträgers berechnet. Dieses Modell ist das zweite Teilmodell des Systemmodells.

Die resultierende Versagenswahrscheinlichkeit des Kastenträgers im Zeitraum  $[t - \Delta t, t]$  wird mittels des Satzes der totalen Wahrscheinlichkeit berechnet:

$$\Pr(F_t) = \sum_{\Psi_t} \Pr(F_t | \Psi_t = \Psi_t) p(\Psi_t) \quad (6.1)$$

Informationen aus Inspektionen und Überwachungsmaßnahmen über den alternden Kastenträ-



ger werden in der Berechnung der Systemversagenswahrscheinlichkeit durch ein Bayes'sches Update von  $p(\Psi_t)$  auf der Grundlage des DBN-Modells der relevanten Schädigungsprozesse berücksichtigt. Die aktualisierte Versagenswahrscheinlichkeit des Kastenträgers ist gegeben durch:

$$\Pr(F_t | \mathbf{Z}_{0:t} = \mathbf{z}_{0:t}) = \sum_{\Psi_t} \Pr(F_t | \Psi_t = \psi_t) p(\psi_t | \mathbf{z}_{0:t}) \quad (6.2)$$

Hierbei ist  $p(\Psi_t | \mathbf{z}_{0:t})$  die aktualisierte Wahrscheinlichkeitsfunktion des Schädigungszustandes  $\Psi_t$  zum Zeitpunkt  $t$  und  $\mathbf{Z}_{0:t} = \mathbf{z}_{0:t}$  ist die Menge aller Bauwerksinformationen über den alternden Kastenträger, die im Zeitraum  $[0, t]$  durch Inspektionen und Überwachungsmaßnahmen gewonnen wurden.

In den folgenden Kapiteln wird der vorgestellte Modellierungsansatz genauer beschrieben. Zunächst werden Bayes'sche Netze in Kapitel 6.2 eingeführt. In Kapitel 6.3 wird gezeigt, wie Schädigungsprozesse mittels dynamischer Bayes'scher Netze modelliert werden können. Die Modellierung von Bauwerksprüfungen und Überwachungsmaßnahmen und deren Integration in dynamische Bayes'scher Netze wird in Kapitel 6.4 aufgezeigt. Die Erstellung eines Systemschädigungsmodells wird in Kapitel 6.5 beschrieben. Ein probabilistisches Tragwerksmodell des Kastenträgers wird in Kapitel 6.6 vorgestellt.

## 6.2 Bayes'sche Netze

### 6.2.1 Einleitung

Eine elegante Art, probabilistisch basierte Aufgabenstellungen zu modellieren und den Zusammenhang der Zufallsvariablen  $X_i$  grafisch darzustellen, sind Bayes'sche Netze (BN). BN wurden ursprünglich in Anwendungen der Künstlichen Intelligenz verwendet (z. B. RUSSELL, NORVIG, 2010) und finden seit geraumer Zeit Anwendung bei probabilistischen Problemen des Ingenieurwesens. Eine ausführliche Einführung in Theorie und Anwendung von Bayes'schen Netzen ist etwa in (JENSEN, NIELSEN, 2007) zu finden.

Beispielsweise quantifiziert ŠPAČKOVÁ (2012) die Risiken bei der Erstellung von Tunnelbauwerken auf Grundlage von dynamischen Bayes'schen Netzen; STRAUB (2009b) verwendet diese zur Ermittlung des Schädigungszustands von Pipeline-Konstruktionen und koppelt sie schließlich in

(STRAUB, DER KIUREGHIAN (2010b), 2010a) mit den im Ingenieurwesen angewandten Methoden der Zuverlässigkeitsmethoden (Structural Reliability Methods, SRM). Die Anwendung von Bayes'schen Netzen zur Bewertung von Systemen wird beispielsweise in BENSI et al. (2013) gezeigt.

### 6.2.2 Bedingte Wahrscheinlichkeit und Kettenregel

Die Wahrscheinlichkeitsverteilung der Zufallsgröße  $X$  unter der Bedingung, dass  $Y$  den Wert  $y$  angenommen hat, berechnet sich zu

$$p(x|y) = \frac{\Pr(X = x \cap Y = y)}{\Pr(Y = y)} = \frac{p(x, y)}{p(y)} \quad (6.3)$$

Durch Umformen ermittelt man die gemeinsame Wahrscheinlichkeitsfunktion zu

$$p(x, y) = p(x|y) p(y) = p(y|x) p(x) \quad (6.4)$$

welche als Kettenregel bezeichnet wird. Für  $n$  Zufallsgrößen erweitert sich und schreibt sich diese als

$$p(x_1, \dots, x_n) = p(x_1 | x_2, \dots, x_n) p(x_2 | x_3, \dots, x_n) \dots \times p(x_{n-1} | x_n) p(x_n) \quad (6.5)$$

Der Rechenaufwand zur Auswertung von Gleichung (6.5) wächst exponentiell sowohl mit der Anzahl  $n$  der im Modell involvierten Zufallsvariablen als auch mit der Anzahl  $m$  derer einzelner Zustände,  $X_i = \{x_{i1}, x_{i2}, \dots, x_{im}\}$ .

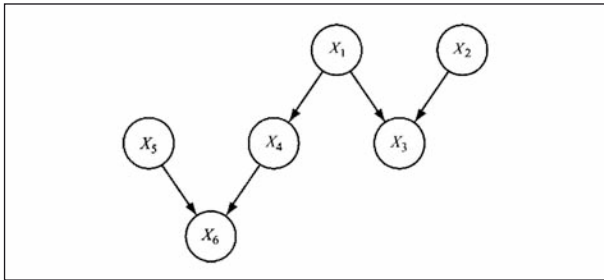
Sind zwei Zufallsgrößen  $X$  und  $Y$  voneinander statistisch unabhängig, gilt für die in Gleichung (6.3) eingeführte bedingte Wahrscheinlichkeit, dass  $p(x|y) = p(x)$  bzw.  $p(y|x) = p(y)$  ist, was bedeutet, dass die Wahrscheinlichkeitsfunktion von  $x$  bzw.  $y$  unabhängig davon ist, ob zuvor jeweils  $y$  bzw.  $x$  eingetreten ist.

### 6.2.3 Definition von Bayes'schen Netzen

#### Gerichtete, azyklische Graphen

Bayes'sche Netze sind gerichtete, azyklische Graphen<sup>2</sup> (Directed Acyclic Graphs, DAG), bei denen

<sup>2</sup> Unter einem gerichteten Graphen versteht man eine Menge von Knoten  $X_i$ , welche durch gerichtete Kanten (Pfeile) miteinander verbunden sind. Unter einem azyklischen Graphen versteht man einen Graphen, bei dem es keine direkten Pfad mit z.B.  $X_1 \rightarrow X_k \rightarrow \dots \rightarrow X_i$  mit  $X_i = X_1$  gibt.



**Bild 6.2:** Ein Bayes'sches Netz mit den je durch einen Knoten definierten Zufallsgrößen  $X_1, \dots, X_6$ ; die bedingten Wahrscheinlichkeiten  $\Pr(X_j|X_k)$  zwischen den Zufallsgrößen  $X_j$  und  $X_k$  werden jeweils durch die gerichteten Kanten, dargestellt durch Pfeile, repräsentiert (aus STRAUB, 2013)

die Zufallsgrößen  $X_j$  durch Knoten und ihre bedingten Wahrscheinlichkeiten  $\Pr(X_j|X_k)$  durch gerichtete Kanten repräsentiert werden. Damit ist es möglich, die statistischen Abhängigkeiten der Variablen untereinander darzustellen und daraus die gemeinsame Wahrscheinlichkeitsfunktion  $p(x_1, \dots, x_n) = \Pr(X_1 = x_1, \dots, X_n = x_n)$  nicht nur zu bestimmen, sondern insbesondere zu vereinfachen und den Rechenaufwand ihrer Ermittlung zu reduzieren. Beispielhaft zeigt Bild 6.2 ein Bayes'sches Netz.

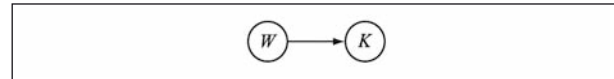
Im Zusammenhang mit Bayes'schen Netzen werden Startknoten eines Pfeils Eltern (Parents), Endknoten eines Pfeils Kinder (Children) genannt. In Bild 6.2 sind z. B.  $X_4$  und  $X_5$  die Eltern von  $X_6$ ,  $X_6$  ist wiederum das Kind von  $X_4$  und  $X_5$ . Die Knoten  $X_3$  und  $X_6$  haben keine Kinder,  $X_1$ ,  $X_2$  und  $X_5$  haben keine Eltern.

Die Verbindung zwischen  $X_4$ ,  $X_5$  und  $X_6$  wird als konvergierend bezeichnet, diejenige zwischen  $X_1$ ,  $X_3$  und  $X_4$  bezeichnet man als divergierend. Die Verbindung zwischen  $X_1$ ,  $X_4$  und  $X_6$  bezeichnet man als seriell.

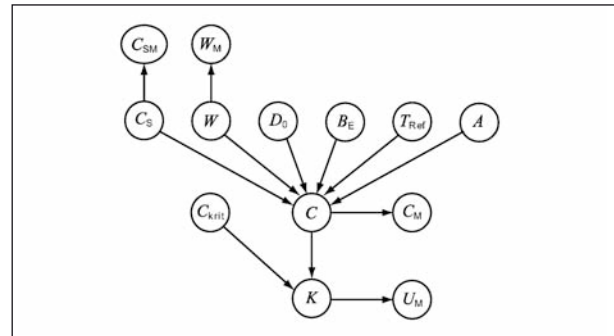
### Kausale Netze

Man spricht von einem kausalen Netz, wenn die Knotenverbindungen bzw. Kanten kausale Zusammenhänge zwischen zwei Knoten bzw. Zufallsgrößen repräsentieren. Beispielsweise geht die Betondeckung  $W$  als Modellparameter in das Schädigungsmodell der chloridinduzierten Bewehrungskorrosion ein; eine niedrigere Betondeckung führt i. d. R. zu einem früheren Zeitpunkt der Korrosionsinitiierung bzw. der Knoten  $W$  bedingt  $K$ . Daher deutet die Verbindung zwischen den Knoten  $W$  und  $K$  in Richtung des Knotens  $K$  (Bild 6.3).

Unter dieser Betrachtung ist es möglich, das in Kapitel 5.1.1 vorgestellte Modell der Korrosionsini-



**Bild 6.3:** Kausales Netz zur Repräsentation des Zusammenhangs zwischen Betonüberdeckung und Korrosionsinitiierung



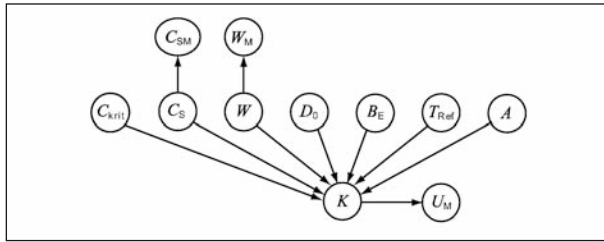
**Bild 6.4:** Das Bayes'sche Netz für den Schädigungsprozess der chloridinduzierten Bewehrungskorrosion für einen Querschnitt des Brückenträgers

tiierung mithilfe eines kausalen Netzes darzustellen; dieses ist in Bild 6.4 zu sehen.

In der Grafik stellen  $C_S$ ,  $W$ ,  $D_0$ ,  $B_E$ ,  $T_{Ref}$  und  $A$  die Eingangsgrößen des Schädigungsmodells dar. Sie werden in Kapitel 5.1.1 beschrieben. Es lässt sich aus diesen Modellparametern schließlich die Konzentration  $C(W, X)$  auf Niveau der Bewehrung ermitteln; diese ist im kausalen Netz als  $C$  abgekürzt. Gemeinsam mit der Zufallsgröße der kritischen Konzentration,  $C_{krit}$ , kann dann der Zusammenhang mit dem Korrosionsereignis hergestellt werden, welches im vorliegenden kausalen Netz mit  $K$  bezeichnet ist.

Die mit dem Buchstaben „M“ indizierten Knoten repräsentieren die gemessenen Größen der zuvor erwähnten Modellparameter bzw. des Modelloutputs. Beispielsweise kann im Rahmen von Überwachungsmaßnahmen oder Inspektionen die örtliche Oberflächenkonzentration ( $C_{SM}$ ) oder die Betonüberdeckung ( $W_M$ ) gemessen werden; weitere Alternativen stellen die Messung der Chloridkonzentration ( $C_M$ ) in verschiedenen Tiefen oder die Potentialdifferenz  $U_M$  als direkter Indikator für die Korrosionsinitiierung dar. Es können aber auch die in diesem Projekt betrachteten visuellen Prüfergebnisse mit eingebaut werden. Wenn das obige Bild durch einen Knoten erweitert wird, welcher die sichtbare Korrosion als Kind der Korrosion  $K$  darstellt, dann kann etwa die Wahrscheinlichkeit von Korrosion bedingt auf das Ereignis „keine sichtbare Korrosion“ berechnet werden.

Anzumerken gilt, dass es verschiedene Möglichkeiten gibt, ein und denselben Schädigungsmechanis-



**Bild 6.5:** Alternative Repräsentation ohne den Knoten C des kausalen Netzes aus Bild 6.4

mus als kausales Netz darzustellen. Beispielsweise könnte der Knoten  $C$  entfernt werden und das Korrosionsereignis  $K$  direkt als kausale Folge der Modellparameter dargestellt werden (Bild 6.5).

Wie im vorigen Abschnitt beschrieben, ist die Verbindung zwischen  $C_S$ ,  $C_{SM}$  und  $C$  divergierend, diejenige zwischen  $W$ ,  $A$  und  $C$  konvergierend, und die zwischen etwa  $D_0$ ,  $C$  und  $K$  seriell.

**D-Separation und Markov-Blanket**

Unter D-Separation versteht man die Separation einzelner Variablen – im Sinne der bedingten Wahrscheinlichkeiten – voneinander, was letztlich zu einer Dimensionsreduktion der bedingten Wahrscheinlichkeiten bzw. deren Glieder  $p(x_i | x_k, \dots, x_l)$  in Gleichung (6.5) führt.

Zwei Zufallsvariablen  $X_i$  und  $X_k$  werden als d-separiert bezeichnet, wenn es für alle Verbindungen zwischen  $X_i$  und  $X_k$  eine weitere Variable  $X_v$  gibt, deren Zustand  $x_v$  im Falle einer seriellen oder divergierenden Verbindung bekannt ist, oder deren Zustand und jener ihrer Kinder im Fall einer konvergierenden Verbindung vollständig unbekannt ist.

In diesem Zusammenhang existiert die Definition der Markov-Blanket. Die Markov-Blanket einer Variablen  $X_i$  besteht aus allen Eltern von  $X_i$ , aus allen Kindern von  $X_i$  und allen weiteren Eltern der Kinder von  $X_i$ . Ein Variable ist bedingt unabhängig von allen anderen Variablen im BN, wenn der Zustand aller Variablen der Markov-Blanket der Variable bekannt ist.

**Conditional Probability Tables**

Diskrete Bayes'sche Netze bestehen aus Knoten, welche diskrete<sup>3</sup> Zufallsgrößen  $X_i$  repräsentieren. Diskrete Zufallsgrößen können nur abzählbare, diskrete Werte annehmen. Als zugehöriges Beispiel sei etwa das Schädigungsniveau genannt, welches in verschiedene Stufen (etwa 1-4) aufgliedert

		$p(x y,z)$			$Z = z_1$
		$Y = y_1$	$Y = y_2$	$Y = y_3$	
$X = x_1$	$Y = y_1$	0,56	0,74	0,5	$Z = z_2$
	$Y = y_2$	0,26	0,5	0,47	
$X = x_2$	$Y = y_1$	0,3	0,8	0,05	$Z = z_3$
	$Y = y_2$	0,7	0,2	0,95	

**Bild 6.6:** Conditional Probability Table (CPT) für eine bedingte Wahrscheinlichkeit mit 3 Zufallsgrößen

werden kann. Diese diskreten Zufallsgrößen  $X_i$  werden in Form eines gerichteten, azyklischen Graphen kombiniert und mit Wahrscheinlichkeitsfunktionen  $p(x_i | y_1, \dots, y_n)$  belegt, welche jeweils auf ihre Elternvariablen  $Y_k$  bedingt sind.

Die Wahrscheinlichkeiten  $p(x_i | y_1, \dots, y_n)$  werden in sogenannten Conditional Probability Tables (CPT) dargestellt. Seien  $X$  und  $Y$  Zufallsvariablen mit den möglichen Realisierungen  $X = \{x_1, x_2\}$  und  $Y = \{y_1, y_2, y_3\}$ , dann lässt sich die bedingte Wahrscheinlichkeit  $p(x|y) = \Pr(X = x_i | Y = y_k)$  beispielhaft folgendermaßen als CPT schreiben:

$p(x y)$	$Y = y_1$	$Y = y_2$	$Y = y_3$
$X = x_1$	0,3	0,6	0,3
$X = x_2$	0,7	0,4	0,7

Dabei ist zu beachten, dass die Summe über alle  $x_i$ , hier also die vertikalen Summen, je den Wert 1 ergeben müssen. Sind mehr als zwei Variablen etwa  $n$ , involviert, vergrößert sich die Dimension der CPT auf  $\mathbb{R}^n$ . Dadurch lässt sich die CPT für Aufgabenstellungen mit Dimensionen größer als drei schwer grafisch darstellen (Bild 6.6).

**Gemeinsame Wahrscheinlichkeitsfunktion**

Bayes'sche Netze basieren auf den Eigenschaften der zuvor eingeführten d-Separation kausaler Netze. Dadurch ist es möglich, die bedingte Wahr-

<sup>3</sup> Grundsätzlich ist die Modellierung kontinuierlicher Zufallsgrößen mithilfe Bayes'scher Netze in analoger Vorgehensweise möglich. Aufgrund der Beschaffenheit der diesem Bericht zugrundeliegenden Aufgabenstellungen ist die Modellierung mit diskreten Bayes'schen Netzen jedoch ausreichend, zumal sämtliche Schädigungszustände in diskrete Klassen eingeteilt sind (Definition des Schadensausmaßes in Klassen/Niveaus).

scheinlichkeit zweier voneinander d-separierter Variablen weiter zu reduzieren und die Dimension der bedingten Wahrscheinlichkeiten zu verringern; dies äußert sich in der Dimension des CPT (Bild 6.6): Ist der Zustand zweier Zufallsvariablen  $X_i$  und  $X_k$  für eine gegebene, bekannte Menge  $\mathbf{e}$  d-separiert, ist ihre Wahrscheinlichkeitsfunktion bedingt auf den jeweiligen Zustand der anderen Zufallsvariable unabhängig voneinander, sodass

$$p(x_i|x_k, \mathbf{e}) = p(x_i|\mathbf{e}) \quad (6.6)$$

wodurch sich der Rechenaufwand für die Kettenregel aus Gleichung (6.5) reduzieren lässt. Dadurch kann die gemeinsame Wahrscheinlichkeitsfunktion aller in einem Bayes'schen Netz enthaltenen Zufallsvariablen  $p(\mathbf{x}) = p(x_1, \dots, x_n)$  auf der Grundlage der im Bayes'schen Netz implementierten Unabhängigkeitsannahmen vereinfachend wie folgt bestimmt werden

$$\begin{aligned} p(\mathbf{x}) &= p(x_1|x_2, \dots, x_n) p(x_2|x_3, \dots, x_n) \times p(x_n|x_n) p(x_n) \\ &= \prod_i p(x_i|\text{pa}(x_i)) \end{aligned} \quad (6.7)$$

Hierbei ist  $p(x_i|\text{pa}(x_i))$  die Wahrscheinlichkeitsfunktion der Variable  $X_i$  bedingt auf die Realisierungen ihre Eltern  $\text{pa}(X_i)$ .

Mit dieser Formulierung lässt sich die gemeinsame Wahrscheinlichkeitsfunktion der Variablen im Bayes'schen Netz aus Bild 6.2 schreiben als

$$\begin{aligned} p(\mathbf{x}) &= p(x_6|x_5, x_4) p(x_4|x_1) p(x_3|x_1) \\ &\quad \times p(x_5) p(x_2) p(x_1) \end{aligned} \quad (6.8)$$

Auf analoge Weise lässt sich damit auch die gemeinsame Wahrscheinlichkeitsfunktion für das Netz der chloridinduzierten Bewehrungskorrosion in Bild 6.4 ermitteln.

### Inferenz in Bayes'schen Netzen

Ist die gemeinsame Wahrscheinlichkeitsfunktion gemäß Gleichung (6.7) bekannt, ist es möglich, die bedingte Wahrscheinlichkeitsfunktion einzelner Variablen  $X_i$  bedingt auf bereits bekannte oder beobachteten Variablen etwa  $Y = y_i$  bzw.  $Z = z_m$ , zu berechnen und damit das Modell oder dessen Parameter im Sinne eines Bayes'schen Updates zu aktualisieren. Beispielsweise könnte die Wahrscheinlichkeitsfunktion  $p(x_1|x_6)$  in Bild 6.2 von Interesse sein. Diese ergibt sich zu

$$p(x_1|x_6) = \frac{p(x_1, x_6)}{p(x_6)} = \frac{\sum_{x_2} \sum_{x_3} \sum_{x_4} \sum_{x_5} p(\mathbf{x})}{\sum_{x_1} \sum_{x_2} \sum_{x_3} \sum_{x_4} \sum_{x_5} p(\mathbf{x})} \quad (6.9)$$

wobei  $\sum_{x_k}(\dots)$  jeweils die Summation über alle möglichen Zustände der Variable  $X_k$  bedeutet und  $p(\mathbf{x})$  die gemeinsame Wahrscheinlichkeitsfunktion gemäß Gleichung (6.8) darstellt. Zur Lösung von Gleichung (6.9) existieren verschiedene Algorithmen, um die Berechnung effizienter durchführen zu können. Hierzu gehören beispielsweise sogenannte exakte Inferenzalgorithmen wie der Variableneliminations-Algorithmus oder der Junction-Tree-Algorithmus (JENSEN, NIELSEN, 2007; STRAUB, 2013). Die Summationen können dabei als Knotenelimination interpretiert werden.

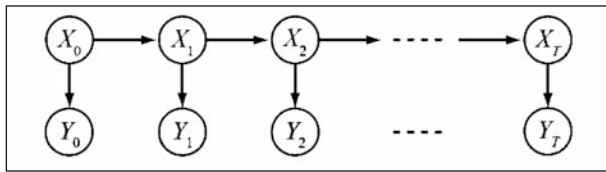
Die Vorgehensweise aus Gleichung (6.9) stellt einen Ansatz im Sinne eines intelligenten Bauwerks dar, dessen Zustand durch Bauwerksinformationen aus Messungen, Inspektionen, Bauwerksprüfung oder Überwachungsmaßnahmen aktualisiert wird (Bild 1.1).

Dabei ist zu beachten, dass einige Variablen im Bayes'sche Netz kontinuierliche Verteilungen besitzen können. Eine Möglichkeit, das genannte Vorgehen direkt anwenden zu können, ist die Einteilung der entsprechenden Variablen in verschiedene, diskrete Klassen (Diskretisierung kontinuierlicher Variablen). Beispielsweise ist die Schädigung des Chlorideintrags in der RI-EBW-PRÜF (2007) definiert durch die Eintragtiefe, welche in diskrete Niveaus unterteilt ist ( $z_1 = W/3$ ,  $z_2 = 2W/3$ ,  $z_3 = W$ ). Andernfalls müssten die bedingten, diskreten Wahrscheinlichkeitsfunktionen  $p(x_i|\text{pa}(x_i))$  durch kontinuierliche Wahrscheinlichkeitsdichten  $f(x_i|\text{pa}(x_i))$  und die entsprechenden Summen aus Gleichung (6.9) durch Integrale ersetzt werden. Exakte Lösungen zu Gleichung (6.9) für ausschließlich kontinuierliche Variablen existieren nur für Spezialfälle, wie etwa für normalverteilte Variablen, bei welchen die Lösungsalgorithmen die Eigenschaften der Multinormalverteilung ausnutzen (STRAUB, 2013).

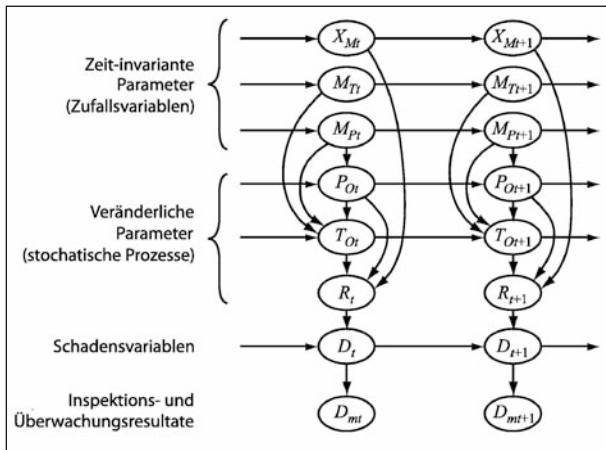
### Dynamische Bayes'sche Netze

Um stochastische Prozesse bzw. den zeitlichen Verlauf von Schädigungsmechanismen mithilfe Bayes'scher Netze zu modellieren, kommen dynamische Bayes'sche Netze (DBN) zum Einsatz (STRAUB, 2009a, b). Diese stellen eine Verallgemeinerung der bereits erwähnten Markov-Ketten dar. Dort wird die Zeitachse in mehrere diskrete Abschnitte eingeteilt, welche jeweils einen Zeitschritt darstellen (Bild 6.7).





**Bild 6.7:** Ein Dynamisches Bayes'sches Netz (DBN) mit den Variablen  $X$  und  $Y$ , eingeteilt in die diskreten Zeitschritte  $t_0, t_1, \dots, t_T$



**Bild 6.8:** Beispiel für ein Dynamisches Bayes'sches Netz (DBN) mit Variablen der Modellparameter, Schadensvariablen, und Inspektions- bzw. Überwachungsresultaten (STRAUB, 2009a)

Ein DBN besteht aus einer Sequenz von Schnitten (engl. Slice). Jeder Schnitt stellt einen diskreten Zeitpunkt  $t$  dar, wobei der Zeitraum zwischen zwei aufeinander folgende Schnitte konstant ist. Jeder Schnitt besteht aus einer Menge von Knoten und gerichtete Kanten, wodurch die Intra-Slice-Topology des DBN definiert wird. Im Allgemeinen unterscheidet sich nur die Topologie des ersten Schnittes von der Topologie der verbleibenden Schnitte. Zwei aufeinander folgende Schnitte sind durch gerichtete Kanten verbunden. Die Knoten und Kanten, über die zwei aufeinander folgende Schnitte verknüpft sind, definieren die Inter-Slice-Topology des DBN. In Bild 6.8 ist ein DBN zur Modellierung von  $\text{CO}_2$ -Korrosion in Rohrleitungen dargestellt (STRAUB, 2009a). Hier kann man deutlich die Intra- und Inter-Slice-Topology erkennen.

Wie bei den klassischen Bayes'schen Netzen stellt das DBN die Abhängigkeiten der Variablen untereinander grafisch dar. Hierauf aufbauend kann die gemeinsame Wahrscheinlichkeitsfunktion der Variablen bzw. deren auf Messungen bzw. Beobachtungen bedingten Wahrscheinlichkeitsfunktionen auf effizientem Weg ermittelt werden.

Grundsätzlich werden DBN auf die gleiche Art und Weise berechnet wie klassische BN, jedoch verhilft

die sich wiederholende Struktur von DBN zu einer effizienten Ermittlung der gemeinsamen Wahrscheinlichkeitsfunktion bzw. der auf Beobachtungen im Rahmen von Inspektionen etc. bedingten Wahrscheinlichkeitsfunktion (STRAUB, 2009b). Leistungsfähige Algorithmen zur Ermittlung der bedingten Wahrscheinlichkeitsfunktionen sind etwa in STRAUB (2009b) und ŠPAČKOVÁ (2012) zu finden.

## Modellierung und Aktualisierung mit Markov-Ketten

Einen Sonderfall der DBN stellt die Markov-Kette dar, welche ein mathematisch einfach handhabbares Modell für die Modellierung stochastischer Prozesse darstellt (ISAACSON, MADSEN, 1985). Aus diesem Grund finden Markov-Ketten häufig Anwendung zur Prognose zukünftiger Bauteilzustände, wenn keine leistungsfähigen Schädigungsmodelle zur Verfügung stehen. Markov-Ketten zur Modellierung des Fortschrittes von Bauteilschädigungen werden auf der Grundlage großmaßstäblich gesammelte Daten und Expertenwissen definiert. Bei der Modellierung von Schädigungsprozessen mit Markov-Ketten müssen große Modellunsicherheiten berücksichtigt werden. Auf der Grundlage von Markov-Ketten kann Schädigungswahrscheinlichkeit mittels Beobachtungen aktualisieren werden. Bild 6.7 zeigt ein DBN, welches gleichzeitig eine Markov-Kette darstellt.

Die Grundannahme bei Markov-Ketten ist, dass der jeweilige Zustand eines Bauteils nur von dessen Zustand im vorherigen Zeitschritt abhängig ist; sämtliche frühere Erkenntnisse beeinflussen die Bewertung nicht. Sei  $X_t$  der Zustand zum Zeitpunkt  $t$ . Die Markov'sche Annahme besagt, dass

$$\Pr(X_t = x_t | \{X_{t-1} = x_{t-1}\}, \dots, \{X_1 = x_1\}) = \Pr(X_t = x_t | X_{t-1} = x_{t-1}) \quad (6.10)$$

Die Gültigkeit dieser Annahmen ist grundsätzlich zu prüfen.

In der RI-EBW-PRÜF (2007) werden Schäden an Brücken mithilfe diskreter Schädigungsniveaus<sup>4</sup>

<sup>4</sup> Zur Berechnung mittels Bayes'scher Netze und Markov-Ketten ist die Definition von sich gegenseitig ausschließender Ereignisse notwendig, in diesem Fall Schädigungsniveaus  $S_{Ni}$ . In der RI-EBW-PRÜF (2007) sind Schädigungsniveaus nicht eindeutig als sich ausschließende Ereignisse definiert, z.B. Chloridkorrosion: Tiefe der Korrosionsfront bis  $1/3 W$  ergibt  $D = 1$ , Tiefe der Korrosionsfront bis  $2/3 W$  ergibt  $D = 2$  (siehe Schadensbeispielkatalog zu RI-EBW-PRÜF, 2007). Daher ist wichtig, die Schädigungsniveaus für die Modellierung als sich gegenseitig ausschließende und je den gesamten Ereignisraum ausschöpfende Ereignisse zu definieren.

$SN_i$  definiert. Angewandt auf eine Schädigungsmo-  
dellierung mittels vierer unterschiedlicher Scha-  
densniveaus lässt sich die Wahrscheinlichkeit eines  
Schädigungsniveaus  $SN_i$  im Zeitschritt  $t$  mithilfe des  
Satzes der Totalen Wahrscheinlichkeit formulieren  
als

$$\begin{aligned} \Pr(SN_i t) &= \sum_{k=1}^4 \Pr(SN_i t | SN_k t_{-1}) \Pr(SN_k t_{-1}) \\ &= \sum_{k=1}^4 \pi_{ik,(t-1)} p_{k,(t-1)} \end{aligned} \quad (6.11)$$

Definiert man einen Vektor  $\mathbf{p}_t$ , welcher die Wahr-  
scheinlichkeiten der verschiedenen Schädigungs-  
niveaus  $SN_i$  im Zeitschritt  $t$  enthält, zu

$$\mathbf{p}_t = \begin{bmatrix} \Pr(SN_1 t) \\ \Pr(SN_2 t) \\ \Pr(SN_3 t) \\ \Pr(SN_4 t) \end{bmatrix} \quad (6.12)$$

kann Gleichung (6.11) in Matrixschreibweise als

$$\mathbf{p}_t = \boldsymbol{\pi}_{t-1} \mathbf{p}_{t-1} \quad (6.13)$$

überführt werden. Dabei enthält die quadratische  
Matrix  $\boldsymbol{\pi}_{t-1}$  die jeweiligen Wahrscheinlichkeiten  
 $\Pr(SN_i t | SN_k t_{-1})$ , welche ausschließlich auf den Zu-  
stand  $SN_k t_{-1}$  im vorhergehenden Zeitschritt bedingt  
ist. Diese Matrix wird als Übergangsmatrix bezeich-  
net. Sie wird auf der Grundlage von großmaßstäb-  
lich gesammelte Daten und Expertenwissen defi-  
niert.

Da es nicht möglich ist, im nachfolgenden Zeit-  
schritt ein niedrigeres Schädigungsniveau als im  
Zeitschritt zuvor zu erreichen, ist  $\Pr(SN_i t | SN_k t_{-1}) = 0$   
für alle  $k > i$ . Eine weitere, sinnvolle Annahme wäre,  
dass ein Bauteil im Zustand  $SN_i$  während eines  
Zeitschritts höchstens ins nächsthöhere Schädi-  
gungsniveau  $SN_{(i+1)}$  fallen kann. Man findet

$$\boldsymbol{\pi}_{t-1} = \begin{bmatrix} \pi_{11} & 0 & 0 & 0 \\ \pi_{21} & \pi_{22} & 0 & 0 \\ 0 & \pi_{32} & \pi_{33} & 0 \\ 0 & 0 & \pi_{43} & \pi_{44} \end{bmatrix}_{t-1} \quad (6.14)$$

Die Wahrscheinlichkeiten  $\pi_{11}$ ,  $\pi_{21}$ ,  $\pi_{22}$ ,  $\pi_{32}$ ,  $\pi_{33}$ ,  
 $\pi_{43}$  und  $\pi_{44}$  lassen sich z. B. durch statistische  
Auswertung gesammelter Daten ermitteln.

Unterschieden werden stationäre und instationäre  
Markov-Ketten. Der Unterschied ist, dass die Über-  
gangsmatrizen  $\boldsymbol{\pi}_t$  bei stationären Markov-Ketten in  
jedem Zeitschritt dieselbe ist und damit

$$\boldsymbol{\pi}_t = \boldsymbol{\pi} = \text{konst.} \quad \forall t \quad (6.15)$$

was für instationäre Markov-Ketten nicht der Fall  
ist. Daher ist die Datenauswertung im Fall der sta-  
tionären Markov-Ketten mit deutlich geringerem  
Aufwand verbunden. Mit einer stationären Markov-  
Kette kann damit der Zustand im  $t$ -ten Zeitschritt  
durch

$$\mathbf{p}_t = \boldsymbol{\pi} \cdot \mathbf{p}_{t-1} = \boldsymbol{\pi} \cdot (\boldsymbol{\pi} \cdot \mathbf{p}_{t-2}) = \boldsymbol{\pi}^n \cdot \mathbf{p}_0 \quad (6.16)$$

bestimmt werden, wobei  $\mathbf{p}_0$  die Wahrscheinlichkei-  
ten der Schädigungsniveaus im Zeitschritt  $t = 0$  ent-  
hält. Die Vereinfachung aus der zweiten Zeile von  
Gleichung (6.16) ist bei instationären Markov-Ket-  
ten nicht möglich und die erste Zeile der Gleichung  
muss vollständig berechnet werden.

Wird die Schädigungswahrscheinlichkeit in jedem  
Zeitschritt  $t$  mithilfe einer Markov-Kette gemäß Glei-  
chung (6.16) berechnet, können Beobachtungen  
 $Z(t)$  direkt in das Modell integriert werden. Bild 6.7  
zeigt eine Markov-Kette der Variablen  $X(t)$  mit ihrer  
zugehörigen Beobachtung  $Z(t)$ .

Sei  $\mathbf{p}_{\text{Obs},k}$  die Wahrscheinlichkeit der Schädigungs-  
niveaus  $SN_i$  im  $k$ -ten Zeitschritt bedingt auf die Be-  
obachtung  $Z_k$  und sei gegeben als

$$\mathbf{p}_{\text{Obs},k} = \begin{bmatrix} \Pr(SN_1 k | Z_k) \\ \Pr(SN_2 k | Z_k) \\ \Pr(SN_3 k | Z_k) \\ \Pr(SN_4 k | Z_k) \end{bmatrix} \quad (6.17)$$

Mithilfe der Matrix  $\boldsymbol{\pi}$  der Übergangswahrscheinlich-  
keiten kann dann der Zustand im Zeitschritt  $t$  be-  
dingt auf die Beobachtung im Zeitschritt  $k$  berechnet  
werden zu

$$\mathbf{p}_t = \boldsymbol{\pi}^{t-k} \cdot \mathbf{p}_{\text{Obs},k} \quad (6.18)$$

Dabei spielt die Qualität der Messmethode eine  
entscheidende Rolle (THÖNS, 2012; FISCHER et  
al., 2014). Ist diese perfekt, sei die Schädigung in  
die Niveaus  $SN_1$  bis  $SN_4$  eingeteilt, und wird bei-  
spielsweise etwa Schädigungsniveau  $Z_k = SN_3$   
detektiert, ergibt sich der Vektor der Beobachtung  
zu  $\mathbf{p}_{\text{Obs},k} = [0 \ 0 \ 1 \ 0]^T$ . Im Fall einer nicht-perfekten  
Inspektionsmethode könnte sich z. B. der auf die  
Beobachtung bedingte Vektor zu  $\mathbf{p}_{\text{Obs},k} = [0,01 \ 0,1$   
 $0,8 \ 0,09]^T$  ergeben.

### 6.3 Modellierung von Schädigungsprozessen mittels dynamischer Bayes'scher Netze

Nachfolgend wird anhand der chloridinduzierten und der durch Karbonatisierung induzierten Bewehrungskorrosion die Modellierung von Schädigungsprozessen mittels DBN erläutert.

#### 6.3.1 Modellierung der chloridinduzierten Bewehrungskorrosion

Die stochastische Modellierung von chloridinduzierter Bewehrungskorrosion wurde intensiv erforscht. Der Stand der Technik ist in (FIB BULLULETIN 59, 2011) zusammengefasst. Der Verlauf der chloridinduzierten Korrosion setzt sich grundsätzlich aus einer Initiierungs- und einer Propagationsphase zusammen. Die Phasen der Bewehrungskorrosion sind schematisch in Bild 6.9 dargestellt.

Der Zeitpunkt bis zur Initiierung der Bewehrungskorrosion durch Chloridangriff  $T_I$  kann auf Grundlage eines Diffusionsgesetzes bestimmt werden (siehe Kapitel 5.1.1):

$$T_I = X_I \cdot \frac{W^2}{4D} \left( \operatorname{erf}^{-1} \left( 1 - \frac{C_{cr}}{C_S} \right) \right)^{-2} \quad (6.19)$$

Hierbei ist  $X_I$  die Modellunsicherheit,  $W$  ist die Betonüberdeckung,  $D$  ist der Diffusionskoeffizient,  $C_{cr}$  ist die kritische Chloridkonzentration und  $C_S$  ist die Chloridkonzentration auf der Betonoberfläche. Diese Modellparameter können z. B. als lognormalverteilte Zufallsvariablen modelliert werden (STRAUB et al., 2009; QIN, FABER, 2012).

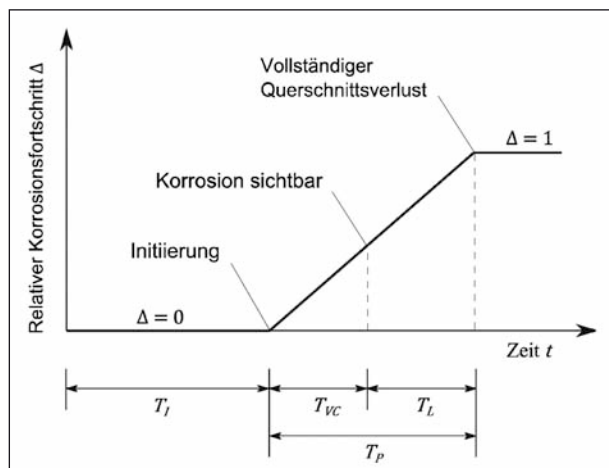


Bild 6.9: Phasen der chloridinduzierten Bewehrungskorrosion (STRAUB et al., 2009)

Die Grenzzustandsgleichung, die das Ereignis der Korrosionsinitiierung zum Zeitpunkt  $t$  beschreibt, kann wie folgt geschrieben werden:

$$g_{CI}(t) = T_I - t \quad (6.20)$$

Die Propagationsphase kann vereinfachend durch ein lineares Modell abgebildet werden (siehe Kapitel 5.1.3), wobei der Korrosionsfortschritt zum Zeitpunkt  $t$  durch den relativen Korrosionsfortschritt  $\Delta_t = \Delta(t)$  wie folgt beschrieben wird:

$$\Delta_t = \Delta(t) = \begin{cases} 0, & t \leq T_I \\ \frac{1}{T_P} (t - T_I), & T_I < t \leq T_P + T_I \\ 1, & t > T_P + T_I \end{cases} \quad (6.21)$$

Hierbei ist  $T_P$  der Zeitraum von der Korrosionsinitiierung bis zum vollständigen Verlust des Bewehrungsquerschnitts.

Die verbleibende Fläche der Bewehrung  $A_t = A(t)$  zum Zeitpunkt  $t$  ergibt sich somit zu:

$$A_t = A(t) = (1 - \Delta_t) A_0 \quad (6.22)$$

$A_0$  ist die Fläche des ungeschädigten Bewehrungsstahls. Die Dauer der Propagationsphase  $T_P$  ergibt sich aus der Summe des Zeitraumes  $T_{VC}$  von der Korrosionsinitiierung bis zum Auftreten von sichtbarer Korrosion und des Zeitraumes  $T_L$  vom Auftreten sichtbarer Korrosion bis zum vollständigen Verlust des Bewehrungsquerschnitts (siehe Bild 6.9).

$$T_P = T_{VC} + T_L \quad (6.23)$$

Die Zeiträume  $T_{VC}$  und  $T_L$  können vereinfachend als korrelierte, lognormalverteilte Zufallsvariablen modelliert werden.

Die Grenzzustandsgleichung für das Ereignis der sichtbaren Korrosion ist:

$$g_{VC}(t) = T_I + T_{VC} - t \quad (6.24)$$

Basierend auf Gleichungen (6.19) bis (6.24) kann ein DBN-Modell der chloridinduzierten Bewehrungskorrosion konstruiert werden, welches in Bild 6.10 dargestellt ist. Das DBN-Modell besteht aus  $t = 0, 1, 2, \dots, T$ -Zeitschnitten. Jeder Zeitschnitt repräsentiert den Fortschritt der chloridinduzierten Bewehrungskorrosion am Ende des Jahres  $t$ . Die Knoten  $W, D, C_S, C_{cr}, X_I, T_L, T_{L,t}, T_{VC,t}, T_{P,t}$  und  $\Delta_t (t = 1, \dots, T)$  sind kontinuierliche Zufallsvariablen, die gemäß dem in (STRAUB, 2009b) beschriebenem Schema diskretisiert werden. Der Knoten  $CI_t (t = 0, \dots, T)$  beschreibt das Ereignis der Korro-

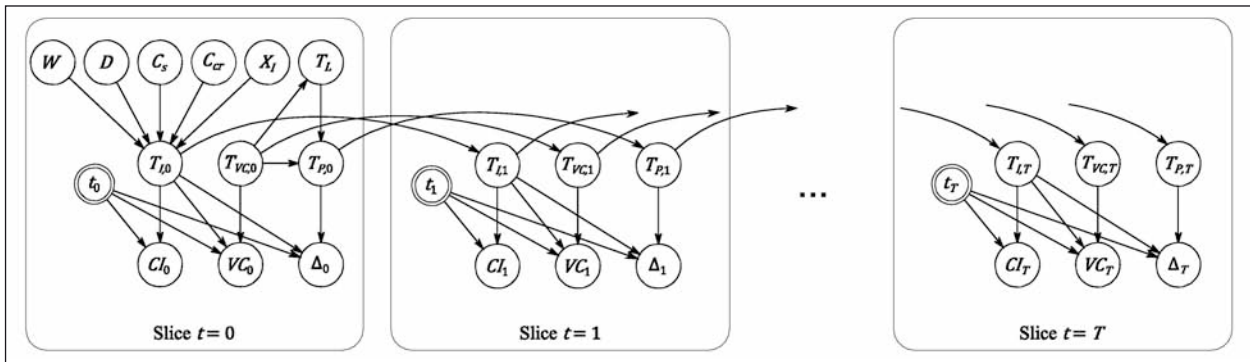


Bild 6.10: DBN-Modell der chloridinduzierten Bewehrungskorrosion

sionsinitiierung im Jahr  $t$ . Er ist ein binärer Knoten mit den Zuständen Initiierung und keine Initiierung (von Bewehrungskorrosion). Der Knoten  $VC_t$  ( $t = 0, \dots, T$ ) repräsentiert das Ereignis der sichtbaren Korrosion. Dieser Knoten ist ebenfalls ein binärer Knoten mit den Zuständen sichtbare Korrosion und keine sichtbare Korrosion. Der Knoten  $t$  ist ein deterministischer Knoten, dessen Wert der Nummer des jeweiligen Zeitschnittes und somit dem jeweiligen Jahr entspricht.

Die CPTs der Wurzelknoten des ersten Zeitschnittes  $t = 0$  des DBN werden auf Grundlage der A-priori-Verteilungen der jeweiligen Zufallsvariablen bestimmt. Der CPT  $p(T_{I,0}|W, D, C_S, C_{cr}, X_I)$  kann basierend auf Gleichung (6.19) durch eine Monte-Carlo-Simulation berechnet werden (STRAUB, 2009b). Der CPT  $p(T_L|T_{VC,0})$  wird auf Grundlage der bivariaten Lognormalverteilung berechnet.  $p(T_{P,0}|T_{VC,0}, T_L)$  kann basierend auf Gleichung (6.23) konstruiert werden. Die CPTs  $p(T_{I,t}|T_{I,t-1})$ ,  $p(T_{VC,t}|T_{VC,t-1})$  und  $p(T_{P,t}|T_{P,t-1})$  ( $t = 1, \dots, T$ ) sind Einheitsmatrizen, da  $T_{I,t}$ ,  $T_{VC,t}$  und  $T_{P,t}$  zeitinvariant sind. Der CPT  $p(Cl_t|t, T_{I,t})$  ( $t = 1, \dots, T$ ) wird auf Grundlage der Grenzzustandsgleichung (6.20) bestimmt, wobei gilt, dass  $\{Cl_t = \text{Initiierung}\}$  wenn  $g_{CI}(t) \leq 0$  und  $\{Cl_t = \text{keine Initiierung}\}$  wenn  $g_{CI}(t) > 0$ . Dem entsprechend wird der CPT  $p(VC_t|t, T_{VC,t})$  basierend auf der Grenzzustandsgleichung (6.24) konstruiert, dabei gilt, dass  $\{VC_t = \text{sichtbare Korrosion}\}$  wenn  $g_{VC}(t) \leq 0$  und  $\{VC_t = \text{keine sichtbare Korrosion}\}$  wenn  $g_{VC}(t) > 0$ . Der CPT  $p(\Delta_t|t, T_{I,t}, T_{P,t})$  ( $t = 1, \dots, T$ ) wird mithilfe von Gleichung (6.21) konstruiert.

### 6.3.2 Modellierung der durch Karbonatisierung induzierten Bewehrungskorrosion

Der Zeitpunkt bis zur Initiierung der Bewehrungskorrosion  $T_{I,K}$  durch Karbonatisierung kann auf

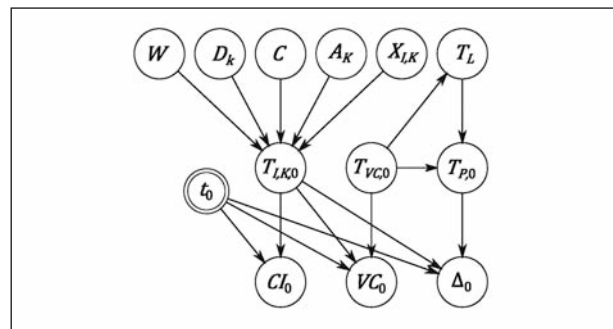


Bild 6.11: Intra-Slice-Topology des DBN-Modells zur Modellierung von chloridinduzierter Korrosion

Grundlage des Modells, das in Kapitel 5.1.2 vorgestellt wird, bestimmt werden:

$$T_{I,K} = X_{I,K} \cdot \frac{W^2 A_K}{2D_K C} \quad (6.25)$$

Hierbei ist  $X_{I,K}$  die Modellunsicherheit,  $D_K$  ist die Diffusionskonstante,  $C$  ist der  $CO_2$ -Gehalt der Luft und  $A_K$  ist die karbonatisierte Substanz. Diese Modellparameter werden als Zufallsvariablen modelliert.

Analog zum Modell zur Beschreibung der chloridinduzierten Korrosion (siehe Kapitel 6.3.1) kann ein DBN zur Beschreibung der Bewehrungskorrosion durch Karbonatisierung entwickelt werden. Die Intra-Slice-Topology des ersten Zeitschnittes  $t = 0$  des DBN zur Beschreibung der Bewehrungskorrosion durch Karbonatisierung ist in Bild 6.11 dargestellt.

Die Intra-Slice-Topology aller weiteren Zeitschnitte  $t > 0$  und die Inter-Slice-Topology des DBN zur Modellierung der Bewehrungskorrosion durch Karbonatisierung sind analog zu den entsprechenden Topologien des DBN-Modells der chloridinduzierten Bewehrungskorrosion (siehe Bild 6.10).



## 6.4 Modellierung von Inspektionen und Überwachungsmaßnahmen

### 6.4.1 Einleitung

Um eine Bewertung von Bauwerken oder deren Zuverlässigkeit zu ermöglichen, werden Bauwerksprüfungen durchgeführt. Derzeit werden Brücken alle drei Jahre einer Prüfung unterzogen, eine Hauptprüfung findet jedes sechste Jahr statt (DIN 1076, 1999). Neben der in der Regel visuell durchgeführten Inspektionen im Zuge einer Bauwerksprüfung besteht die Möglichkeit, Bauwerke bzw. deren Zustand durch die Installation von Überwachungssystemen oder durch gezielt angewendete Inspektionsmethoden detaillierter zu untersuchen. Der Einfluss von gewonnener Bauwerksinformation durch den Einsatz von Überwachungssystemen und Inspektionen wurde in (FISCHER et al., 2014) beschrieben und erläutert. Mithilfe von installierten Überwachungssystemen ist es möglich, eventuell notwendige Maßnahmen direkt bei entsprechender Notwendigkeit einzuleiten oder das Vorgehen bei der Unterhaltsplanung entsprechend anzupassen. Wie in (FISCHER et al., 2014) beschrieben, können die aus den Überwachungssystemen gewonnenen Informationen direkt zur quantitativen Aktualisierung des Zustandsmodelles und der Berechnung einer aktualisierten Systemzuverlässigkeit verwendet werden. Sobald diese unter einen Schwellenwert fällt, können zusätzliche Maßnahmen eingeleitet werden. Dazu zählen detaillierte Inspektionen, Nachrechnungen und Sanierungsmaßnahmen. Da der Fokus im vorliegenden Projekt auf den regulären Bauwerksprüfungen liegt, besteht die Notwendigkeit, den Effekt visueller Inspektionen zu quantifizieren.

### 6.4.2 Qualität von Inspektions- und Überwachungsverfahren

#### Einführung

Für die Bauwerksbewertung mithilfe von Beobachtungen und Messungen ist die Güte der Aussagequalität von entscheidender Bedeutung. Die Qualität einer Aussage lässt sich durch die sogenannte Likelihood-Funktion beschreiben, welche die Wahrscheinlichkeit repräsentiert, bei gegebenem Zustand eine bestimmte Beobachtung zu erhalten:

$$\text{Likelihood} = \Pr(\text{Beobachtung}|\text{Zustand}) \quad (6.26)$$

oder

$$\text{Likelihood} = \Pr(\text{Beobachtung}|\text{Modellparameter}) \quad (6.27)$$

Die Likelihood-Funktion ist ein allgemeines Konzept aus der mathematischen Statistik und wird etwa im Rahmen der Maximum-Likelihood-Schätzung verwendet. Dabei werden diejenigen Modellparameter gesucht, welche die Wahrscheinlichkeit der tatsächlich gemachten Beobachtung maximieren (FISHER, 1922).

Ein einfaches (rein illustratives) Beispiel einer Likelihood-Funktion: Nehmen wir an, wir haben für ein Brückenelement eine Wahrscheinlichkeit von 95 %, dass bei gebrochenen Spannstählen klar sichtbare Risse auftreten (etwa im Zusammenhang mit Spannungsrissskorrosion). Nehmen wir des Weiteren an, dass solche Risse auch aus anderen Gründen mit einer Wahrscheinlichkeit von 10 % auftreten können. Dann ist die Likelihood dieser Messung durch Tabelle 6.1 beschrieben.

Es wird ersichtlich, dass die Qualität dieser visuellen Inspektion durch die Likelihood-Funktion beschrieben ist: Wäre die Beobachtungsmethode perfekt, wäre die Wahrscheinlichkeit  $\Pr(\text{Risse}|\text{Brüche}) = 1$  und die Wahrscheinlichkeit  $\Pr(\text{Risse}|\text{keine Brüche}) = 0$ . Je geringer die erste Zahl (welche auch als Probability of Detection bekannt ist), desto schlechter. Je höher die zweite Zahl (Probability of False Alarm), desto schlechter. Die aktualisierte Wahrscheinlichkeit eines Zustandes lässt sich mittels Satz von Bayes zu

$$\Pr(\text{Zustand}|\text{Messresultat}) \propto \Pr(\text{Messresultat}|\text{Zustand}) \Pr(\text{Zustand}) \quad (6.28)$$

berechnen. Die detaillierte Berechnung der aktualisierten Schädigungs- bzw. Versagenswahrscheinlichkeiten ist in (FISCHER et al., 2014) beschrieben und anhand ausgewählter Beispiele erläutert. Basierend auf den für die Beispielbrücke relevanten Schädigungen (siehe Kapitel 5) wird im nachfolgenden Text erläutert, wie die später in dem Software-Prototyp angewandten Inspektions- und Messmethoden quantifiziert werden können. Es wird gezeigt, wie die Beobachtungsergebnisse in

		Zustand	
		Brüche	Keine Brüche
Beobachtung	Risse	0,95	0,10
	Keine Risse	0,05	0,90

Tab. 6.1: Illustrative Likelihood  $\Pr(\text{Beobachtung}|\text{Zustand})$

die in diesem Projekt angewandte Modellierung des Systemschädigungszustandes mittels DBN integriert werden kann. Dieses DBN-Modell erlaubt die konsistente Aggregation der aus Inspektion und -überwachung gewonnenen Daten.

In den nachfolgenden Kapiteln wird die Integration von Beobachtungen aus Inspektion und Überwachung anhand des Chlorideintrags und der Bewehrungskorrosion illustriert.

### Messfehler

Gleichung (6.26) beschreibt die Qualität der Beobachtungs- bzw. Messmethode; diese Qualität wird neben der generellen Eignung einer Beobachtungs- oder Messmethode für die entsprechende Schädigung auch durch den Messfehler geprägt, welcher jeder Messmethode innewohnt. Diese Fehler sind entweder durch die Messmethode an sich verursacht etwa durch ungenaue Funktionsweise der Sensoren und Verstärker, oder durch den Anwender bzw. die äußeren Umstände unter denen der Anwender diese Methoden einsetzt (schlechter Zugang, Lichtverhältnisse etc.). Letztere Fehler werden oft als menschliche Fehler bezeichnet.

Mithilfe von Versuchen aussagekräftigen Umfangs ist es möglich, die durch menschliche Faktoren verursachten Messfehler zu beschreiben und zu charakterisieren. Dabei wird ein Bauteil mit vorhandener Schädigung im Rahmen einer Studie mit dem Auftrag an Fachpersonal übergeben, die Schädigung zu orten und gegebenenfalls zu quantifizieren. Anhand der Zahl der Detektion des tatsächlich vorhandenen Schädigung kann etwa mithilfe einer einfachen statistischer Analyse oder der Maximum-Likelihood-Methode (MLE) auf den menschlich verursachten Messfehler  $\epsilon_{M,H}$  geschlossen werden.

Für die Quantifizierung des durch Fehler im Messsystem verursachten Messfehlers  $\epsilon_{M,G}$ , existieren zwei Möglichkeiten: Einerseits kann der physikalische Messprozess innerhalb des Messsystems durch eine Prozessgleichung beschrieben und gemeinsam mit einem probabilistischen Modell für die Prozessparameter auf den Messfehler Rückschluss gewonnen werden. Andererseits kann auch der Messfehler bei bekannten Randbedingungen durch Versuche aufgezeichnet und mittels statistischer Analyse oder MLE ermittelt werden (THÖNS, 2012).

THÖNS (2012) zeigt weiterhin, wie beide Methoden zur Messfehleranalyse kombiniert und damit eine optimierte Ausnutzung aller Beobachtungen für die

zur Messfehleranalyse verwendet werden können. Dabei wird die Prozessgleichung als A-priori-Verteilung verwendet und mithilfe des Satzes von Bayes mit den Beobachtungen des Messprozesses zur A-posteriori-Verteilung kombiniert.

Schließlich lässt sich der gesamte Messfehler aus menschlichen und auf das Messsystem bedingten Fehlern addieren und schreiben als

$$\epsilon_M = \epsilon_{M,H} + \epsilon_{M,G} \quad (6.29)$$

Die zuvor beschriebenen Methoden ermöglichen die Bestimmung der Messfehler  $\epsilon_{M,H}$  und  $\epsilon_{M,G}$ , wodurch sich schließlich die Verteilungsdichte  $f_{\epsilon_M}(\epsilon_M)$  des Messfehlers  $\epsilon_M$  ergibt.

### Visuelle Beobachtungen

Die Bauwerksprüfung führt in der Regel zu visuellen Beobachtungen etwa die Beobachtung von Rissen oder Rostflecken (oder deren Abwesenheit). Um durch visuelle Beobachtungen eine quantifizierbare Bauwerksbewertung zu erstellen, ist es erforderlich, die in den Gleichungen (6.26) und (6.27) eingeführte Qualität der Mess- bzw. Beobachtungsmethode zu kennen (etwa die in Tabelle 6.1 exemplarisch dargestellten Wahrscheinlichkeiten). Hierbei ist nicht zuletzt entscheidend, ob und wie sich eine Schädigung durch sichtbare Merkmale zu erkennen gibt und wie diese sichtbaren Merkmale mit der tatsächlich vorhandenen Schädigung zusammenhängen. Im Fall der Bewehrungskorrosion ist es nicht möglich, die Eintragtiefe der Chloridionen durch eine visuelle Beobachtung zu überprüfen und damit den Zeitpunkt der Korrosionsinitiation abzuschätzen. Unterliegt das zu untersuchende Bauwerkelement hingegen schon dem Bewehrungsabtrag und hat sich bereits ein gewisses Schädigungsniveau eingestellt (vgl. Bild 5.2), ist dieses durch visuelle Beobachtungen zu erkennen.

Wie aus dem obigen Beispiel und auch aus dem Beispiel in Tabelle 6.1 ersichtlich wird, ist die Likelihood-Funktion einer visuellen Beobachtung von dem zu bestimmenden Parameter oder Zustand abhängig. Um die Likelihood zu bestimmen, ist das Verständnis des zugrundeliegenden Prozesses notwendig und es müssen experimentelle Beobachtungen und/oder probabilistische Modelle der Schädigungsprozesse zugezogen werden.

### Messungen

Um den Zustand eines Bauwerkes anhand von Messdaten zu bewerten, können verschiedene

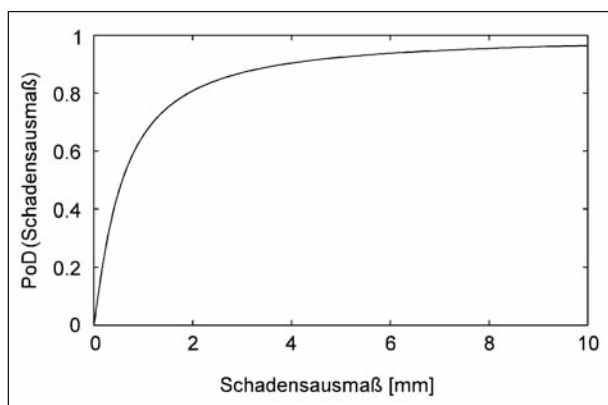
Größen hinzugezogen werden. Liegt beispielsweise ein physikalisches Modell für eine Schädigung vor und ist dessen Output  $D$  als Funktion  $D(\mathbf{X})$  aller Modellparameter  $\mathbf{X}$  darstellbar, kann zum einen ein oder mehrere Modellparameter  $X_i \in \mathbf{X}$  gemessen werden, welche den Modelloutput (etwa der Grad der Korrosion oder die Spannungsschwingbreite) direkt beeinflussen. Zum anderen kann auch der Modelloutput  $D(\mathbf{x})$  selbst oder eine mit dem Modelloutput gekoppelte Größe (etwa Potenzialdifferenz zwischen Betonoberfläche und Bewehrung) gemessen werden. Beispiele befinden sich in (FISCHER et al., 2014).

Sei  $d(\mathbf{X})$  die Schädigung in Abhängigkeit der Parameter  $\mathbf{X}$  und  $d_M$  die zugehörige gemessene Größe, ein additiver Messfehler kann in diesem Fall als  $\epsilon_M = d_M - d(\mathbf{x})$  beschrieben werden. Bei bekannter Verteilungsdichte  $f_{\epsilon_M}(\epsilon_M)$  des Messfehlers ergibt sich die Likelihood-Funktion gemäß Gleichung (6.26) zu

$$\Pr(\text{Messresultat}|\text{Zustand}) \propto f_{\epsilon_M}(d_M - d(\mathbf{x})) \quad (6.30)$$

### Schadensdetektion

Eine Kenngröße zur Bewertung der Qualität von Verfahren zur Ortung von Schädigungszuständen stellt die Probability of Detection (PoD) dar. Diese beschreibt die Wahrscheinlichkeit  $\Pr(\text{Messresultat}|\text{Zustand})$ , eine tatsächlich vorhandene Schädigung  $d(\mathbf{x})$  auch als solche zu detektieren. Dies entspricht der Likelihood in Gleichung (6.26), siehe auch das Beispiel in Tabelle 6.1. In der Regel wird die Ortungswahrscheinlichkeit größer, je größer der Schaden ist, wie in Bild 6.12 dargestellt. Dort ist erkennbar, dass die Wahrscheinlichkeit einen Schaden zu erkennen mit zunehmendem Schadensaus-



**Bild 6.12:** Die Wahrscheinlichkeit, einen vorhandenen Schaden zu entdecken, wächst in der Regel mit dem Ausmaß des Schadens an (STRAUB, 2004)

maß wächst, den Wert Eins, also den Zustand einer sicheren Schadenserkenkung, aber nicht unbedingt annimmt. Dies rührt daher, dass auch erhebliche Schädigungen aufgrund grober Fehler manchmal nicht entdeckt werden.

Die Wahrscheinlichkeit eines falschen Alarms (Probability of False Alarm, PoFA) beschreibt die Wahrscheinlichkeit, einen nicht vorhandenen Schaden fälschlicherweise als Schaden zu detektieren, wie die auch im Beispiel in Tabelle 6.1 dargestellt wird. Eine nähere Beschreibung findet sich in (FISCHER et al., 2014).

### 6.4.3 Inspektionen

Brückenbauwerke werden im Zuge von Bauwerkprüfungen inspiziert. In der Regel werden die Bauwerke visuell inspiziert. Es können aber auch je nach Bedarf andere Inspektionsmethoden zum Einsatz kommen.

DIN 1076 (1999) regelt die Prüfung von Ingenieurbauten und die Zeitpunkte von Hauptprüfungen und einfachen Prüfungen. Eine Hauptprüfung ist vor Abnahme des Bauwerks unmittelbar nach dessen Herstellung, vor Ablauf der Gewährleistungsfrist, und später alle sechs Jahre durchzuführen. Dort müssen alle Bauwerksteile „handnah“ geprüft werden (d. h. das Bauwerk werden in der Regel visuell inspiziert), wobei dem auch schwer zugängliche Bauteile und unter Abdeckungen versteckte Bauteile unterliegen; weiterhin sind auch Steigleitern, Treppen, Laufstege und Podeste zu prüfen. Um weitere, größere Schädigungen zu vermeiden, sind im Rahmen der Prüfung auch und besonders diejenigen Schädigungen zu vermerken, die in näherer Zeit einem Schädigungsfortschritt unterliegen könnten. Drei Jahre nach der Hauptprüfung ist eine einfache Prüfung durchzuführen, welche ohne Verwendung von Besichtigungsgerätschaft erfolgen darf und damit eine Sichtprüfung bzw. visuelle Inspektion geringeren Umfangs darstellt. Eine einfache Prüfung erfordert die Untersuchung der in der Hauptuntersuchung vermerkten Schädigungen; sie kann bei Vorhandensein größerer Mängel auf den Umfang einer Hauptprüfung ausgeweitet werden. Der jeweilige genaue Umfang der Prüfungen und die zu untersuchenden Bauteile sind DIN 1076 (1999) zu entnehmen; die Bewertung der Brückenbauten erfolgt anschließend nach den Kategorien „Standicherheit“, „Verkehrssicherheit“ und „Dauerhaftigkeit“ gemäß RI-EBW-PRÜF (2007) und den in HAARDT (1999) angegebenen Bewertungsschemata.

In Kapitel 6.4.2 wurde erläutert, dass die Genauigkeit von Inspektionsmethoden durch die Likelihood beschrieben wird. Im Rahmen dieses Projektes wird die Modellierung der Likelihood von Inspektionen bezüglich möglicher Bewehrungskorrosion vorgestellt, aufgrund der Häufigkeit<sup>5</sup> dieser Schädigung.

**Potenzialfeldmessung**

Die Messung der Potenzialdifferenz ist eine mögliche Inspektionsmethode zur Bestimmung von Korrosionsinitiierung. Das Ergebnis der Potenzialfeldmessung wird im Folgenden mit  $Z_{CI}$  bezeichnet.  $Z_{CI}$  kann zwei Zustände haben: Indikation oder keine Indikation (von Korrosionsinitiierung). Die Methode der Potenzialfeldmessung ist nicht genau. Ihre Genauigkeit wird durch die Likelihood  $p(Z_{CI}|CI)$  quantifiziert werden. Hierbei ist  $CI$  das Ereignis der Korrosionsinitiierung (siehe Kapitel 6.3). Die Likelihood der Potenzialfeldmessung  $p(Z_{CI}|CI)$  ist durch eine  $PoD_{CI}$  und eine  $PoFA_{CI}$  vollständig definiert (siehe Tabelle 6.2).

In (FISCHER et al., 2014) wurde beschrieben, wie die  $PoD_{CI}$  und  $PoFA_{CI}$  für die Potenzialfeldmessung anhand von Experimenten und durch Festlegung eines Grenzpotenzials bestimmt werden kann.

Das Ergebnis einer Potenzialfeldmessung zur Bestimmung von Korrosionsinitiierung kann in das DBN zur Modellierung der chloridinduzierten Bewehrungskorrosion, welches in Kapitel 6.3.1 beschrieben wird, durch die Einführung eines extra Knotens  $Z_{CI,t}$ , welcher direkt vom Knoten  $CI_t$  abhängt, berücksichtigt werden (siehe Bild 6.13).

<sup>5</sup> Insgesamt wird mit 71 % der größte Teil aller Schäden an Deutschen Betonbrücken durch Karbonatisierung und durch chloridinduzierte Bewehrungskorrosion verursacht (SCHIEßL, MAYER, 2007).

Der CPT des Knoten  $Z_{CI,t}$  ist durch die Likelihood in Tabelle 6.2 vollständig definiert.

**Visuelle Inspektion**

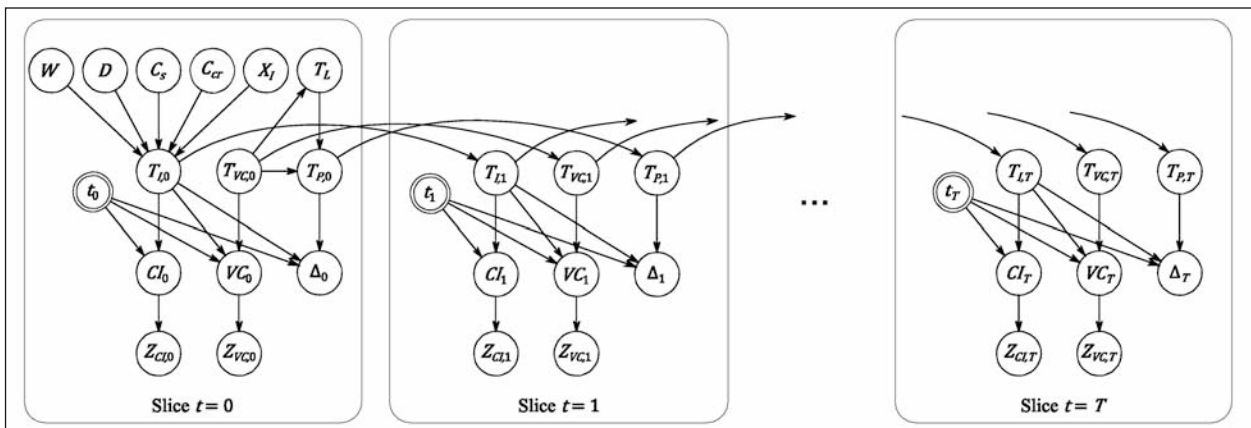
Mit Bezug auf Bewehrungskorrosion kann durch eine visuelle Inspektion nur ein Zustand erkannt werden, bei dem der Korrosionsfortschritt bereits ein gewisses Schädigungsniveau erreicht hat, welches auf der Betonoberfläche sichtbare Merkmale hinterlässt (vgl. Bild 5.2). Im Folgenden wird das Ergebnis einer visuellen Inspektion bezüglich Bewehrungskorrosion mit  $Z_{VC}$  bezeichnet.  $Z_{VC}$  kann zwei Zustände haben: Detektion oder keine Detektion (von sichtbarer Korrosion auf der Betonoberfläche). Eine visuelle Bauwerksprüfung zur Detektion von sichtbarer Korrosion auf der Betonoberfläche kann als eine perfekte Prüfmethode betrachtet werden, d. h. die  $PoD_{VC} = 1$  und die  $PoFA_{VC} = 0$ . Die vollständige Likelihood der visuellen Inspektion  $p(Z_{VC}|VC)$  ist in Tabelle 6.3 gegeben.

$p(Z_{CI} CI)$		
	$CI = \text{Initiierung}$	$CI = \text{k. Initiierung}$
$Z_{CI} = \text{Indikation}$	$PoD_{CI}$	$PoFA_{CI}$
$Z_{CI} = \text{k. Initiierung}$	$1 - PoD_{CI}$	$1 - PoFA_{CI}$

**Tab. 6.2:** Likelihood  $p(Z_{CI}|CI)$  zur Modellierung der Genauigkeit der Potenzialfeldmessung

$p(Z_{VC} VC)$		
	$VC = \text{sicht. Korrosion}$	$VC = \text{k. sicht. Korros.}$
$Z_{VC} = \text{Detektion}$	1	0
$Z_{VC} = \text{k. Detektion}$	0	1

**Tab. 6.3:** Likelihood  $p(Z_{VC}|VC)$  zur Modellierung der Genauigkeit der visuellen Inspektion zur Detektion von sichtbarer Korrosion auf der Betonoberfläche



**Bild 6.13:** DBN-Model der chloridinduzierten Bewehrungskorrosion inklusive Potenzialfeldmessung und visuelle Inspektion



Hierbei bezeichnet  $VC$  das Ereignis der sichtbaren Korrosion (siehe Kapitel 6.3).

Analog zur Potenzialfeldmessung kann das Ergebnis einer visuellen Inspektion zur Detektion von sichtbarer Korrosion auf der Betonoberfläche durch die Einführung eines extra Knotens  $Z_{VC,t}$  im DBN berücksichtigt werden. Der Knoten  $Z_{VC,t}$  hängt in diesem Falle direkt vom Knoten  $VC_t$  ab (siehe Bild 6.13). Der CPT des Knoten  $Z_{VC,t}$  ( $t=0, \dots, T$ ) ist durch die Likelihood in Tabelle 6.3 vollständig definiert.

**6.4.4 Bauwerksüberwachung**

Zur Bauwerksüberwachung können verschiedene Methoden herangezogen werden. Im Folgenden wird eine Methode zur Überwachung der Korrosionsinitiiierung durch Korrosionssensoren und Methoden zur Überwachung von Verkehrslasten beschrieben.

**Korrosionssensorik**

Korrosionssensoren können am Bauwerk installiert werden, welche ein Alarmsignal auslösen, sobald die Chloridkonzentration auf einem bestimmten Niveau oberhalb der Bewehrung einen kritischen Wert erreicht hat. Die genaue Funktionsweise der Korrosionssensoren wird in (FISCHER et al., 2014) beschrieben.

Analog zur Bestimmung des Zeitpunktes der Initiierung der Bewehrungskorrosion durch Chloridangriff  $T_I$  (siehe Kapitel 6.3.1) kann für einen Korrosionssensor der Zeitpunkt der Initiierung der Sensor Drahtkorrosion  $T_{IS}$  prognostiziert werden:

$$T_{IS} = X_I \cdot \frac{W_S^2}{4D} \left( \operatorname{erf}^{-1} \left( 1 - \frac{C_{cr}}{C_S} \right) \right)^{-2} \tag{6.31}$$

In diesem Falle ist  $W_S$  die Lage des Sensordrahtes unterhalb der Betonoberfläche. Die Grenzzustandsgleichung, die das Ereignis der Initiierung der Sensordrahtkorrosion  $CI_S$  zum Zeitpunkt  $t$  beschreibt, ist wie folgt:

$$g_{CI_S}(t) = T_{IS} - t \tag{6.32}$$

Das Ereignis  $CI_S$  hat zwei Zustände: Initiierung und keine Initiierung (von Sensordrahtkorrosion). Dabei gilt, dass  $\{CI_S(t) = \text{Initiierung}\}$  wenn  $g_{CI_S}(t) \leq 0$  und  $\{CI_S(t) = \text{keine Initiierung}\}$  wenn  $g_{CI_S}(t) > 0$ .

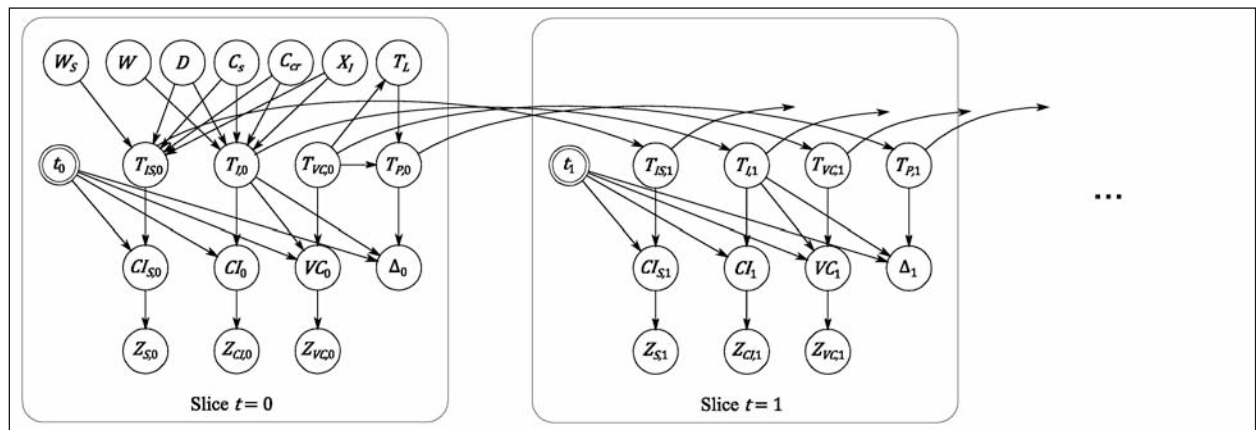
Das Ereignis der Initiierung der Sensordrahtkorrosion wird durch einen Alarm signalisiert, welche durch ein Ereignis  $Z_S$  beschrieben werden.  $Z_S$  hat zwei Zustände: Alarm und kein Alarm.

Die Genauigkeit kann durch die Likelihood  $p(Z_S|CI_S)$  quantifiziert werden. Diese Likelihood ist durch eine  $PoD_S$  und eine  $PoFA_S$  vollständig definiert (siehe Tabelle 6.4). Die  $PoD_S$  und  $PoFA_S$  für die Definition der Likelihood von Korrosionssensoren können durch Experimente bestimmt werden.

Aufbauend auf Gleichungen (6.31) und (6.32) und der Likelihood  $p(Z_S|CI_S)$ , die in Tabelle 6.4 gegeben ist, kann der Korrosionssensor ins DBN zur Modellierung von chloridinduzierter Bewehrungskorrosion integriert werden. Das erweiterte DBN ist in Bild 6.14 dargestellt.

$p(Z_S CI_S)$		
	$CI_S = \text{Initiierung}$	$CI_S = \text{k. Initiierung}$
$Z_S = \text{Alarm}$	$PoD_S$	$PoFA_S$
$Z_S = \text{k. Alarm}$	$1 - PoD_S$	$1 - PoFA_S$

**Tab. 6.4:** Likelihood  $p(Z_S|CI_S)$  zur Modellierung der Genauigkeit von Korrosionssensoren



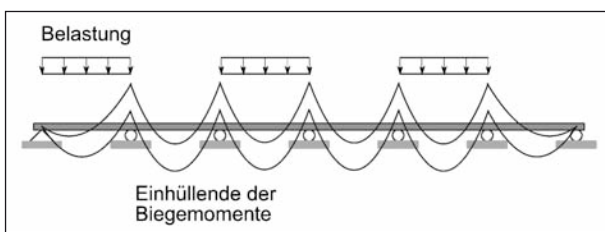
**Bild 6.14:** DBN-Model der chloridinduzierten Bewehrungskorrosion inklusive Potenzialfeldmessung, visuelle Bauwerksprüfung und Korrosionssensorik

Der CPT  $p(T_{IS,0}|W_S, D, C_s, C_{cr}, X_I)$  kann basierend auf Gleichung (6.31) durch eine Monte-Carlo-Simulation berechnet werden. Der CPTs  $p(T_{IS,t}|T_{IS,t-1})$  ( $t = 1, \dots, T$ ) ist eine Einheitsmatrix, da  $T_{IS,t}$  zeitinvariant ist. Der CPT  $p(CI_{S,t}|t, T_{IS,t})$  ( $t = 1, \dots, T$ ) wird auf Grundlage der Grenzzustandsgleichung (6.32) bestimmt. Der CPT des Knoten  $Z_{S,t}$  ( $t = 0, \dots, T$ ) ist durch die Likelihood in Tabelle 6.4 vollständig definiert.

Das Signal eines Korrosionssensors ist kontinuierlich (entweder kein Alarm oder Alarm). Das DBN zur Modellierung von chloridinduzierter Bewehrungskorrosion diskretisiert jedoch den Schädigungsprozess in jährlichen Intervallen. Wird ein Korrosionsalarm zwischen zwei Jahren  $t$  und  $t + 1$  ausgelöst, wird dieses Ereignis  $Z_S = \text{Alarm}$  dem Jahr  $t + 1$  und allen darauf folgenden Jahren zugeordnet. Allen Jahren, in denen kein Alarm ausgelöst wird, wird das Ereignis  $Z_S = \text{kein Alarm}$  zugeordnet.

**Verformungsmessung**

Eine Möglichkeit, indirekt auf die Verkehrsbelastung zu schließen, ist die Messung von Verformungen an einzelnen, maßgeblichen Elementen der Brücke. Dazu ist es notwendig, die Verformung  $w$  und die Dehnungen  $v$  am Brückenquerschnitt aus der äußeren Belastung  $Q$  der Brücke abzuleiten. Durch die Verwendung eines statischen Modells  $h(\mathbf{X}, Q)$ , bei dem  $\mathbf{X}$  den Vektor der Material- und Querschnittsparameter darstellt, ist es möglich, den Zusammenhang zwischen äußerer Belastung  $Q$  (Größe und Position der Last), den Schnittgrößen  $m(Q) \propto Q$  (z. B. Biegungs- und Drillungsmoment), der Verformung  $w(Q) \propto Q$  und den Dehnungen  $v(Q)$  abzuleiten. Auf die jeweils ungünstigsten Schnittgrößen/Verformungen und damit auf die Zuverlässigkeit des Systems lässt sich vereinfacht schließen, indem mithilfe des statischen Modells und durch die jeweils ungünstigste Positionierung der Belastung die Einhüllende der Biegemomente ermittelt wird (Bild 6.15).



**Bild 6.15:** Die Einhüllende der Biegemomente über die Länge der Brücke ergibt sich durch jeweils ungünstigste Positionierung der Belastung auf den einzelnen Brückenfeldern (ZELLERER, 1967)

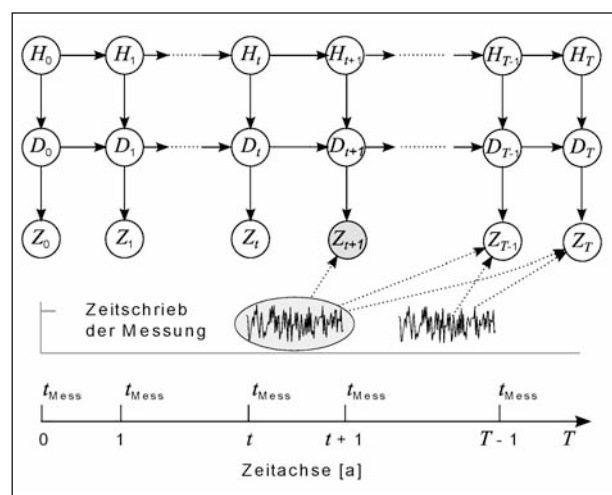
Das später eingesetzte statische Modell muss nicht nur ermöglichen, aus äußerer Belastung auf Schnittgrößen und Verformungen zu schließen, sondern es muss im Weiteren an das Systemmodell (siehe Bild 8.7) adaptiert werden. Dazu ist erforderlich, die relevanten Querschnitte und Elemente für die Software-Implementierung gezielt auswählen zu können.

Durch die Messung von Dehnungen  $v(t)$  zum Zeitpunkt  $t$  mittels Dehnungsmessstreifen und unter Ansatz des Messfehlers  $\epsilon_v$  mit dessen Verteilungsdichte  $f_{\epsilon_v}(\epsilon_v)$  lässt sich die zeitabhängige Likelihood in jedem Zeitschritt  $t$  analog zu Gleichung (6.30) bestimmen als

$$\Pr(\text{Messresultat}|\text{Zustand})_t \propto f_{\epsilon_v}(v_M(t) - v(\mathbf{x}, Q, t)) \quad (6.33)$$

In dieser Gleichung stellt  $v_M(t)$  die gemessene Dehnung zum Zeitpunkt  $t$  und  $v(\mathbf{X}, Q, t)$  die tatsächliche Dehnung an der Stelle der Dehnungsmessstreifen dar. Mithilfe dieser Formulierung ist es möglich, die gemessenen Dehnungen in einen Beobachtungsknoten  $Z$  zu aggregieren und die Information aus der Messung zur Aktualisierung des Systemmodells auszunutzen.

Im Fall einer kontinuierlich aufgezeichneten Messreihe, wie es z. B. bei der Verformungsmessung vorliegt, liegen zwischen zwei Schnitten eines DBN viele einzelne Messdaten vor. Dies ist in Bild 6.16 schematisch dargestellt.



**Bild 6.16:** Zeitlicher Verlauf mit jährlicher Diskretisierung der als Dynamisches Bayes'sches Netz (DBN) modellierten Schädigung  $D$  mit den Parametern  $H$  und der Beobachtungsvariable  $Z$ , welche das Resultat einer zeitkontinuierlichen Verformungsmessung darstellt. Die Zeitschriebe der Verformungsmessung fließen in alle auf den Zeitschnitt der Messung folgende  $Z$ -Knoten ein

Für die Integration der Messdaten in das DBN lässt sich die Likelihood einer einzelnen Messung gemäß Gleichung (6.33) bestimmen. Um alle Messungen zwischen zwei Zeitschnitten in das DBN zu integrieren, wird in der Regel die Annahme getroffen, dass alle Messfehler untereinander statistisch unabhängig sind und sich die gemeinsame Likelihood aller Messungen damit zum Produkt der Verteilungsdichten aller einzelnen Messfehler berechnen lässt. Für die gemeinsame Likelihood aller einzelnen Messungen ergibt sich gemäß Fallstudie B in (FISCHER et al., 2014)

$$\Pr(\text{Messresultate}|\text{Zustand}) = \prod_{\substack{\text{alle} \\ i \in [t, t+1]}} f_{\epsilon_v}(v_M(i) - v(\mathbf{x}, Q, i)) \quad (6.34)$$

Durch die Definition der Likelihood-Funktionen können jeweils die für die BN-Berechnung benötigten Wahrscheinlichkeiten der einzelnen Beobachtungen bezogen auf den tatsächlichen Zustand der einzelnen Elemente des Brückensystems bestimmt werden. Als  $\Pr(\text{Messresultate}|\text{Zustand}) = \Pr(Z|D)$  werden diese dann in Form von Conditional Probability Tables (CPTs) in das BN integriert. Damit ist es möglich, durch die Anwendung des Satzes von Bayes die auf die Beobachtungen bedingten Schädigungs- und Versagenswahrscheinlichkeiten zu schließen.

## 6.5 Modellierung des System-schädigungszustandes mittels dynamischer Bayes'scher Netze

Im folgenden Kapitel wird erläutert, wie durch einen hierarchischen Ansatz die Abhängigkeiten zwischen den Schädigungsfortschritten einzelner Bauteile des Kastenträgers in einem globalen DBN-Modell zur Modellierung des Systemschädigungszustandes des Kastenträgers berücksichtigt werden können. Dieser Ansatz wird anhand der chloridinduzierten Bewehrungskorrosion in Kapitel 6.5.2 näher erläutert.

### 6.5.1 Hierarchischer Modellierungsansatz

Zwischen den Schädigungsfortschritten der einzelnen Bauteile des Kastenträgers bestehen im Allgemeinen stochastische Abhängigkeiten, da die Schädigungsfortschritte von gemeinsamen Einflussgrößen abhängen. Beispielsweise beruhen die mechanischen Bauwerksreaktionen auf derselben

Realisation des einwirkenden Lastprozesses. Weiterhin ist der Kastenträger räumlich variierenden Umwelteinflüssen ausgesetzt. Weitere Abhängigkeiten entstehen durch die Verwendung gleicher Fertigungsprozesse und Materialien für die Herstellung des Bauwerks.

Um die Abhängigkeiten zwischen den Schädigungsfortschritten der einzelnen Bauteile des Kastenträgers näherungsweise abzubilden, kann ein hierarchischer Modellierungsansatz verwendet werden (STRAUB et al., 2009; QIN, FABER, 2012). Hierzu werden den Bauteilen des Kastenträgers separate DBN-Modelle der relevanten Schädigungsprozesse zugeordnet. Auf Bauteilebene können eventuelle Interaktionen zwischen unterschiedlichen Schädigungsprozessen berücksichtigt werden. Entsprechende Schnittstellen zwischen den einzelnen Schädigungsmodellen müssen hierfür vorhanden sein. Über der Ebene der Schädigungsprozesse werden Hyperparameter als gemeinsame Elternknoten von Einflussgrößen der einzelnen Schädigungsprozesse eingeführt. Die Hyperparameter und deren stochastische Eigenschaften werden so gewählt, dass die resultierenden Korrelationen zwischen den Einflussgrößen der einzelnen Schädigungsprozesse ausreichend genau abgebildet werden (z. B. STRAUB, Der KIUREGHIAN, 2010a). Ein hierarchischer Ansatz zur Modellierung der Abhängigkeiten zwischen den Schädigungsfortschritten einzelner Bauteile bedeutet, dass die einzelnen Schädigungsfortschritte unabhängig voneinander sind, wenn der Zustand der Hyperparameter bekannt ist.

### 6.5.2 Räumliches Modell der chloridinduzierten Bewehrungskorrosion

Die chloridinduzierte Bewehrungskorrosion ist ein räumlich variierender Schädigungsprozess. Zur Modellierung räumlich variierender Schädigungsprozesse wird der Kastenträger, wie in Kapitel 6.1 vorgeschlagen, in Sektionen unterteilt; jede Sektion wird wiederum in vier Elemente unterteilt (Fahrbahnplatte, zwei Stege und Bodenplatte). Bei der Festlegung der Länge der Sektionen und somit der Größe der Elemente muss die räumliche Streuung der für die Schädigungen relevanten Einflussgrößen berücksichtigt werden. Ein Ansatz ist es (STRAUB et al., 2009), die Elemente nicht länger als die Korrelationslängen der relevanten, räumlich streuenden Einflussgrößen zu wählen. Somit wird sichergestellt, dass innerhalb eines Elementes

starke Korrelationen zwischen den Einflussgrößen vorherrschen. Die Einflussgrößen der relevanten Schädigungsprozesse können deswegen innerhalb eines Elementes durch jeweils eine Zufallsvariable approximiert werden. So kann der Fortschritt der chloridinduzierten Bewehrungskorrosion einzelner Elemente durch die Verwendung separater DBN-Modelle des Korrosionsprozesses bestimmt werden (siehe Kapitel 6.3.1). Hieraus folgt, dass der Schädigungszustand innerhalb eines Elementes  $j$  als konstant modelliert wird. Beispielsweise bedeutet ein relativer Korrosionsfortschritt  $\Delta_{t,j} = 0,05$ , dass die gesamte Querschnittsfläche der Bewehrung des Elementes  $j$  um 5 % reduziert ist.

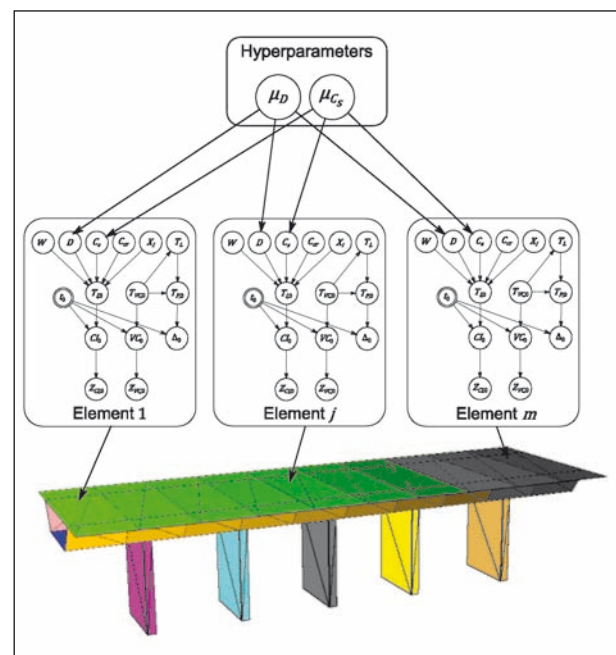
An dieser Stelle ist es wichtig anzumerken, dass die vorgeschlagene Elementierung des Kastenträgers die räumliche Variation von Schädigungsprozessen entlang des Umfangs des Kastenträgers vernachlässigt. Um diesen Effekt richtig abzubilden, sollten die Elemente entlang des Umfangs des Kastenträgers nochmals unterteilt werden, sodass die Seitenlängen der Elemente kleiner sind als die Korrelationslängen der relevanten, räumlich streuenden Einflussgrößen.

Zur Modellierung des räumlich variierenden Fortschritts der chloridinduzierten Bewehrungskorrosion werden gemäß FABER et al. (2006) und STRAUB et al. (2009) Elemente, deren Schädigungszustand durch ähnliche Einflussgrößen beeinflusst wird, in Zonen zusammengefasst (z. B. Elemente im Spritzwasserbereich). Es wird angenommen, dass es zwischen Elementen, die unterschiedlichen Zonen zugeordnet sind, keine Abhängigkeiten gibt. Bei der Bestimmung der Parameter der Verteilungsfunktionen (z. B. Mittelwert und Standardabweichung) der zufälligen Einflussgrößen des Korrosionsprozesses innerhalb einer Zone gibt es statistische Unsicherheiten durch unzureichend vorhandene Daten. Hierdurch entstehen stochastische Abhängigkeiten zwischen den Einflussgrößen des Korrosionsfortschrittes der Elemente innerhalb einer Zone. FABER et al. (2006) schlagen vor, die statistischen Unsicherheiten durch Zufallsvariablen zu modellieren, welche die Hyperparameter der chloridinduzierten Bewehrungskorrosion sind. Gemäß FABER et al. (2006) können als Hyperparameter der chloridinduzierten Bewehrungskorrosion der Mittelwert des Diffusionskoeffizienten  $\mu_D$  und der Mittelwert der Chloridkonzentration auf der Betonoberfläche  $\mu_{C_S}$  gewählt werden (siehe Kapitel 6.3.1). Diese können als normalverteilte Zufallsvariablen modelliert werden

(STRAUB et al., 2009; QIN, FABER, 2012). Für alle Elemente einer Zone sind die Realisationen der Hyperparameter  $\mu_D$  und  $\mu_{C_S}$  identisch. D. h. die Einflussgrößen  $D$  und  $C_S$  sind von Element zu Element bedingt auf den Zustand der Hyperparameter  $\mu_D$  und  $\mu_{C_S}$  von einander unabhängig.

Aufbauend auf dem hierarchischen Ansatz kann ein globales DBN zur Modellierung des Systemschädigungszustandes eines einzelligen Kastenträgers unter Einwirkung der chloridinduzierten Bewehrungskorrosion konstruiert werden. In Bild 6.17 ist schematisch dargestellt, wie drei Elementen des Kastenträgers das in Kapiteln 6.3.1 und 6.4.3 vorgestellte DBN zur Modellierung der chloridinduzierten Bewehrungskorrosion zugeordnet wurde. Der Schädigungsfortschritt dieser drei Elemente ist in diesem Beispiel voneinander abhängig, weswegen die einzelnen DBN über die Hyperparameter des Korrosionsmodells ( $\mu_D$  und  $\mu_{C_S}$ ) miteinander verknüpft wurden. Es ist zu beachten, dass in Bild 6.17 nur die Intra-Slice-Topology des ersten Zeitschnittes  $t = 0$  des globalen DBN dargestellt ist.

Basierend auf dem globalen DBN-Modell kann die gemeinsame Wahrscheinlichkeitsfunktion  $p(\Psi_t)$  und die aktualisierte Wahrscheinlichkeitsfunktion  $p(\Psi_t | \mathbf{z}_{0:t})$  des unsicheren Systemschädigungszustandes  $\Psi_t$  berechnet werden. Im Falle der



**Bild 6.17:** Intra-Slice-Topology des ersten Zeitschnittes  $t = 0$  des globalen DBN zur Modellierung des Systemschädigungszustandes durch chloridinduzierte Korrosion (Anmerkung: Es werden beispielhaft nur drei Elemente einer Zone gezeigt)



chloridinduzierten Bewehrungskorrosion ist  $\Psi_t$  wie folgt definiert:

$$\Psi_t = [CI_{t,0}, VC_{t,0}, \Delta_{t,0}, \dots, CI_{t,m}, VC_{t,m}, \Delta_{t,m}]^T \quad (6.35)$$

Hierbei ist  $m$  die Anzahl der Elemente.

## 6.6 Modellierung der Standsicherheit mittels Tragwerksmodell

Im Folgenden wird ein Tragwerksmodell vorgestellt, welches zur näherungsweise Berechnung der Systemversagenswahrscheinlichkeit eines einzelnen Kastenträgers bedingt auf einen Systemschädigungszustand  $\Psi_t = \psi_t$  geeignet ist.

### 6.6.1 Beschreibung des Tragwerksmodells

Als Grundlage für die Entwicklung eines Tragwerksmodells wird vereinfachend Biegeversagen des globalen Längssystems des Kastenträgers (biegesteifer Durchlaufträger) betrachtet. Weitere Versagensmechanismen werden hier nicht betrachtet.

Der Kastenträger wird durch eine zeitlich über die Lebensdauer variierende Verkehrslast belastet. Diese wird durch eine feldweise konstante Streckenlast modelliert, die ungünstig auf dem Kastenträger angeordnet wird, sodass sich jeweils die maximalen Stütz- und Feldmomente ergeben. Die jährlichen Maxima der Verkehrslast  $Q$  werden mit einer Gumbel-Verteilung (Extremwertverteilung erster Art) modelliert. Einwirkungen aus ständigen Lasten und Vorspannung werden berücksichtigt und deterministisch abgebildet. Weiterhin werden Material- und Geometrieparameter als deterministische Größen modelliert. Hierdurch ist es möglich, für jeden Querschnitt entlang der Längsachse des einzelligen Kastenträgers einen maximalen, deterministischen Biege widerstand zu berechnen. Die Modellierung der Einwirkungen aus ständigen Lasten und Vorspannung und der Material- und Geometriegrößen erfolgt deterministisch, da die Unsicherheiten bezüglich dieser Größen wesentlich kleiner eingeschätzt werden als die Unsicherheiten bezüglich des Schädigungszustandes und der Verkehrslast.

Aufbauend auf diesen Modellannahmen kann die Systemversagenswahrscheinlichkeit des Kastenträgers bedingt auf einen Systemschädigungszustand  $\Psi_t = \psi_t$  wie folgt berechnet werden:

$$\Pr(F_t | \Psi_t = \psi_t) = 1 - F_Q(q_{\max}(\Psi_t)) \quad (6.36)$$

Hierbei ist  $F_Q(\cdot)$  die Verteilungsfunktion der Verkehrslast  $Q$ ,  $F_t$  ist das Ereignis des Systemversagens im Jahr  $t$  und  $q_{\max}(\Psi_t)$  die maximal aufnehmbare Verkehrslast des Kastenträgers in Abhängigkeit vom Systemschädigungszustand  $\Psi_t = \psi_t$ . Zur Berechnung von  $q_{\max}(\Psi_t)$  kann ein plastisch-plastisches Verfahren eingesetzt werden, d. h. die Schnittgrößen werden mittels der Fließgelenktheorie unter Ausnutzung der plastischen Biegebeanspruchbarkeit der Querschnitte des Kastenträgers ermittelt. Die Fließgelenktheorie basiert auf folgenden Voraussetzungen (siehe z. B. HARBORD, 2000):

1. Das statische Gleichgewicht wird im Rahmen der Theorie I. Ordnung am unverformten Tragsystem erfüllt.
2. Die Querschnitte des Kastenträgers sind entweder elastisch oder plastisch. Elasto-plastische Zwischenzustände werden vernachlässigt. Interaktionen zwischen Biegemoment, Normalkraft und Querkraft werden vernachlässigt. Ein einzelner Querschnitt ist beim Erreichen des plastischen Widerstandsmomentes erschöpft.
3. Im statischen System gibt es entweder konzentrierte plastische Bereiche, die Fließgelenke oder rein elastische Bereiche. Zwischenzustände werden vernachlässigt. Die elastischen Biegesteifigkeiten des Kastenträgers werden auf Grundlage der Steifigkeiten des ungerissenen Querschnitts des Kastenträgers (Zustand I) unter Verwendung eines konstanten E-Moduls des Betons bestimmt.
4. Die Fließgelenke dissipieren Formänderungsenergie. Dies setzt voraus, dass die Querschnitte des Kastenträgers eine ausreichende plastische Drehfähigkeit haben, d. h. nach Erreichen des plastischen Widerstandsmomentes kann die plastische Krümmung des Querschnittes weiter anwachsen.

Für einen Systemschädigungszustand  $\Psi_t = \psi_t$  zum Zeitpunkt  $t$  kann für jeden Querschnitt des Kastenträgers ein reduziertes, plastisches Widerstandsmoment berechnet werden. Beispielsweise kann bei Berücksichtigung der chloridinduzierten Korrosion der Biege widerstand entsprechend des berechneten Korrosionsfortschrittes der Bewehrung reduziert werden (siehe Kapitel 6.6.4).

Der Kastenträger versagt, wenn sich durch die Ausbildung einer ausreichend großen Anzahl von Fließgelenken ein kinematischer Versagensmechanismus bzw. eine kinematische Kette ausbildet. Die maximale aufnehmbare Verkehrslast  $q_{\max}(\Psi_t)$ , unter deren Einwirkung sich eine kinematische Kette ausbildet, kann mit dem Verfahren der stetigen Laststeigerung bestimmt werden (siehe z. B. HARBORD, 2000).

Das vorgestellte Modell berücksichtigt bei der Berechnung der Systemzuverlässigkeit des Kastenträgers die Redundanzen, die sich aus der plastischen Beanspruchbarkeit der Querschnitte und der statischen Unbestimmtheit des Kastenträgers ergeben.

### 6.6.2 Statisches System und Querschnittseigenschaften

Als statisches System wird ein linear-elastisches Durchlaufträgersystem angenommen, anhand dessen die Schnittgrößen aus Eigenlast, Vorspannung und Verkehrslast mittels Euler-Bernoulli-Biegetheorie ermittelt werden.

Zur Berechnung der Einwirkung aus Eigengewicht müssen die Querschnittswerte des Trägers ermittelt werden, um anschließend die Schnittgrößen mithilfe einer linear-elastischen Berechnung zu bestimmen. Die Eigenlast des Trägers hängt unter anderem von der Querschnittsfläche  $A_{\text{ges}}$  des Trägers ab; diese ermittelt man durch Summation der Einzelquerschnittsflächen  $A_k$  aus Fahrbahnplatte, Bodenplatte, Steg 1 und Steg 2 zu (siehe Bild 3.2)

$$A_{\text{ges}} = \sum_k A_k = A_{\text{Fahrb.-pl.}} + 2A_{\text{Steg}} + A_{\text{Bodenpl.}} \quad (6.37)$$

Auf analoge Weise wird die Schwerachse  $z_0$  des Brückenquerschnitts bestimmt. Gemäß (ZILCH, ZEHETMAIER, 2010) darf in Feldmitte die volle Plattenbreite als mitwirkende Breite angesetzt werden, sodass sich die Lage der Schwerachse zu

$$z_0 = \frac{\sum_k z_k A_k}{\sum_k A_k} \quad (6.38)$$

berechnet, wobei  $z_i$  jeweils die Vertikalkoordinate des  $i$ -ten Sektionselements  $A_i$  darstellt, ausgehend vom unteren Rand bzw. der Bodenplatte des Gesamtquerschnitts (siehe Bild 3.2). Das Trägheitsmoment  $I_T$  wird bestimmt zu

$$I_T = \sum_k I_{T,k} + \sum_k z_k^2 \cdot A_k \quad (6.39)$$

Der E-Modul des Betons beträgt  $E = 34.000 \text{ MN/m}^2$ , womit sich die Biegesteifigkeit zu  $E I_T$  ergibt.

### 6.6.3 Tragwerkseinwirkungen

#### Einwirkung aus Eigengewicht

Die Eigenlast ermittelt sich aus dem Eigengewicht des Trägers und den zugehörigen Aufbauten wie Fahrbahnbelag, Kappen, Leitplanken etc. Die Eigenlast ist konstant über die gesamte Trägerlänge und wird als solche in die statische Berechnung integriert (Bild 6.18).

#### Einwirkung aus Vorspannung

Der statisch unbestimmte Anteil der Vorspannwirkung wird als Einwirkung berücksichtigt. Der statisch bestimmte Anteil der Vorspannwirkung wird als Widerstand berücksichtigt (siehe Kapitel 6.6.4). Zur Bestimmung des statisch unbestimmten Anteils der Vorspannwirkung wird zunächst die Gesamtwirkung der Vorspannung mithilfe der Umlenkkräftmethode berechnet. Nachträglich wird dieser in statisch bestimmte und statisch unbestimmte Anteile aufgeteilt.

Die Einwirkung aus Vorspannung hängt von der Vorspannkraft  $V$  in den Spanngliedern ab, welche in der vorliegenden Berechnung der Zuverlässigkeit als deterministisch angenommen wird, und von der Vertikallage  $z_V$  der Spannglieder bezogen auf die Trägerschwerachse gemäß Bild 6.19 abhängt. Bei der Bestimmung der Vorspannkraft  $V$  werden die relevanten Spannkraftverluste berücksichtigt (Verluste durch Kriechen, Schwinden etc.).

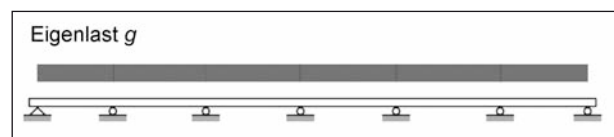


Bild 6.18: Die Verteilung der Eigenlast eines Durchlaufträgers über die Trägerlänge

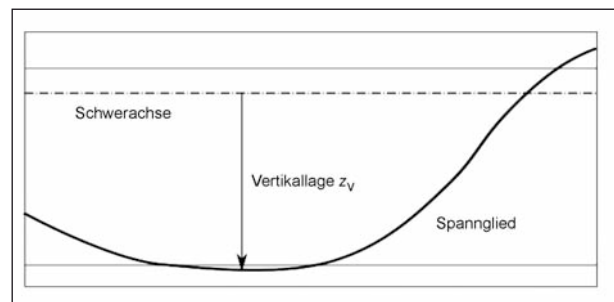


Bild 6.19: Schematische Vertikallage des Spannglieds, gemessen von der Trägerschwerachse

Die auf den Träger wirkende Belastung aus gekrümmt verlaufender Vorspannung kann mithilfe der Ulenkkraftmethode durch das Ansetzen von Nullpunkten in der Momentenlinie an den Orten der Wendepunkte der Spanngliedverläufe erfolgen. Die durch die Vorspannung entstehenden Ulenkkräfte  $p_V$  aus den gekrümmt verlaufenden Spanngliedern mit Vorspannkraft  $V_{\text{Steg}}$  und Parabelstich  $f_V$  ergeben sich gemäß (ZILCH, ZEHETMAIER, 2010) zu

$$p_{V,\text{gekrümmt}} = \frac{8 \cdot V_{\text{Steg}} \cdot f_{V,\text{Steg}}}{l^2} \quad (6.40)$$

Diese werden zwischen den Nulldurchgängen der Spannglieder durch die Schwerachse als Belastung auf den Träger aufgebracht (Bild 6.20) und damit der durch die Vorspannung erzeugte Verlauf der Biegemomente berechnet.

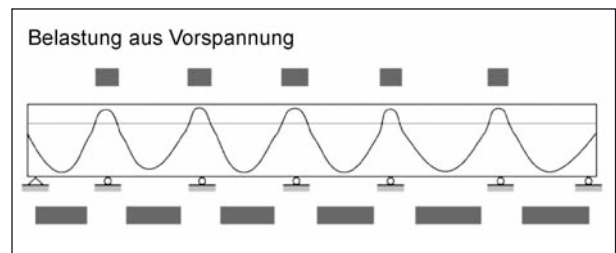
Die in der Bodenplatte des Beispielbauwerks verlegten Spannglieder weisen in Längsrichtung der Brücke einen geradlinigen Verlauf mit Abstand  $f_{V,\text{Bodenplatte}}$  unterhalb der Schwerachse auf; auch hier sind abschnittsweise unterschiedlich viele Spannglieder verlegt, was zu einer unterschiedlichen Vorspannkraft führt. Das aus der Vorspannkraft  $V_{\text{Bodenplatte}}$  resultierende Biegemoment ergibt sich in dem jeweiligen Bereich, in dem die Spannglieder liegen, zu

$$m_{V,\text{gerade}} = V_{\text{Bodenplatte}} \cdot f_{V,\text{Bodenplatte}} \quad (6.41)$$

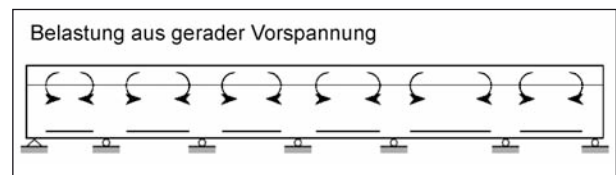
Dieses Moment wird bei der statischen Berechnung in den jeweiligen Abschnitten als konstante Momentenbeanspruchung<sup>6</sup> auf den Träger aufgebracht, was durch Einzelmomente an den jeweiligen Vorspannsätteln realisiert wird (Bild 6.21).

Mithilfe der Belastung aus gerader Vorspannung lässt sich der Verlauf der Biegemomente aus gerader Vorspannung durch statisch unbestimmte Rechnung bestimmen.

Der Verlauf der Biegemomente aus vollständiger Vorspannung, der Überlagerung aus gekrümmter und gerader Vorspannung, ergibt sich durch Summation der beiden jeweiligen Verläufe der Biege-



**Bild 6.20:** Die aus der Vorspannung mittels Ulenkkraftmethode (ZILCH, ZEHETMAIER, 2010) ermittelte resultierende Belastung  $p_V$  auf den Träger



**Bild 6.21:** Die aus der geradlinigen Vorspannung resultierende Ersatzbelastung auf das Tragwerk

momente. Die statisch bestimmte Wirkung der Vorspannung wird aus dem Produkt der Vorspannkraft  $V$  und der Spanngliedexzentrizität  $z_V$  berechnet (ZILCH, ZEHETMAIER, 2010). Die statisch unbestimmte Wirkung aus der Vorspannung ergibt sich aus der Differenz aus dem Anteil der statisch unbestimmten Wirkung und der Gesamtwirkung der Vorspannung (ZILCH, ZEHETMAIER, 2010).

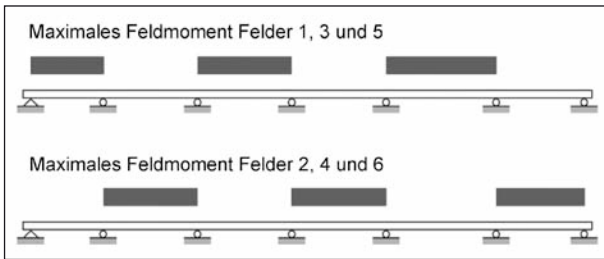
### Einwirkung aus Verkehrslast

Die Verkehrslast wird als feldweise konstante Streckenlast  $Q$  modelliert. Um für die Einwirkung aus Verkehrslast die jeweils ungünstigsten Biegemomente zu berechnen, wird zunächst die als konstante Streckenlast angenommene Belastung  $Q = 1 \text{ MN/m}$  feldweise ungünstigst auf den Träger aufgebracht. Es ergeben sich für einen Durchlaufträger über sechs Felder, wie er in der Fallstudie (Kapitel 9) vorliegt, somit insgesamt sieben Lastfälle, aus denen jeweils die maximalen und minimalen Biegemomente bestimmt werden können.

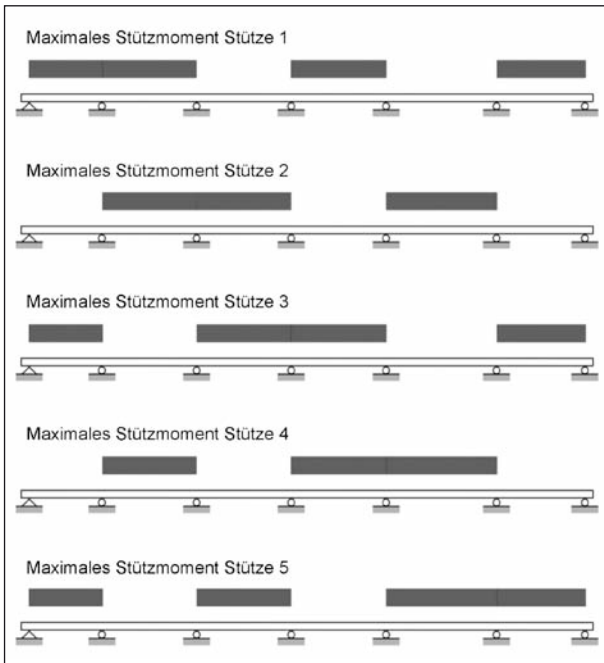
Die ungünstigsten Feldmomente bestimmen sich durch Positionierung der Verkehrslast  $Q = 1 \text{ MN/m}$  auf dem jeweiligen Feld sowie auf jedem übernächsten Feld (Bild 6.22).

Die maximalen Stützmomente ermitteln sich durch das Aufbringen der Einheitslast  $Q = 1 \text{ MN/m}$  auf den jeweils direkt zur Stütze benachbarten Feldern und anschließend auf jedem übernächsten Feld (Bild 6.23).

<sup>6</sup> Hinweis: Lediglich die Belastung nimmt in den entsprechenden Abschnitten zwischen den Vorspannsätteln konstante Werte an. Die sich daraus ergebenden Biegemomente werden aufgrund der statischen Unbestimmtheit hingegen lineare Verläufe aufweisen.



**Bild 6.22:** Ungünstigste Lastpositionierung zur Bestimmung der maximalen Feldmomente aus Verkehrslast  $Q = 1 \text{ MN m}$



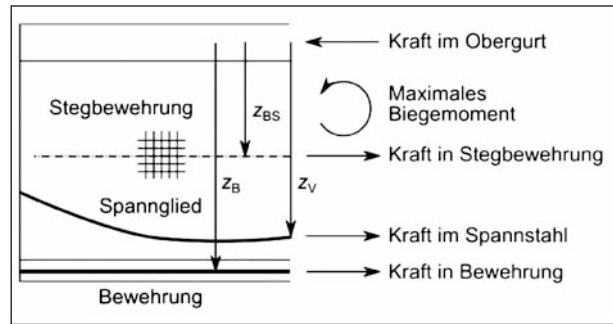
**Bild 6.23:** Ungünstigste Lastpositionierung zur Bestimmung der maximalen Stützmomente aus Verkehrslast  $Q = 1 \text{ MN m}$

### 6.6.4 Tragwerkswiderstand

Für jeden Querschnitt  $i$  entlang des Kastenträgers wird der maximale Biege­widerstand  $R_i$  ermittelt. Dieser hängt von der vorhandenen Bewehrungs- und Spannstahlfläche ( $A_B, A_V$ ) bzw. deren inneren Hebelarmen ( $z_B, z_V$ ) und deren Streckgrenzen  $f_{y,B}$  und  $f_{y,V}$  ab und ergibt sich zu (siehe Bild 6.24):

$$R_i = A_{V,i} z_{V,i} f_{y,V} + \sum_k A_{B,k,i} z_{B,k,i} f_{y,B} \quad (6.42)$$

Dabei hängt die Fläche des Bewehrungsstahls vom jeweiligen Stabdurchmesser  $d_B$  und der Anzahl  $n_B$  der eingebauten Bewehrungsstäbe (oder Matten) im entsprechenden Schnitt ab. Die Bewehrungsfläche ergibt sich zu  $n_B d_B^2/4$ . Analog gilt dies für die Bewehrung in den Stegen, was in Gleichung (6.42) durch das Summenzeichen angedeutet ist.



**Bild 6.24:** Schematische Darstellung der maximalen Kräfte in Spann- und Bewehrungsstahl mit den zugehörigen Hebelarmen im Grenzzustand der Tragfähigkeit

Auch die vorhandene Fläche des Spannstahls hängt davon ab, wie viele Litzen  $n_L$  mit Durchmesser  $d_L$  ein Spannglied jeweils enthält und wie viele Spannglieder  $n_V$  im jeweiligen Querschnitt eingebaut sind. Die Spannstahlfläche ergibt sich zu  $A_V = n_V n_L d_L^2/4$ .

Zu berücksichtigen gilt, dass die horizontalen Kräfte in der Stegbewehrung, im Spannstahl und in der Bewehrung in der Bodenplatte mit der Kraft im Obergurt im Gleichgewicht stehen. Der Obergurt muss also in der Lage sein, eine ausreichend große Kraft aufnehmen zu können.

Weiterhin gilt zu berücksichtigen, dass sich die Biege­widerstände für positive und negative Biegemomente unterscheiden, da die inneren Hebelarme der Bewehrung und der Spannglieder im ersten Fall von der Trägerober-, im anderen Fall von der Trägerunterseite aus gemessen werden. Für die Bemessung muss dann, abhängig vom einwirkenden Biegemoment, beachtet werden, ob dies positiv oder negativ ist. Positive einwirkende Biegemomente werden dem Widerstand  $R^+$ , negative einwirkende Momente dem Widerstand  $R^-$  gegenübergestellt.

Der Tragwerkswiderstand setzt sich zusammen aus dem Widerstand, welchen die Bewehrung in der Bodenplatte und den Stegen, bzw. die Bewehrung in der Fahr­bahnplatte und den Stegen zur Verfügung stellen. Die in der Bodenplatte geradlinig verlegten internen Spannglieder erzeugen in den entsprechenden Abschnitten jeweils konstante Widerstände. Zusätzlich liegen in den Stegen die gekrümmt verlaufenden internen Spannglieder, welche sowohl positive als auch negative Widerstände induzieren.

Die vorhandenen Mengen der Bewehrung in Boden- und Fahr­bahnplatte bzw. in den Stegen,



sowie die Menge und Lage der Spannglieder in Bodenplatte bzw. in den Stegen erzeugen ebenso Tragwerkswiderstände; diese ergeben sich aus dem Produkt aus Bewehrungsfläche, Streckgrenze und Vertikalabstand bzw. Spannstahlfläche, Festigkeit und Vertikalabstand von der Bodenplatte bzw. von der Fahrbahnplatte. Die Berechnung erfolgt in Analogie zu Gleichung (6.42).

Der Gesamtwiderstand des Trägers ergibt sich schließlich zur Summe der Trägerwiderstände aus Vorspannung und Bewehrung. Mithilfe des Gesamtwiderstands und der Gesamtbelastung auf das Brückensystem kann im nächsten Schritt die Verteilung der Verkehrslast  $Q$  unter Berücksichtigung des mindestens erforderlichen Zuverlässigkeitsindex dem nächsten Abschnitt folgend kalibriert werden.

### 6.6.5 Kalibrierung der Verkehrslast

Im Probabilistic Model Code des JCSS (2006) werden Zielzuverlässigkeitsindizes für den Grenzzustand der Tragfähigkeit von Tragsystemen in Abhängigkeit von Versagenskonsequenzen und relativen Kosten von Sicherheitsmaßnahmen spezifiziert. Diese Unterscheidung wird gemacht, da sie auf der Grundlage einer Optimierung von zu erwartenden Lebenszykluskosten hergeleitet wurden (RACKWITZ, 2000). Im Eurocode 0 (DIN EN 1990, 2010) werden Zielzuverlässigkeitsindizes angegeben. Diese beziehen sich auf Bauteile und nicht auf gesamte Tragsysteme.

Im Folgenden wird angenommen, dass der ausgesuchte Kastenträger im ungeschädigten Ausgangszustand einen Zuverlässigkeitsindex von  $\beta = 4,7$  mit einem Bezugszeitraum von einem Jahr hat, was einer jährlichen Versagenswahrscheinlichkeit von  $\Pr(F_i) = 1,3 \times 10^{-6}$  entspricht. Dieser Zuverlässigkeitsindex wurde gemäß (JCSS, 2006) angenommen, da während der Entwurfsphase von Tragwerken die relativen Kosten von Sicherheitsmaßnahmen gering sind. In dieser Phase des Lebenszyklus können Veränderungen am Tragwerk noch einfach implementiert werden. Weiterhin sind die Versagenskonsequenzen von Autobahnbrücken groß, da durch ein Versagen der Brücke Menschenleben gefährdet sind und die ökonomischen Konsequenzen des Versagens groß sind.

Basierend auf der Annahme, alle Materialparameter seien bekannte, deterministische Größen, und im Ausgangszustand unterliege lediglich die jährlich maximal auftretende Verkehrslast  $Q$  zufälligen

Eigenschaften, kann die Wahrscheinlichkeitsdichtefunktion der Verkehrslast kalibriert werden. Bei der Kalibrierung wird angenommen, dass Systemversagen auftritt, sobald sich am Durchlaufträger eine kinematische Kette ausbildet (siehe Kapitel 6.6.1). Für die jährlich maximal auftretende Verkehrslast  $Q$  wird mit der Gumbel-Verteilung eine Extremwertverteilung (erster Art) angenommen, mit der Verteilungsdichte:<sup>7</sup>

$$f_Q(q) = \frac{\exp\left(-\frac{q_{\max} - b}{a} - \exp\left(-\frac{q_{\max} - b}{a}\right)\right)}{a} \quad (6.43)$$

Darin sind  $a$  ein Skalierungs- und  $b$  ein Lageparameter, anhand derer Erwartungswert und Standardabweichung der maximalen jährlichen Belastung  $Q$  bestimmt werden können. Die Wahrscheinlichkeit  $\Pr(Q \leq q_{\max})$ , dass  $Q$  den Wert  $q_{\max}$  nicht überschreitet, entspricht der Verteilungsfunktion  $F_Q(q_{\max})$  der jährlichen maximalen Belastung; diese ergibt sich zu

$$F_Q(q) = \exp\left(-\exp\left(-\frac{q_{\max} - b}{a}\right)\right) = \Pr(Q \leq q_{\max}) \quad (6.44)$$

Daraus ergibt sich für die Überschreitungswahrscheinlichkeit  $\Pr(Q \geq q_{\max}) = 1 - F_Q(q_{\max})$ . In der später folgenden Fallstudie werden  $a$  und  $b$  so kalibriert, dass für einen typischen Variationskoeffizienten  $\delta_Q = 0,3$  die geforderte jährliche Zuverlässigkeit  $\beta = 4,7$  nicht unterschritten bzw. die maximal zulässige Versagenswahrscheinlichkeit  $\Pr(F_i) = 1,3 \times 10^{-6}$  nicht überschritten wird. Hierzu wird für jeden Querschnitt durch einen Vergleich der Einwirkungen und der Widerstände die zulässige Verkehrslast  $Q = q_{\max}$  für alle Verkehrslastfälle bestimmt. Derjenige Querschnitt, für den die kleinsten Verkehrslast  $q_{\max}$  ermittelt wird, ist der maßgebende Querschnitt. Anhand der kleinsten Verkehrslast  $q_{\max}$  werden die Verteilungsparameter  $a$  und  $b$  der Verteilung  $F_Q(\cdot)$  ermittelt, sodass die folgende Gleichung erfüllt ist

$$1 - F_Q(q_{\max}) = \Pr(F_i) = 1,3 \times 10^{-6} \quad (6.45)$$

Die maximal aufnehmbare Verkehrslast  $q_{\max}(\Psi_i)$  kann mit dem Verfahren der stetigen Laststeigerung bestimmt werden (siehe z. B. HARBORD, 2000).

<sup>7</sup> Ein ähnliches Vorgehen wurde vergleichsweise (FISCHER et al., 2014) angewandt.

## 7 Software-Prototyp

Ein Ziel des aktuellen Forschungsprojektes ist die Entwicklung eines Software-Prototyps zur Umsetzung des in Kapitel 6 vorgestellten Ansatzes zur Systemmodellierung eines Brückenüberbaus in einzelliger Kastenbauweise. Das Konzept für den Software-Prototyp wurde während zweier Workshops vom 08.-11. Juli 2013 an der BAM in Berlin (BÜGLER et al., 2013) und vom 10.-13. Dezember 2013 an der TU München entwickelt.

Die aktuelle Version des Software-Prototyps implementiert das in den Kapiteln 6.3.1, 6.4.3 und 6.5.2 beschriebene Modell der chloridinduzierten Bewehrungskorrosion und das in Kapitel 6.6 vorgestellte Tragwerksmodell. Die entwickelte Architektur des Prototyps ermöglicht aber eine Erweiterung der Software um weitere Schädigungsprozesse und eine Einbindung eines detaillierteren Tragwerksmodells.

### 7.1 Arbeitsablauf

Ein wesentliches Ziel für die Entwicklung des Software-Prototyps ist ein intuitiver Arbeitsablauf, welcher zu einer Zustandsanalyse und Zustandsprognose des Brückenüberbaus führt. Somit muss der Software-Prototyp es ermöglichen, dass alle verfügbaren Informationen aus Entwurf, Bemessung, Bauwerksprüfungen und Überwachungsmaßnahmen des Brückenbauwerkes in Verbindung mit dem in Kapitel 6 vorgestellten Modellierungsansatz eingegeben, zusammengeführt und analysiert werden können. Um diese Informationsverarbeitung zu ermöglichen, wurde der folgende Arbeitsablauf ausgearbeitet:

1. Eingabe der Informationen zur Erstellung des Zustandsmodells durch den Nutzer: Der Nutzer weist den Elementen des Brückenüberbaus die Schädigungsprozesse zu, er definiert die Abhängigkeiten zwischen den einzelnen Schädigungsprozessen und er definiert die Werte der Modellparameter der zugewiesenen Schädigungsprozesse.
2. Eingabe der Ergebnisse aus Bauwerksprüfungen und Überwachungsmaßnahmen: Sobald Informationen über das Bauwerk gesammelt werden, können sie im Zustandsmodell aufgenommen werden.

3. Analyse und Prognose des Schädigungszustandes und der Systemzuverlässigkeit: Basierend auf dem Zustandsmodell, dem Tragwerksmodell und den gesammelten Bauwerksinformationen kann der Schädigungszustand und die Systemzuverlässigkeit des Überbaus analysiert und prognostiziert werden.
4. Ergebnisvisualisierung: Die Ergebnisse der Berechnungen werden für den Nutzer aufbereitet.
5. Aktualisierungen des Systemmodells mit neuen Bauwerksinformationen: Sobald neue Informationen über das Bauwerk zur Verfügung stehen, können diese in die Analyse und Prognose des Schädigungszustandes und der Systemzuverlässigkeit mit einbezogen werden.

### 7.2 Softwarearchitektur

Die grundsätzliche Architektur des Software-Prototyps ist in Bild 7.1 dargestellt. Der Software-Prototyp besteht aus zwei Teilen: das Front-End, mit grafischer Nutzerschnittstelle (GUI) und das Back-End, welches der Berechnungskern des Prototyps ist. Das Front-End ist in Java und das Back-End ist in Matlab implementiert. Die Funktionsweise dieser Teile des Software-Prototyps und deren Interaktion werden in den folgenden Kapiteln beschrieben.

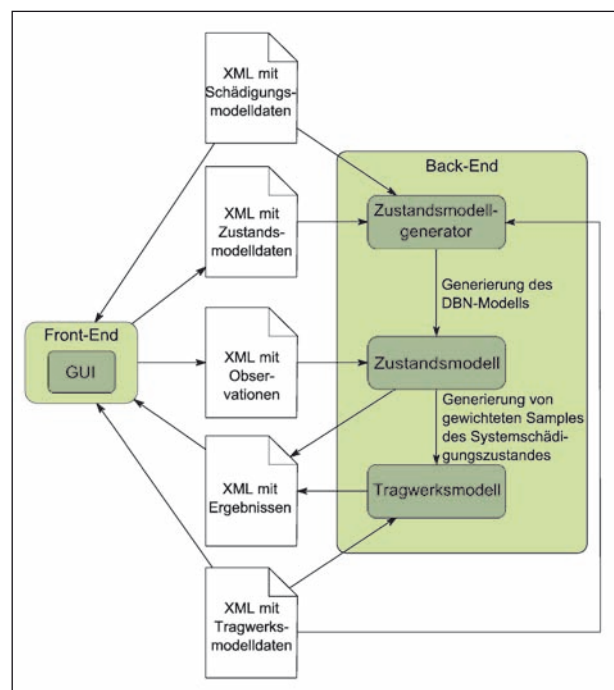


Bild 7.1: Architektur des Software-Prototyps

### 7.3 Front-End

Das Front-End ist so konzipiert, dass der Nutzer alle Informationen zur Erstellung des Zustandsmodells und Beobachtungen aus Inspektionen und Überwachungsmaßnahmen eingeben kann. Weiterhin können im Front-End die Ergebnisse der Berechnungen visualisiert werden.

Grundsätzlich ist das Front-End in zwei Teile unterteilt. Im oberen Teil wird ein schwenkbares 3D-Modell des Brückenüberbaus zusammen mit den Pfeilern der Brücke dargestellt. Im unteren Teil befinden sich verschiedene Tabs, über die der Nutzer die notwendigen Daten eingeben und die Ergebnisse visualisieren kann. Der generelle Aufbau des Front-Ends ist in Bild 7.2 dargestellt.

Die notwendigen Daten für die 3D-Darstellung des Brückenüberbaus werden in der Tragswerksmodelldaten-XML-Datei vorgehalten (siehe Bild 7.1). Die Datei enthält Informationen über die Profilform des Überbaus und die Lage und Geometrie der Pfeiler. Des Weiteren wird in der Tragwerksmodelldaten-XML-Datei die für die Berechnung des Schädigungszustandes notwendige Unterteilung des Brückenüberbaus in Sektionen vorgegeben (siehe Kapitel 6.5.2). Jede Sektion wird in vier Elemente unterteilt: die Fahrbahnplatte, die zwei Stege und die Bodenplatte.

Das Tab „Import data“ im unteren Teil des Front-Ends ist dafür vorgesehen, schon vorhandene Zu-

standsmodelldaten und Beobachtungen in das Front-End zu importieren

Das Tab „Assign damage models“ ermöglicht es, den Elementen der einzelnen Sektionen des Brückenüberbaus Schädigungsprozesse zuzuordnen. Hierzu kann der Nutzer die Elemente per Mouse-Click im 3D-Modell selektieren. Nachdem ein Element selektiert wurde öffnet sich automatisch ein Pop-Up-Fenster, welches alle vordefinierten Schädigungsprozesse auflistet (siehe Bild 7.3). Die möglichen Schädigungsprozesse sind in der Schädigungsmodelldaten-XML-Datei gespeichert (siehe Bild 7.1).

Die relevanten Schädigungsprozesse können durch Häkchen in dem Pop-Up-Fenster selektiert werden und durch Klicken des OK-Buttons bestätigt werden. Jedes Element, dem Schädigungsprozess zugeordnet wurden, wird in einer Tabelle im Tab „Assign damage models“ aufgelistet. In der Tabelle werden der eindeutige Identifikator und die jeweils zugeordneten Schädigungsprozesse angegeben.

Im Tab „Assign damage groups“ kann der Nutzer die Abhängigkeitsgruppen der Schädigungsprozesse definieren. Die Abhängigkeitsgruppen bestimmen welche Schädigungsprozesse dieselben Hyperparameter teilen, worüber die räumlichen Abhängigkeiten zwischen den Schädigungsprozessen, die unterschiedlichen Elementen des Brückenüberbaus zugeordnet wurden, modelliert werden (siehe Kapitel 6.5). Die Definition der Abhängig-

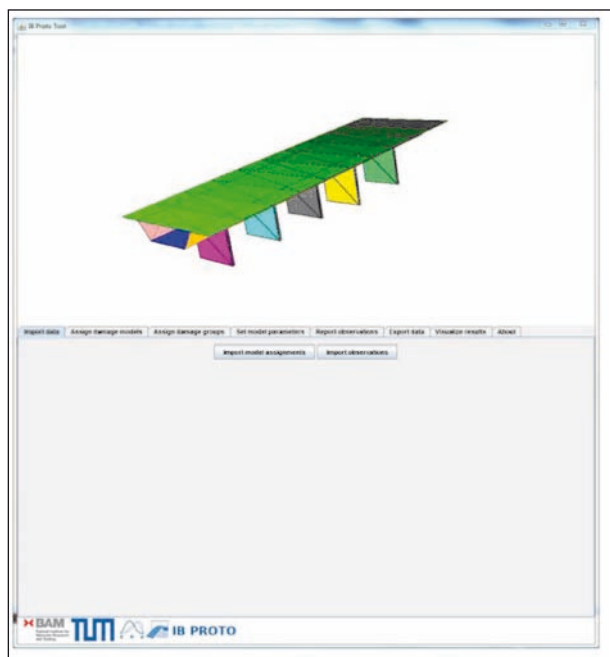


Bild 7.2: Front-End

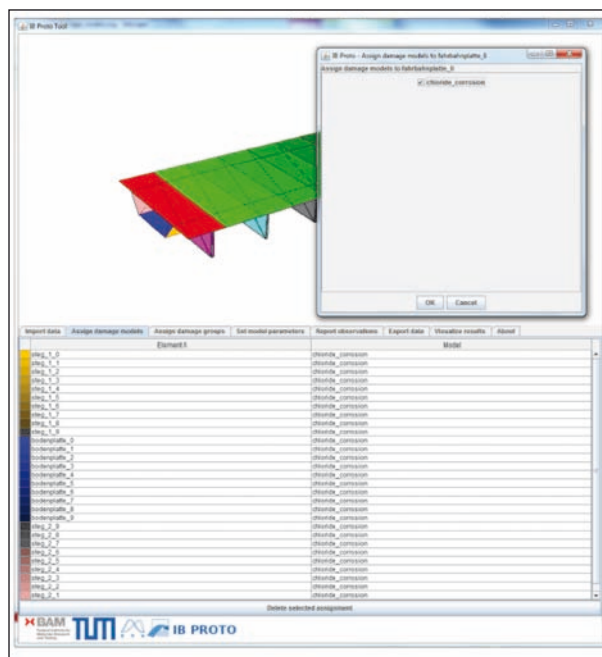


Bild 7.3: Tab „Assign damage models“

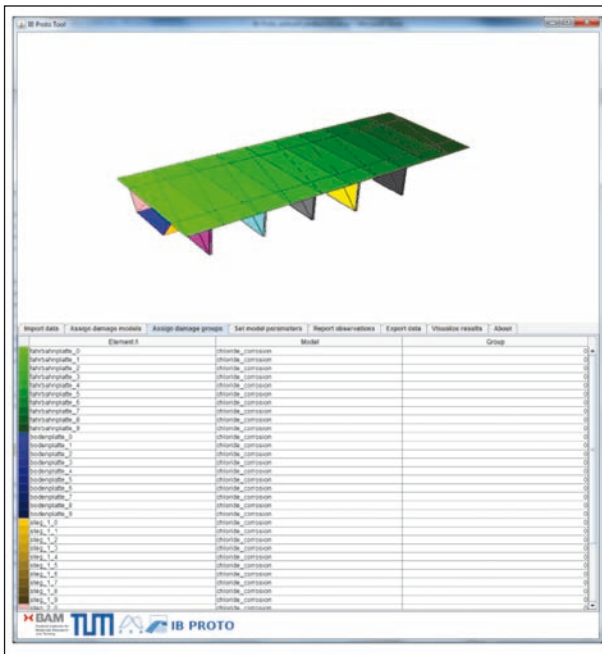


Bild 7.4: Tab „Assign damage groups“

keitsgruppen erfolgt über eine Tabelle, die im Tab „Assign damage groups“ angezeigt wird (siehe Bild 7.4).

Im Tab „Set model parameters“ kann der Nutzer die A-priori-Werte der Parameter der zugewiesenen Schädigungsprozesse in einer Tabelle angeben (siehe Bild 7.5). Hierdurch definiert der Nutzer die relevanten Umwelteinflüsse, Geometrie, Materialien etc.

Die Parameter von jedem Schädigungsprozess und deren Default-Werte werden in der Schädigungsmodellldaten-XML-Datei vorgehalten.

Im fünften Tab „Report observations“ kann der Nutzer alle gesammelten Informationen aus Bauwerks und Überwachungsmaßnahmen eingeben. Hierzu kann der Nutzer die Elemente, für die Bauwerksinformationen vorhanden sind, im 3D-Modell selektieren. Nachdem ein Element selektiert wurde, öffnet sich ein Pop-Up-Fenster, welches die möglichen Beobachtungen auflistet (siehe Bild 7.6).

Die möglichen Beobachtungen hängen von den zugewiesenen Schädigungsprozessen ab. Diese werden in der Schädigungsmodellldaten-XML-Datei definiert. Der Nutzer kann in dem Pop-Up-Fenster den Typ der Beobachtung, den Wert der Beobachtung und das Jahr der Beobachtung angeben. Alle eingegebenen Beobachtungen werden in dem Tab „Report observations“ in einer Tabelle aufgelistet.

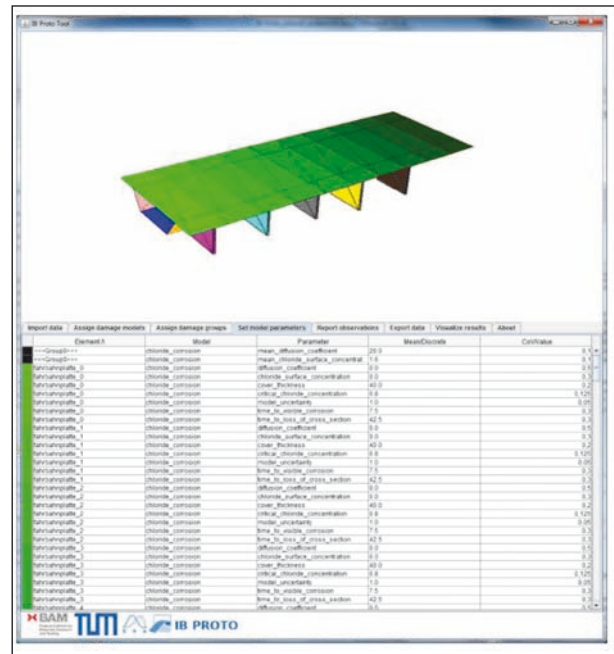


Bild 7.5: Tab „Set model parameter“

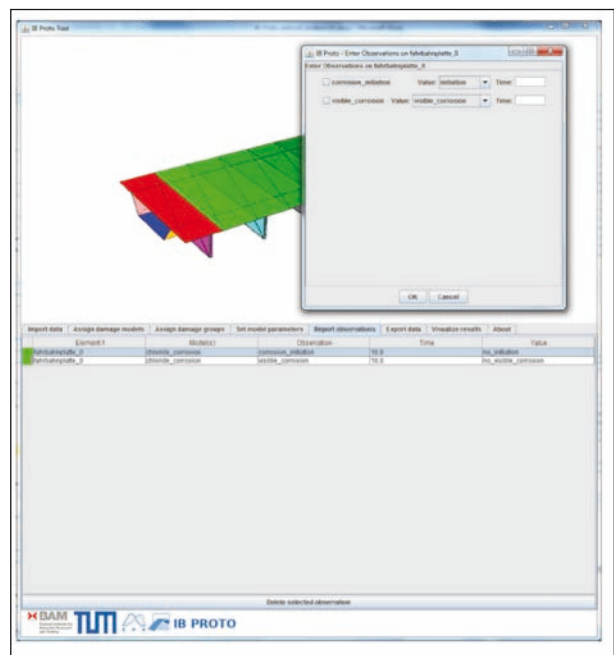


Bild 7.6: Tab „Report observations“

Das Tab „Export data“ ermöglicht den Export der Zustandsmodellldaten und der Beobachtungen. Die Zustandsmodellldaten und die Beobachtungen werden jeweils in eine XML-Datei geschrieben. Diese Dateien sind anschließend Eingabe für die Berechnung der Schädigungszustände des Brückenüberbaus (siehe Bild 7.1).

Die Ergebnisse der Berechnungen, welche vom Back-End durchgeführt werden, können im Tab „Visualize results“ dargestellt werden. Die Berech-



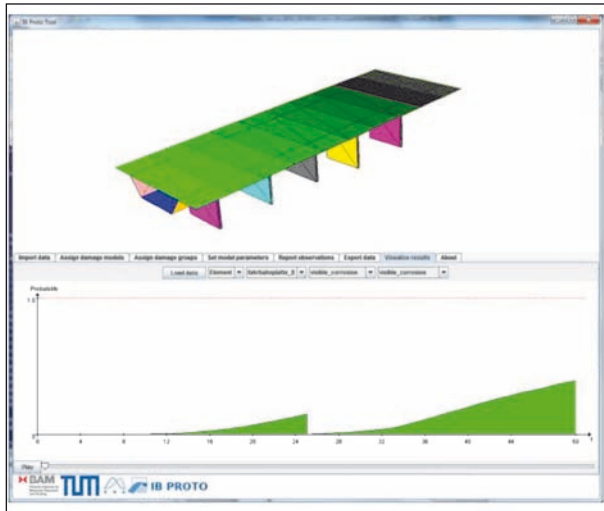


Bild 7.7: Tab „Visualize results“

nungsergebnisse sind in einer XML-Datei gespeichert (siehe Bild 7.1), welche vom Nutzer in das Front-End importiert werden kann. Der Nutzer kann pro Element des Brückenüberbaus die Wahrscheinlichkeiten der Schädigungszustände (z. B. Wahrscheinlichkeit der Korrosionsinitiierung) als Funktion der Zeit darstellen lassen (siehe Bild 7.7). Weiterhin kann der Nutzer für das System „Brückenüberbau“ die Versagenswahrscheinlichkeit als Funktion der Zeit ausgegeben lassen.

## 7.4 Back-End

Das Back-End besteht aus drei Modulen (siehe Bild 7.1). Das erste Modul, der Zustandsmodellgenerator, dient zur Erzeugung des Zustandsmodells bzw. Systemschädigungsmodells des Brückenüberbaus. Der Zustandsmodellgenerator erzeugt die Topologie und berechnet die CPTs des zugrundeliegenden DBN-Modells. Die notwendigen Informationen für die Generierung des Zustandsmodells werden in der Zustandsmodelldaten-XML-Datei, die durch den Nutzer mithilfe des Front-Ends erzeugt wurde, bereitgestellt. Des Weiteren werden für die Generierung zusätzlich notwendige Informationen aus der Schädigungsmodelldaten-XML-Datei (Vorgabewerte für die Parameter der Schädigungsmodelle) und der Tragwerksmodelldaten-XML-Datei (Lebensdauer des Tragwerks) ausgelesen.

Das zweite Modul, das Zustandsmodell, implementiert einen Inferenzalgorithmus zur Berechnung der aktualisierten Wahrscheinlichkeitsfunktion  $p(\Psi_t | \mathbf{z}_{0:t})$  des Systemschädigungszustandes  $\Psi_t$  auf der Grundlage des DBN-Modells unter Berücksichtigung

der Informationen aus Inspektionen und Überwachungsmaßnahmen (siehe Kapitel 6.1). Informationen aus Inspektionen und Überwachungsmaßnahmen, welche ebenfalls vom Nutzer im Front-End eingegeben werden, werden in einer separaten Observations-XML-Datei vom Front-End an das Back-End übergeben (siehe Bild 7.1). Die Ergebnisse der Berechnungen des Schädigungszustandes werden in eine Ergebnis-XML-Datei vom Zustandsmodell geschrieben (siehe Bild 7.1).

In der aktuellen Version des Prototyps ist der Likelihood-Weighting-Algorithmus als Inferenzalgorithmus implementiert (RUSSELL, NORVIG, 2010). Dieser Algorithmus generiert gewichtete Samples des Systemschädigungszustandes  $\Psi_t$ , die mit den Beobachtungen aus Inspektionen und Überwachung  $\mathbf{z}_{0:t} = \mathbf{z}_{0:t}$  übereinstimmen. Hierzu werden Samples von allen Variablen im DBN entsprechend ihrer topologischen Reihenfolge erzeugt. Die Wahrscheinlichkeitsfunktion, auf deren Grundlage die Samples generiert werden, ist dabei bedingt auf die schon erzeugten Samples der Eltern der jeweiligen Variablen. Die Zustände aller beobachteten Variablen werden gemäß der jeweiligen Beobachtung fixiert. Durch dieses Vorgehen wird sichergestellt, dass alle Samples mit den Beobachtungen übereinstimmen. Die Samples sind jedoch nicht gleichwertig. Jedes Sample wird mit seiner Likelihood gewichtet. Die Likelihood ergibt sich aus dem Produkt der Wahrscheinlichkeiten der beobachteten Variablen, bedingt auf den Zustand ihrer Eltern.

Das dritte Modul implementiert das in Kapitel 6.6 beschriebene Tragwerksmodell. Die notwendigen Daten zur Erzeugung des Tragwerksmodells werden in der Tragwerksmodelldaten-XML-Datei vorgehalten (siehe Bild 7.1). Hierzu zählen Daten über die Geometrie, Materialien und Lasten. Das Tragwerksmodell berechnet die aktualisierte Versagenswahrscheinlichkeit des Kastenträgers zum Zeitpunkt  $t$  auf der Grundlage der gewichteten Samples des Systemschädigungszustandes  $\Psi_t$  wie folgt:

$$\Pr(F_t | \mathbf{z}_{0:t} = \mathbf{z}_{0:t}) \approx \frac{\sum_{k=1}^{n_{sim}} \Pr(F_t | \Psi_t = \Psi_t^{(k)}) \cdot w_t^{(k)}}{\sum_{k=1}^{n_{sim}} w_t^{(k)}} \quad (7.1)$$

Hierbei ist  $\Psi_t^{(k)}$  das  $k$ -te Sample von  $\Psi_t$ ,  $w_t^{(k)}$  ist das entsprechende Gewicht und  $n_{sim}$  ist die Anzahl der erzeugten Samples. Die vom Zustandsmodell erzeugte Ergebnis-XML-Datei wird mit den Ergebnissen der Systemzuverlässigkeitsberechnung erweitert (siehe Bild 7.1).

An dieser Stelle ist es wichtig anzumerken, dass die Leistungsfähigkeit des Likelihood-Weighting-Algorithmus mit steigender Anzahl der Beobachtungen abnimmt. Das ergibt sich aus der Tatsache, dass in diesem Fall die meisten Samples sehr kleine Gewichte haben. Dadurch wird die gewichtete Schätzung der Versagenswahrscheinlichkeit gemäß Gleichung (7.1) durch eine kleine Anzahl von Samples dominiert, deren Gewichte nicht verschwindend klein sind. Die Anzahl der effektiven Samples reduziert sich also mit zunehmender Anzahl an Beobachtungen. Um die Genauigkeit der Schätzung in diesem Fall zu erhöhen, müssen also mehr Samples generiert werden.

$\Pr(F_t | \Psi_t = \psi_t^{(k)})$  wird mittels des Verfahrens der stetigen Laststeigerung auf der Grundlage eines Finite-Element-Modells (FE-Modell) des Kastenträgers berechnet (siehe Kapitel 6.6). Hierzu wurde ein linear-elastisches, schubstarres, ebenes Balkenelement (Weggrößenelement mit zwei Knoten mit jeweils zwei Freiheitsgraden) implementiert (siehe z. B. HARBORD, 2001). Als Lasten können konstante Streckenlasten und Einzellasten (Einzelmomente und -kräfte) berücksichtigt werden. Auf dieser Grundlage kann der Kastenträger als biegesteifer, ebener Durchlaufträger abgebildet werden. Schnittkräfte und Biegegewiderstände, welche vom jeweiligen Schädigungszustand  $\Psi_t = \psi_t^{(k)}$  abhängen, werden an den Knoten des FE-Modells berechnet und verglichen. Die Länge der Balkenelemente kann vom Nutzer in der Tragwerksmodell-daten-XML-Datei (siehe Bild 7.1) festgelegt werden. Die Balkenelemente können jedoch nicht Länge als die vom Nutzer definierten Sektionen sein.

## 8 Fallstudie: Illustratives Beispiel

Die folgende Fallstudie wurde während eines Workshops vom 08.-11. Juli 2013 an der BAM in Berlin (BÜGLER et al., 2013) definiert. Sie soll anhand eines sehr einfachen, rein illustrativen Beispiels zeigen, dass eine integrale Analyse und Prognose des Schädigungszustandes und der Systemzuverlässigkeit eines Brückenüberbaus unter Berücksichtigung von Inspektionsergebnissen mit dem DBN-Modellierungsansatz möglich ist. Sie dient auch dazu, dem Leser den Ansatz anhand eines einfach nachrechenbaren Beispiels näher zu bringen.

Die Fallstudie soll weiterhin praktische Aspekte der softwaretechnischen Umsetzung des DBN-Modellierungsansatzes aufzeigen. Hierzu wurde die Leistungsfähigkeit existierender Software-Toolboxen zur Berechnung dynamischer Bayes'scher Netze überprüft. Insbesondere wurde die Möglichkeit untersucht, exakte Algorithmen zu verwenden für die Inferenz in hierarchischen DBN, welche durch den in Kapitel 6.5.1 vorgeschlagenen hierarchischen Ansatz zur Modellierung der Abhängigkeiten zwischen den Schädigungsfortschritten einzelner Bauteile entstehen.

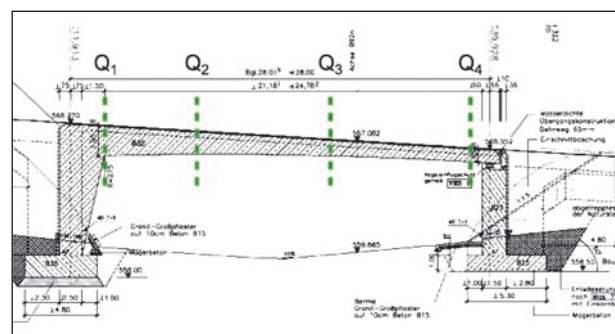
### 8.1 Beschreibung des illustrativen Brückenmodells

#### 8.1.1 Tragwerksmodell

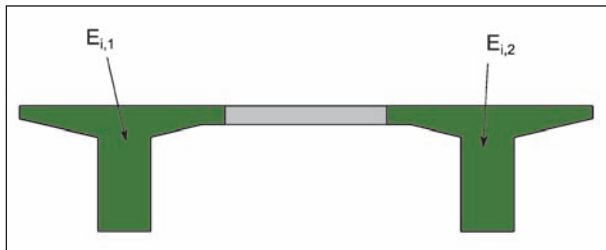
Zu Illustrationszwecken wird in diesem ersten Beispiel nur ein einfacher Brückenüberbau betrachtet. Es wird angenommen, dass der Brückenüberbau  $n = 4$  maßgebende Querschnitte hat. Bild 8.1 zeigt zur Veranschaulichung einen möglichen Brückenüberbau.

Ein logisches Seriensystem der vier maßgebenden Querschnitte wird als Modell zur Berechnung der Systemzuverlässigkeit des Brückenüberbaus verwendet. Es wird angenommen, dass jeder Querschnitt in zwei Bauteile bzw. Elemente unterteilt werden kann. Beispielsweise könnte der Brückenquerschnitt aus einem zweistegigen Plattenbalken bestehen. Ein solcher Querschnitt ist zur Veranschaulichung in Bild 8.2 dargestellt.

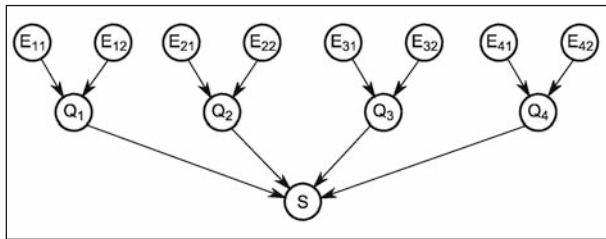
Weiterhin wird angenommen, dass ein Querschnitt nur dann versagt, wenn beide Elemente versagt haben. Jeder Querschnitt wird somit als logisches Parallelsystem bestehend aus zwei Elementen abgebildet.



**Bild 8.1:** Schnitt eines einfachen (illustrativen) Brückenüberbaus (Quelle: PROJEKTA Ingenieurgesellschaft für Tiefbautechnik Auerbach mbH)



**Bild 8.2:** Doppelstegiger Plattenbalken, der als Parallelsystem zweier Balken (Elemente) modelliert wird



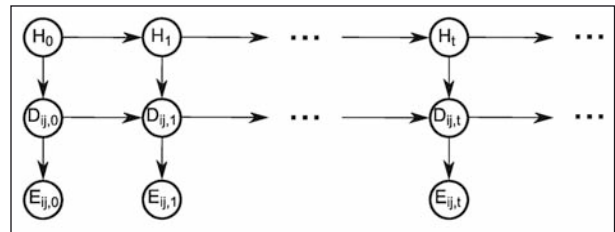
**Bild 8.3:** Bayes'sches Netz zur Modellierung der Standsicherheit des Brückenüberbaus – konvergierende Struktur

Hierauf aufbauend kann ein BN, welches den Zustand des Brückenüberbaus direkt in Abhängigkeit vom Zustand der einzelnen Querschnitte und deren direkte Abhängigkeit von den Zuständen der dazugehörigen Elementen definiert, konstruiert werden (siehe Bild 8.3).

Der Systemknoten  $S$  beschreibt den Zustand des Brückenüberbaus, die Knoten  $Q_i$  ( $i = 1, \dots, n$ ) beschreiben die Zustände der einzelnen Querschnitte und die Knoten  $E_{ij}$  ( $i = 1, \dots, n$  und  $j = 1, 2$ ) beschreiben die Zustände der jeweiligen Elemente. Die Knoten  $S$ ,  $Q_i$  und  $E_{ij}$  entsprechen hier binären Zufallsvariablen, die jeweils zwei Zustände haben: 0 (versagt) und 1 (intakt).

### 8.1.2 Schädigungsmodell

Im aktuellen Beispiel wird angenommen, dass jedes Element dem gleichen Schädigungsprozess unterworfen ist. Dies bedeutet, dass die probabilistischen Schädigungsmodelle für alle Elemente die gleichen sind. Der tatsächliche Zustand wird aber aufgrund der Streuungen von einem Element zum anderen variieren. Der Schädigungszustand eines Elementes  $E_{ij,t}$  im Jahr  $t$  wird mit einer diskreten Zufallsvariablen  $D_{ij,t}$  beschrieben, die vier Zustände haben kann: 1 (kein Schaden), 2 (leichter Schaden), 3 (mittlerer Schaden) und 4 (schwerer Schaden). Hierbei sei anzumerken, dass die Abstufung der Schädigungszustände in diesem Beispiel in Anlehnung an die Schadensklassifizierung nach RI-EBW-PRÜF (2007) gewählt wurde, wobei die



**Bild 8.4:** DBN zur Modellierung des Schädigungsfortschrittes

RI-EBW-PRÜF (2007) allerdings fünf Schadensklassen definiert.

Der Schädigungsfortschritt wird durch eine erweiterte Markov-Kette bzw. ein DBN modelliert. Bei der Modellierung wird berücksichtigt, dass der Schädigungsfortschritt von der Ausführungsqualität  $H$  des Elementes abhängt. Die Ausführungsqualität wird durch eine zeitinvariante, diskrete Zufallsvariable modelliert, welche drei Zustände haben kann: 1 (sehr gute Qualität), 2 (gute Qualität) und 3 (schlechte Qualität).

Das DBN zur Berechnung des Schädigungsfortschrittes ist in Bild 8.4 dargestellt.

In Bild 8.4 ist zu erkennen, dass das DBN zur Berechnung des Schädigungsfortschrittes aus einer Serie von Zeitschnitten (engl. Time-Slices) besteht, welche jeweils einem Jahr entsprechen. Jeder Zeitschnitt besteht aus den Knoten  $H_t$ ,  $D_{ij,t}$  und  $E_{ij,t}$ , wobei die Knoten  $H_t$  und  $D_{ij,t}$  und die Knoten  $D_{ij,t}$  und  $E_{ij,t}$  jeweils durch eine gerichtete Kante verbunden sind. Die Knoten und Kanten innerhalb eines Zeitschnittes definieren die Intra-Slice-Topologie des DBN.

Zwei aufeinander folgende Zeitschnitte sind durch gerichtete Kanten vom Knoten  $H_t$  zum Knoten  $H_{t+1}$  und vom Knoten  $D_{ij,t}$  zum Knoten  $D_{ij,t+1}$  verbunden. Die Knoten und Kanten, über die zwei aufeinander folgende Zeitschnitte verknüpft sind, definieren die Inter-Slice-Topologie des DBN.

Diesem Modell liegt die Annahme zu Grunde, dass der Zustand eines Elementes  $E_{ij,t}$  im Jahr  $t$  unabhängig ist von den Zuständen des Elementes in jedem vorherigen Jahr, wenn der Schädigungszustand  $D_{ij,t}$  im Jahr  $t$  bekannt ist.

Die A-priori-Wahrscheinlichkeitsfunktion der Ausführungsqualität  $H$ ,  $p(h_0)$ , kann z. B. auf Grundlage von subjektivem Expertenwissen nach der ersten Hauptprüfung vor Abnahme des Brückenüberbaus bestimmt werden. Da die Ausführungsqualität zeitinvariant ist, ist die bedingte Wahrscheinlichkeitsfunktion  $p(h_t|h_{t-1})$  eine Einheitsmatrix (siehe Tabelle 8.1).

$p(h_t h_{t-1})$			
	$H_{t-1} = 1$	$H_{t-1} = 2$	$H_{t-1} = 3$
$H_t = 1$	1.0	0.0	0.0
$H_t = 2$	0.0	1.0	0.0
$H_t = 3$	0.0	0.0	1.0

Tab. 8.1: Bedingte Wahrscheinlichkeitsfunktion des Knoten zur Modellierung der Ausführungsqualität  $H_t$

$p(d_{ij,0} h_0)$				
	$H_0 = 1$	$H_0 = 2$	$H_0 = 3$	$D_{ij,t=1} = 4$
$D_{ij,0} = 1$	1.0	0.9	0.8	0.0
$D_{ij,0} = 2$	0.0	0.1	0.15	0.0
$D_{ij,0} = 3$	0.0	0.0	0.05	0.0
$D_{ij,0} = 4$	0.0	0.0	0.0	1.0

Tab. 8.2: Bedingte Anfangswahrscheinlichkeitsfunktion des Schädigungszustandes  $D_{ij,0}$  ( $i = 2, \dots, n$  und  $j = 1, 2$ ) für  $t = 0$  Jahre

$p(d_{ij,t} d_{ij,t-1}, h_t = 1)$				
	$D_{ij,t-1} = 1$	$D_{ij,t-1} = 2$	$D_{ij,t-1} = 3$	$D_{ij,t-1} = 4$
$D_{ij,t} = 1$	0.99	0.0	0.0	0.0
$D_{ij,t} = 2$	0.01	0.99	0.0	0.0
$D_{ij,t} = 3$	0.0	0.01	0.99	0.0
$D_{ij,t} = 4$	0.0	0.0	0.01	1.0
$p(d_{ij,t} d_{ij,t-1}, h_t = 2)$				
	$D_{ij,t-1} = 1$	$D_{ij,t-1} = 2$	$D_{ij,t-1} = 3$	$D_{ij,t-1} = 4$
$D_{ij,t} = 1$	0.95	0.0	0.0	0.0
$D_{ij,t} = 2$	0.05	0.95	0.0	0.0
$D_{ij,t} = 3$	0.0	0.05	0.95	0.0
$D_{ij,t} = 4$	0.0	0.0	0.05	1.0
$p(d_{ij,t} d_{ij,t-1}, h_t = 3)$				
	$D_{ij,t-1} = 1$	$D_{ij,t-1} = 2$	$D_{ij,t-1} = 3$	$D_{ij,t-1} = 4$
$D_{ij,t} = 1$	0.9	0.0	0.0	0.0
$D_{ij,t} = 2$	0.075	0.9	0.0	0.0
$D_{ij,t} = 3$	0.025	0.075	0.9	0.0
$D_{ij,t} = 4$	0.0	0.025	0.1	1.0

Tab. 8.3: Bedingte Wahrscheinlichkeitsfunktion des Schädigungszustandes  $D_{ij,t}$  ( $i = 2, \dots, n$  und  $j = 1, 2$ ) für  $t > 0$  Jahre

Die Wahrscheinlichkeitsfunktionen des Schädigungszustandes  $D_{ij,t}$  bedingt auf die Ausführungsqualität  $H$  kann z. B. auf Grundlage großmaßstäblich erhobener Daten und Expertenwissen bestimmt werden. In der aktuellen Fallstudie werden die in den Tabellen 8.2 und 8.3 angegeben beding-

$p(e_{ij,t} d_{ij,t})$				
	$D_{ij,t} = 1$	$D_{ij,t} = 2$	$D_{ij,t} = 3$	$D_{ij,t} = 4$
$E_{ij,t} = 1$	1.0	0.95	0.8	0.6
$E_{ij,t} = 0$	0.0	0.05	0.2	0.4

Tab. 8.4: Bedingte Wahrscheinlichkeitsfunktion des Elementknotens  $E_{ij,t}$  ( $i = 2, \dots, n$  und  $j = 1, 2$ ) für  $t \geq 0$  Jahre

ten Wahrscheinlichkeitsfunktionen des Schädigungszustandes  $D_{ij,t}$  verwendet.

Die Wahrscheinlichkeitsfunktion eines Elementes  $E_{ij,t}$  bedingt auf die einzelnen Schädigungszustände  $D_{ij,t}$  zum Zeitpunkt  $t$  wurde in der aktuellen Fallstudie abgeschätzt. Zu Illustrationszwecken wurden relativ hohe Wahrscheinlichkeiten für das Ereignis Elementversagen  $\{E_{ij,t} = 0\}$  gewählt. Diese ist in Tabelle 8.4 angegeben.

### 8.1.3 Berücksichtigung von visuellen Inspektionen

Der Schädigungszustand  $D_{ij,t}$  eines Elementes  $E_{ij,t}$  kann im Jahr  $t$  z. B. durch eine visuelle Bauwerksprüfung bestimmt werden. Durch eine visuelle Inspektion kann im Allgemeinen der tatsächliche Schädigungszustand eines Elementes nicht mit Sicherheit bestimmt werden. In der aktuellen Fallstudie wird deshalb das Ergebnis einer Inspektion mit einer diskreten Zufallsvariable  $Z_{ij,t}$  abgebildet, welche vier Zustände haben kann: 1 (kein Schaden beobachtet), 2 (einen leichten Schaden beobachtet), 3 (einen mittleren Schaden beobachtet) und 4 (einen schwerer Schaden beobachtet).

Die Genauigkeit der visuellen Inspektion wird mit der Likelihood-Funktion  $p(z_{ij,t}|d_{ij,t})$  modelliert (siehe auch Kapitel 6.4), welche in Tabelle 8.5 angegeben ist.

Dem Modell zur Beschreibung der Genauigkeit der Inspektion liegt die Annahme zu Grunde, dass das Ergebnis einer Inspektion  $Z_{ij,t}$  unabhängig von allen vorangegangenen Inspektion ist, wenn der Schadenszustand  $D_{ij,t}$  bekannt ist. Aus diesem Grunde kann das Ergebnis der Inspektion im DBN zur Berechnung des Schädigungsfortschrittes (siehe Bild 8.4) durch Einführung eines extra Knotens  $Z_{ij,t}$ , welcher direkt vom Schädigungszustand  $D_{ij,t}$  abhängt, berücksichtigt werden (siehe Bild 8.5).

Der Knoten  $Z_{ij,t}$  ist vollständig durch die Likelihood-Funktion in Tabelle 8.5 definiert.



		$p(z_{ij,t} d_{ij,t})$			
		$D_{ij,t-1} = 1$	$D_{ij,t-1} = 2$	$D_{ij,t-1} = 3$	$D_{ij,t-1} = 4$
$Z_{ij,t} = 1$		0.95	0.15	0.0	0.0
$Z_{ij,t} = 2$		0.05	0.8	0.1	0.0
$Z_{ij,t} = 3$		0.0	0.05	0.6	0.1
$Z_{ij,t} = 4$		0.0	0.0	0.3	0.9

Tab. 8.5: Likelihood-Funktion zur Modellierung der Genauigkeit einer visuellen Inspektionen

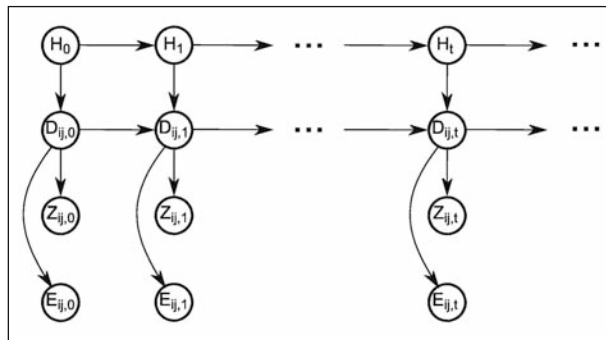


Bild 8.5: Einbindung des Ergebnisses einer Inspektion in das DBN zur Berechnung des Schädigungsfortschritts des Elementes  $E_{ij,t}$

### 8.1.4 Äquivalentes BN zur Modellierung der Standsicherheit des Brückenüberbaus

Es ist zweckmäßig, die konvertierende Struktur des in Bild 8.3 dargestellten BN in eine kettenförmige Struktur zu überführen. Hierdurch wird die Größe der CPTs, die den Knoten  $S$  und  $Q_i$  zugeordnet werden, reduziert und die rechnerischere Effizienz des BNs gesteigert; siehe (BENSI et al. (2013)). Hierzu wird der Teilgraph zur Abbildung des logischen Seriensystems der vier Querschnitte gemäß (BENSI et al. (2013)) in eine Survival Path Sequence überführt. Zusätzlich werden die Teilgraphen, die die einzelnen Querschnitte  $Q_i$  als logisches Parallelsystem der dazugehörigen Elementen  $E_{ij}$  abbilden, gemäß (BENSI et al. (2013)) in eine Failure Path Sequence (FPS) umgeformt. Zu diesem Zweck wird für jeden Elementknoten  $E_{ij}$  ein zusätzlicher binärer Knoten  $E_{f,ij}$  ins BN aufgenommen. Diese zusätzlichen Knoten werden als Failure Path Elements (FPE) bezeichnet. Die FPE-Knoten  $E_{f,i1}$  und  $E_{f,i2}$  ( $i = 1, \dots, n$ ) bilden jeweils eine FPS. Der Endknoten der FPS ist jeweils der Knoten  $Q_i$ . Der Zustand des FPE-Knotens  $E_{f,i1}$  entspricht dem Zustand des Knotens  $E_{i1}$ . Der Zustand des FPE-Knotens  $E_{f,i2}$  ist wie folgt definiert:

$$E_{f,i2} = 0 \text{ wenn } \{E_{f,i1} = 0\} \cap \{E_{i2} = 0\} = 1 \text{ sonst } \quad (8.1)$$

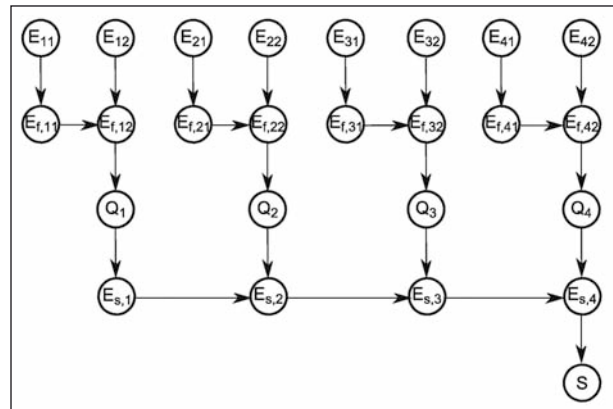


Bild 8.6: Äquivalentes BN zur Modellierung der Standsicherheit des Brückenüberbaus mit kettenförmiger Struktur

		$p(e_{f,i1} e_{i1})$	
		$E_{i1} = 1$	$E_{i1} = 0$
$E_{f,i1} = 1$		1.0	0.0
$E_{f,i1} = 0$		0.0	1.0

Tab. 8.6: Bedingte Wahrscheinlichkeitsfunktion des FPE-Knotens  $E_{f,i1}$  ( $i = 1, \dots, n$ )

		$p(e_{f,i2} e_{i1}, e_{f,i1} = 1)$	
		$E_{f,i1} = 1$	$E_{f,i1} = 0$
$E_{f,i2} = 1$		1.0	1.0
$E_{f,i2} = 0$		0.0	0.0

		$p(e_{f,i2} e_{i1}, e_{f,i1} = 0)$	
		$E_{f,i1} = 1$	$E_{f,i1} = 0$
$E_{f,i2} = 1$		1.0	0.0
$E_{f,i2} = 0$		0.0	1.0

Tab. 8.7: Bedingte Wahrscheinlichkeitsfunktion des FPE-Knotens  $E_{f,i2}$  ( $i = 1, \dots, n$ )

		$p(q_i e_{f,i2})$	
		$E_{f,i2} = 1$	$E_{f,i2} = 0$
$Q_i = 1$		1.0	0.0
$Q_i = 0$		0.0	1.0

Tab. 8.8: Bedingte Wahrscheinlichkeitsfunktion der Querschnittknoten  $Q_i$  ( $i = 1, \dots, n$ )

Der Zustand des FPE-Knotens  $E_{f,i2}$  beschreibt den Zustand der gesamten FPS, weswegen der Zustand des Knotens  $Q_i$  dem Zustand des Knotens  $E_{f,i2}$  entspricht.

Das äquivalente BN zur Modellierung der Standsicherheit des Brückenüberbaus mit kettenförmiger Struktur ist in Bild 8.6 dargestellt.

Die bedingten Wahrscheinlichkeitsfunktionen oder CPTs der FPE-Knoten, des Querschnittknotens  $Q_i$ , der SPE-Knoten und des Systemknotens  $S$  sind in den Tabellen 8.6 bis 8.11 aufgelistet.

$p(e_{s,1} q_1)$		
	$Q_i = 1$	$Q_i = 0$
$E_{s,1} = 1$	1.0	0.0
$E_{s,1} = 0$	0.0	1.0

Tab. 8.9: Bedingte Wahrscheinlichkeitsfunktion des SPE-Knotens  $E_{s,1}$

$p(e_{s,i} q_i, e_{s,i-1} = 1)$		
	$Q_i = 1$	$Q_i = 0$
$E_{s,i} = 1$	1.0	0.0
$E_{s,i} = 0$	0.0	1.0

$p(e_{s,i} q_i, e_{s,i-1} = 0)$		
	$Q_i = 1$	$Q_i = 0$
$E_{s,i} = 1$	0.0	0.0
$E_{s,i} = 0$	1.0	1.0

Tab. 8.10: Bedingte Wahrscheinlichkeitsfunktion des SPE-Knotens  $E_{s,i}$  ( $i = 2, \dots, n$ )

$p(s e_{s,n})$		
	$E_{s,n} = 1$	$E_{s,n} = 0$
$S = 1$	1.0	0.0
$S = 0$	0.0	1.0

Tab. 8.11: Bedingte Wahrscheinlichkeitsfunktion des Systemknotens  $S$

### 8.1.5 Verknüpfung des Schädigungsmodells mit dem Tragwerksmodell

Das BN zur Modellierung der Standsicherheit (siehe Bild 8.6) und das DBN zur Berechnung des Schädigungsfortschrittes eines Elementes unter Berücksichtigung von Ergebnissen aus Bauwerksprüfungen (siehe Bild 8.5) dienen als Grundlage für die Erstellung eines DBN für die integrale Analyse und Prognose des Schädigungszustandes und der Systemzuverlässigkeit des Brückenüberbaus. Die Intra-Slice-Topologie des integralen DBN des Brückenüberbaus ist in Bild 8.7 dargestellt.

In Bild 8.7 ist zu erkennen, dass den Elementen des Standsicherheitsmodells jeweils das gleiche Schädigungsmodell zugeordnet wurde. Das heißt, dass in jedem Zeitschnitt  $t$  ein Schädigungsknoten  $D_{ij,t}$  ( $i = 1, \dots, n$  und  $j = 1, 2$ ) durch eine gerichtete Kante mit einem Elementknoten  $E_{ij,t}$  ( $i = 1, \dots, n$  und  $j = 1, 2$ ) verbunden ist. Jeder Elementknoten  $E_{ij,t}$  ist durch den CPT, welcher in Tabelle 8.4 gegeben ist, definiert.

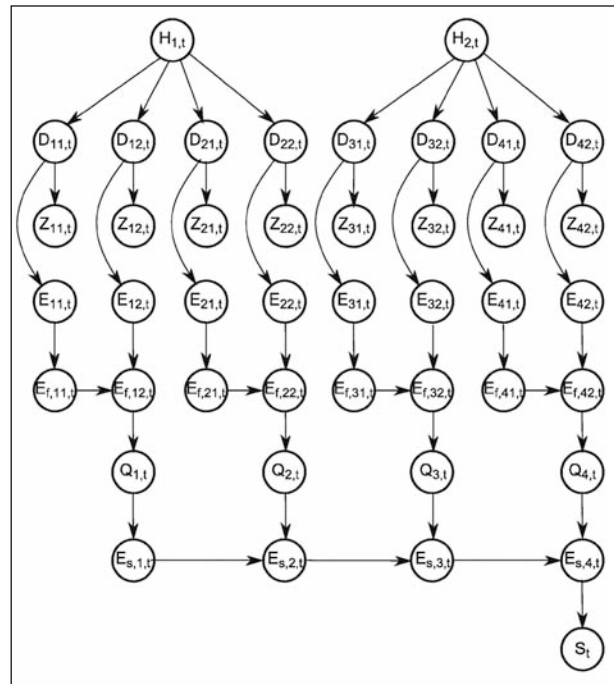


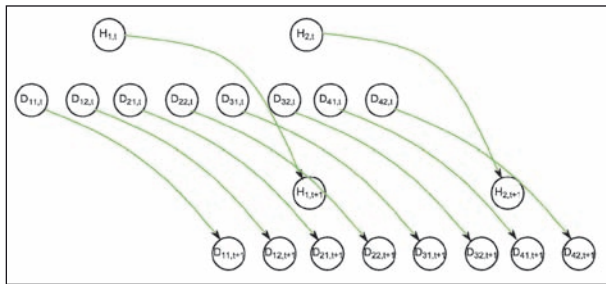
Bild 8.7: Intra-Slice-Topologie des integralen DBN zur Systemmodellierung

Zur Modellierung der räumlichen Abhängigkeiten der Schädigungsprozesse wurde in der aktuellen Fallstudie der Brückenüberbau in zwei Zonen unterteilt. Zone 1 enthält alle Elemente, aus denen die Querschnitte  $Q_1$  und  $Q_2$  bestehen. Die Zone 2 enthält alle anderen Elemente. Innerhalb einer Zone sind die Schädigungsprozesse statistisch voneinander abhängig. Diese Abhängigkeiten werden im Modell berücksichtigt, indem die jeweiligen Schädigungsknoten  $D_{ij,t}$ , die einer Zone zugeordnet sind, von demselben Knoten  $H_{m,t}$  abhängen. In Zone 1 sind die Schädigungsknoten vom Knoten  $H_{1,t}$  abhängig und in Zone 2 vom Knoten  $H_{2,t}$  (siehe Bild 8.7). Die Knoten  $H_{1,t}$  und  $H_{2,t}$  sind somit die Hyperparameter des Schädigungsmodells.

Zwei aufeinander folgende Zeitschnitte des integralen DBN des Brückenüberbaus sind durch gerichtete Kanten von den Knoten  $H_{m,t}$  zum Knoten  $H_{m,t+1}$  ( $m = 1, 2$ ) und von Knoten  $D_{ij,t}$  zum Knoten  $D_{ij,t+1}$  ( $i = 1, \dots, n$  und  $j = 1, 2$ ) verbunden. Die Inter-Slice-Topologie des integralen DBN ist in Bild 8.8 dargestellt.

Die Knoten  $H_{m,t}$  ( $m = 1, 2$ ) sind durch den CPT, welcher in Tabelle 8.1 angegeben ist, definiert und die Knoten  $D_{ij,t}$  ( $i = 1, \dots, n$  und  $j = 1, 2$ ) sind durch den CPT, der in Tabelle 8.3 angegeben ist, definiert.

Das integrale DBN basiert auf der Annahme, dass der Zustand des Tragwerks im Zeitschnitt  $t$  unab-



**Bild 8.8:** Inter-Slice-Topologie des integralen DBN zur Systemmodellierung

hängig von den Zuständen des Tragwerks in allen vorherigen Zeitschnitten ist, wenn die gemeinsame Verteilung der Schädigungsknoten im Zeitschnitt  $t$  bekannt ist. In anderen Worten, die Verknüpfung zwischen unterschiedlichen Zeitschnitten findet einzig über die Schädigungsmodelle statt.

## 8.2 Prognose des Schadenszustandes und der Systemzuverlässigkeit

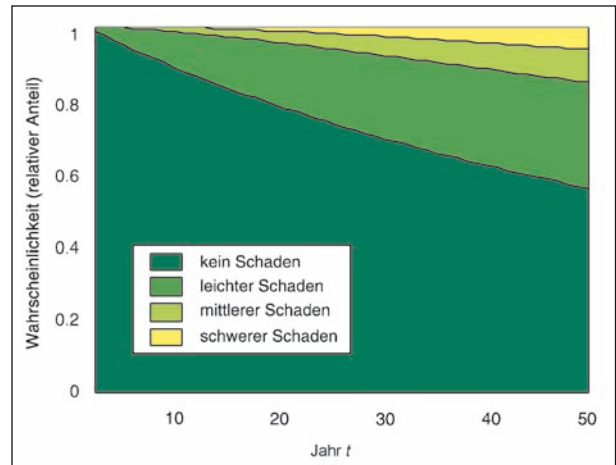
Auf Grundlage des DBN, welches das einfache Brückenmodell abbildet, werden in den folgenden Abschnitten verschiedene Szenarien untersucht, wobei die Zeitpunkte und die Orte der Bauwerksprüfungen variiert werden. Es wird in allen Szenarien davon ausgegangen, dass die Ausführungsqualität  $H_1$  der Elemente in Zone 1 mit 90%iger Wahrscheinlichkeit als sehr gut, mit 9%iger Wahrscheinlichkeit als gut und mit 1%iger Wahrscheinlichkeit als schlecht eingeschätzt wurde (d. h.  $p(h_{1,0}) = [0.9, 0.09, 0.01]$ ). Weiterhin wird davon ausgegangen, dass die A-priori-Verteilung der Ausführungsqualität  $H_2$  der Elemente in Zone 2 wie folgt bewertet wurde:  $p(h_{2,0}) = [0.01, 0.09, 0.9]$ . Die Berechnungen werden jeweils für eine Nutzungszeit von 50 Jahren durchgeführt.

### 8.2.1 Ohne Berücksichtigung von Inspektionen

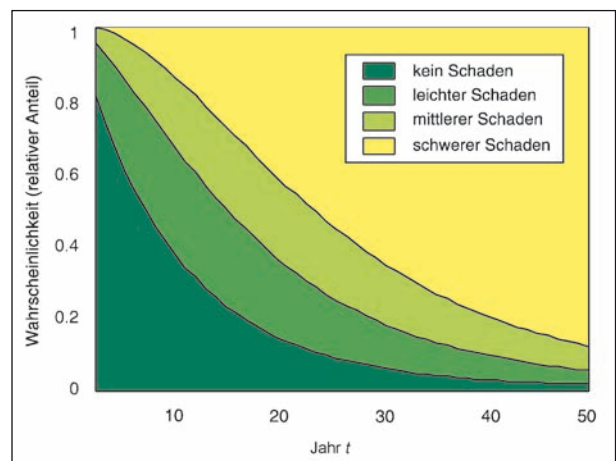
#### Szenario 1 – A-priori-Analyse

Zunächst werden der Schädigungszustand der Elemente des Brückenüberbaus und die Systemzuverlässigkeit unter der Annahme berechnet, dass keine Bauwerksprüfungen während der gesamten Nutzungszeit des Brückenüberbaus durchgeführt werden (Szenario 1).

Bild 8.9 und Bild 8.10 zeigen die berechneten Verläufe der Wahrscheinlichkeiten der einzelnen Schädigungszustände der Elementes  $E_{11}$  und  $E_{31}$  d. h.  $\Pr(D_{11,t} = k)$  und  $\Pr(D_{31,t} = k)$  ( $k = 1, \dots, 4$ ). Die Verläufe in Bild 8.9 repräsentativ für alle Elemente in Zone 1 und die Verläufe in Bild 8.10 repräsentativ für alle Elemente in Zone 2.



**Bild 8.9:** Wahrscheinlichkeiten (relativer Anteil) der einzelnen Schädigungszustände des Elementes  $E_{11}$  als Funktion der Zeit  $t$ ,  $\Pr(D_{11,t} = k)$  ( $k = 1$  (kein Schaden), 2 (leichter Schaden), 3 (mittlerer Schaden), 4 (schwerer Schaden)). Repräsentativ für alle Elemente in Zone 1. Szenario 1 (ohne Inspektion)

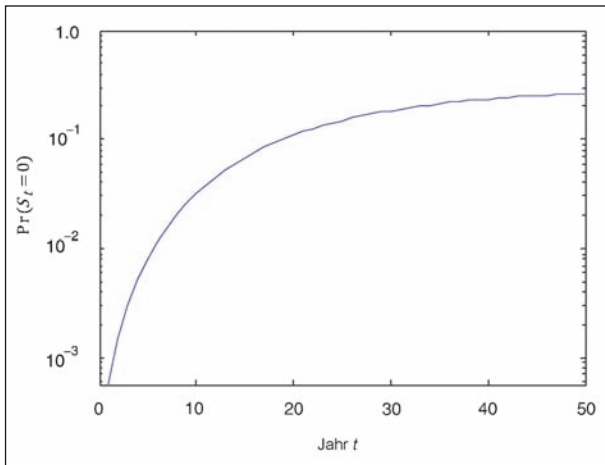


**Bild 8.10:** Wahrscheinlichkeiten (relativer Anteil) der einzelnen Schädigungszustände des Elementes  $E_{31}$  als Funktion der Zeit  $t$ ,  $\Pr(D_{31,t} = k)$  ( $k = 1$  (kein Schaden), 2 (leichter Schaden), 3 (mittlerer Schaden), 4 (schwerer Schaden)). Repräsentativ für alle Elemente in Zone 2. Szenario 1 (ohne Inspektion)

digungszustände der Elementes  $E_{11}$  und  $E_{31}$  d. h.  $\Pr(D_{11,t} = k)$  und  $\Pr(D_{31,t} = k)$  ( $k = 1, \dots, 4$ ). Die Verläufe in Bild 8.9 repräsentativ für alle Elemente in Zone 1 und die Verläufe in Bild 8.10 repräsentativ für alle Elemente in Zone 2.

Der Vergleich von Bild 8.9 und Bild 8.10 zeigt, dass die Ausführungsqualität einen deutlichen Einfluss auf die prognostizierten Schädigungszustände der einzelnen Elemente hat.

Der entsprechende Verlauf der Systemversagenswahrscheinlichkeit  $\Pr(S_t = 0)$  ist in Bild 8.11 dargestellt.



**Bild 8.11:** Systemversagenswahrscheinlichkeit  $\Pr(S_t = 0)$  als Funktion der Zeit  $t$ . Szenario 1 (ohne Inspektion)

An dieser Stelle sei wiederum darauf hingewiesen, dass sich die in Bild 8.11 dargestellten Berechnungsergebnisse aus einer rein illustrativen Beispielrechnung ergeben. Die Versagenswahrscheinlichkeiten eines tatsächlichen Brückenüberbaus sind deutlich geringer.

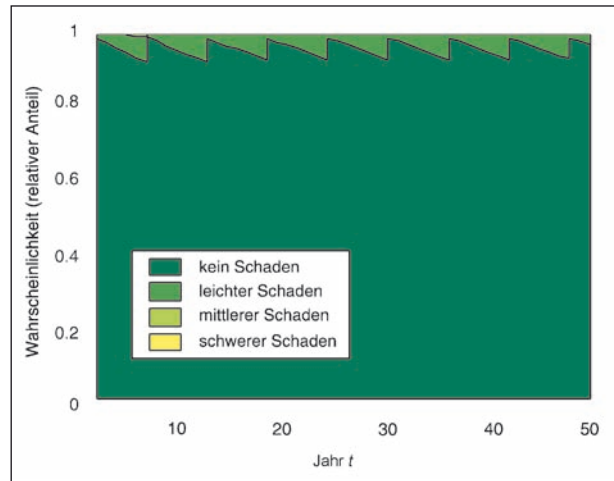
**8.2.2 Mit Berücksichtigung von Inspektionen**

In diesem Kapitel wird untersucht, welchen Einfluss die Ergebnisse von Inspektionen auf die Bewertung und Prognose der Schädigungszustände der Elemente und auf die Systemzuverlässigkeit des Brückenüberbaus haben. Hierzu werden die Wahrscheinlichkeiten der Schädigungszustände der einzelnen Elemente und die Systemzuverlässigkeit im Jahr  $t$  bedingt auf alle Prüfergebnisse  $\mathbf{Z}_{0:t} = \mathbf{z}_{0:t}$ , die vor und während des Jahres  $t$  gesammelt wurden, mithilfe des integralen DBN berechnet. Bei der Berechnung der bedingten Wahrscheinlichkeiten wird für jedes im Jahr  $t$  geprüfte Element  $E_{ij,t}$  die entsprechende Beobachtung  $\{Z_{ij,t} = r\}$  ( $r = 1, 2, 3$  oder  $4$ ) im integralen DBN als Evidenz eingetragen.

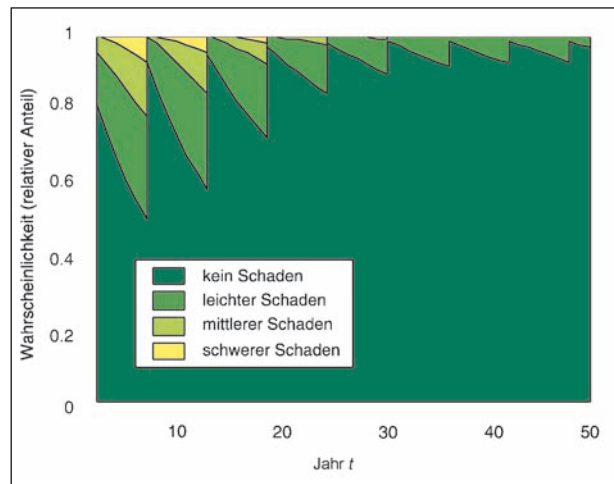
**Szenario 2 – Vollständige, regelmäßige Inspektion**

Zunächst wird der Fall betrachtet (Szenario 2), bei dem visuelle Inspektionen aller Elemente des Brückenüberbaus alle 6 Jahre durchgeführt werden. Es wird angenommen, dass jeweils kein Schaden beobachtet wird.

Bild 8.12 und Bild 8.13 zeigen die berechneten Verläufe der bedingten Wahrscheinlichkeiten der einzelnen Schädigungszustände der Elemente  $E_{11}$  und  $E_{31}$ , d. h.  $\Pr(D_{11,t} = k | \mathbf{Z}_{0:t} = \mathbf{z}_{0:t})$  und



**Bild 8.12:** Bedingte Wahrscheinlichkeiten (relativer Anteil) der einzelnen Schädigungszustände des Elemente  $E_{11}$  als Funktion der Zeit  $t$ ,  $\Pr(D_{11,t} = k | \mathbf{Z}_{0:t} = \mathbf{z}_{0:t})$  ( $k = 1$  (kein Schaden), 2 (leichter Schaden), 3 (mittlerer Schaden), 4 (schwerer Schaden)). Repräsentativ für alle Elemente in Zone 1. Szenario 2 (mit Prüfung)

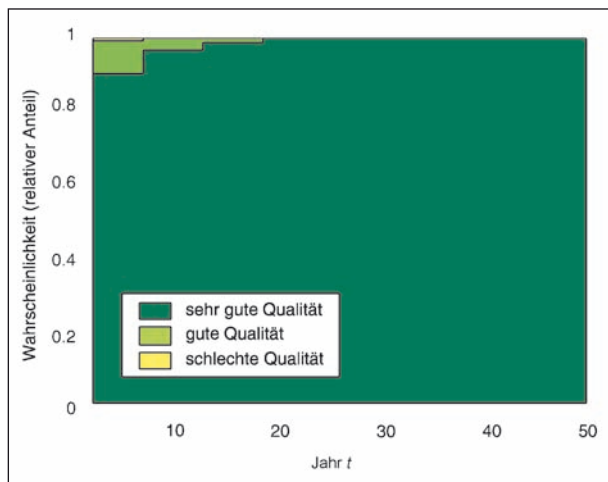


**Bild 8.13:** Bedingte Wahrscheinlichkeiten (relativer Anteil) der einzelnen Schädigungszustände des Elemente  $E_{31}$  als Funktion der Zeit  $t$ ,  $\Pr(D_{31,t} = k | \mathbf{Z}_{0:t} = \mathbf{z}_{0:t})$  ( $k = 1$  (kein Schaden), 2 (leichter Schaden), 3 (mittlerer Schaden), 4 (schwerer Schaden)). Repräsentativ für alle Elemente in Zone 2. Szenario 2 (mit Prüfung)

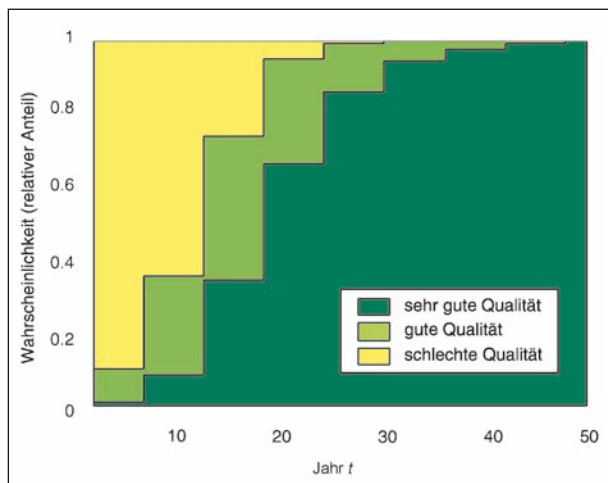
$\Pr(D_{31,t} = k | \mathbf{Z}_{0:t} = \mathbf{z}_{0:t})$  ( $k = 1, \dots, 4$ ). Hierbei ist  $\mathbf{Z}_{0:t} = \mathbf{z}_{0:t}$  ein Vektor aller Inspektionsergebnisse, die vor und während des Jahres  $t$  gesammelt wurden, enthält (siehe Kapitel 6.1). Die Verläufe in Bild 8.12 sind repräsentativ für alle Elemente in Zone 1 und die Verläufe in Bild 8.13 sind repräsentativ für alle Elemente in Zone 2.

Die Ergebnisse in Bild 8.12 und Bild 8.13 zeigen, dass die Inspektionsergebnisse im aktuellen Fall, einen positiven Einfluss auf die Bewertung des Schädigungszustandes haben. Die Wahrscheinlichkeit, dass kein Schaden vorhanden ist, erhöht





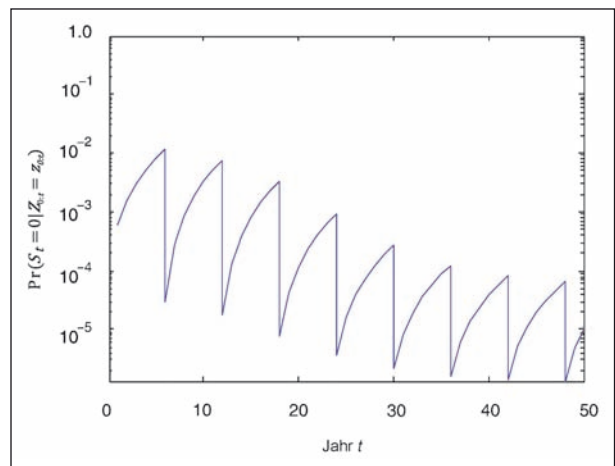
**Bild 8.14:** Bedingte Wahrscheinlichkeiten (relativer Anteil) der einzelnen Ausführungsqualitätszustände der Element in Zone 1,  $\Pr(H_{1,t} = m | Z_{0:t} = z_{0:t})$  ( $m = 1$  (sehr gute Qualität), 2 (gute Qualität), 3 (schlechte Qualität)). Szenario 2 (mit Inspektion)



**Bild 8.15:** Bedingte Wahrscheinlichkeiten (relativer Anteil) der einzelnen Ausführungsqualitätszustände der Element in Zone 2,  $\Pr(H_{2,t} = m | Z_{0:t} = z_{0:t})$  ( $m = 1$  (sehr gute Qualität), 2 (gute Qualität), 3 (schlechte Qualität)). Szenario 2 (mit Inspektion)

sich und die Wahrscheinlichkeiten aller anderen Schädigungszustände verringern sich. Der Einfluss der Inspektionsergebnisse ist am stärksten bei den Elementen in Zone 2, da hier die Ausführungsqualität und somit der Schädigungsfortschritt zu konservativ eingeschätzt wurden.

Die positiven Ergebnisse der Inspektionen haben ebenfalls einen Einfluss auf die Bewertung der Ausführungsqualitäten  $H_1$  der Elemente in Zone 1 bzw. der Ausführungsqualitäten  $H_2$  der Elemente in Zone 2. In Bild 8.14 und Bild 8.15 ist zu erkennen, dass sich nach jeder visuellen Inspektion, die keinen Schaden der Elemente in Zone 1 bzw. der Elementen



**Bild 8.16:** Bedingte Systemversagenswahrscheinlichkeit  $\Pr(S_t = 0 | Z_{0:t} = z_{0:t})$ . Szenario 2 (mit Inspektion)

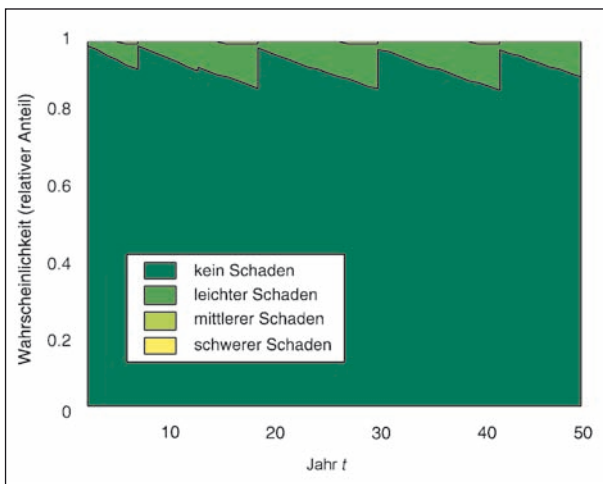
te in Zone 2 ergibt, die Gewissheit erhöht, dass Ausführungsqualität der Elemente in der jeweiligen Zone sehr gut ist. Das heißt, die Wahrscheinlichkeiten  $\Pr(H_{1,t} = 1 | Z_{0:t} = z_{0:t})$  und  $\Pr(H_{2,t} = 1 | Z_{0:t} = z_{0:t})$  nähern sich im Verlaufe der Zeit eins.

Der entsprechende Verlauf der Systemversagenswahrscheinlichkeit  $\Pr(S_t = 0 | Z_{0:t} = z_{0:t})$  ist in Bild 8.16 dargestellt. Es ist in Bild 8.16 zu erkennen, dass sich die Systemversagenswahrscheinlichkeit nach der positiven Inspektion der Elemente des Brückenüberbaus (d. h. keine Schäden werden entdeckt) um mehrere Größenordnungen verringert.

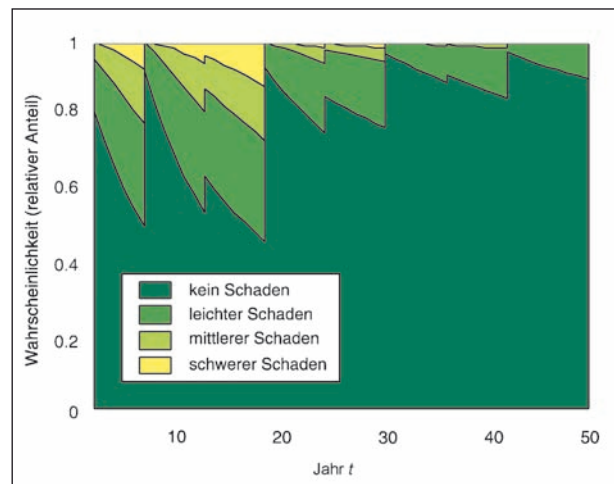
### Szenario 3 – Teilweise, regelmäßige Inspektion

Eigentlich werden Brücken gemäß (DIN 1076, 1999) als Ganzes einer Inspektion unterzogen. Im Folgenden soll aber der Fall untersucht werden, bei dem das Bauwerk nur in Teilen inspiziert wird. Dieses Beispiel soll veranschaulichen, wie indirekt auf den Zustand nicht inspizierten Bauteile geschlossen werden kann, wenn es stochastische Abhängigkeiten zwischen den Schädigungsfortschritten einzelner Bauteile gibt. Es wird der Fall betrachtet (Szenario 3), bei dem visuelle Inspektionen des Brückenüberbaus alle 6 Jahre durchgeführt werden. Bei den ungeraden Inspektionen werden die Elemente der Querschnitte  $Q_1$  und  $Q_3$  geprüft. Bei allen anderen Inspektionen werden die Elemente der Querschnitte  $Q_2$  und  $Q_4$  geprüft. Bei keiner Inspektion wird ein Schaden entdeckt.

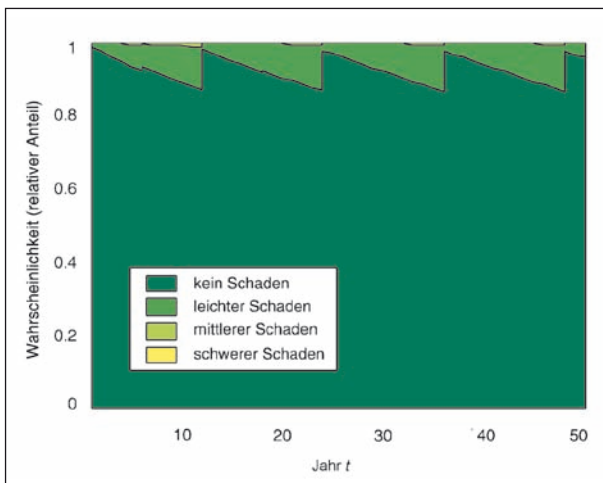
Bild 8.17 bis Bild 8.20 zeigen die berechneten Verläufe der bedingten Wahrscheinlichkeiten der einzelnen Schädigungszustände der Elemente  $E_{11}$  (repräsentativ für die Elemente von Querschnitt



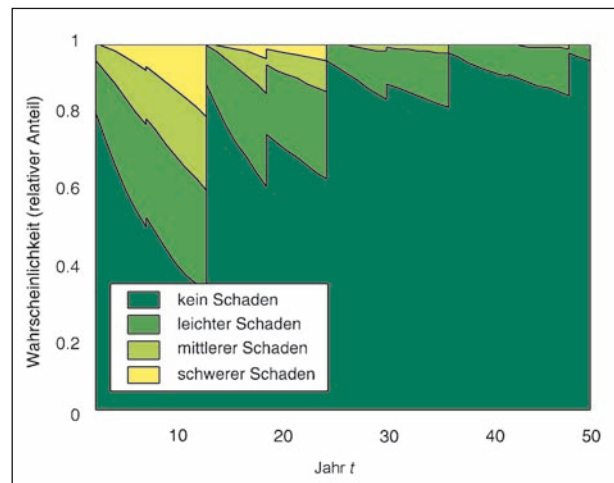
**Bild 8.17:** Bedingte Wahrscheinlichkeiten (relativer Anteil) der einzelnen Schädigungszustände des Elemente  $E_{11}$  als Funktion der Zeit  $t$ ,  $\Pr(D_{11,t} = k | Z_{0:t} = z_{0:t})$  ( $k = 1$  (kein Schaden), 2 (leichter Schaden), 3 (mittlerer Schaden)). Repräsentativ für die Elemente von Querschnitt  $Q_1$ . Szenario 3 (mit Inspektion)



**Bild 8.19:** Bedingte Wahrscheinlichkeiten (relativer Anteil) der einzelnen Schädigungszustände des Elemente  $E_{31}$  als Funktion der Zeit  $t$ ,  $\Pr(D_{31,t} = k | Z_{0:t} = z_{0:t})$  ( $k = 1$  (kein Schaden), 2 (leichter Schaden), 3 (mittlerer Schaden)). Repräsentativ für die Elemente von Querschnitt  $Q_3$ . Szenario 3 (mit Inspektion)



**Bild 8.18:** Bedingte Wahrscheinlichkeiten (relativer Anteil) der einzelnen Schädigungszustände des Elemente  $E_{21}$  als Funktion der Zeit  $t$ ,  $\Pr(D_{21,t} = k | Z_{0:t} = z_{0:t})$  ( $k = 1$  (kein Schaden), 2 (leichter Schaden), 3 (mittlerer Schaden)). Repräsentativ für die Elemente von Querschnitt  $Q_2$ . Szenario 3 (mit Inspektion)

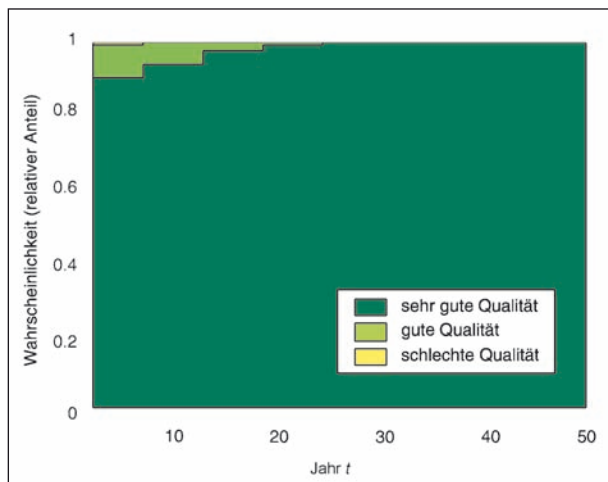


**Bild 8.20:** Bedingte Wahrscheinlichkeiten (relativer Anteil) der einzelnen Schädigungszustände des Elemente  $E_{41}$  als Funktion der Zeit  $t$ ,  $\Pr(D_{41,t} = k | Z_{0:t} = z_{0:t})$  ( $k = 1$  (kein Schaden), 2 (leichter Schaden), 3 (mittlerer Schaden)). Repräsentativ für die Elemente von Querschnitt  $Q_4$ . Szenario 3 (mit Inspektion)

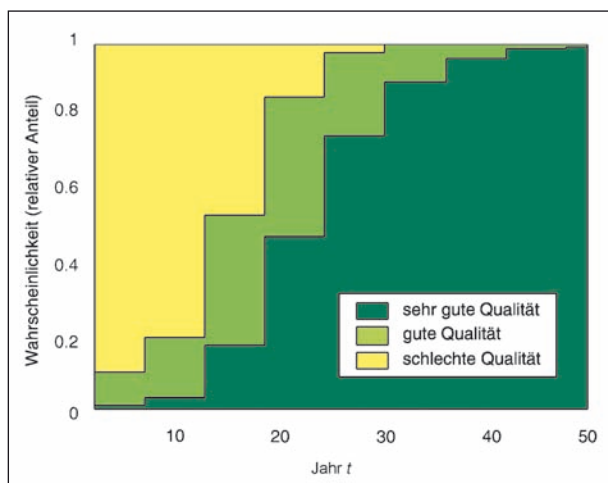
$Q_1$ ),  $E_{21}$  (repräsentativ für die Elemente von Querschnitt  $Q_2$ ),  $E_{31}$  (repräsentativ für die Elemente von Querschnitt  $Q_3$ ) bzw.  $E_{41}$  (repräsentativ für die Elemente von Querschnitt  $Q_4$ ).

Die Ergebnisse in Bild 8.17 bis Bild 8.20 zeigen wiederum, dass die Inspektionsergebnisse, einen positiven Einfluss auf die Bewertung der Schädigungszustände aller Elemente haben. Der Einfluss eines Inspektionsergebnisses ist am größten, wenn das Element direkt inspiziert wird. In diesem Fall hat das Inspektionsergebnis den größten Informationsgehalt.

In Bild 8.17 bis Bild 8.20 ist ebenfalls zu erkennen, dass die Inspektion der Elemente eines Querschnitts innerhalb einer Zone einen indirekten Einfluss auf die Bewertung des Zustandes des anderen Querschnitts in derselben Zone hat. Wenn z. B. die Elemente des Querschnitts  $Q_3$  geprüft werden und kein Schaden festgestellt wird, erhöht sich gleichzeitig die Wahrscheinlichkeit, dass die Elemente des Querschnitts  $Q_4$  keinen Schaden haben (vgl. Bild 8.19 und Bild 8.20). Dieser Effekt ist am größten in Zone 2, wo die Qualität der Elemente anfänglich viel schlechter eingeschätzt wurde als er tatsächlich ist.



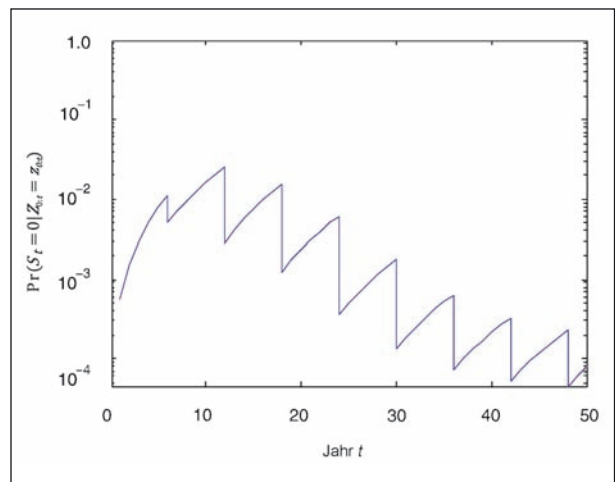
**Bild 8.21:** Bedingte Wahrscheinlichkeiten (relativer Anteil) der einzelnen Ausführungsqualitätszustände der Elemente in Zone 1,  $\Pr(H_{1,t} = m | \mathbf{Z}_{0:t} = \mathbf{z}_{0:t})$  ( $m = 1$  (sehr gute Qualität), 2 (gute Qualität), 3 (schlechte Qualität)). Szenario 3 (mit Inspektion)



**Bild 8.22:** Bedingte Wahrscheinlichkeiten (relativer Anteil) der einzelnen Ausführungsqualitätszustände der Elemente in Zone 2,  $\Pr(H_{2,t} = m | \mathbf{Z}_{0:t} = \mathbf{z}_{0:t})$  ( $m = 1$  (sehr gute Qualität), 2 (gute Qualität), 3 (schlechte Qualität)). Szenario 3 (mit Inspektion)

Der positive Einfluss der Inspektionen auf die Bewertung der Ausführungsqualitäten  $H_1$  der Elemente in Zone 1 bzw. der Ausführungsqualitäten  $H_2$  der Elemente in Zone 2 sind für Szenario 3 in Bild 8.21 und Bild 8.22 dargestellt.

Es ist wiederum zu erkennen, dass sich nach jeder visuellen Inspektion die Gewissheit erhöht, dass die Ausführungsqualität der Elemente in der jeweiligen Zone sehr gut ist. Der Effekt der teilweisen Inspektionen auf die Bewertung der Ausführungsqualität ist aber geringer im Vergleich zur vollständigen Inspektion (vgl. Bild 8.14 und Bild 8.15).



**Bild 8.23:** Bedingte Systemversagenswahrscheinlichkeit  $\Pr(S_t = 0 | \mathbf{Z}_{0:t} = \mathbf{z}_{0:t})$ . Szenario 3 (mit Inspektion)

Der entsprechende Verlauf der bedingten Systemversagenswahrscheinlichkeit  $\Pr(S_t = 0 | \mathbf{Z}_{0:t} = \mathbf{z}_{0:t})$  ist in Bild 8.23 dargestellt.

Im Vergleich zu einer vollständigen Inspektion (vgl. Bild 8.16) hat eine Teilinspektion einen geringeren Informationsgehalt. Dies zeigt sich durch eine geringere Reduktion der Systemversagenswahrscheinlichkeit nach einer positiven Prüfungen (d. h. es werden keine Schäden entdeckt). Der Einfluss der ersten Teilinspektion ist in diesem Beispiel sehr klein. Erst nachdem weitere Inspektion mit positivem Ergebnis abgeschlossen wurden, erhöht sich die Gewissheit, dass das Tragwerk standsicherer ist, als die A-priori-Analyse ergeben hat.

### 8.3 Bewertung der verwendeten Inferenzalgorithmen

Die gezeigten Berechnungsergebnisse wurden mit der in Matlab implementierten Bayes Net Toolbox (BNT) (MURPHY, 2001) berechnet. Diese Toolbox enthält eine Reihe von Inferenzalgorithmen. Im Rahmen der aktuellen Fallstudie wurden der Junction-Tree-Algorithmus und der Frontier-Algorithmus (JENSEN, NIELSEN, 2007) als mögliche Inferenzalgorithmen untersucht. Diese Algorithmen gehören zur Klasse der exakten Inferenzalgorithmen (RUSSELL, NORVIG, 2010).

Die Berechnungen des illustrativen Brückenmodells, das in Kapitel 8.1 definiert wurde, dauern mit dem Junction-Tree-Algorithmus in Abhängigkeit von der Anzahl der Beobachtungen zwischen 1,5 und 9 Minuten auf einer Workstation mit 2 x Intel Xeon CPU E5-2650 2.00 GHz 8-Core Prozessoren

und 64 GB DDR3 RAM mit 1.600 MHz Taktung. Für die Berechnungen wurden ca. 11 GB Arbeitsspeicher benötigt. Wird das einfache Brückenmodell z. B. um zwei Elemente und zwei Schädigungsmechanismen pro Querschnitt erweitert, steigt der Arbeitsspeicherbedarf zur Lösung des Modells mit dem Junction-Tree-Algorithmus auf mehr als 64 GB. Zum Vergleich wurden die Berechnungen mit dem Frontier-Algorithmus durchgeführt. Hier hat sich gezeigt, dass das illustrative Brückenmodell (siehe Kapitel 8.1) nicht gelöst werden könnte, da der Arbeitsspeicherbedarf schon für dieses Modell mehr als 64 GB betrug. Es kann geschlussfolgert werden, dass die in der BNT implementierten exakten Inferenzalgorithmen für die spezielle Struktur des DBN (mehrfach verbundenes Netz bzw. multiply-connected network) zur Analyse und Prognose des Schädigungszustandes und der Systemzuverlässigkeit des Brückenüberbaus für die praktische Umsetzung des DBN-Ansatzes nicht geeignet sind.

Alternativ können approximative Inferenzalgorithmen verwendet werden (RUSSELL, NORVIG, 2010). Diese Inferenzalgorithmen gehören zur Klasse der Monte-Carlo-Algorithmen, die zufällige Samples aufbauend auf der Struktur eines BN und der vorhandenen Beobachtungen generieren. Auf der Grundlage der generierten Samples können die gesuchten Wahrscheinlichkeitsfunktionen abgeschätzt werden. Zur Klasse der approximativen Inferenzalgorithmen gehört der Likelihood-Weighting-Algorithmus (RUSSELL, NORVIG, 2010), welcher in der aktuellen Version des Software-Prototyps implementiert ist (siehe Kapitel 7.4).

## 9 Fallstudie: Isarbrücke

In der folgenden Fallstudie wurde der Software-Prototyp (siehe Kapitel 7) zur Ermittlung des Schädigungszustandes und der Systemzuverlässigkeit des ausgesuchten Brückenüberbaus (siehe Kapitel 3) angewandt.

Die aktuelle Version des Prototyps ermöglicht eine Analyse des Fortschrittes der Bewehrungskorrosion, die durch das Eindringen von Chloridionen über die Betonoberfläche induziert wird. Bei den Berechnungen wird der Einfluss von visuellen Inspektionen und Potenzialfeldmessungen untersucht. Die Berechnungen werden für eine Lebensdauer von 100 Jahren durchgeführt.

Mit der aktuellen Version des Software-Prototyps ist es nicht möglich, den Korrosionsfortschritt der internen Spannglieder zu bestimmen, da kein entsprechendes Schädigungsmodell implementiert ist. Aus diesem Grund wird in der aktuellen Fallstudie der Überbau im Originalzustand betrachtet (intakte interne Spannglieder, keine zusätzlichen externen Spannglieder). Eine Erweiterung des Prototyps um die entsprechenden Schädigungsprozesse ist prinzipiell möglich.

In Kapitel 9.1 werden die für die Tragwerksanalyse relevanten Informationen zusammengestellt. In Kapitel 9.2 werden die für die Berechnung des Schädigungszustandes relevanten Informationen zusammengefasst. Kapitel 9.3 beschreibt die in dieser Fallstudie untersuchte Inspektionsstrategie. Die Ergebnisse der Fallstudie werden in Kapitel 9.4 zusammengefasst.

### 9.1 Tragwerksmodell

#### 9.1.1 Statisches System und globales Koordinatensystem

In Bild 9.1 ist das statische System des Kasten-trägers und der Ursprung des globalen Koordinatensystems dargestellt.

#### 9.1.2 Querschnittseigenschaften

Die Querschnittsfläche  $A_{\text{ges}}$  des Trägers ermittelt sich durch Summation der Einzelquerschnittsflächen  $A_k$  aus Fahrbahnplatte, Bodenplatte, Steg 1 und Steg 2 gemäß Gleichung (6.37) zu

$$A_{\text{ges}} \approx 14,899 \text{ m}^2 \quad (9.1)$$

Die Lage der Schwerachse ergibt sich gemäß Gleichung (6.38) zu

$$z_0 \approx 2,404 \text{ m} \quad (9.2)$$

und das Trägheitsmoment  $I_T$  wird bestimmt zu

$$I_T \approx 23,126 \text{ m}^4 \quad (9.3)$$

Der E-Modul des Betons beträgt  $E = 34.000 \text{ MN/m}^2$ , sodass sich die Biegesteifigkeit zu  $E \times I_T$  ergibt.

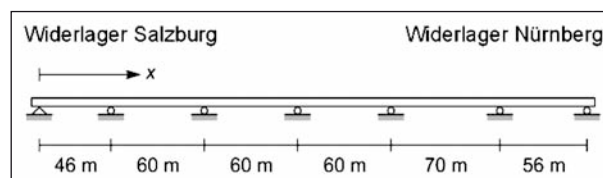


Bild 9.1: Statisches System und globales Koordinatensystem



### 9.1.3 Tragwerkseinwirkungen

#### Einwirkung aus Eigengewicht

Die Eigenlast kann den vorliegenden Unterlagen im Zuge der Bauwerkssanierung mit  $0,35 \text{ MN/m}$  entnommen werden. Die Eigenlast ist konstant über die gesamte Trägerlänge (Bild 9.2) und wird als solche in die statische Berechnung integriert.

Durch die Belastung aus Eigengewicht ergibt sich der in Bild 9.3 gezeigte Momentenverlauf über die Trägerlänge mit einem Minimum von  $-145,0 \text{ MN m}$  (Stütze 5) und einem Maximum von  $78,84 \text{ MN m}$  (Feld 5).

#### Einwirkung aus Vorspannung

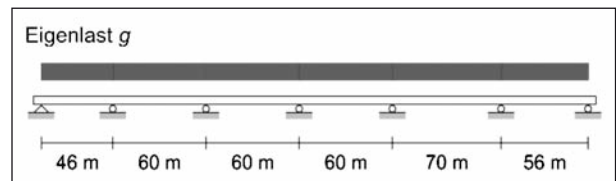
Der statisch unbestimmte Anteil der Vorspannwirkung wird als Einwirkung berücksichtigt. Der statisch bestimmte Anteil der Vorspannwirkung wird als Widerstand berücksichtigt (siehe Kapitel 6.6.3). Zur Bestimmung des statisch unbestimmten Anteils der Vorspannwirkung wird zunächst die Gesamtwirkung der Vorspannung mithilfe der Umlenkkräftmethode berechnet. Nachträglich wird dieser in statisch bestimmte und statisch unbestimmte Anteile aufgeteilt.

Die Einwirkung aus Vorspannung hängt von der Vorspannkraft  $V$  in den Spanngliedern ab, welche in der vorliegenden Berechnung der Zuverlässigkeit als deterministisch angenommen wird, und von der Vertikallage  $z_V$  der Spannglieder bezogen auf die Trägerschwerachse; siehe Gleichung (6.40).

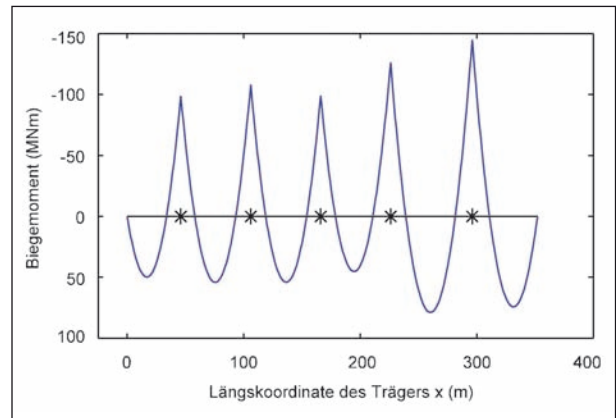
Die auf den Träger wirkende Belastung aus gekrümmt verlaufender Vorspannung kann mithilfe der Umlenkkräftmethode berechnet werden (siehe Kapitel 6.6.3). Bild 9.4 zeigt den resultierenden Momentenverlauf aus gekrümmt verlaufender Vorspannung über die Trägerlänge mit einem Minimum von  $-73,44 \text{ MN m}$  und einem Maximum von  $94,44 \text{ MN m}$ .

Die in der Bodenplatte verlegten Spannglieder weisen in Längsrichtung der Brücke einen geradlinigen Verlauf mit Abstand  $f_{V, \text{Bodenplatte}}$  unterhalb der Schwerachse auf; auch hier sind abschnittsweise unterschiedlich viele Spannglieder verlegt, was zu einer unterschiedlichen Vorspannkraft führt. Das aus der Vorspannkraft  $V_{\text{Bodenplatte}}$  resultierende Biegemoment ergibt sich in dem jeweiligen Bereich gemäß Gleichung (6.41).

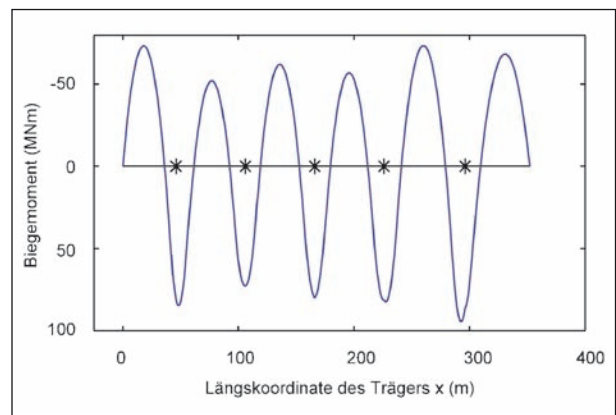
Mithilfe der Belastung aus gerader Vorspannung lässt sich der Verlauf der Biegemomente aus gera-



**Bild 9.2:** Die Trägergeometrie und die Verteilung der Eigenlast  $g = 0,35 \text{ MN m}$  über die Trägerlänge



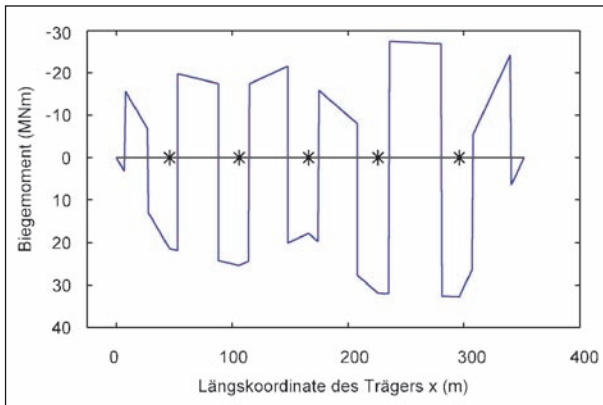
**Bild 9.3:** Der Verlauf des Biegemoments aus Eigenlast über die Trägerlänge (Min:  $-145,00 \text{ MN m}$ ; Max:  $78,84 \text{ MN m}$ ). Die Sterne repräsentieren die Auflager



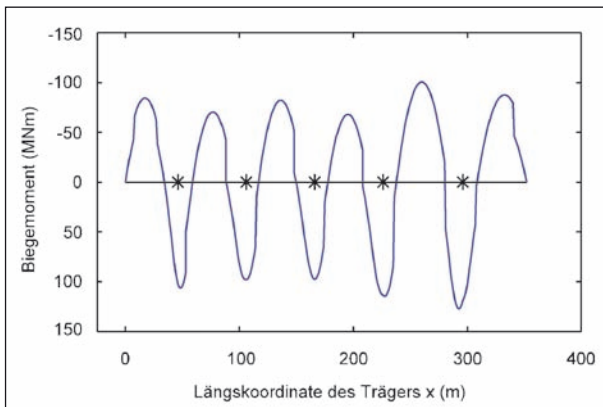
**Bild 9.4:** Der Verlauf des Biegemoments aus gekrümmt verlaufender Vorspannung in den Stegen über die Trägerlänge ohne Berücksichtigung von Spannkraftverlusten (Min:  $-73,44 \text{ MN m}$ ; Max:  $94,44 \text{ MN m}$ )

der Vorspannung durch statisch unbestimmte Rechnung bestimmen. Bild 9.5 zeigt den Momentenverlauf aufgrund gerader Vorspannung über die Trägerlänge mit einem Minimum von  $-27,47 \text{ MN m}$  und einem Maximum von  $32,84 \text{ MN m}$ .

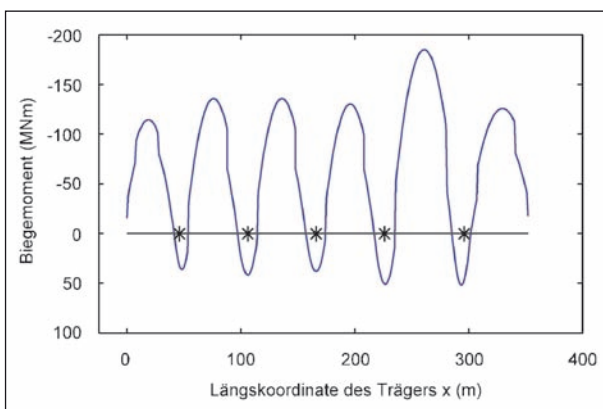
Bild 9.6 zeigt den Verlauf der Biegemomente aus vollständiger Vorspannung, der Überlagerung aus gekrümmt und gerader Vorspannung. Die vollständige Vorspannung bringt ein minimales Biegemoment von  $-100,6 \text{ MN m}$  und ein maximales Biegemoment von  $127,24 \text{ MN m}$  mit sich.



**Bild 9.5:** Der Verlauf des Biegemoments aus gerader Vorspannung in der Bodenplatte über die Trägerlänge ohne Berücksichtigung von Spannkraftverlusten (Min: -27,47 MN m; Max: 32,84 MN m)

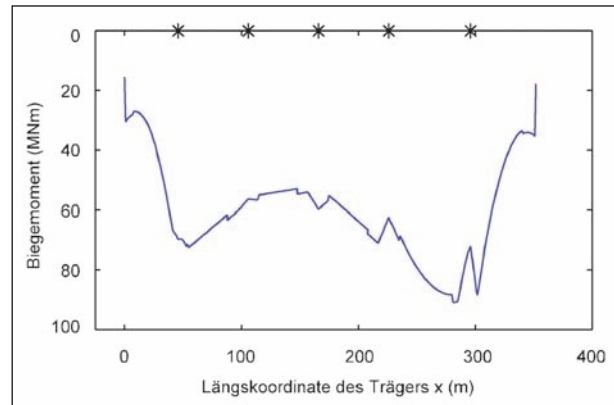


**Bild 9.6:** Der Verlauf des Biegemoments aus Gesamtwirkung der Vorspannung über die Trägerlänge ohne Berücksichtigung von Spannkraftverlusten (Max: 127,24 MN m; Min: -100,6 MN m)



**Bild 9.7:** Der Verlauf des Biegemoments aus der statisch bestimmten Wirkung der Vorspannung über die Trägerlänge ohne Berücksichtigung von Spannkraftverlusten (Max: 51,71 MN m; Min: -185,00 MN m)

Die statisch bestimmte Wirkung der Vorspannung wird aus dem Produkt der Vorspannkraft  $V$  und der Spanngliedexzentrizität  $z_V$  berechnet. Der Verlauf des entsprechenden Biegemoments ist in Bild 9.7 dargestellt.



**Bild 9.8:** Der Verlauf des Biegemoments aus der statisch unbestimmten Wirkung der Vorspannung über die Trägerlänge ohne Berücksichtigung von Spannkraftverlusten (Max: 51,71 MN m; Min: -185,00 MN m)

Die statisch unbestimmte Wirkung aus der Vorspannung ergibt sich aus der Differenz aus dem Anteil der statisch unbestimmten Wirkung und der Gesamtwirkung der Vorspannung. Das Biegemoment aus der statisch unbestimmten Wirkung der Vorspannung ist in Bild 9.8 dargestellt.

### Einwirkung aus Verkehrslast

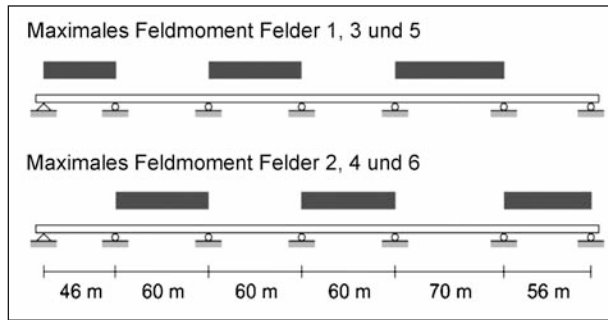
Um für die Einwirkung aus Verkehrslast die jeweils ungünstigsten Biegemomente zu berechnen, wird zunächst die als konstante Streckenlast angenommene Belastung  $Q = 1$  MN/m feldweise ungünstigst auf den Träger aufgebracht. Es ergeben sich somit insgesamt sieben Lastfälle, aus denen jeweils die maximalen und minimalen Biegemomente bestimmt werden können.

Die ungünstigsten Feldmomente bestimmen sich durch Positionierung der Verkehrslast  $Q = 1$  MN/m auf dem jeweiligen Feld sowie auf jedem übernächsten Feld (siehe Bild 9.9).

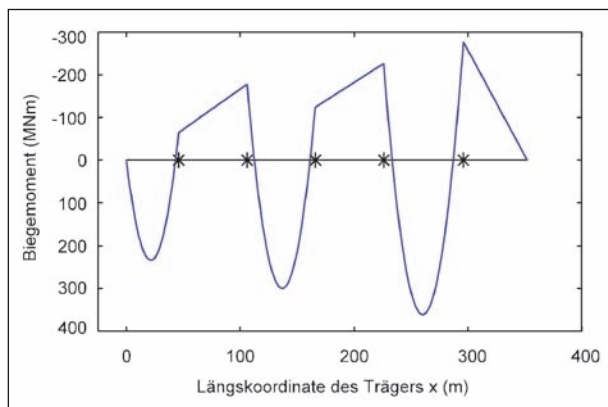
Bild 9.10 zeigt beispielhaft den Verlauf der Biegemomente entlang der Trägerachse für die Lastpositionierung zur Ermittlung des maximalen Feldmomentes in den Feldern 1, 3 und 5 für die Verkehrslast  $Q = 1$  MN/m. Es ergeben sich Biegemomente im Bereich von -277,3 MN m bis 360,8 MN m.

Analog ermitteln sich die Momentenverläufe für die Lastpositionierungen zur Ermittlung der übrigen maximalen Feldmomente.

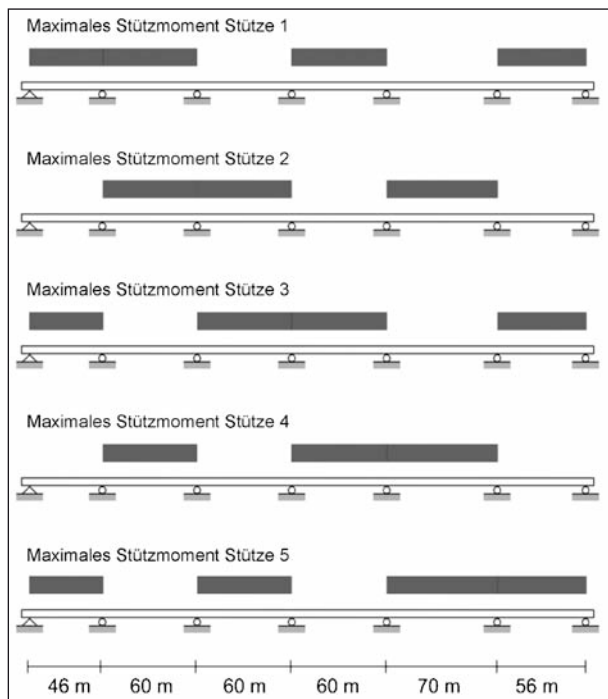
Die maximalen Stützmomente ermitteln sich durch das Aufbringen der Einheitslast  $Q = 1$  MN m auf den jeweils direkt zur Stütze benachbarten Feldern und anschließend auf jedem übernächsten Feld (siehe Bild 9.11).



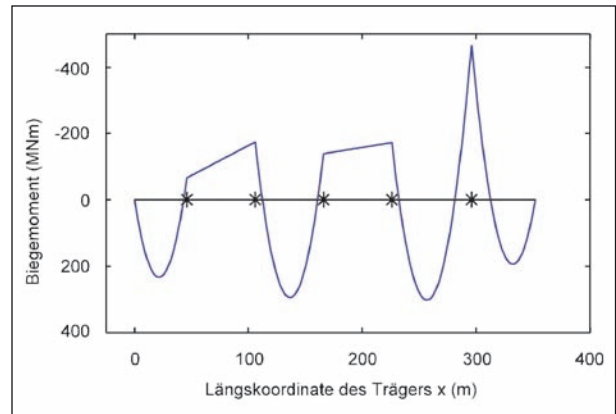
**Bild 9.9:** Ungünstigste Lastpositionierung zur Bestimmung der maximalen Feldmomente aus Verkehrslast  $Q = 1 \text{ MN/m}$



**Bild 9.10:** Der Verlauf des Biegemoments über die Trägerlänge aus der Lastpositionierung zur Ermittlung der maximalen Feldmomente in den Feldern 1, 3 und 5, jeweils für die Verkehrslast  $Q = 1 \text{ MN/m}$  (Min:  $-277,3 \text{ MN m}$ , Max:  $360,8 \text{ MN m}$ )



**Bild 9.11:** Ungünstigste Lastpositionierung zur Bestimmung der maximalen Stützmomente aus Verkehrslast  $Q = 1 \text{ MN/m}$



**Bild 9.12:** Der Verlauf des Biegemoments über die Trägerlänge aus der Lastpositionierung zur Ermittlung der maximalen Stützmoments an der Stütze 5 mit Verkehrslast  $Q = 1 \text{ MN/m}$  (Max:  $301,9 \text{ MN m}$ ; Min:  $-466,7 \text{ MN m}$ )

Bild 9.12 zeigt beispielhaft den Verlauf der Biegemomente entlang der Trägerachse für die Lastpositionierung zur Ermittlung des maximalen Stützmomentes an der Stütze 5 für die Verkehrslast  $Q = 1 \text{ MN/m}$ . Dort ergeben sich Biegemomente im zwischen  $-466,7 \text{ MN m}$  und  $301,9 \text{ MN m}$ .

Analog ermitteln sich die Momentenverläufe für die Lastpositionierungen zur Ermittlung der übrigen maximalen Stützmomente.

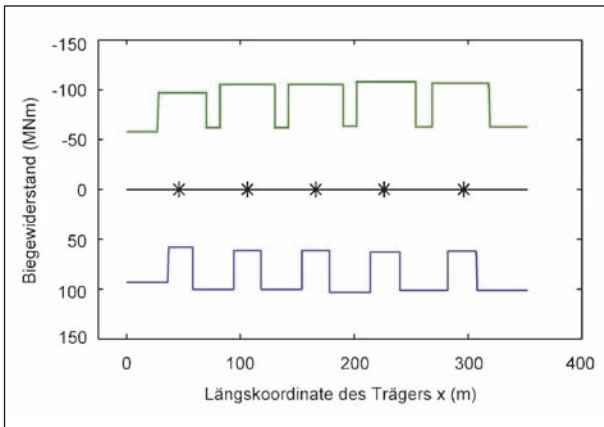
### 9.1.4 Tragwerkswiderstand

Für jeden Querschnitt  $i$  entlang des Kastenträgers wird der maximale Biegungs widerstand  $R_i$  gemäß Abschnitt 0 ermittelt. Der Tragwerkswiderstand aus Bewehrung setzt sich zusammen aus dem Widerstand, welchen die Bewehrung in der Bodenplatte und den Stegen, bzw. die Bewehrung in der Fahrbahnplatte und den Stegen zur Verfügung stellen (siehe Bild 9.13).

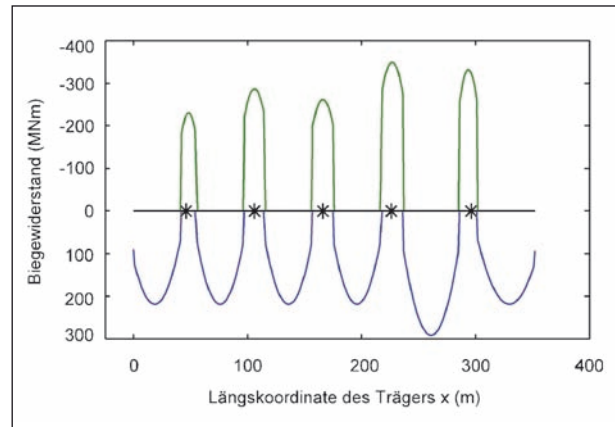
Die in der Bodenplatte geradlinig verlegten internen Spannglieder erzeugen in den entsprechenden Abschnitten jeweils konstante Widerstände (siehe Bild 9.14).

Zusätzlich liegen in den Stegen die gekrümmt verlaufenden internen Spannglieder, welche sowohl positive als auch negative Widerstände induzieren (siehe Bild 9.15).

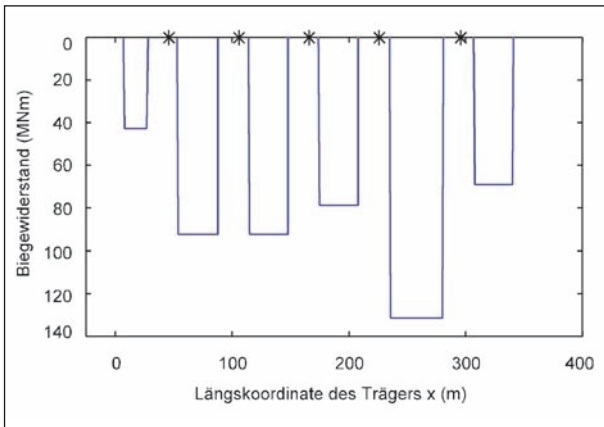
Die in Bild 9.13 bis Bild 9.15 dargestellten Widerstände summieren sich schließlich zum Gesamtwiderstand des Trägers (siehe Bild 9.16).



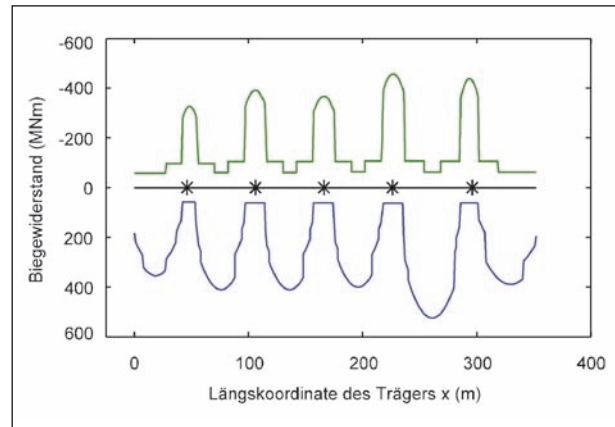
**Bild 9.13:** Der sich aus der Bewehrung in der Fahrbahn-, der Bodenplatte und den Stegen ergebende Biegeverstand in Trägerschicht



**Bild 9.15:** Der sich aus den gekrümmt verlaufenden Bewehrungsstäben in den Stegen ergebende Biegeverstand in Trägerschicht



**Bild 9.14:** Der sich aus den gerade geführten Bewehrungsstäben in der Bodenplatte ergebende Biegeverstand in Trägerschicht

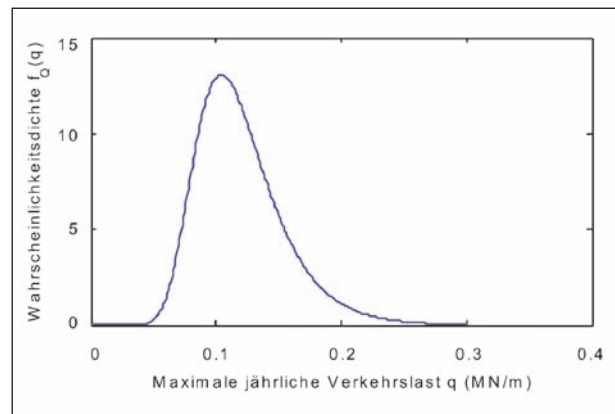


**Bild 9.16:** Der sich aus der Bewehrung und Vorspannung im Brückenträger ergebende Gesamtbiegeverstand  $R^+$  und  $R^-$  in Trägerschicht

### 9.1.5 Kalibrierung der Verkehrslast

Es wird angenommen, dass der ausgesuchte Kastenträger im Ausgangszustand einen Zuverlässigkeitsindex von  $\beta = 4,7$  mit einem Bezugszeitraum von einem Jahr hat. Gemäß Kapitel 6.6.5 werden die Parameter der Wahrscheinlichkeitsdichtfunktion der jährlich maximal auftretende Verkehrslast  $Q$  entsprechend kalibriert.

Dabei ergeben sich die Verteilungsparameter zu  $a = 0,0282$  und  $b = 0,1041$  MN/m. Der Erwartungswert der jährlich maximal auftretende Verkehrslast  $Q$  ist  $E[Q] = 0,12$  MN/m, was in etwa einer mittleren jährlich maximal auftretende Verkehrslast  $Q$  von 12 t/m entspricht. Bild 9.17 zeigt die Verteilungsdichte der maximalen jährlichen Verkehrslast.



**Bild 9.17:** Wahrscheinlichkeitsdichte  $f_Q(q)$  der maximalen jährlichen Verkehrslast  $Q$  sowie deren Erwartungswert  $E[Q] = 0,12$  MN/m



## 9.2 Schädigungsmodell

Der Kastenträger ist durch die Anwendung von Tausalzen der chloridinduzierten Bewehrungskorrosion ausgesetzt. Um den Systemschädigungszustand zu berechnen, wird der Kastenträger in  $n = 176$  Sektionen mit einer Länge von je 2 m unterteilt. Diese Diskretisierung basiert auf einer angenommenen Korrelationslänge der relevanten Einflussgrößen von  $l_X = 2$  m. Die Fahrbahnplatte ist einer höheren Konzentration von Chloriden ausgesetzt als die Stege und die Bodenplatte.

Aus diesem Grund werden die Elemente der Fahrbahnplatte in einer Zone (Zone 1) zusammengefasst. Alle anderen Elemente werden einer zweiten Zone (Zone 2) zugeordnet. Die probabilistischen Modelle der Parameter des Korrosionsmodells aller Elemente des Kastenträgers sind in Tabelle 9.1 aufgelistet.

## 9.3 Inspektionsszenario

Zwei 20 m lange Abschnitte der Fahrbahnplatte zwischen  $x = 210$  m und  $x = 230$  m und  $x = 290$  m und  $x = 310$  m werden zum Zeitpunkt  $t = 25$  Jahre einer visuellen Inspektion unterzogen. Die inspizierten Abschnitte sind in Bild 9.18 dargestellt.

Während der visuellen Inspektion werden keine sichtbaren Korrosionsmerkmale beobachtet. Zusätzlich zur visuellen Inspektion werden die gleichen Abschnitte durch eine Potenzialfeldmessung geprüft. Zur Modellierung der Genauigkeit der Potenzialfeldmessung werden gemäß (STRAUB et al., 2009) eine Probability of Detection  $PoD_{CI} = 0,9$  und eine Probability of False Alarm  $PoFA_{CI} = 0,29$  gewählt. Die Potenzialfeldmessungen ergeben, dass noch keine Bewehrungskorrosion initiiert wurde.

## 9.4 Ergebnisse

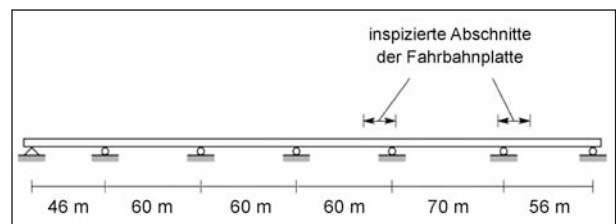
Die folgenden Ergebnisse wurden jeweils mit  $10^4$  Samples des Schädigungszustandes des Kastenträgers berechnet. Bild 9.19 zeigt die berechneten A-priori-Wahrscheinlichkeiten der Korrosionsinitiation und der sichtbaren Korrosion.

Die berechneten A-priori-Wahrscheinlichkeiten der Korrosionsinitiation und der sichtbaren Korrosion der Elemente in Zone 1 (Fahrbahnplatte) sind höher als die entsprechenden Wahrscheinlichkeiten der Elemente in Zone 2 (Stege und Boden-

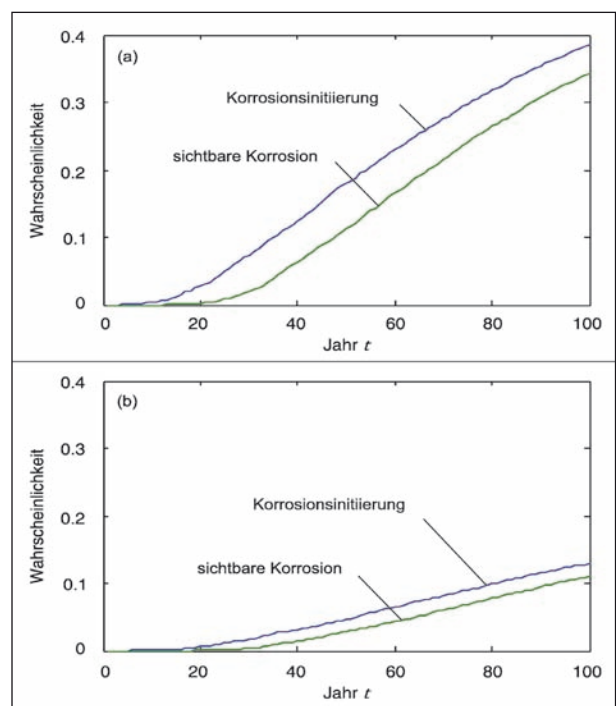
Variable	Verteilung	Mittelwert	CoV	Korrelation
$W$ (mm)	LN <sup>d</sup>	40	0.2	
$D$ (mm <sup>2</sup> /yr)	LN	$\mu_D$	0.5	
$C_s$ (wt. %) <sup>a</sup>	LN	$\mu_{C_s}$	0.4	
$C_{cr}$ (wt. %) <sup>a</sup>	LN	0.8	0.125	
$X_I$ (-)	LN	1.0	0.05	
$T_{VC}, T_L$ (yr)	Bi-LN <sup>e</sup>	(12;38)	(0.3;0.3)	$\rho = 0.9$
$\mu_D$ (mm <sup>2</sup> /yr)	N	20	0.1	
$\mu_{C_s}^b$ (wt. %) <sup>a</sup>	N	1.5	0.1	
$\mu_{C_s}^c$ (wt. %) <sup>a</sup>	N	1.0	0.1	

<sup>a</sup> Masse-Prozent des Zements    <sup>b</sup> Zone 1 (Fahrbahnplatte)  
<sup>c</sup> Zone 2 (Stege und Bodenplatte)    <sup>d</sup> LN: Log-Normalverteilung  
<sup>e</sup> Bi-LN: Bi-Log-Normalverteilung

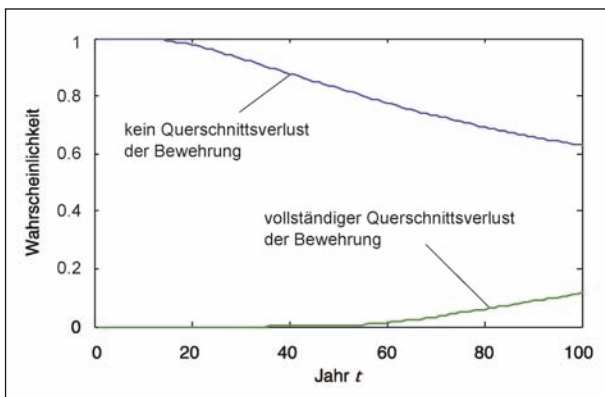
**Tab. 9.1:** Probabilistische Modelle mit Verteilung, Mittelwert und Variationskoeffizient (CoV) der Parameter des Korrosionsmodells aller Elemente des Kastenträgers (DURACRETE, 2000; FABER et al., 2006)



**Bild 9.18:** Statisches System und globales Koordinatensystem



**Bild 9.19:** A-priori-Wahrscheinlichkeiten der Korrosionsinitiation und der sichtbaren Korrosion: (a) Elemente in Zone 1 (Fahrbahnplatte); (b) Elemente in Zone 2 (Stege und Bodenplatte)



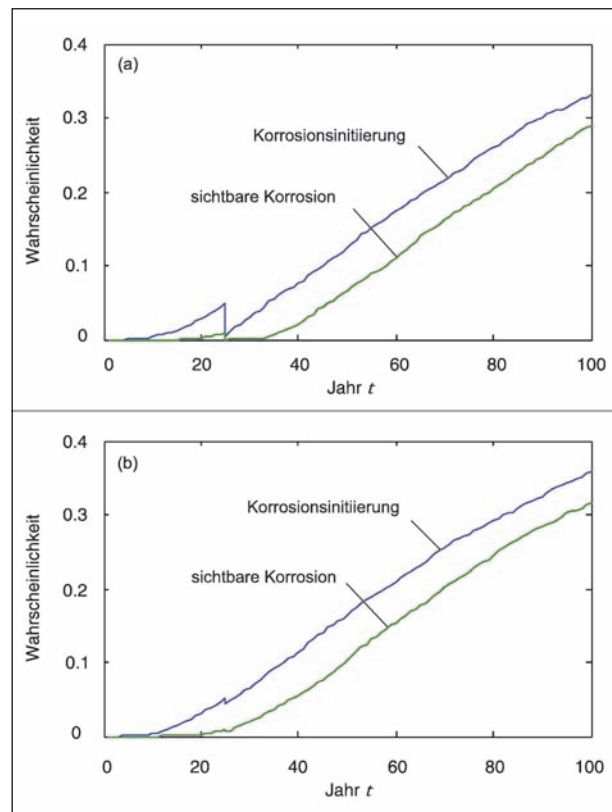
**Bild 9.20:** A-priori-Wahrscheinlichkeit des Korrosionsfortschrittes der Elemente in Zone 1 (Fahrbahnplatte)

platte). Dieses Ergebnis ist zu erwarten, da die Chloridbelastung der Elemente in Zone 1 höher ist als die Belastung der Elemente in Zone 2.

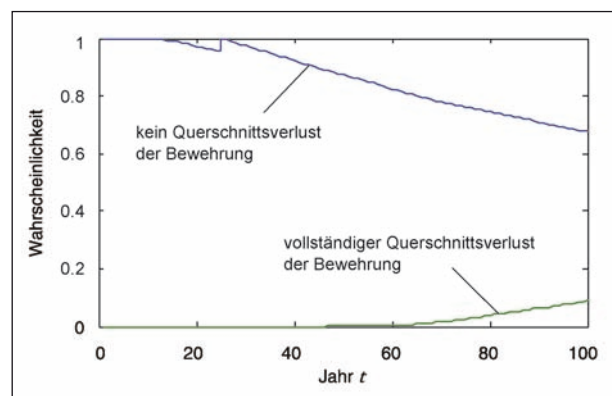
Bild 9.20 zeigt die berechneten Wahrscheinlichkeiten, dass die Bewehrung der Elemente in Zone 1 (Fahrbahnplatte) ungeschädigt (kein Querschnittsverlust durch Korrosion) oder vollständig geschädigt ist (kompletter Verlust der Querschnittsfläche). Die Wahrscheinlichkeiten der Zwischenzustände sind nicht dargestellt.

Bild 9.21 zeigt den Einfluss der Inspektionsergebnisse auf die Wahrscheinlichkeit der Korrosionsinitiation und der sichtbaren Korrosion der inspizierten und der nicht-inspizierten Elemente in Zone 1. Der geringe Einfluss der Inspektionsergebnisse auf die Korrosionswahrscheinlichkeiten der nicht-inspizierten Elemente folgt aus der geringen Korrelation zwischen den Diffusionskoeffizienten und den Oberflächenkonzentrationen der Chloridionen, die sich aus dem angewandten hierarchischen Systemschädigungsmodell ergeben. Für die Elemente in Zone 1 kann gezeigt werden, dass der resultierende Korrelationskoeffizient der Oberflächenkonzentrationen der Chloridionen  $\rho_{C_s} = 0.06$  ist und der resultierende Korrelationskoeffizient Diffusionskoeffizienten  $\rho_D = 0.04$  ist. Für eine realistischere Abbildung der Abhängigkeiten zwischen den Schädigungsfortschritten einzelner Elemente müssen die Hyperparameter anhand der eigentlichen physikalischen Verhältnisse kalibriert werden.

Bild 9.22 zeigt den Einfluss der Inspektionsergebnisse auf die Wahrscheinlichkeiten, dass die Bewehrung der inspizierten Elemente in Zone 1 (Fahrbahnplatte) ungeschädigt sind (kein Querschnittsverlust durch Korrosion) oder vollständig geschädigt sind (kompletter Verlust der Querschnitts-



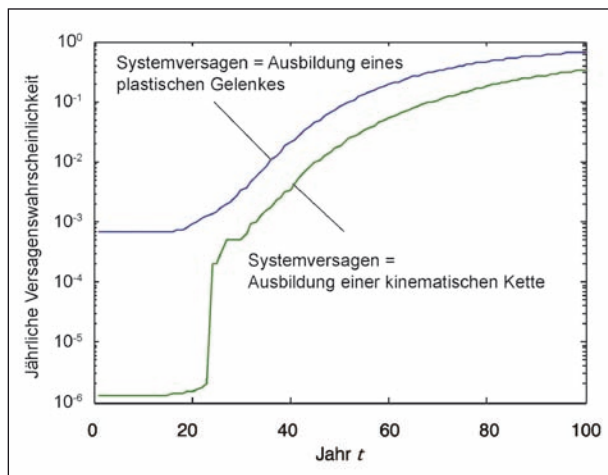
**Bild 9.21:** Aktualisierte Wahrscheinlichkeiten der Korrosionsinitiation und der sichtbaren Korrosion: (a) inspizierte Elemente in Zone 1 (Inspektionsergebnisse: keine sichtbare Korrosion und keine Messung von Korrosionsinitiation durch Potenzialfeldmessung zum Zeitpunkt  $t = 25$  Jahre); (b) nicht-inspizierte Elemente in Zone 1



**Bild 9.22:** Aktualisierte Wahrscheinlichkeit des Korrosionsfortschrittes der inspizierten Elemente in Zone 1 (Inspektionsergebnisse: keine sichtbare Korrosion und keine Messung von Korrosionsinitiation durch Potenzialfeldmessung zum Zeitpunkt  $t = 25$  Jahre)

fläche). Die Wahrscheinlichkeiten der Zwischenzustände sind nicht dargestellt.

Bild 9.23 zeigt die berechnete jährliche A-priori-Systemversagenswahrscheinlichkeit des Kastenträgers, für zwei verschiedene Versagenskriterien:

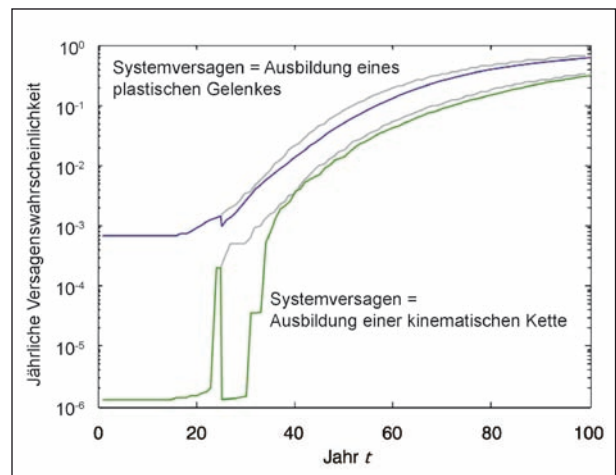


**Bild 9.23:** Jährliche A-priori-Wahrscheinlichkeit des Systemversagens des Kastenträgers

a) Systemversagen tritt ein, wenn sich ein plastisches Gelenks ausbildet und b) Systemversagen tritt ein, wenn sich eine kinematische Kette ausbildet. Die berechnete Systemversagenswahrscheinlichkeit, die sich unter Berücksichtigung des ersten Kriteriums ergibt, ist um einige Zehnerpotenzen größer im Vergleich zur Systemversagenswahrscheinlichkeit, die sich unter Berücksichtigung des zweiten Kriteriums ergibt. Dies bedeutet, dass bei Berücksichtigung von Redundanzen eine realistischere Prognose der Zuverlässigkeit eines Tragwerks möglich ist.

Am Anfang des Lebenszyklus des Kastenträgers verändert sich die Versagenswahrscheinlichkeit des Kastenträgers kaum. Dies ist damit zu erklären, dass am Anfang des Lebenszyklus die Wahrscheinlichkeit der Initiierung des Korrosionsprozesses gering ist und somit die Wahrscheinlichkeit, dass der Kastenträger ungeschädigt ist, hoch ist (vgl. Bild 9.19 und Bild 9.20). In diesem Fall entspricht die Systemversagenswahrscheinlichkeit des Kastenträgers der Versagenswahrscheinlichkeit des ungeschädigten Tragwerks.

Mit fortschreitendem Alter des Kastenträgers steigt die Schädigungswahrscheinlichkeit an, weshalb die Systemversagenswahrscheinlichkeit ebenfalls ansteigt. Die berechnete Systemversagenswahrscheinlichkeit, die sich unter Berücksichtigung des zweiten Versagenskriteriums ergibt (Systemversagen = Ausbildung einer kinematischen Kette), steigt nach ca. 21 Jahren sprunghaft an. Es ist eigentlich zu erwarten, dass wie im Fall „Systemversagen = Ausbildung eines plastischen Gelenkes“ die Systemversagenswahrscheinlichkeit stetig ansteigt. Der Sprung ist auf die angewandte Berechnungsmethode zurückzuführen, bei der



**Bild 9.24:** Aktualisierte Wahrscheinlichkeit des Systemversagens des Kastenträgers (örtlich begrenzte Inspektion der Fahrbahnplatte; Inspektionsergebnisse: keine sichtbare Korrosion und keine Messung von Korrosionsinitiierung durch Potenzialfeldmessung zum Zeitpunkt  $t = 25$  Jahre). Anmerkung: Zur Verdeutlichung des Inspektionseffekts ist in hellgrauer Farbe die A-priori-Versagenswahrscheinlichkeit des Systems eingezeichnet

die Wahrscheinlichkeit des Systemversagens bedingt auf einen bestimmten Schädigungszustand  $\Pr(F_t | \Psi_t = \psi_t)$  analytisch mit Gleichung (6.36) bestimmt wird. Im Gegensatz dazu wird in dieser Fallstudie die Schädigungswahrscheinlichkeit  $p(\psi_t)$  mit der Monte-Carlo-Simulation mit  $10^4$  Stichproben berechnet. Diese Anzahl der Samples reicht nicht aus, um Schädigungszustände mit Wahrscheinlichkeiten kleiner als  $10^{-4}$  zu simulieren. Aus diesem Grund werden die unwahrscheinlichen Schädigungszustände am Anfang des Lebenszyklus durch die angewandte Berechnungsmethode nicht ausreichend genau abgebildet. Die Versagenswahrscheinlichkeit in der Zeitperiode vor 21 Jahren wird daher unterschätzt. Da diese Wahrscheinlichkeiten aber sowieso gering sind, und die Genauigkeit durch die Verwendung größerer Anzahl Stichproben erhöht werden kann, wird diese Approximation nicht als kritisch eingestuft.

Die prognostizierten Systemversagenswahrscheinlichkeiten sind zum Ende des Lebenszyklus des Kastenträgers relativ hoch. Die hohen Versagenswahrscheinlichkeiten können auf das vereinfachende Modell zur Modellierung der Propagationsphase der Bewehrungskorrosion zurückgeführt werden. Außerdem ist es möglich, dass die angewandte Elementierung des Kastenträgers die räumliche Streuung der Bewehrungskorrosion unzureichend abbildet.

Bild 9.24 zeigt die berechnete aktualisierte Wahrscheinlichkeit des Systemversagens des Kasten-

trägers zusammen mit der A-priori-Wahrscheinlichkeit des Systemversagens. Der Einfluss der Inspektionsergebnisse auf die Wahrscheinlichkeit des Systemversagens ist klar sichtbar, obschon nur ein kleiner Teil des Tragwerks inspiziert wurde. Dies ist dadurch begründet, dass die inspizierten Abschnitte der Fahrbahnplatte zwei kritische Querschnitte des Kastenträgers mit einschließen. Der Effekt der Inspektionen zeigt sich anfänglich wesentlich ausgeprägter bei der Berücksichtigung der Redundanz mittels plastischer Umlagerungen in der Brücke (Ausbildung der kinematischen Kette). Hier sind die kritischen Querschnitte besonders entscheidend. Wird als Versagen das Ausbilden eines einzelnen plastischen Gelenkes angenommen, dann bleibt der Effekt der Inspektionen geringer, da die Brücke hier ein Seriensystem aus insgesamt 176 Abschnitten ist, von denen nur ein kleiner Teil inspiziert wird.

Da sowohl die Potenzialfeldmessung wie auch die visuelle Inspektion vor allem Aussagen zum jetzigen Zustand machen, reduziert sich der Effekt der Inspektionen nach etwa 10 Jahren, d. h. um das Jahr 35 herum. Die Systemversagenswahrscheinlichkeit bleibt danach noch geringfügig (10 %-20 %) unter der A-priori-Wahrscheinlichkeit. Der Effekt würde sich allerdings wesentlich erhöhen, wenn die Korrelationen zwischen den einzelnen Elementen als grösser angenommen würden. Mit dem hier verwendeten Modell ist der Effekt einer Inspektion eines Elementes auf die Zuverlässigkeit der anderen Elemente relativ gering.

## 10 Zusammenfassung und Schlussfolgerung

Im aktuellen Forschungsprojekt wurde ausgehend von den in (FISCHER et al., 2014) und (BORRMANN et al., 2012) entwickelten Konzepten ein Ansatz zur Systemmodellierung von alternen Brückenbauwerken entwickelt. Das Modell ermöglicht eine integrale Ermittlung und Prognose der Schadens- und Zustandsentwicklung auf Bauteil und Systemebene einer Brücke über die gesamte Lebensdauer unter Berücksichtigung von Ergebnissen aus Inspektionen und Überwachung. Die praktische Einsetzbarkeit des Modells wurde durch die Entwicklung und Anwendung eines Software-Prototypen gezeigt.

Der Ansatz zur Modellierung des Zustandes eines Brückensystems wurde auf der Grundlage von dy-

namischen Bayes'schen Netzen (DBN) entwickelt. DBN ermöglichen, (1) ein komplexes System einschließlich der Abhängigkeiten innerhalb des Systems zu modellieren und zu veranschaulichen, (2) verschiedene Schädigungsprozesse und deren stochastische Abhängigkeiten zu berücksichtigen und (3) eine Vielzahl Informationen aus Inspektionen und Überwachungsmaßnahmen zu berücksichtigen und auf eine robuste Art zu berechnen. Robust bedeutet in diesem Sinne, dass die Algorithmen zur Durchführung von Bayes'schen Aktualisierungen, die auf dem DBN-Modellierungsansatz aufbauen, softwaretechnisch umgesetzt und ohne vertiefte Kenntnisse der Zuverlässigkeitstheorie angewandt werden können.

Der Software-Prototyp baut auf dem Systemmodell auf der Grundlage von DBN auf und koppelt eine intuitiv benutzbare graphische Benutzeroberfläche (Front-End) mit einem Berechnungskern (Back-End). Das Front-End ermöglicht eine Bedienung des Software-Prototyps durch Benutzer, welche keine detaillierten Kenntnisse der Zuverlässigkeitstheorie besitzen. Das Back-End ermöglicht (1) die Berechnung der Wahrscheinlichkeiten des Schädigungszustandes des Kastenträgers unter Berücksichtigung von Ergebnissen aus Inspektionen und Überwachung auf der Grundlage des DBN-Modells und (2) die Berechnung der Systemversagenswahrscheinlichkeiten des geschädigten Kastenträgers mittels eines Tragwerkmodells, welches auf der Grundlage der Finite-Elemente-Methode und der Fließgelenktheorie entwickelt wurde.

Der Software-Prototyp wurde zur Berechnung des Schädigungszustandes und der Systemzuverlässigkeit einer typischen Autobahnbrücke mit einer Lebensdauer von 100 Jahren angewandt. In der Fallstudie wurde der Einfluss von Teilinspektionen auf die Systemzuverlässigkeit untersucht. Die Ergebnisse der Berechnungen zeigten, dass es durch die Abbildung der stochastischen Abhängigkeiten zwischen den Schädigungsfortschritten möglich ist, auch auf den Zustand nicht-inspizierter Bauteile zu schließen. Die Fallstudie hat aber gezeigt, dass die Annahmen zu den räumlichen Abhängigkeiten im Korrosionsverhalten eine zentrale Bedeutung bei der Beurteilung der Brücke einnimmt.

Im Sinne eines Machbarkeitsnachweises wurde mit dieser Studie gezeigt, dass mit dem Modell und dem Software-Prototypen zur Ermittlung und Prognose der Schadens- und Zustandsentwicklung die Basis für die Identifizierung effizienter In-



spektions- und Überwachungsmaßnahmen und für eine Optimierung der Planung von Inspektionen und Überwachungsmaßnahmen für Brückenbauwerke besteht.

## 11 Weiterer Forschungsbedarf

Die aktuelle Version des Software-Prototyps implementiert ein Modell der chloridinduzierten Bewehrungskorrosion. Als nächster Entwicklungsschritt sollte der Software-Prototyp um eine größere Anzahl von Schädigungsprozessen erweitert werden. Notwendig dafür ist die Verfügbarkeit entsprechender Schädigungsmodelle, welche auch beobachtbare Größen und Parameter beinhalten. Bei der Erweiterung des Software-Prototyps sollte ein besonderer Fokus auf die Untersuchung und Beschreibung eventueller Interaktionen zwischen unterschiedlichen Schädigungsprozessen gelegt werden. Außerdem sollten Schädigungsprozesse berücksichtigt werden, für die es keine oder nur rudimentäre Modelle gibt. In diesem Fall ist es wichtig, größere Modellunsicherheiten zu beachten.

Wie in den Fallstudien illustriert wurde, können Resultate aus Inspektionen und insbesondere Überwachungsverfahren nur dann ideal verwendet werden, wenn die räumlichen Korrelationen und Abhängigkeiten von Schädigungen korrekt erfasst werden. Nur damit können aus örtlich begrenzten Informationen Schlussfolgerungen für das ganze Bauwerk gezogen werden. Leider fehlen entsprechende Untersuchungen fast vollständig. Hier besteht noch erheblicher Forschungsbedarf.

Als weiterer Entwicklungsschritt sollte der Software-Prototyp um eine zuverlässigkeits- und risikobasierte Maßnahmenplanung erweitert werden. Im Sinne einer zuverlässigkeitsbasierten Maßnahmenplanung wird der Einfluss verschiedener Maßnahmen, wie z. B. Inspektionen, Überwachungsmaßnahmen oder Reparaturmaßnahmen, auf die Zuverlässigkeit des Bauwerks bestimmt. Dies ermöglicht einen konsistenten, quantitativen Vergleich von Maßnahmen in Bezug auf die Zuverlässigkeit einer Brücke. Unter Einhaltung von definierten Zuverlässigkeitsniveaus ist eine zeitlich und räumlich optimierte Planung von Maßnahmen möglich. Weiterführend kann durch Einbeziehung von Kosten von Maßnahmen und durch die Quantifizierung der Risiken eine risikobasierte Optimierung der Maßnahmen vorgenommen werden.

Als Inferenzalgorithmus zur Durchführung von Bayes'schen Aktualisierungen auf Grundlage des DBN-Modells wurde der Likelihood-Weighting-Algorithmus implementiert. Die Leistungsfähigkeit des Likelihood-Weighting-Algorithmus nimmt allerdings mit steigender Anzahl der Beobachtungen schnell ab. Für praktische Anwendungen ist der Algorithmus daher nicht einsatzfähig. Es wurde im Rahmen dieser Arbeit auch an weiteren leistungsfähigeren Algorithmen gearbeitet. Diese sind aber noch in der Entwicklungsphase und zurzeit noch nicht einsetzbar. Hier handelt es sich um ein technisches Problem, das in Zukunft gelöst werden kann, allerdings ist auch hierzu noch vermehrte Forschungs- und Entwicklungsarbeit notwendig. Insbesondere die Implementierung von zurzeit anderweitig entwickelten Algorithmen für die spezifischen Probleme des Infrastrukturunterhalts bedingt einen entsprechenden Entwicklungsaufwand.

## 12 Literatur

- BENSI, M. T.; DER KIUREGHIAN, A.; STRAUB, D. (2013): Efficient Bayesian network modeling of systems. *Reliability Engineering & System Safety* 112:200-13
- BORRMANN, A.; FISCHER, O.; DORI, G.; WILD, M. (2012): FE 15.0508/2011/ABR: Intelligente Bauwerke – Konzeption eines modular aufgebauten Brückenmodells und Systemanalyse
- BÜGLER, M.; DORI, G.; FISCHER, J.; SCHNEIDER, R.; THÖNS, S. (2013): Ergebnisse des IB-Proto Workshops 8.-11. Juli 2013 in Berlin (Abschlusspräsentation)
- DIN-Fachbericht 101 (2009): Einwirkungen auf Brücken. Deutsches Institut für Normung
- DIN 488-1 (1984): Betonstahl – Teil 1: Stahlsorten, Eigenschaften, Kennzeichnung. Deutsches Institut für Normung
- DIN 1045 (1972): Beton- und Stahlbetonbau – Bemessung und Ausführung. Deutsches Institut für Normung
- DIN 1076 (1999): Ingenieurbauwerke im Zuge von Straßen und Wegen. Deutsches Institut für Normung (DIN)
- DIN EN 1990 (2010): Eurocode 0: Grundlagen der Tragwerksplanung. Deutsches Institut für Normung

- Duracrete (2000): Statistical quantification of the Variables in the Limit State Functions DuraCrete: Probabilistic Performance Based Durability Design of Concrete Structures: The European Union – Brite EuRam III (Project BE95-1347/R9)
- EWALD, G. (1982): Zur Tragwirkung und Bemessung von Kastenträgern unter Berücksichtigung wirklichkeitsnahen Werkstoffverhaltens. Beton- und Stahlbetonbau 77 (12):301-5
- FABER, M. H.; STRAUB, D.; MAES, M. A. (2006): A computational framework for risk assessment of RC structures using indicators. Computer-Aided Civil and Infrastructure Engineering 21 (3):216-30
- FIB Bulletin 59 (2011): Condition control and assessment of reinforced concrete structures. The International Federation for Structural Concrete (fib – fédération internationale du béton)
- FIB Model Code (2010): First complete draft. The International Federation for Structural Concrete (fib – fédération internationale du béton)
- FISCHER, J.; STRAUB, D. (2013): Spatial reliability analysis of a concrete bridge subject to corrosion conditional on monitoring results. Proc. 11<sup>th</sup> International Conference on Structural Safety and Reliability (ICOSSAR 2013)
- FISCHER, J.; STRAUB, D.; SCHNEIDER, R.; THÖNS, S.; RÜCKER, W. (2014): Intelligente Brücke – Zuverlässigkeitsbasierte Bewertung von Brückenbauwerken unter Berücksichtigung von Inspektions- und Überwachungsergebnissen Berichte der Bundesanstalt für Straßenwesen, Reihe B: Brücken- und Ingenieurbau, Heft B 99: Bundesanstalt für Straßenwesen (BASt)
- FISHER, R. A. (1922): On the mathematical foundations of theoretical statistics. Philosophical Transactions of the Royal Society of London. Series A 222:309-68
- HAARDT, P. (1999): Algorithmen zur Zustandsbewertung von Ingenieurbauwerken. Berichte der Bundesanstalt für Straßenwesen, Brücken- und Ingenieurbau (Heft 22)
- HAARDT, P. (2003): Entwicklung eines Bauwerks-Management-Systems für das deutsche Fernstraßennetz – Stufen 1 und 2 Berichte der Bundesanstalt für Straßenwesen, Brücken- und Ingenieurbau: Bundesanstalt für Straßenwesen (BASt)
- HARBORD, R. (2000): Vorlesungsskript – Lehrveranstaltung Statik der Baukonstruktionen III – Rechnerorientierte und nichtlineare Statik von Stabwerken. Technische Universität Berlin
- HARBORD, R. (2001): Vorlesungsskript – Lehrveranstaltung Statik der Baukonstruktionen Vertiefung I – Finite-Elemente-Methode in der Baustatik und Baudynamik. Technische Universität Berlin
- HOLST, K. H.; HOLST, R. (2004): Brücken aus Stahlbeton und Spannbeton – Entwurf, Konstruktion und Berechnung (5. ed.). Berlin, Germany: Ernst & Sohn
- ISAACSON, D. L.; MADSEN, R. W. (1985): Markov Chains: Theory and Applications: RE Krieger Publishing Company
- JCSS (2006): Probabilistic Model Code. Joint Committee on Structural Safety
- JENSEN, F. V.; NIELSEN, T. D. (2007). Bayesian Networks and Decision Graphs: Springer Publishing Company, Incorporated
- JIANG, Y.; SAITO, M.; SINHA, K. C. (1989): Bridge performance prediction model using the Markov chain. Transportation Research Record (1180): 25-32
- MADSEN, H. O. (1997): Stochastic modeling of fatigue crack growth and inspection. In: SOARES, C. G. (Ed.), Probabilistic Methods for Structural Design (pp. 59-83): Kluwer Academic Publishers. Printed in the Netherlands
- MADSEN, H. O.; KRENK, S.; LIND, N. C. (1986): Methods of Structural Safety: Prentice Hall
- MAES, M. A.; WEI, X.; DILGER, W. H. (2001): Fatigue reliability of deteriorating prestressed concrete bridges due to stress corrosion cracking. Canadian Journal of Civil Engineering 28 (4):673-83
- MÜLLER, H. S.; VOGEL, M. (2009): Lebensdauerprognose für Betonbrücken – Wo stehen wir

- heute? Vortrag auf dem 19. Dresdner Brückenbausymposium, Technische Universität Dresden
- MURPHY, K. P. (2001): The Bayes Net Toolbox for Matlab. *Computing Science and Statistics* 33
- PARIS, P. C.; ERDOGAN, F. A. (1963): A critical analysis of crack propagation laws. *Journal of Basic Engineering* 85:528-34
- QIN, J.; FABER, M. H. (2012): Risk Management of Large RC Structures within a Spatial Information System. *Computer-Aided Civil and Infrastructure Engineering* 27:385-405
- RACKWITZ, R. (2000): Optimization – the basis of code-making and reliability verification. *Structural Safety* 22:22-60
- RI-EBW-PRÜF (2007): Richtlinie zur einheitlichen Erfassung, Bewertung, Aufzeichnung und Auswertung von Ergebnissen der Bauwerksprüfungen nach DIN 1076. Bundesministerium für Verkehr, Bau und Stadtentwicklung
- RUSSELL, S. J.; NORVIG, P. (2010): *Artificial Intelligence – A Modern Approach*: Prentice Hall
- SCHIEßL, P.; MAYER, T. F. (2007): Lebensdauer Managementsystem – Teilprojekt A2. DAFStb-Heft 572
- SCHNELLENBACH-HELD, M.; PEETERS, M.; MIEDZINSKI, G. (2013): FE 15.0510/2011/DRB: Intelligente Bauwerke – Schädigungsrelevante Einwirkungen und Schädigungspotenziale von Brückenbauwerken aus Beton
- ŠPAČKOVÁ, O. (2012): Risk Management of Tunnel Construction Projects. (PhD Thesis), Czech Technical University in Prague
- SPECHT, M. (1993): Vorlesungsskript – Einführung in den Massivbrückenbau. Technische Universität Berlin
- STRAUB, D. (2004): Generic Approaches to Risk Based Inspection Planning for Steel Structures, PhD Thesis. ETH Zürich, Switzerland
- STRAUB, D. (2009a): An efficient computational framework for probabilistic deterioration modeling and reliability updating Paper presented at the ICOSSAR 2009, Osaka, Japan
- STRAUB, D. (2009b): Stochastic modeling of deterioration processes through dynamic Bayesian networks. *Journal of Engineering Mechanics* 135 (10):1089-99
- STRAUB, D. (2013): *Lecture Notes in Engineering Risk Analysis*: Technische Universität München, Munich
- STRAUB, D.; DER KIUREGHIAN, A. (2010a): Bayesian network enhanced with structural reliability methods: Application. *Journal of Engineering Mechanics* 136 (10):1259-70
- STRAUB, D.; DER KIUREGHIAN, A. (2010b): Bayesian network enhanced with structural reliability methods: Methodology. *Journal of Engineering Mechanics* 136 (10):1248-58
- STRAUB, D.; DER KIUREGHIAN, A. (2011): Reliability Acceptance Criteria for Deteriorating Elements of Structural Systems. *Journal of Structural Engineering* 137 (12):1573-82
- STRAUB, D.; MALIOKA, V.; FABER, M. H. (2009): A framework for the asset integrity management of large deteriorating concrete structures. *Structure and Infrastructure Engineering* 5 (3): 199-213
- THIELE, M.; BAEßLER, M.; ROGGE, A.; PIRSKAWETZ, S. (2011): Schädigungsevolution in Beton unter hochzyklischen Ermüdungsbeanspruchungen. Paper presented at the DAFStb-Forschungskolloquium, Berlin, Germany
- THÖNS, S. (2012): Monitoring Based Condition Assessment of Offshore Wind Turbine Structures. IBK Report 345, e-collection.library.ethz.ch/eserv/eth:6828/eth-6828-01.pdf: Institute of Structural Engineering (IBK) eTh Zurich, VdF Hochschulverlag AG, Zürich
- ZELLERER, E. (1967): *Durchlaufträger – Einflusslinien und Momentenlinien*: Ernst & Sohn
- ZILCH, K.; STRAUB, D.; DIER, F.; FISCHER, J. (2011): Entwicklung von Verfahren einer zuverlässigkeitsbasierten Bauwerksprüfung Berichte der Bundesanstalt für Straßenwesen, Reihe B: Brücken- und Ingenieurbau, Heft B 85: Bundesanstalt für Straßenwesen (BASt)
- ZILCH, K.; ZEHETMAIER, G. (2010): Bemessung im konstruktiven Betonbau nach DIN 1045-1 (Fassung 2008) und EN 1992-1-1 (Eurocode 2) (2 ed.). Berlin Heidelberg: Springer Verlag

## Schriftenreihe

### Berichte der Bundesanstalt für Straßenwesen

#### Unterreihe „Brücken- und Ingenieurbau“

## 2009

- B 67: Brandkurven für den baulichen Brandschutz von Straßentunneln  
Blosfeld € 17,50
- B 68: Auswirkungen des Schwerlastverkehrs auf die Brücken der Bundesfernstraßen – Teile 1-4  
Kaschner, Buschmeyer, Schnellenbach-Held, Lubasch, Grünberg, Hansen, Liebig, Geißler  
Dieser Bericht liegt nur in digitaler Form vor und kann kostenpflichtig unter [www.nw-verlag.de](http://www.nw-verlag.de) heruntergeladen werden. € 29,50
- B 69: Berücksichtigung der Belange behinderter Personen bei Ausstattung und Betrieb von Straßentunneln  
Wagener, Grossmann, Hintzke, Sieger € 18,50
- B 70: Frost-Tausalz-Widerstand von Beton in Brücken und Ingenieurbauwerken an Bundesfernstraßen  
Tauscher € 14,50

## 2010

- B 71: Empfehlungen für geschweißte KK-Knoten im Straßenbrückenbau  
Kuhlmann, Euler € 22,50
- B 72: Untersuchungen zur Dauerhaftigkeit von permanenten Anti-Graffiti-Systemen  
Weschpennig, Kropf, von Witzhausen € 13,50
- B 73: Brand- und Abplatzverhalten von Faserbeton in Straßentunneln  
Dehn, Nause, Juknat, Orgass, König  
Dieser Bericht liegt nur in digitaler Form vor und kann kostenpflichtig unter [www.nw-verlag.de](http://www.nw-verlag.de) heruntergeladen werden. € 21,00
- B 74: Verwendung von Anti-Graffiti-Systemen auf Mauerwerk  
Müller € 14,00
- B 75: Sachstand Verstärkungsverfahren – Verstärken von Betonbrücken im Bestand  
Schnellenbach-Held, Peeters, Scherbaum € 13,50

## 2011

- B 76: Instandsetzung und Verstärkung von Stahlbrücken unter Berücksichtigung des Belagssystems  
Sedlacek, Paschen, Feldmann, Geßler, Möller, Steinauer, Scharnigg € 17,00
- B 77: Anpassung von DIN-Fachberichten „Brücken“ an Eurocodes  
Teil 1: DIN-FB 101 „Einwirkung auf Brücken“  
Teil 2: DIN-FB 102 „Betonbrücken“  
Teil 3: DIN-FB 103 „Stahlbrücken“  
Teil 4: DIN-FB 104 „Verbundbrücken“  
Freundt, Böning, Maurer, Arnold, Gedwien, Müller, Schrick, Tappe, Kuhlmann, Rasche, Froschmeier, Euler, Hanswille, Brauer, Bergmann  
Dieser Bericht liegt nur in digitaler Form vor und kann kostenpflichtig unter [www.nw-verlag.de](http://www.nw-verlag.de) heruntergeladen werden. € 29,50

B 78: Bemessung von Wellstahlbauwerken – Vergleich nach den bisherigen und den neuen Richtlinien  
Kuhlmann, Günther, Krauss

Dieser Bericht liegt nur in digitaler Form vor und kann kostenpflichtig unter [www.nw-verlag.de](http://www.nw-verlag.de) heruntergeladen werden. € 18,50

B 79: Untersuchungen zur Querkraftbemessung von Spannbohlenbalken mit girlandenförmiger Spanngliedführung

Maurer, Kiziltan, Zilch, Dunkelberg, Fitik  
Dieser Bericht liegt nur in digitaler Form vor und kann kostenpflichtig unter [www.nw-verlag.de](http://www.nw-verlag.de) heruntergeladen werden. € 15,50

B 80: Lautsprecheranlagen und akustische Signalisierung in Straßentunneln

Mayer, Reimann, Löwer, Brettschneider, Los € 16,00

B 81: Quantifizierung der Lebensdauer von Betonbrücken mit den Methoden der Systemanalyse

Müller, Vogel, Neumann € 14,50

B 82: Verkehrslastmodelle für die Nachrechnung von Straßenbrücken im Bestand

Freundt, Böning € 16,00

B 83: Konzeption zur Nachrechnung bestehender Straßenbrücken

Maurer, Kolodziejczyk, Zilch, Dunkelberg € 16,00

B 84: Prüfung des Frost-Tausalz-Widerstandes von Beton mit dem modifizierten CDF-Verfahren (XF2)

Gehlen, Lowke, Milachowski € 15,00

B 85: Entwicklung von Verfahren einer zuverlässigkeitsbasierten Bauwerksprüfung

Zilch, Straub, Dier, Fischer € 19,50

B 86: Untersuchungen an Bauwerken aus hochfesten Beton

Nguyen, Freitag € 13,50

## 2012

B 87: Vermeidung von Glättebildung auf Brücken durch die Nutzung von Geothermie

Feldmann, Döring, Hellberg, Kuhnhenne, Pak, Mangerig, Beucher, Hess, Steinauer, Kemper, Scharnigg € 17,00

B 88: Anpralllasten an Schutteinrichtungen auf Brücken – Anpassung der DIN-Fachberichte „Stahlbrücken“ und „Verbundbrücken“ an endgültige Eurocodes und nationale Anhänge einschließlich Vergleichsrechnungen

Kuhlmann, Zizza, Günther € 15,50

B 89: Nachrechnung von Betonbrücken zur Bewertung der Tragfähigkeit bestehender Bauwerke

Maurer, Heeke, Kiziltan, Kolodziejczyk, Zilch, Dunkelberg, Fitik € 19,50

B 90: Fugenbewegung an der Ruhrtalbrücke Mintard

Eilers, Quaas, Staack € 14,00

## 2013

B 91: Priorisierung und Nachrechnung von Brücken im Bereich der Bundesfernstraßen – Einfluss der Einwirkungen aus Verkehr unter besonderer Berücksichtigung von Restnutzungsdauer und Verkehrsentwicklung

Freundt, Böning € 15,00

B 92: Kriterien für die Anwendung von unbewehrten Innenschalen für Straßentunnel

Kaundinya € 14,00

B 93: Querkrafttragfähigkeit von Fahrbahnplatten – Anpassung des DIN-Fachberichtes „Betonbrücken“ an die endgültige Eurocodes und nationale Anhänge einschließlich Vergleichsrechnungen

Hegger, Reißer € 17,50



**B 94: Baulicher Brandschutz für Tunnel in offener Bauweise – Rechnerischer Nachweis**  
Peter, Knief, Schreyer, Piazzola  
Dieser Bericht liegt nur in digitaler Form vor und kann unter <http://bast.opus.hbz-nrw.de/> heruntergeladen werden.

**B 95: Erfahrungen mit selbstverdichtendem und hochfestem Beton im Brücken- und Ingenieurbau an Bundesfernstraßen**  
Tauscher € 17,00

**B 96: Geothermischen Anlagen bei Grund- und Tunnelbauwerken**  
Adam € 17,00

**B 97: Einfluss der veränderten Verkehrsführung bei Ertüchtigungsmaßnahmen auf die Bauwerksbeanspruchungen**  
Freundt, Böning € 15,00

## 2014

**B 98: Brückenseile – Gegenüberstellung von vollverschlossenen Seilen und Litzenbündelseilen**  
Friedrich  
Dieser Bericht liegt nur in digitaler Form vor und kann unter <http://bast.opus.hbz-nrw.de/> heruntergeladen werden.

**B 99: Intelligente Brücke – Zuverlässigkeitsbasierte Bewertung von Brückenbauwerken unter Berücksichtigung von Inspektions- und Überwachungsergebnissen**  
Fischer, Schneider, Thöns, Rücker, Straub  
Dieser Bericht liegt nur in digitaler Form vor und kann unter <http://bast.opus.hbz-nrw.de/> heruntergeladen werden.

**B 100: Roadtraffic Management System (RTMS)**  
Freundt, Vogt, Böning, Pierson, Ehrle € 15,00

**B 101: Adaptive Spannbetonstruktur mit lernfähigem Fuzzy-Regelungssystem**  
Schnellenbach-Held, Fakhouri, Steiner, Kühn € 18,50

**B 102: Adaptive ‚Tube-in-Tube‘-Brücken**  
Empelmann, Busse, Hamm, Zedler, Girmscheid € 18,00

**B 103: Umsetzung des Eurocode 7 bei der Bemessung von Grund- und Tunnelbauwerken**  
Briebrecher, Städing € 14,00

**B 104: Intelligente Brücke – Konzeption eines modular aufgebauten Brückenmodells und Systemanalyse**  
Borrmann, Fischer, Dori, Wild  
Dieser Bericht liegt nur in digitaler Form vor und kann unter <http://bast.opus.hbz-nrw.de/> heruntergeladen werden.

**B 105: Intelligente Brücke – Machbarkeitsstudie für ein System zur Informationsbereitstellung und ganzheitlichen Bewertung in Echtzeit für Brückenbauwerke**  
Schnellenbach-Held, Karczewski, Kühn  
Dieser Bericht liegt nur in digitaler Form vor und kann unter <http://bast.opus.hbz-nrw.de/> heruntergeladen werden.

**B 106: Einsatz von Monitoringsystemen zur Bewertung des Schädigungszustands von Brückenbauwerken**  
Freundt, Vogt, Böning, Michael, Könke, Beinersdorf € 17,00

**B 107: Materialeigenschaften von Kunststoffdichtungsbahnen bestehender Straßentunnel**  
Robertson, Bronstein, Brummermann € 16,00

**B 108: Fahrzeug-Rückhaltesysteme auf Brücken**  
Neumann, Rauert € 18,50

**B 109: Querkrafttragfähigkeit bestehender Spannbetonbrücken**  
Hegger, Herbrand € 17,00

**B 110: Intelligente Brücke – Schädigungsrelevante Einwirkungen und Schädigungspotenziale von Brückenbauwerken aus Beton**  
Schnellenbach-Held, Peeters, Miedzinski  
Dieser Bericht liegt nur in digitaler Form vor und kann unter <http://bast.opus.hbz-nrw.de/> heruntergeladen werden.

**B 111: Erarbeitung von Modellen zur Bestimmung der Schadensumfangsentwicklung an Brücken**  
Müller € 15,00

## 2015

**B 112: Nachhaltigkeitsberechnung von feuerverzinkten Stahlbrücken**  
Kuhlmann, Maier, Ummenhofer, Zinke, Fischer, Schneider € 14,00

**B 113: Versagen eines Einzelelementes bei Stützkonstruktionen aus Gabionen**  
Placzek, Pohl  
Dieser Bericht liegt nur in digitaler Form vor und kann unter <http://bast.opus.hbz-nrw.de/> heruntergeladen werden.

**B 114: Auswirkungen von Lang-Lkw auf die sicherheitstechnische Ausstattung und den Brandschutz von Straßentunneln**  
Mayer, Brennberger, Großmann  
Dieser Bericht liegt nur in digitaler Form vor und kann unter <http://bast.opus.hbz-nrw.de/> heruntergeladen werden.

**B 115: Auswirkungen von Lang-Lkw auf die sicherheitstechnische Ausstattung und den Brandschutz von Straßentunneln**  
Mayer, Brennberger, Großmann  
Dieser Bericht liegt nur in digitaler Form vor und kann unter <http://bast.opus.hbz-nrw.de/> heruntergeladen werden.

**B 116: Überwachungskonzepte im Rahmen der tragfähigkeitsrelevanten Verstärkung von Brückenbauwerken aus Beton**  
Schnellenbach-Held, Peeters, Brylka, Fickler, Schmidt  
Dieser Bericht liegt nur in digitaler Form vor und kann unter <http://bast.opus.hbz-nrw.de/> heruntergeladen werden.

**B 117: Intelligente Bauwerke – Prototyp zur Ermittlung der Schadens- und Zustandsentwicklung für Elemente des Brückenmodells**  
Schneider, Fischer, Straub, Thöns, Bügler, Borrmann  
Dieser Bericht liegt nur in digitaler Form vor und kann unter <http://bast.opus.hbz-nrw.de/> heruntergeladen werden.

Alle Berichte sind zu beziehen im:

Carl Schünemann Verlag GmbH  
Zweite Schlachtpforte 7  
28195 Bremen  
Tel. (0421) 3 69 03-53  
Fax (0421) 3 69 03-48  
[www.schuenemann-verlag.de](http://www.schuenemann-verlag.de)

Dort ist auch ein Kompletverzeichnis erhältlich.