



**TECHNISCHE
UNIVERSITÄT
DRESDEN**

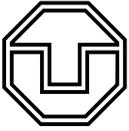
FAKULTÄT BAUINGENIEURWESEN

Schriftenreihe
Konstruktiver Ingenieurbau Dresden
Heft 40



Manfred Curbach, Heinz Opitz,
Silke Scheerer, Torsten Hampel (Hrsg.)

8. SYMPOSIUM EXPERIMENTELLE UNTERSUCHUNGEN VON BAUKONSTRUKTIONEN



**TECHNISCHE
UNIVERSITÄT
DRESDEN**

FAKULTÄT BAUINGENIEURWESEN

Manfred Curbach, Heinz Opitz,
Silke Scheerer, Torsten Hampel (Hrsg.)

**8. SYMPOSIUM
EXPERIMENTELLE UNTERSUCHUNGEN
VON BAUKONSTRUKTIONEN**

Schriftenreihe
Konstruktiver Ingenieurbau Dresden
Heft 40

Herausgeber der Reihe

Prof. Dr.-Ing. Dr.-Ing. E.h. Manfred Curbach
apl. Prof. Dr.-Ing. Wolfgang Graf
Prof. Dr.-Ing. Peer Haller
Prof. Dr.-Ing. habil. Ulrich Häußler-Combe
Prof. Dr.-Ing. habil. Michael Kaliske
Prof. Dr.-Ing. Viktor Mechtcherine
Prof. Dr.-Ing. Richard Stroetmann
Prof. Dr.-Ing. Bernhard Weller
Prof. Dr.-Ing. habil. Bernd W. Zastrau

Institut für Massivbau
Technische Universität Dresden

D - 01062 Dresden

Tel.: 49 351 / 4 63-3 42 77
Fax: 49 351 / 4 63-3 72 89

Redaktion: Silke Scheerer
Korrekturen: Angela Heller
Gestaltung: Ulrich van Stipriaan
Titelfoto: Kathrin Dietz
Probebelastung an Fahnenstangen am Goldenen Reiter in Dresden

Diese Publikation gibt es auch Open Access auf www.qucosa.de

Druck: addprint AG · Am Spitzberg 8a · 01728 Bannewitz
Veröffentlicht: Dresden, September 2015

ISSN 1613-6934

Inhalt

DAfStb-Sachstandbericht <i>Mechanische Kennwerte historischer Betone, Betonstähle und Spannstähle für die Nachrechnung bestehender Bauwerke</i> <i>Jürgen Schnell, Michael Weber</i>	5
Dynamik von Stahlbetonbrücken – Messprojekte aus dem Eisenbahn- und Straßenverkehr <i>Lutz Auersch, Samir Said</i>	17
Messtechnische Überlegungen bei Fallversuchen <i>Tino Kühn</i>	31
Identifikation dynamischer Strukturparameter von Eisenbahnbrücken mittels terrestrischer Mikrowelleninterferometrie <i>Jens Schneider, Matthias Becker, Andrei Firus, Jiny Pullamthara, Michael Drass</i>	47
Einsatzmöglichkeiten der Schallemissionsanalyse im Bauwesen <i>Stephan Pirskawetz, Julia Wolf, Wolfram Schmidt, Andreas Rogge</i>	61
Hochgenaue 3D-Referenzmessungen als ein Beitrag der Geodäsie zur experimentellen Untersuchung des Systemverhaltens neugotischer Gewölbekonstruktionen <i>Jens-André Paffenholz, Ulrich Stenz, Ingo Neumann</i>	73
Experimentelle Untersuchung zum Systemtragverhalten neugotischer Gewölbekonstruktionen <i>Jens Piehler, Michael Hansen, Gerd Kapphahn</i>	81
Tragfähigkeitsuntersuchungen an historischen Fahnenmasten <i>Silke Scheerer, Sabine Wellner, Torsten Hampel, Bernd Eckoldt</i>	93
Pont Lagunaire, Togo – Experimentelle Tragwerksanalyse einer Stahlfachwerkbrücke zum Nachweis der Restnutzungszeit <i>Marc Gutermann, Werner Malgut, Klaus Ammermann</i>	103
Experimenteller Nachweis der Tragfähigkeit an der Kettenbrücke im Goethepark in Weimar <i>Erik Meichsner, Phillip Johann Jung, Oliver Hahn, Stefan Finke</i>	117
Untersuchungen und Maßnahmen an setzungsauffälligen Pfeilern der Saale-Elster-Talbrücke der Eisenbahnstrecke Erfurt–Leipzig/Halle <i>André Koletzko, Sandra Christein</i>	123
Bewertung bestehender Brücken unter besonderer Berücksichtigung der Verkehrsbeanspruchung durch Bauwerksmonitoring <i>Nico Steffens, Karsten Geißler, Ronald Stein</i>	135

Lagrange-Multiplikator-Test zur Detektierung von zunehmender Strukturschädigung:
Experimentelle Verifikation
*Dr.-Ing. Klaus Brandes, Dipl.-Ing. Petra Kubowitz, Werner Daum,
Detlef Hofmann, Frank Basedau* 147

Zustandsbewertung von Stahlbetonbauteilen mithilfe der dynamischen Eigenschaften
F. Weisleder, M. Waltering..... 159

Softwareunterstützte Nachrechnung und Ertüchtigung von Brückenbauwerken
Stefan Kimmich, Eckhard Held 175

Softwareunterstützte Nachrechnung und Ertüchtigung von Brückenbauwerken

Stefan Kimmich¹, Eckhard Held²

Kurzfassung. Die Planung eines Brückenneubaus wird auch heute noch als Königsdisziplin der Tragwerksplanung verstanden. Dieser Anspruch gilt umso mehr für die Nachrechnung und Ertüchtigung von Brücken, denn dafür sind sowohl weitreichende Erfahrungen bei Berechnung, Bemessung und Konstruktion des Brückenbestands und gleichzeitig ein tiefes Verständnis für die technischen Gegebenheiten früherer Normgenerationen gefordert. Im vorliegenden Beitrag werden die Möglichkeiten des EDV-Einsatzes ausgeleuchtet. Im Mittelpunkt steht die softwaretechnologische Umsetzung der deutschen Nachrechnungsrichtlinie für Straßenbrücken, Stufe 1 und 2.

Software-supported recalculation and retrofitting of bridges – Abstract. *The planning of a new bridge structure is a challenging structural engineering task still today. This demand exists to a much greater extend for recalculation and refurbishment of bridge structures, since far-reaching experience is required for the analysis, design and construction of existing structures and at the same time a deep understanding of the technical environment of former construction codes. This contribution will outline the possibilities of software applications in this context. The focus lays on the implementation of the German guideline for recalculation of road bridges (levels 1 and 2) in software solutions.*

1 Einleitung

Bekanntlich weisen insbesondere Spannbetonbrücken durch nicht vorhersehbare, überproportionale Zunahme des Schwerverkehrs sowie hohen Verschleiß, Korrosion und Schädigung der Materialien durch mechanische Beanspruchungen und Umwelteinflüsse erhebliche Mängel auf. Bei älteren Brückenbauwerken bis 1979 wurden darüber hinaus keine Temperatureinwirkungen berücksichtigt, generell zu geringe Querkraftbewehrungen eingelegt sowie bei Koppelfugen keine Ermüdungsnachweise geführt. Die bisher durchgeführten Nachrechnungen älterer Brückenbauwerke haben gezeigt, dass man mit dem Ansatz der normgemäßen Belastungs- und Bemessungsvorschriften und den vorgegebenen Sicherheitsbeiwerten relativ schnell an die Grenzen der Tragfähigkeit, Gebrauchstauglichkeit und Ermüdung stößt. Das liegt u. a. daran, dass diese Normen ausschließlich für Neubauten entwickelt wurden, um mit den entsprechenden Reserven die planmäßig gewünschte lange Nutzungsdauer sicherstellen zu können.

1 Dr., RIB Software AG, Stuttgart

2 RIB Software AG, Stuttgart

2 Motivation und Ausgangssituation

Im Brückenbau gibt es drei wesentliche Planungsbereiche, in denen statische Berechnungen erforderlich sind und welche durch den Einsatz von Softwaresystemen unterstützt werden können: Neubau, Bestand und Erhöhung sowie Schwervertransport. Aufgrund der Altersstruktur der Brücken und der exponentiellen Zunahme des Schwerverkehrs $\geq 7,5$ t werden sich die statischen Berechnungen zunehmend von der Entwurfs- und Ausführungsplanung zur Bestandsplanung verschieben. Lebensdauerprognosen von Bestandsbauten und Bauwerksverstärkungen sind mittlerweile genauso wichtig wie die Berechnung von Neubauten. Zentrales Ziel ist dabei immer die Bemessung und Erhaltung einer Konstruktion für ihre geplante Lebensdauer unter der Einhaltung der verfügbaren Ressourcen.

Viele ältere Brücken im deutschen Straßen- und Eisenbahnnetz müssen nachgerechnet und – auch wegen höherer Einstufung der Brückenklasse – ertüchtigt werden. Das Vorgehen erfolgt mittlerweile bundeseinheitlich für alle Straßenbrücken nach der Nachrechnungsrichtlinie (NRR) [1], [2]. Maßgeblich betroffen sind dabei vor allem Stahlbeton- und Spannbetonbrücken, welche mit 87 % den größten Anteil gegenüber anderen Materialien wie Stein-, Stahl- bzw. Verbundkonstruktionen haben. Die nachfolgenden Betrachtungen beziehen sich deshalb im Wesentlichen auf Massivbrücken aus Stahlbeton- und Spannbeton.

Die Berechnung älterer Spannbetonbrücken nach der Nachrechnungsrichtlinie ist immer erforderlich, wenn eine Schädigung des Bauwerks vorliegt oder vermutet wird. Das betrifft insbesondere Brücken mit bauzeitbedingten Defiziten wie (z. B. [3]):

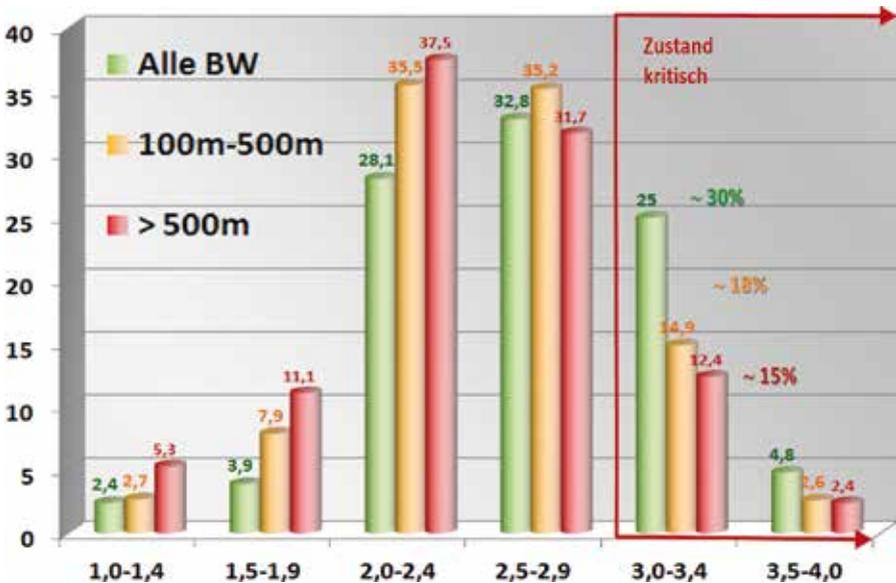


Bild 1: Übersicht zu Zustandsnoten von Brücken, [6]

- ❑ Spannungsrisskorrosion (SpRK),
- ❑ Koppelfugen,
- ❑ Überbauten mit zu geringer Schubbewehrung,
- ❑ vor 1980 gebaute Talbrücken, bei denen u. a. die Temperatureinwirkungen nicht berücksichtigt wurden,
- ❑ Brücken mit einer Zustandsnote $> 3,0$ (Bild 1), d. h. kritischer Bauwerkszustand nach RI-EBW-PRÜF [4],
- ❑ wenn ein Finanzierungsplan nach RI-WI-BRÜ ([5]) aufgestellt wird, um bei geschädigten Bauwerken festzustellen, ob und in welchem Umfang eine Brückenverstärkung bzw. Erächtigung oder alternativ eine Erneuerung erforderlich ist.

Bei der Nachrechnung von Brücken kommt zu den üblichen Modellen, wie Einwirkungsmodell, Systemmodell und Bemessungsmodell, noch das Schädigungsmodell hinzu, welches als integraler Bestandteil bei allen anderen Modellen zu betrachten ist. Ohne Berücksichtigung eines Schädigungsmodells ist eine Nachrechnung i. d. R. nicht korrekt oder mindestens unvollständig.

3 Nachrechnung von Brücken im Bestand

Für Brücken gilt bauartübergreifend das semi-probabilistische Sicherheitskonzept mit Teilsicherheitsbeiwerten nach DIN-Fachbericht 101 ([7]) bzw. DIN EN 1991/NA ([8]). Nach diesem Sicherheitskonzept sind die Grenzzustände der Tragfähigkeit (GZT), Gebrauchstauglichkeit (GZG) und Ermüdung (GZE) für eine vorgesehene Nutzungsdauer und unterschiedliche Zielastniveaus einzuhalten. Eine ausreichende Dauerhaftigkeit bei geringem Instandhaltungsaufwand ist sicherzustellen.

Aufgrund des stetig gestiegenen Schwerverkehrsaufkommens (z. Zt. ca. 20 % Kfz $\geq 7,5$ t auf deutschen Autobahnen) und der exponentiellen Zunahme des genehmigungspflichtigen Schwerverkehrs sowie der gestiegenen Achs- und Gesamtgewichte der Fahrzeuge ist für viele Brückenbauwerke mittlerweile eine gravierende Nutzungsänderung für Straßenbrücken eingetreten ([9]). Voraussichtlich wird in den kommenden Jahrzehnten der Güterverkehr in Deutschland noch deutlich zunehmen. In einer aktuellen Prognose des BMVBS geht man bis zum Jahr 2025 von einer Zunahme um 80 % gegenüber 2004 aus ([10]). Einzelne Messungen auf der A61 im Jahr 2004 ergaben häufige Überladungen bis zu 30 % durch den Schwerverkehr [10]. Höhere Achslasten schädigen wiederum immer schneller Straßen und Brücken. Die ursprünglich geplanten Zielwerte der Nutzungszeiten werden weit verfehlt. Problematisch sind weiterhin die in den vergangenen 20 Jahren exponentiell gestiegenen Genehmigungen für Schwertransporte auf das 20fache.

Um diese neuen Einflüsse auf den Bestand und die Bewertung von Bestandsbrücken berücksichtigen zu können, wurde vom BMVBS die Nachrechnungsrichtlinie NRR ([1]) entwickelt, die es ermöglicht, diese Bauwerke wirklichkeitsnah und einheitlich zu beurteilen. Aufgrund der hohen Anzahl von Brückenbauwerken wird vom Baulastträger i. d. R. eine bundeseinheitliche Priorisierung (Bild 2) vorgenommen. Der in Bild 2 dargestellte Prozess wurde bereits verschiedentlich modifiziert bzw. ergänzt, z. B. durch Brücken $< BK 60$, Bogen- und Trogbrücken oder durch Einbeziehen der durchschnittlichen täglichen Verkehrsstärke des Schwerverkehrs (DTV-SV [KFZ/24h]) durch entsprechende Verkehrszählungen.

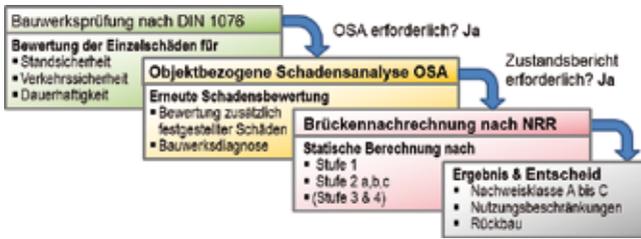


Bild 2: Prozess der Zustandserfassung bis zur Nachrechnung

Vergleichende Studien zur Nachrechnung älterer Brücken zeigen, dass viele Bauwerke verstärkt werden müssen, wenn sie mittelfristig voll nutzbar bleiben sollen. Alternativ können Kompensationsmaßnahmen wie zum Beispiel Verkehrseinschränkungen eine kurzfristige Lösung sein. Bei der Nachrechnung geht es in erster Linie um Ausnutzungsgrade und Fragen der Restsicherheit und Restnutzungsdauer unter Verwendung realitätsnaher Rechenmodelle. In der NRR ([1]) wurde 2010 als Startzeitpunkt für den Beginn der Restnutzungsdauer festgelegt.

4 Nachrechnungsmodellierung

Für die Umsetzung der Brückennachrechnung mit Hilfe vorhandener Software ([11]) mussten an verschiedenen Stellen umfassende Programmänderungen und -erweiterungen vorgenommen werden. Besonders wichtig gegenüber einer Neubauberechnung ist die Schädigungsmodellierung (Bild 3). Dies ist eine Querschnittsaufgabe, die alle Modelle, wie Systemmodell, Einwirkungsmodell und Bemessungsmodell, beeinflusst. Ohne ausreichende Berücksichtigung von Alterung und Schädigungen ist eine Nachrechnung von Brücken im Bestand nicht sinnvoll.

In der Regel werden Brückenüberbauten als Trägerrost oder kombiniertes Flächentragwerk mit Längsträgern modelliert. Viele kleine Brückenbauwerke lassen sich jedoch als reine Platten- oder Rahmenbrücken modellieren und sind i. d. R. auch nur schlaff bewehrt. Auch für diese Brückensysteme und für vorgespannte Flächentragwerke lassen sich die verschiedensten Nachweise nach den Anforderungen von [1] führen.

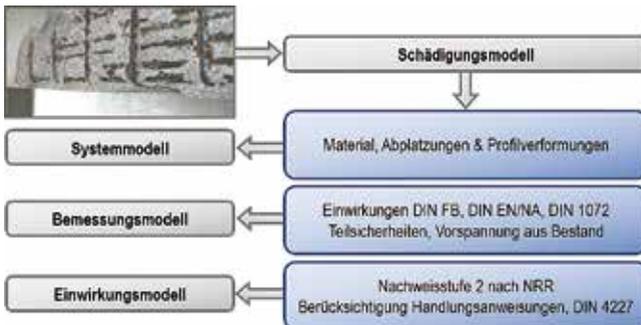


Bild 3: Übersicht zur Modellbildung bei der Nachrechnung von Brücken

4.1 Systemmodell

Bei der Systemmodellierung müssen Steifigkeiten mit realitätsnahen Materialkennwerten verwendet werden. Entsprechende Tabellen für Beton, Betonstahl und Spannstahl sind in der Nachrechnungsrichtlinie enthalten. Wenn keine sichtbaren Schädigungen vorliegen, können diese Tabellen verwendet werden. Falls sich die Materialien eines zu betrachtenden Bauwerks nicht in der Auswahl befinden, müssen diese als neue Materialien definiert werden. Kleinere Betonstahlfestigkeiten als 220 N/mm² sind nicht erlaubt.

Um realistische Materialparameter unter Berücksichtigung eventueller Schädigungen zu erhalten, ist eine stochastische Ermittlung der Materialparameter auf Basis des probabilistischen Sicherheitkonzepts erforderlich. Die Materialkennwerte sind stets als 5%-Quantilwerte – auch 5%-Fraktile genannt – der Grundgesamtheit definiert. Zu deren Bestimmung ist dem Bauwerk eine ausreichende Anzahl von Stichproben (nach NRR mindestens $n = 5$) zu entnehmen.

Beton. Als stochastisches Modell wird die Normalverteilung empfohlen. Umrechnungsfaktoren und weitere Anforderungen sind EN 206-1 ([12]), DIN EN ([13]) sowie der NRR [1] zu entnehmen.

Betonstahl. Die Korrosion stellt die wichtigste Schädigung hinsichtlich Tragfähigkeit und Gebrauchstauglichkeit dar und beeinflusst sowohl die Querschnittsfläche als auch ggf. die Streckgrenze. Auch hier sind ggf. stochastische Modelle zur Ermittlung der charakteristischen Materialkennwerte erforderlich. Bei älteren Betonstählen ist zudem das Verbundverhalten abzubilden.

Spannstahl. Es ist auf die sorgfältige Eingabe der Schwerachsen der Spannglieder zu achten. Vor allem bei Koppelfugen ist häufig die Materialermüdung kritisch. Daher ist eine genaue Definition der Spanngliedgedometriedaten erforderlich.

Abplatzungen treten auf, wenn die Druckzone des Betons zu hoch ausgelastet ist oder bei korrosionsbedingtem Versagen der Betondeckung. Dies betrifft vor allem Konstruktionen mit geringer Betongüte und mit zu kleiner Betondeckung. Diese Querschnittsreduktion sollte bei der Modellierung berücksichtigt werden.

Risse. Schädigungen treten i. d. R. erst ab einer bestimmten Rissweite auf. Allerdings können bei Chlorid auch sehr kleine Rissen kritisch sein. Bei großen Rissbreiten ist davon auszugehen, dass der Stahl korrodiert ist; d. h. es sollte sicherheitshalber ein Korrosionsgrad des Betonstahls definiert werden. Längsrisse am Überbau sind besonders zu beachten, da diese auf eine fortschreitende Korrosion der Bewehrung sowie auf den Verlust des Verbundes der Bewehrung mit dem Beton schließen lassen. Das Abmildern der Biegesteifigkeiten ist i. d. R. nur erforderlich, wenn Verformungen rechnerisch behandelt werden sollen.

Profilverformungen. Aufgrund der oft hohen Stegshlankheiten bei alten Brücken ist die Profilverformung stets zu berücksichtigen ([3]). Mehrzellige Hohlkastenquerschnitte sind keine Seltenheit, Bild 4. Für die Teilquerschnitte sind – unabhängig von der Geometrie des Querschnittsmodells – eigene Torsionskonturen erforderlich.



Bild 4: Komplexe Querschnittsmodelle zur Erfassung der Profilverformung

4.2 Einwirkungsmodell

Ständige Lasten können mit großer Zuverlässigkeit bestimmt werden. Daher lassen sich die Teilsicherheiten der ständigen Einwirkungen reduzieren.

Lastniveaus. Unter Lastniveau wird hier das Verkehrslastniveau verstanden; d. h. mit welchem Lastmodell das Bauwerk zu bearbeiten ist bzw. welcher Brückenklasse das Bauwerk angehört oder angehören soll (Tabelle 1), [1]. Die Ziellastniveaus ergeben sich aus aktuellen Zählungen DTV-SV und der Prognose bis 2025 sowie der Verkehrsart nach Tab. 10.3 NRR. Das bedeutet zum Beispiel, dass für alle Brücken mit mehr als einem Fahrstreifen je Fahrtrichtung das Ziellastniveau LM1 vorgegeben ist. Für ein niedrigeres Lastniveau ist im Einzelfall eine Zustimmung vom Baulastträger erforderlich.

Tabelle 1: Lastniveaus nach Brückenklassen, [1]

NRR Stufe	Lastniveau	Brückenklasse
1 + 2a	LM1 bzw. LMM	DIN FB bzw. DIN EN
ab 2b	SLW60/30, SLW60, SLW30	BK60/30, BK60, BK30

Das neue Lastmodell für Straßenbrücken nach DIN EN 1991-2 ([14]) kommt dann anstelle des LM1-Lastniveaus zur Anwendung, wenn im Jahresmittel DTV-SV ≥ 10.000 Fahrzeuge pro 24 Stunden vorhanden sind [15]. Die Anforderungen werden vor allem für die GZG-Nachweise steigen. In den GZT-Nachweisen steigen zwar die Verkehrseinwirkungen, gleichzeitig wird aber der Teilsicherheitsbeiwert reduziert angesetzt. In den GZE-Nachweisen ändert sich nichts, denn das Lastmodell LM3 bzw. LM4 ist weiterhin gültig.

4.3 Bemessungsmodell

Die Bemessung erfolgt grundsätzlich in bis zu vier Stufen (Bild 5) auf Basis von [16] bzw. [17]. Davon sind aber nur zwei Stufen praxisrelevant. Die Nachweisstufen hängen im Wesentlichen vom Lastniveau und der verwendeten Bemessungsnorm bzw. den Sonderregelungen der Nachrechnungsrichtlinie ab.

Das Ziel ist die Klassifizierung der Bauwerke in Nachweisklassen A bis C. Bisherige Erkenntnisse aus der Nachrechnung älterer Brücken in Baden-Württemberg ([19]) zeigen, dass diese

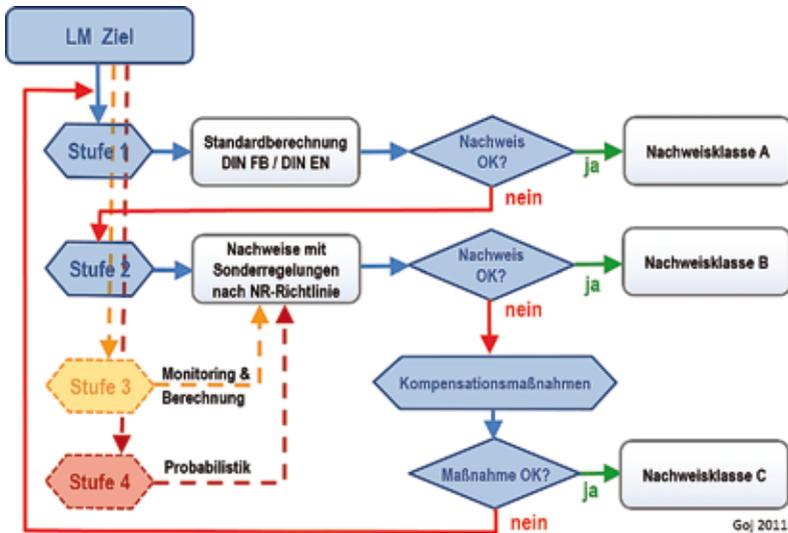


Bild 5: Klassifizierung der Bauwerke in Nachweisclassen, [18]

i. d. R. in Klasse C eingeteilt wurden, d. h. die Berechnung erfolgte in der Stufe 2. Stufe 1 und somit Nachweisklasse A ist in der Praxis kaum relevant. In Stufe 2 sind mehrere Unterklassen zu unterscheiden:

- ❑ **Stufe 2a:** Berechnung mit LM1 ohne wesentliche Einschränkung der Nachweiserfüllung GZG nach DIN-FB bzw. DIN EN/NA; Nachweisklasse B.
- ❑ **Stufe 2b:** Berechnung mit LM1 mit Einschränkungen der Nachweiserfüllung GZG; Nachweisklasse C.
- ❑ **Stufe 2c:** Berechnung mit abgemindertem Lastniveau nach DIN 1072 ([20]) mit Einschränkungen der Nachweiserfüllung GZG; Nachweisklasse C.
- ❑ In **Ausnahmefällen** mit Abstimmung des Baulastträgers: Bemessung nach DIN 4227 ([21]) mit deterministischem Sicherheitskonzept; z. B. der Koppelfugennachweis ([22]).
- ❑ **Vorhandene Längsbewehrung.** Sämtliche Nachweise müssen mit der planmäßig vorhandenen Längs- und Schubbewehrung durchgeführt werden. Beton, Betonstahl und Spannstahl sind fixe Größen. Gesucht sind Ausnutzungsgrade, Restsicherheit und Restnutzungsdauer.

4.3.1 Schadensmodellierung

Um Schädigungen von Brücken im Bestand hinreichend zu berücksichtigen, sind neben DIN-Fachberichten bzw. DIN EN/NA und Nachrechnungsrichtlinie (NRR) weitere normative Bemessungsvorschriften zu beachten (Bild 6).

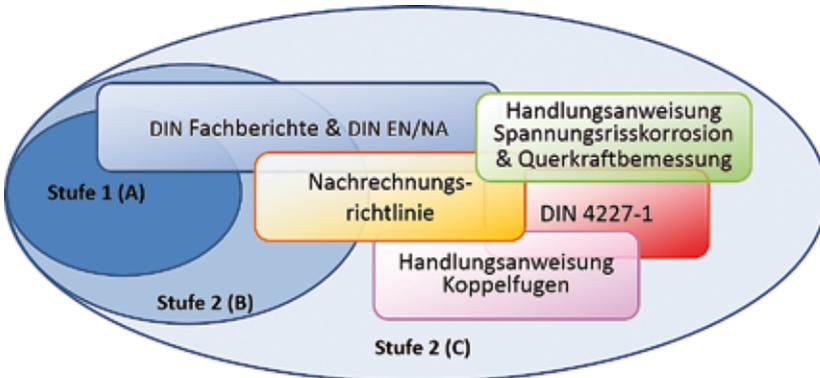


Bild 6: Interaktion der Bemessungsvorschriften für Brückennachrechnungen

Grundsätzlich basiert die Nachrechnungsrichtlinie auf DIN-FB 101 und 102 ([7]), ([16]) bzw. DIN EN 1991-2/NA ([23]) und DIN 1072 ([20]). Allerdings verweist sie auch auf Handlungsanweisungen, die sich neben den genannten Vorschriften (manchmal auch teilweise) noch auf DIN 4227-1 ([21]) beziehen. Dieser Normenmix kommt immer dann zur Anwendung, wenn es sich um besonders kritische Bauwerke handelt. Kritisch sind vor allem Bauwerke mit spannungsrissskorrosionsempfindlichen Spanngliedern, mit erheblichen Ermüdungsproblemen in der Koppelfuge oder mit großen Schubbewehrungsdefiziten (s. auch Aufzählung in Abschnitt 2). In Ausnahmefällen und mit Abstimmung des Baulastträgers ist eine Bemessung nach DIN 4227-1 nach dem globalen Sicherheitskonzept erlaubt. Sie erfolgt programmseitig ([11]) für alle Tragfähigkeitsnachweise und Koppelfugennachweise nach dem letztgültigen Stand der alten Norm.

Teilsicherheitsbeiwerte. Für die Tragfähigkeitsnachweise dürfen die Teilsicherheiten für Betonstahl und Spannstahl reduziert werden. Im Bereich 1,05 bis 1,09 werden dem Betonstahl und Spannstahl unterschiedliche Werte zugewiesen.

Beton. Das Nachweisprogramm von RIB [11] erwartet als charakteristische Betondruckfestigkeit $f_{ck,cyl}$ den 5-%-Quantilwert entsprechend aktueller Norm. Dies kann ein äquivalenter Wert aus den Tabellen 11.1 bzw. 11.2 der NRR sein oder ein selbst ermittelter Wert aus n Stichproben. Alle weiteren Kenngrößen werden aus f_{ck} abgeleitet. Sind Schäden durch Betonkorrosion infolge Frost oder der Frost-Tausalzbeanspruchung vorhanden, muss in Abhängigkeit des Schädigungsgrads die Betondruckfestigkeit reduziert werden. Ist der Beton an den Rissufern karbonatisiert, wird ein Angriff durch Korrosion möglich. Das hat wiederum Auswirkungen auf den Betonstahl. Bei allen Nachweisen im GZG und GZE spielt der Sekanten-E-Modul E_{cm} eine maßgebende Rolle. Daher wird grundsätzlich empfohlen, den real vorhandenen Wert – wenn verfügbar – vorzugeben.

Gegenüber allen anderen Nachweisen gelten für das Ankündigungsverhalten bei Brücken mit spannungsrissskorrosionsempfindlichem Spannstahl andere Vorschriften. Sie basieren im We-

sentlichen auf der DIN 4227-1. Da der Nachweis des Ankündigungsverhaltens in den normalen Bemessungsprozess nach DIN-FB bzw. DIN EN/NA integriert wurde, werden die Materialparameter temporär für diesen Nachweis angepasst, d. h. aus dem „C“-Beton nach neuer Norm wird automatisch ein „B“-Beton nach alter Norm erzeugt. Die Bemessungswerte werden entsprechend nach DIN 4227-1 ermittelt. Da es in der Vergangenheit mehrere Normenstände der DIN 4227-1 gab, muss hier nach der Handlungsanweisung [24] differenziert werden.

Betonstahl. Das Bemessungsprogramm von RIB ([11]) erwartet als charakteristische Zugfestigkeit f_{yk} den 5-%-Fraktilwert entsprechend aktueller Norm entsprechend einem äquivalenten Wert aus den Tabellen 11.3 bzw. 11.4 der NRR oder einem selbst ermittelten Wert aus n Stichproben. Als E-Modul werden 200.000 N/mm^2 entsprechend DIN-FB bzw. DIN EN/NA angesetzt. Sind Korrosionsschäden vorhanden, werden je nach Schädigungsgrad die Streckgrenze und die Verbundspannung reduziert. Die grundsätzlich schlechteren Verbundeigenschaften korrodierter Betonstähle wirken sich vor allem auf Rissbreitenberechnung und Ermüdungs- bzw. Betriebsfestigkeitsnachweis aus. Bei glatten Betonstählen ist der Scherverbund zwischen Beton und Stahl wesentlich geringer und damit die Verbundspannung kleiner als bei profilierten Stählen; d. h. in diesem Fall muss die Verbundspannung erheblich abgemindert werden.

Spannstahl. Für den Spannstahl sind sämtliche Materialkennwerte – Keilschlupf, Reibungsbeiwert, ungewollter Umlenkwinkel $\beta_{0,2}$, β_{sz} etc. – aus der damaligen Zulassung zu übernehmen. Für die Bemessung ist jedoch der $f_{p0,1,k}$ -Wert maßgebend, der standardmäßig automatisch aus $\beta_{0,2}$ und $\beta_{0,01}$ ermittelt wird. Sind genaue Spannungs-Dehnungs-Linien bekannt, kann auch diese abweichend von der Norm benutzerdefiniert vorgegeben werden.

4.3.2 Querkrafttragfähigkeit

Der Nachweis äquivalent zu Neubauten ist oft nicht möglich. Deshalb enthält NRR für Stufe 2 ergänzende Regelungen zum Querkraftnachweis ([25]). Für Bereiche, in denen keine Biegerissbildung zu erwarten ist, wird die statische Querkrafttragfähigkeit mithilfe der schiefen Hauptzugspannungen nachgewiesen. Da nach der Schubrissbildung auch bei geringen Querkraftbewehrungsgraden von einer ausreichenden Resttragfähigkeit mit duktilem Versagen auszugehen ist, kann der Nachweis auch bei Bauteilen mit reduzierter Querkraftbewehrung angewendet werden. In den anderen Bereichen erfolgt die Berechnung der Querkrafttragfähigkeit nach dem bekannten Fachwerkmodell mit Rissreibung. Dabei wird abhängig vom Querbewehrungsgrad ein modifizierter Druckstrebenwinkel angesetzt. Im Gegensatz zum Stahlbetonbalken sind bei vorgespannten Balken eigentlich zwei Zuggurte in unterschiedlichen Höhenlagen z_s und z_p vorhanden, d. h. es liegen zwei Fachwerkmodelle vor. Daher wird – im Gegensatz zur Stufe 1 – in der Stufe 2 stets ein gewichteter innerer Hebelarm angesetzt.

Analog zur statischen Querkrafttragfähigkeit wird auch der Nachweis der Querkraftermüdung durchgeführt. In Bereichen, in denen im Steg unter der häufigen Kombination nur Längsdruckspannungen vorliegen, werden Hauptzugspannungsamplituden berechnet. In anderen Bereichen, in denen von einer Biegerissbildung ausgegangen werden muss, erfolgt der Nachweis im Betonstahl über die Begrenzung schadensäquivalenter Spannungsamplituden. Dabei ist stets ein querkraftbewehrungsabhängiger, modifizierter Druckstrebenwinkel Θ_{fat} angesetzt.

4.3.3 Ankündigungsverhalten

Der Nachweis des Ankündigungsverhaltens ist ein Nachweis, wenn eine Gefährdung infolge Spannungsrissskorrosion vorliegt. Er ist bei Brücken im Bestand der äquivalente Nachweis zu dem Robustheitsnachweis bei Neubauwerken. Man untersucht die maximale Spannstahlschädigung, d. h. den größtmöglichen Spannstahlausfall bis zum Versagen. Ziel ist, dass immer eine sichtbare Rissbildung den Bruch früh genug ankündigen soll (Riss-vor-Bruch-Prinzip), um ggf. Maßnahmen zur Sicherung des Bauwerks treffen zu können. Spannungsrissskorrosionsempfindlich sind nach jetzigem Kenntnisstand bestimmte vergütete Spannstähle, die teilweise bis 1993 produziert wurden und in vielen Brücken vorhanden sind. Für weiterführende Informationen sei auf [24] und die einschlägige Fachliteratur verwiesen. Der Nachweis erfolgt zweistufig:

Mechanisches Ankündigungsverhalten. Hierbei fällt virtuell sukzessiv Spannstahl aus, bis unter häufigen Einwirkungen gerade die Betonzugspannung am Querschnittsrand erreicht wird. Damit hat neben der Beanspruchung v. a. die stark streuende Betonzugfestigkeit einen erheblichen Einfluss auf den rechnerischen Nachweis der verbleibenden Tragsicherheit. Mit der restlichen, nicht ausgefallenen Spannbewehrung und der vorhandenen Betonstahlbewehrung wird die Restsicherheit γ_p bezogen auf den Verkehrsanteil P ermittelt. Ein ausreichendes Ankündigungsverhalten liegt dann vor, wenn nach einer Rissbildung infolge des Spanngliedausfalls noch eine Resttragsfähigkeit $\geq 1,1$ gegenüber der Verkehrslast vorliegt. Ein typisches Beispiel zeigt Bild 7.

Nicht in allen Fällen lässt sich ein ausreichendes Ankündigungsverhalten nachweisen oder die Risse sind an den betreffenden Stellen nicht detektierbar. Problematisch sind insbesondere die Bereiche von Endlagern und Momentennullpunkten, wo ein Versagen ohne Vorankündigung wahrscheinlich ist.

Stochastisches Ankündigungsverhalten. Da ein sehr hoher Ausfallgrad von Spanngliedern an einer Querschnittsstelle eher unwahrscheinlich ist, wird zur Überprüfung des Ankündigungs-

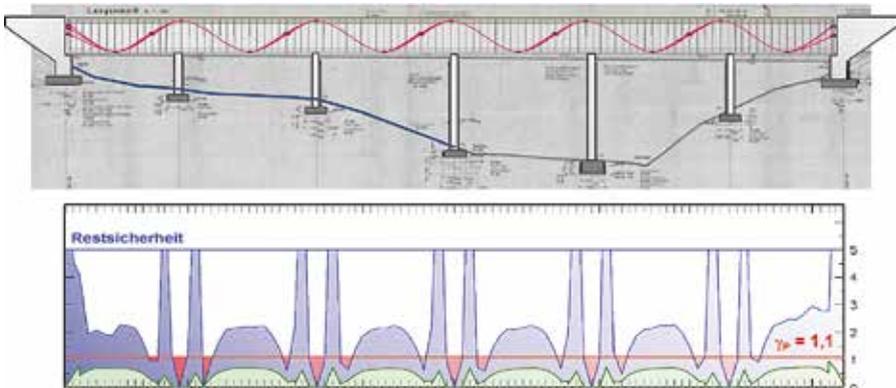


Bild 7: Restsicherheit bei Überprüfung des Ankündigungsverhaltens; hier: Neckarbrücke Deißlingen
Quelle: Harrer Ingenieure, Karlsruhe

verhaltens ein stochastischer Nachweis erforderlich. Hier wird die Auftretenswahrscheinlichkeit des Versagens ohne Vorankündigung ermittelt ([26]). Für diesen Nachweis werden die notwendigen Parameter wie die Restspannliedanzahl bei Rissbildung und die erforderliche Restspannliedanzahl bei einer ausreichenden rechnerischen Restsicherheit berechnet.

4.3.4 Koppelfugen

Bis zur Einführung des Ermüdungsnachweises bei Koppelfugen und einiger Konstruktionsregeln im Jahr 1980 gab und gibt es bei den älteren Spannbetonbrücken erhebliche Schädigungen bei Koppelankern. Zunächst ist immer der Ermüdungsnachweis nach DIN-FB bzw. DIN EN/NA zu führen, wobei i. d. R. die Anforderungen nicht erfüllt werden können. Um die Restnutzungsdauer genauer zu berechnen, kann abweichend von dem schadensäquivalenten Ermüdungsnachweis ein expliziter Betriebsfestigkeitsnachweis mit direkter Ermittlung der Schädigungen unter Verwendung von LM4-Lastmodellen auf Grundlage der Akkumulationshypothese nach Palmgren-Miner geführt werden.

4.3.5 Betriebsfestigkeitsnachweis

Der Betriebsfestigkeitsnachweis mit der anschließenden Schadensakkumulation nach Palmgren-Miner war bereits nach DIN-Fachbericht 102/4.3.7.5 ([16]) mit Abstimmung des Baulastträgers erlaubt. Mit Einführung der NRR wird dieses Verfahren relevant. Der Betriebsfestigkeitsnachweis wird herangezogen, um möglichst genau die Restnutzungsdauer des Bauteils unter Berücksichtigung der aktuellen Schädigungen zu ermitteln. Eine Abstimmung im Einzelfall ist nicht mehr notwendig. Auch hier geht es um Ausnutzungsgrade, Restsicherheiten und Restnutzungsdauer, auf deren Basis sicher weitere Entscheidungen für bestimmte Maßnahmen getroffen werden können.

Der explizite Betriebsfestigkeitsnachweis ist ein detaillierter Rechenvorgang, der einen bestimmten Ablaufprozess voraussetzt (Bild 8). Daher ist dieser kein Nachweis, der integriert innerhalb des üblichen Bemessungsablaufs durchgeführt wird, sondern besonders behandelt werden muss. Für die Berechnung sind zusätzliche Eingaben bzw. Informationen erforderlich.

Regelquerschnitt. In Abhängigkeit des vorhandenen Regelquerschnitts (RQ-Querschnitt) sind die Anzahl der realen Fahrstreifen sowie die Anzahl der LKW-Streifen zu definieren, z. B. [27]. Der RQ-Querschnitt ist wiederum von der Verkehrskategorie abhängig.

Beanspruchungskollektiv. Das Beanspruchungskollektiv basiert auf einem modifizierten LM4-Lastmodell abhängig von der Verkehrskategorie ([1]). Durch diese Einteilung in Verkehrskategorien wird eine Differenzierung zwischen schwerem Transit-, mittelschwerem Regional- und leichtem Ortslieferverkehr erreicht. Dabei wird davon ausgegangen, dass der Verkehr mit hohem mehrachsigen LKW-Anteil im überregionalen Straßennetz mit großen Entfernungen, der Verkehr mit relativ gleichmäßig verteiltem LKW-Anteil im regionalen Streckennetz mit Entfernungen bis zu 100 km und der örtliche Lieferverkehr mit einem hohen LKW-Anteil und Bussen mit zwei und drei Achsen im Ortsverkehr stattfindet. Die prozentualen Zusammensetzungen der verschiedenen LKW-Typen nach NRR [1], Tabellen 10.5 bis 10.7, sind Anhaltswerte und nicht als starr anzusehen. Beispielsweise dürfen abweichende Werte aus vorliegenden Verkehrszählungen verwendet werden.

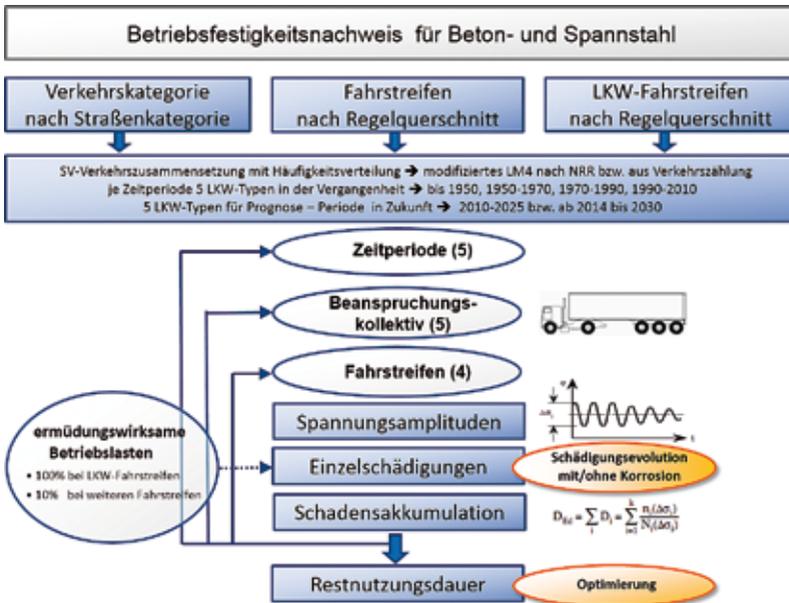


Bild 8: Ablaufdiagramm des Betriebsfestigkeitsnachweises für Beton- und Spannstahl gemäß [1]

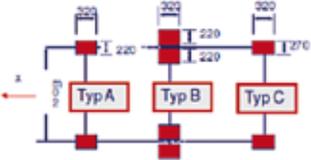
Mit Wahl der Verkehrskategorie ist die Anzahl der SV-Fahrzeuge pro Jahr und Fahrstreifen für eine Zeitperiode festgelegt. Aktuell beträgt diese pro Fahrstreifen 2,5 Mio. für die Verkehrskategorie „große Entfernung“, also für Autobahnbrücken. Das entspricht einem DTV-SV von 6850 Einheiten bzw. 285 Fahrzeugen pro Stunde. Auch dieser Wert kann ggf. modifiziert werden.

Lastkollektiv. Das modifizierte Lastmodell LM4 nach [1] ist mehrstufig und besteht aus fünf repräsentativen LKW-Typen, die prozentual am häufigsten vorkommen (Tabelle 2). Da die zu erwartende Zunahme des Schwerverkehrsaufkommens zu immer größeren Ermüdungsbeanspruchungen führt, dürfen anstatt der in der Tabelle aufgeführten auch andere LKW-Typen wie bspw. Schwervertransport-Fahrzeugtypen wie der häufig vorkommende 72-t-Autokran mit sechs Achsen herangezogen werden, wenn eine Dauerfahrlaubnis für das betreffende Bauwerk vorliegt. Insgesamt sind max. fünf repräsentative Fahrzeuge zulässig (Tabelle 2).

Die Liste der Lastmakros kann jederzeit erweitert werden. Eine sinnvolle Ergänzung wären z. B. Lastmakros für Schwertransporte oder für lokale Nutzfahrzeuge > 7,5 t z. B. für landwirtschaftliche oder militärische Fahrzeuge. Für die Modellierung des Beanspruchungskollektivs wird folgende Vorgehensweise empfohlen:

Die repräsentativen LKW-Typen werden nacheinander auf den 1. Fahrstreifen, danach auf den 2. und anschließend auf den nächsten Fahrstreifen gesetzt usw. Dabei werden die LM4-Last-

Tabelle 2: Modifiziertes Lastmodell LM4 mit repräsentativen LKW-Typen nach [1]

Repräsentative LKW-Typen	Modell-Typ	Achslast	Rad/Achs-Typ
	8	70 / 130	A / B
	9	70 / 120 / 120	A / B / C
	98 (Häufigkeit 60% → dominant !)	70 / 150 / 90 / 90 / 90	A / B / C / C / C
	97	70 / 140 / 90 / 90	A / B / B / B
	35	70 / 130 / 90 / 80 / 80	A / B / C / C / C
Rad- und Achstyp			

makros im Gegensatz zum LM3-Lastmakro grundsätzlich in den Achsen der tatsächlichen Fahrstreifen angeordnet und befahren die Brücke allein. Die Überlagerung erfolgt gegenseitig ausschließlich pro Spur, d. h. bei zwei Fahrstreifen mit jeweils fünf Lastmakros ergeben sich zehn Ergebnislastfälle. Auf die Anwendung eines Zählverfahrens wie das Rainflow- oder Reservoir-Verfahren wird verzichtet, da dieser Einfluss auf die Betriebsfestigkeit eher eine grobe Abschätzung darstellt. Es wird pragmatisch ein einzelner Belastungszustand als einzig ermüdungsrelevant angenommen. Damit sind die maximale und minimale Beanspruchung pro LKW-Typ und Fahrstreifen festgelegt.

Spannungsamplituden. Die größte Schädigung tritt bei Spannbetonbauteilen ein, wenn das Grundmoment M_0 bei gleicher Spannungsschwingbreite einen möglichst hohen Wert aufweist (Bild 9), d. h. die Spannungsschwingbreite ist stark mittellastabhängig.

Dieses Grundmoment wird für die Berechnung der Spannungsschwingbreite gegenüber DIN-Fachbericht 102 ([16]) bzw. DIN EN 1992-2/NA ([17]) abweichend ermittelt, und zwar aus den Anteilen quasi-ständige UDL-Last infolge LM1 und aus Betriebstemperaturen, also nicht häufigen Temperaturen wie beim schadensäquivalenten Ermüdungsnachweis. Die Betriebstemperatur ist der tatsächliche lineare Temperaturunterschied ΔT entsprechend der Tagesganglinie unter Berücksichtigung der jährlichen Auftretenswahrscheinlichkeit. In der NRR sind für die drei typischen Überbauquerschnittstypen Plattenbalken, Hohlkasten und Platte typische Temperaturunterschiede mit unterschiedlicher jährlicher Auftretenswahrscheinlichkeit aufgeführt. Diese Werte wurden über acht Jahre an Brücken in der Nähe von München gemessen, mit dem Hauptziel, die Zeitdauer verschiedener Temperaturgradienten festzustellen.

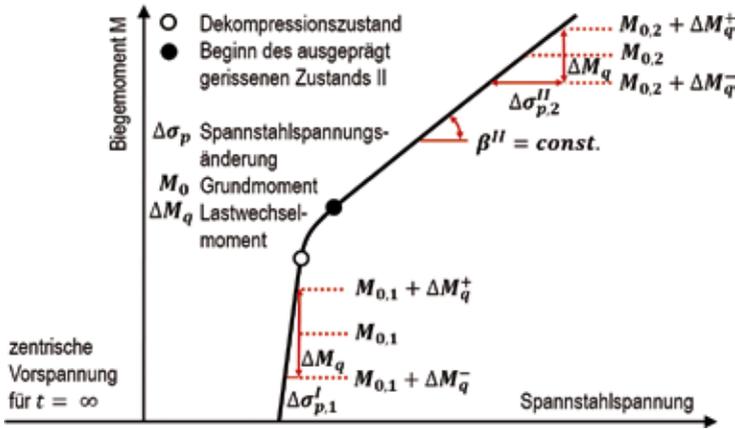


Bild 9: Spannstahlspannungsschwingbreite abhängig von M_0

Um den daraus resultierenden überaus hohen Rechenaufwand zu reduzieren, wird empfohlen, von einer jährlichen mittleren Temperatur unter Berücksichtigung der Auftretenswahrscheinlichkeit auszugehen. Dieser pragmatische Ansatz ist nach Auffassung der Autoren vertretbar, da die Temperaturen bisher nur einmalig für einen bestimmten Zeitraum an einem bestimmten Ort in Deutschland gemessen wurden und damit hinsichtlich Klimaerwärmung und anderen Orten etc. große Unsicherheiten enthalten sind. Auch mit dieser Vereinfachung ergeben sich bei zwei Fahrstreifen und zehn Ergebnislastfällen insgesamt 20 Spannungsschwingbreiten, da stets pro LKW-Typ und Spur zwei Grundmomente jeweils für maximale/minimale ständige Lasten zu bilden sind. Bei vier Fahrstreifen ergeben sich insgesamt 40 Bemessungskombinationen.

Lastzyklen. Die Anzahl der Lastzyklen ergibt sich in Abhängigkeit der Verkehrskategorie, der Zeitperiode (bis 1950, 1950-1970, 1970-1990, 1990-2010, 2010-?) und der Häufigkeitsverteilung der repräsentativen LKW-Typen. Die gesamten Überfahrten müssen dabei aus dem

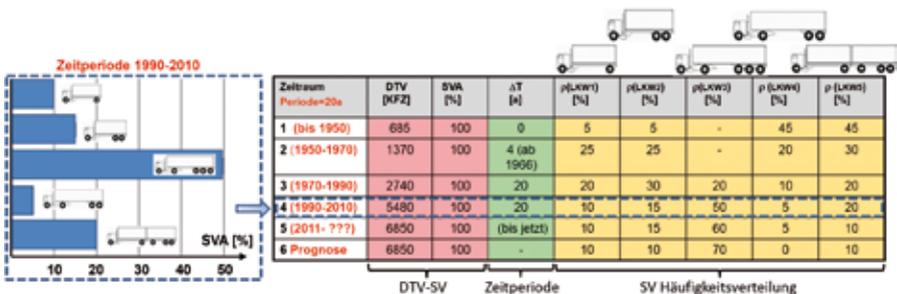


Bild 10: Lastzyklen der repräsentativen LKW für die Verkehrskategorie 1 „große Entfernungen“ mit 2,0 Mio. Schwerlastfahrzeugen pro Jahr

durchschnittlichen täglichen Verkehr DTV, dessen mittleren Schwerverkehrsanteil SVA und einer zeitlichen Entwicklung (in der Vergangenheit und auch zukünftig) in Form einer geschätzten Verkehrsentwicklungsprognose erfasst werden.

Die Eingabe der Verkehrszusammensetzung erfolgt über die DTVS-Angaben und ist je Verkehrskategorie wie in Bild 10 dargestellt aufgebaut.

Aus den Eingabewerten werden die Lastzyklen bzw. die Anzahl der Spannungsspiele für jeden LKW-Typ ermittelt. Die Wirkung und Verteilung jedes einzelnen LKW-Typs kann hier gesteuert bzw. modifiziert werden.

Lineare Schadensakkumulation. In der Regel sind die tatsächlich wechselnden Lastbeanspruchungen ein Zufallsprozess in einem bestimmten Spannungsbereich. Schwingbreite und Mittelwert bleiben dabei nicht konstant. Dagegen wird die Ermüdungsfestigkeit des Materials i. d. R. aus Wöhlerversuchen bestimmt. Mit Hilfe von Schadensakkumulationshypothesen können nun Schwingfestigkeitsdaten, die bei konstanter Spannungsschwingbreite ermittelt wurden (Wöhlerlinien), zur Lebensdauervorhersage bei veränderlichen Spannungsschwingbreiten verwendet werden.

Die einfachste und häufig verwendete Theorie der Schadensakkumulation ist die Theorie von Palmgren und Miner. Grundlage ist der Ansatz, dass die Schädigung im Material einer linearen Regel folgt, unabhängig von der bereits durch die vorhergehenden Lastzyklen verursachten Schädigung (Reihenfolgeunabhängigkeit). Man geht also davon aus, dass die durch schwingende Beanspruchung induzierten Materialschädigungen sich solange addieren, bis ein kritischer Schädigungswert D erreicht ist, Gl. (1).

$$\sum \frac{n(\Delta\sigma_i)}{N(\Delta\sigma_i)} = \int_0^{n_{max}} \frac{dn}{N_i} \leq 1,0 \quad (1)$$

Die tatsächlich während der Lebensdauer der Brücke auftretende Anzahl der Spannungszyklen mit der Spannungsamplitude $\Delta\sigma_i$ wird mit $n(\Delta\sigma_i)$ bezeichnet. $N(\Delta\sigma_i)$ ist die der Spannungsschwingbreite $\Delta\sigma_i$ zugeordnete Bruchlastzyklenzahl, die sich aus der Wöhlerlinie ergibt. Mit dem Erreichen des Grenzwertes $D = 1$ ist die Grenzschädigung erreicht, das Material versagt. Der Grenzwert kann auch kleiner oder größer 1 angenommen werden. Unter Berücksichtigung, dass ein Ermüdungsversagen bei Stahl nicht plötzlich auftreten kann, muss an dieser Stelle klargestellt werden, dass es bei der Schadensakkumulation nach Palmgren-Miner nicht um eine exakte Voraussage, sondern um eine bestmögliche Abschätzung geht. Sie ist auf jeden Fall genauer als der schadensäquivalente Ermüdungsnachweis.

Bei der Schadensakkumulation wird entsprechend [1] die Anzahl der Lastzyklen pro LKW-Typ (DTV-SVA- p_{LKW}) nur auf den expliziten LKW-Fahrstreifen zu 100 % und auf allen weiteren Streifen zu 10 % angesetzt. Die rechnerisch anzusetzende Anzahl der Fahrstreifen mit LKW-Verkehr (Bild 11) ist abhängig vom Regelquerschnitt der Straße festgeschrieben.

Ermüdungswiderstand. Der Ermüdungswiderstand hängt wesentlich von der Materialfestigkeit und der Oberflächengestaltung ab. Bei zyklischen Einwirkungen im High-Cycle-Fatigue-Bereich, wie z. B. beim Betriebsfestigkeitsnachweis, werden die Wöhlerlinien – auch

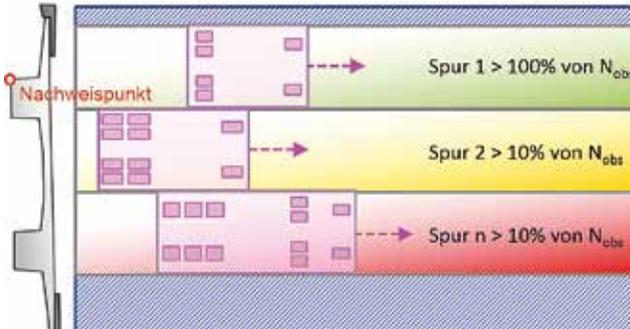


Bild 11: Anordnung des modifizierten Lastmodells LM4 nach [1]

SN-Diagramm genannt – als Materialwiderstand herangezogen, die für Betonstahl, Spannstahl / durchlaufender Spannstahl und gekoppelter Spannstahl in Koppelfugen unterschiedlich sind. Das SN-Diagramm in doppellogarithmischem Maßstab (Bild 12) enthält somit zwei Geraden, jeweils mit den Steigungen k_1 und k_2 , welche sich im Punkt $N^*/\Delta\sigma_{Rsd}$ schneiden. Aus Gl. (2) folgt dann die Geradengleichung (3) im SN-Diagramm. Insgesamt werden vier charakteristische Bereiche unterschieden, die in Tabelle 3 definiert sind. Dabei ist der Zeitfestigkeitsbereich der für die Schadensakkumulation relevante Spannungsbereich.

$$N = C \cdot \Delta\sigma^{-m} \tag{2}$$

$$\log(N) = \log(C) - m \cdot \log(\Delta\sigma) \tag{3}$$

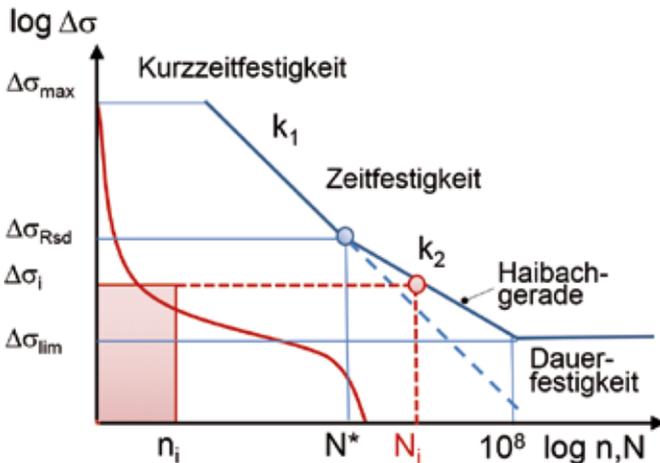


Bild 12: Prinzipielles Trilineares SN-Diagramm (Wöhlerlinie) für Betonstahl

Tabelle 3: Festigkeitsbereiche im SN-Diagramm (Wöhlerlinie)

Kriterium	Festigkeitsbereich	Auswirkung
$\Delta\sigma_i < \Delta\sigma_{d,lim}$	Dauerfestigkeitsbereich	keine Schädigung
$\Delta\sigma_{d,lim} \leq \Delta\sigma_i \leq \Delta\sigma_{Rsd}$	Zeitfestigkeitsbereich HCF → High-Cycle Fatigue	Schädigung
$\Delta\sigma_{Rsd} < \Delta\sigma_i < \Delta\sigma_{max}$	Zeitfestigkeitsbereich HCF → High-Cycle Fatigue	Schädigung mit Schadensevolution
$\Delta\sigma_i \geq \Delta\sigma_{max}$ $\sigma_{max} \rightarrow$ statische Materialfestigkeit	Kurzzeitfestigkeitsbereich → Low-Cycle Fatigue LCF → Erdbeben, Explosion	Betriebsfestigkeit nicht erlaubt → Erdbebentragungsfähigkeit maßgebend

Unterhalb von $\Delta\sigma_{Rsd}$ wird die Zeitfestigkeitslinie durch die Haibach-Gerade beschrieben, die je nach Miner-Regel verschieden geneigt angenommen wird ([28]). Die verwendete Miner-Regel wird programmintern durch den Korrosionsgrad gesteuert, d. h. die Korrosion wird zusätzlich bei der Schädigungsberechnung berücksichtigt. Als Standard kommt die modifizierte Miner-Regel nach Haibach zur Anwendung. Daneben kommen noch die elementare Miner-Regel bzw. relative Miner-Regel zum Einsatz. Die ursprüngliche Miner-Regel (nur obere Zeitfestigkeitslinie) wird nicht verwendet.

Schadensevolution. Spannungsamplituden $> \Delta\sigma_{Rsd}$ sind beim Betriebsfestigkeitsnachweis im Gegensatz zum schadensäquivalenten Ermüdungsnachweis erlaubt, rufen aber i. d. R. eine zusätzliche Schädigungen des Materials hervor, die durch eine programmgesteuerte Schädigungsevolution berücksichtigt wird. Bei der Schadensevolution ändert sich für den nachfolgenden Schädigungsverlauf der Schnittpunkt der beiden Geraden (Bild 13). Er wandert schrittweise quasi in Richtung Nullpunkt des SN-Diagramms. Nach dem Schädigungsansatz von Peerlings werden $\Delta\sigma_{Rsd}$ und N^* reduziert, so dass $N(\Delta\sigma)$ immer kleiner und damit die

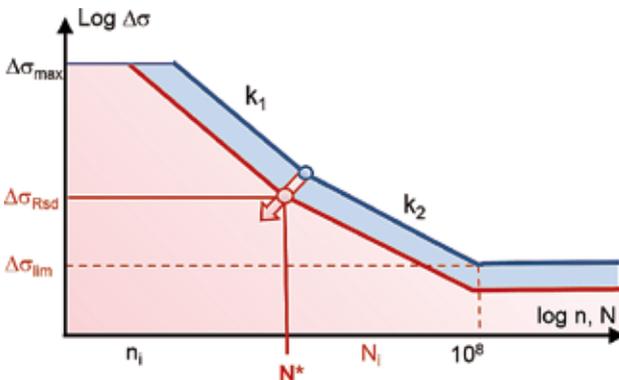


Bild 13: Schädigungsverlauf durch Absenken der Zeitfestigkeitslinien

Einzelschädigung $D_i = 1/N(\Delta\sigma)$ durch die Überfahrt eines LKW immer größer wird. Durch diese progressive Absenkung der Zeitfestigkeitslinien wird die kritische Schädigungsgrenze D_{crit} wesentlich schneller erreicht.

Restnutzungsdauer: Für die Ermittlung der Restnutzungsdauer muss ein Restschädigungspotential $D_R < D_{crit} > 0$ vorhanden sein. Weiterhin ist das Beanspruchungskollektiv für den Prognosezeitraum festzulegen, d. h. welche LKW-Typen mit welcher Häufigkeitsverteilung voraussichtlich ab dem Ist-Zeitpunkt über das Brückenbauwerk fahren werden und wie groß die Anzahl der Lastzyklen sein wird. Falls keine Angaben des Baulastträgers vorliegen, wird das ab 2010 angesetzte SVA in [1] angenommen. Aus der maximal möglichen Restspielzahl n_{max} wird bis zum Erreichen der kritischen Schädigungsgrenze D_{crit} dann die Restnutzungsdauer LR für das zukünftige Beanspruchungskollektiv ermittelt.

Eine Vergrößerung der Restnutzungsdauer kann vorgenommen werden, wenn DTV-SV reduziert, einzelne LKW-Typen aus dem Beanspruchungskollektiv entfernt oder die Häufigkeitsverteilung modifiziert wird. Gleichzeitig sind entsprechende verkehrseinschränkende Kompensationsmaßnahmen lt. [1] vorzusehen. Falls die Restnutzungsdauer < 10 Jahre ausfällt, ist lt. [1] mindestens eine intensivere Überwachung des Brückenbauwerks erforderlich; i. d. R. verbunden mit weiteren Verstärkungsmaßnahmen.

5 Excel-Auswertung der BAST

Die Anforderungen der NRR zur Dokumentation der Nachrechnungsergebnisse ([1]) stellen eine besondere Herausforderung dar. Neben der üblichen tabellarischen und grafischen Ergebnisdokumentation werden alle relevanten Bemessungsergebnisse aus der Datenbank in einer komprimierten Darstellung in Form einer Excel-Tabelle zusammengefasst, d. h. je Feld wird automatisch ein Excel-Sheet mit aussagekräftigen Ergebnissen und Auswertungshinweisen angelegt (Bild 14), mit dessen Hilfe ermittelt wird, ob die Nachweisbedingungen erfüllt oder nicht erfüllt sind. Querschnitts-, System- und Materialangaben werden ebenfalls so protokolliert, dass je Feld eine übersichtliche und schnelle Ergebnisdarstellung für die Beurteilung des Gesamtbauwerks vorliegt.

6 Zusammenfassung und Ausblick

Die Nachrechnung und Ertüchtigung bzw. Verstärkung von Brückenbauwerken stehen in direktem Zusammenhang zueinander und bauen in Konsequenz aufeinander auf. Im ersten Fall geht es darum, das Bauwerk möglichst in seinem Bestand zu belassen und – wenn nötig auch unter bestimmten Einschränkungen – in seiner Nutzung für eine bestimmte Restlebensdauer mit den erforderlichen Sicherheiten zu erhalten. Im zweiten Fall steht die Herausforderung im Mittelpunkt, das Bauwerk mit möglichst geringem Aufwand für die gegebenen Anforderungen so instanzzusetzen, dass eine uneingeschränkte weitere Nutzung ermöglicht wird.

Beide Aufgaben sind i. d. R. vor dem Hintergrund knapper Budgets und der oft engen Zeitpläne zu lösen. Darüber hinaus besteht der Anspruch, die Baumaßnahmen so zu realisieren, dass die Verkehrsinfrastruktur durchgängig erhalten bleibt. Zukünftig kann also davon ausgegangen werden, dass neben der statischen Bearbeitung von Brückenneubauten auch die Nachrechnung bzw. höhere Einstufung von Brücken im Bestand ein großes Tätigkeitsfeld für

Zusammenfassung der Berechnungsergebnisse											
Bauprojektname		Huckaufsbrücke Talsingen									
Bauserienname		Huckaufsbrücke Talsingen									
Berechnungsgrundlagen		Eisenwerkzeuge		DIN EN 10138-2		Zustandsklasse		LM 1			
		Stufe NRd/II		5				Bemessung			
		Betonfestigkeitsklasse		C 30/37		Spannstahl		1420/170			
						D52		420			
Skizze des statischen Systems											
Querschnitt											
3 Überbau Längsrichtung			Feldnr.: 3		Spannweite: 36,6 m						
Nachweis		Nachweisstelle		vorh. σ / erf. σ_s		σ / σ_s		zul. σ / vorh. σ_s		$K_{\sigma} = \frac{E_{s,calc,br}}{E_{s,br}}$	Bemertung
3.1 Grenz Zustand der Gebrauchstauglichkeit											
3.1.2		Dehnkompression		Zust. unten		1,00		M/mm ²		-	
				Zust. oben		2,98		M/mm ²		-	
3.1.3		Betondruckspannungen		vorh. $\sigma_c < 0,60f_{td}$		-11,68		M/mm ²		< -19,78	
				Zust. unten		-5,00		M/mm ²		0,349	
				Zust. oben		-10,14		M/mm ²		0,684	
3.1.4		Betondruckspannungen		vorh. $\sigma_c < 0,85f_{td}$		-4,04		M/mm ²		< -14,33	
				Zust. unten		842,00		M/mm ²		0,975	
				Zust. oben				M/mm ²			
3.1.5		Spannstahlspannungen		vorh. $\sigma_s < 0,65f_{tk}$		3,49		M/mm ²		> 2,03	
				Zust. unten		4,57		M/mm ²		1,719	
				Zust. oben				M/mm ²		2,261	
3.1.7		Mindestbewehrung zur Restriktionsbegrenzung				centim		centim		centim	
						centim		centim		centim	
						centim		centim		centim	
3.1.8		Direkte Berechnung der Restbreite		Zust. unten		$R_{s,calc}$		0,20		mm	
				Zust. oben		$R_{s,calc}$		0,09		mm	
						$R_{s,calc}$		mm		mm	
						$R_{s,calc}$		mm		mm	
3.1.9		Gemessene Restbreite am Bauwerk				$R_{s,calc}$		mm		mm	
						$R_{s,calc}$		mm		mm	
3.2 Grenz Zustand der Tragfähigkeit											

Bild 14: Automatisch ausgefüllte Excel-Tabelle je Feld eines Überbaus

Brückenbauingenieure sein wird. In jedem Fall steht die gestellte Ingenieuraufgabe hinter der Planung eines Brückenneubaus nicht zurück und bedarf einer völlig anderen Vorgehensweise, denn der Blick muss eher auf Ausnutzungsgrade und Restsicherheiten konzentriert sein als auf die Erfüllung eines Bündels von geforderten Nachweisen.

Besonders die Nachrechnung von Brücken erfordert ein hohes Verantwortungs-bewusstsein, viel Ingenieur-erfahrung und ein eher „historisches“ Normenverständnis und Konstruk-tions-Know-how. Dagegen verlangt die Er-tüchtigung von Brücken viel Kreativität, Kostenbe-wusstsein und den sicheren Umgang mit technologisch hochwertigen Sanierungskonzepten.

Literatur

- [1] BMVBS (Hrsg.): Richtlinie zur Nachrechnung von Straßenbrücken im Bestand. Ausgabe 05/2011.
- [2] Marzahn, G.: Richtlinie für die Nachrechnung von Straßenbrücken. Bauingenieur (2010) 5.
- [3] Haveresch, K.: Nachrechnen und verstärken älterer Spannbetonbrücken. Beton- und Stahlbetonbau 106 (2011) 2, S. 89–102.

- [4] Bundesministerium für Verkehr, Bau und Stadtentwicklung (Hrsg.): RI-EBW-PRÜF – Richtlinie zur einheitlichen Erfassung, Bewertung, Aufzeichnung und Auswertung von Ergebnissen der Bauwerksprüfungen nach DIN 1076. 2013.
- [5] RI-WI-BRÜ – Richtlinie zur Durchführung von Wirtschaftlichkeitsuntersuchungen im Rahmen von Instandsetzungs-/Erneuerungsmaßnahmen bei Straßenbrücken. 2007.
- [6] Naumann, J.: Eine neue Strategie für die Ertüchtigung alter Straßenbrücken. Der Prüflingenieur (2010) 4.
- [7] DIN Fachbericht 101: Einwirkungen auf Brücken. Berlin: Beuth, 2009.
- [8] DIN EN 1991/NA: Einwirkungen auf Tragwerke. Berlin: Beuth, 2012.
- [9] Auswirkungen von neuen Fahrzeugkonzepten auf die Infrastruktur des Bundesfernstraßennetzes. Schlussbericht, BAST Bergisch Gladbach, 11/2006.
- [10] Goi, K.: Großraum- und Schwertransporte. Vortrag auf dem VSVI-Seminar zur Ertüchtigung von Großbrücken, 05/2011, Friedberg/Hessen.
- [11] RIB Software AG: TRIMAS / PONTI Nachweise im Massivbrückenbau. Benutzerhandbuch, Stuttgart, 2015.
- [12] EN 206-1: Beton – Teil 1: Festlegung, Eigenschaften, Herstellung und Konformität. Berlin: Beuth, 2005.
- [13] DIN EN 13791: Bewertung der Druckfestigkeit von Beton in Bauwerken oder in Bauwerksteilen. Berlin: Beuth, 2008.
- [14] DIN EN 1991-2/NA: Einwirkungen auf Tragwerke – Teil 2: Verkehrslasten auf Brücken. Berlin: Beuth, 2012.
- [15] Einführungserlass Baden-Württemberg zum Lastmodell 1 nach DIN EN 1991-2/NA vom 15.02.2012.
- [16] DIN Fachbericht 102: Betonbrücken. Berlin: Beuth, 2009.
- [17] DIN EN 1992-2/NA: Bemessung und Konstruktion von Stahlbeton- und Spannbetontragwerken – Teil 2: Betonbrücken – Bemessungs- und Konstruktionsregeln. Berlin: Beuth, 2013.
- [18] Goj, K.: Einführung der Nachrechnungsrichtlinie in Bayern. 15. Münchener Massivbau Seminar, TUM. 11.10.2011.
- [19] Zembrot, M.: Die Brückennachrechnung und -ertüchtigung aus Sicht des Baulastträgers. Ministerium für Verkehr und Infrastruktur Baden-Württemberg, Vortrag auf dem VSVI-Seminar „Sind unsere Brücken fit für die Zukunft?“ zur Brückenertüchtigung, Leinfelden-Echterdingen, 2013.
- [20] DIN 1072: Straßen- und Wegbrücken; Lastannahmen. Berlin: Beuth, 1985.
- [21] DIN 4227 und DIN 4227-1: Spannbeton – Teil 1: Bauteile aus Normalbeton mit beschränkter oder voller Vorspannung; Änderung A1. Berlin: Beuth, 1995.
- [22] BAST (Hrsg.): Handlungsanweisung zur Beurteilung der Dauerhaftigkeit vorgespannter Bewehrung von älteren Spannbetonbrücken. Ausgabe 1998.
- [23] DIN EN 1991-2/NA: Einwirkungen auf Tragwerke – Teil 2: Verkehrslasten auf Brücken. Berlin: Beuth, 2012.

- [24] BMVBS (Hrsg.): Handlungsanweisung zur Überprüfung und Beurteilung von älteren Brückenbauwerken, die mit vergütetem, spannungsrissskorrosionsgefährdetem Spannstahl erstellt wurden. Ausgabe 09/2009.
- [25] BMVBS (Hrsg.): Richtlinie zur Nachrechnung von Straßenbrücken im Bestand (Nachrechnungsrichtlinie), 1. Ergänzung. Ausgabe 12/2014.
- [26] BMVBS (Hrsg.): Stochastische Untersuchung von Spanngliedausfällen bei Brückenbauwerken mit spannungsrissskorrosionsempfindlichem Spannstahl. BAST-Heft 1049, Ausgabe 11/2010.
- [27] Zilch, K.; Zehetmaier, G.; Gläser, C.: Ermüdungsrelevante Einwirkungen. In: Betonkalender 2004, Teil 1, Berlin: Ernst & Sohn, 2003.
- [28] Haibach, E.: Betriebsfestigkeit, Verfahren und Daten zur Bauteilberechnung. Berlin Heidelberg: Springer, 2006.