

# Nachrechnung von Betonbrücken – Systematische Datenauswertung nachgerechneter Bauwerke

Berichte der  
Bundesanstalt für Straßenwesen

Brücken- und Ingenieurbau Heft B 124

**bast**

# Nachrechnung von Betonbrücken – Systematische Datenauswertung nachgerechneter Bauwerke

von

Oliver Fischer  
Thomas Lechner  
Matthias Wild

Technische Universität München  
Lehrstuhl für Massivbau

Andreas Müller  
Kathrin Kessner

Büchting + Streit AG  
München

**Berichte der  
Bundesanstalt für Straßenwesen**

Brücken- und Ingenieurbau Heft B 124

**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 15.0524/2011/FRB:**  
Nachrechnungen von Betonbrücken – Systematische Datenauswertung nachgerechneter Bauwerke

**Fachbetreuung**  
Matthias Müller

**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 978-3-95606-224-7

Bergisch Gladbach, Februar 2016

## Kurzfassung – Abstract

### **Nachrechnung von Betonbrücken – Systematische Datenauswertung nachgerechneter Bauwerke**

Zur Vereinheitlichung der Vorgehensweise bei der Nachrechnung von Straßenbrücken wurde in Deutschland im Mai 2011 die „Nachrechnungsrichtlinie“ eingeführt. Im Rahmen des vorliegenden, von der Bundesanstalt für Straßenwesen (BASt) initiierten Forschungsvorhabens wurden in den vergangenen Monaten die Ergebnisse zu insgesamt etwa 150 nachgerechneten Stahlbeton- und Spannbetonbrücken aus ganz Deutschland gesammelt und systematisch ausgewertet. Wesentliches Ziel des Projektes ist es, Grundlagen für eine noch effizientere Nachrechnung mit aussagekräftigen Ergebnissen zu schaffen. In diesem Bericht werden zunächst typische sogenannte „rechnerische Defizite“ benannt, welche Zusatzbetrachtungen erforderlich machen, die über die Anwendung der Sonderregelungen der Nachweisstufe 2 hinausgehen. Anschließend werden Empfehlungen zur Nachrechnung allgemein sowie zum Umgang mit typischen, rechnerischen Stufe-2-Defiziten gegeben und es werden Vorschläge zur Aufbereitung von Nachrechnungsergebnissen vorgestellt und diskutiert.

### **Re-analysis of concrete bridges – systematic data evaluation of re-analysed concrete bridges**

In May 2011 the new German guideline “Nachrechnungsrichtlinie” (standard for bridge re-analysis and assessment) was recommended for application in order to implement a harmonized basis for the assessment of existing road bridges. Within the framework of a research project initiated and funded by the Federal Highway Research Institute (BASt) re-analysis results of in total approximately 150 reinforced concrete and prestressed concrete bridges were collected and evaluated. One major goal of this project was to provide a basis for a more efficient re-analysis and an improved documentation of the results. The present report firstly describes typical “calculatory deficits” requiring additional considerations upon completion of the so-called re-analysis stage 2. Subsequently, general recommendations for future re-analyses are being provided, advices are given in terms of the handling of deficits and finally a proposal is made and discussed regarding the presentation and documentation of re-analysis results.



## Inhalt

<b>1</b>	<b>Einleitung</b> .....	7	<b>4</b>	<b>Empfehlungen zur Nachrechnung von Betonbrücken</b> .....	37
1.1	Hintergrund, Veranlassung und Zielsetzung .....	7	4.1	Nachrechnungsbedarf, Prioritäten und Nachrechnungsumfang .....	37
1.2	Vorgehensweise .....	7	4.2	Aufbereitung und Darstellung von Nachrechnungsergebnissen .....	39
<b>2</b>	<b>Grundlagen</b> .....	8	4.3	Umgang mit rechnerischen Defiziten ab Stufe 2 .....	42
2.1	Allgemeines .....	8	4.3.1	Allgemeines .....	42
2.2	Zusammenfassung relevanter historischer Entwicklungen .....	8	4.3.2	Querkraftnachweise .....	42
2.3	Zustandsbewertung und Nachrechnung .....	11	4.3.3	Gurtanschlussnachweise .....	47
2.4	Priorisierung nachzurechnender Bauwerke .....	13	4.3.4	Nachweis der Torsionslängsbewehrung .....	48
2.5	Daten zu nachgerechneten Betonbrücken .....	15	4.4	Forschungs- und Klärungsbedarf .....	50
2.6	Überprüfung der Repräsentativität der Stichprobe .....	17	<b>5</b>	<b>Zusammenfassung</b> .....	51
<b>3</b>	<b>Auswertung der vorhandenen Nachrechnungsergebnisse</b> .....	21	<b>6</b>	<b>Literatur</b> .....	53
3.1	Datenbank und Auswertungskriterien .....	21	<b>7</b>	<b>Anhang</b> .....	57
3.2	Rechnerische Defizite in Nachweisstufe 2 .....	22	7.1	Auszüge aus der Datenbank .....	57
3.2.1	Übersicht .....	22	7.2	Angaben zur BAST-Priorisierung gemäß (KASCHNER et al. 2009) .....	61
3.2.2	Querkraft .....	23			
3.2.3	Gurtanschluss .....	25			
3.2.4	Torsionslängsbewehrung .....	27			
3.2.5	Ermüdung Koppelfuge .....	29			
3.2.6	Spannungsrisskorrosion .....	32			
3.2.7	Biegetragfähigkeit .....	33			
3.2.8	Dekompression .....	34			
3.2.9	Ergänzende Aspekte .....	34			
3.3	Zusammenfassende Betrachtungen .....	36			



## 1 Einleitung

### 1.1 Hintergrund, Veranlassung und Zielsetzung

In unserem Straßennetz spielen Brücken eine entscheidende Rolle. Durch sie gelingt die Überquerung von Tälern, Wasserläufen und Verkehrswegen. Brücken sind zu einem Symbol der Verbindung von Gegensätzen und Überbrückung von Unwegsamkeiten geworden (HOLST 2004). Der „Wert“ der Brücken für unsere Gesellschaft lässt sich somit nicht nur in Zahlen ausdrücken.

Gemäß HAARDT (2010) stellt allein der Brückenbestand für den der Bund verantwortlich ist, ein Anlagevermögen von etwa 45 Mrd. € dar. Er umfasst mittlerweile über 39.000 Brücken mit einer Gesamtlänge von ca. 2.000 in Stahlbeton- und Spannbetonbauweise errichtet und zwar größtenteils in den 1960er, 1970er und 1980er Jahren (BMVBS 2013).

Der erhebliche, immer noch andauernde Zuwachs im Bereich des Straßengüterverkehrs stellt insbesondere für ältere Brücken eine Nutzungsänderung dar, die dazu führt, dass „für jede einzelne der betroffenen Brücken zu prüfen ist, ob sie den Anforderungen des heutigen und zukünftigen Schwerverkehrs noch genügt“ (COLDITZ 2012). Seit Mai 2011 kann diese Prüfung unter Zugrundelegung der vom Bundesministerium für Verkehr Bau und Stadtentwicklung veröffentlichten Nachrechnungsrichtlinie (= NR-Ril) (BMVBS 2011) erfolgen. Die NR-Ril sieht eine bis zu 4-stufige Nachrechnung vor. Mittlerweile liegen dem Forschungsnehmer Nachrechnungsergebnisse zu rund 150 Betonbrücken vor.

Im Rahmen dieses Forschungsprojektes wurden diese Ergebnisse gesammelt, entsprechend aufbereitet und systematisch ausgewertet. Ziel ist es, die bisher vorliegenden Nachrechnungsergebnisse für Stahlbeton- und Spannbetonbrücken hinsichtlich typischer, rechnerischer Defizite zu analysieren und Grundlagen für eine noch effizientere Nachrechnung mit aussagekräftigen Ergebnissen zu schaffen.

In einem separaten Forschungsprojekt (FE 15.0527/2011/FRB) werden die Nachrechnungsergebnisse zu Stahl- und Verbundbrücken in ähnlicher Weise ausgewertet.

### 1.2 Vorgehensweise

Der vorliegende Bericht gliedert sich im Wesentlichen in drei Teile:

In Kapitel 2 werden Grundlagen für die spätere Auswertung geschaffen, indem zum einen die historische Entwicklung der Betonbauweise, insbesondere der Spannbetonbauweise, und zum anderen die Entwicklung relevanter normativer Regelungen/Richtlinien nachvollzogen werden. Nach einigen grundlegenden Informationen zur Zustandsbewertung und zur Nachrechnung von Brücken werden die Kriterien genannt, die zur Auswahl vordringlich nachzurechnender Brücken herangezogen werden. Welche Betonbrücken bisher nachgerechnet wurden bzw. zu welchen Brücken dem Forschungsnehmer Angaben vorliegen, wird angedeutet, indem die Zusammensetzung der Stichprobe hinsichtlich Bauweise (Stahlbeton- oder Spannbeton), Altersstruktur, Bauverfahren, Querschnittstyp, Tragsystem, Spannungsrisskorrosionsgefährdung etc. vorgestellt wird. Durch den anschließenden Vergleich der Zusammensetzung der Stichprobe mit rund 1.200 Betonbrücken der sogenannten „BASst-Liste“ (= Liste mit vordringlich nachzurechnenden Brücken; hier: nur Autobahnbrücken des Bundes), soll die Repräsentativität der vorliegenden Stichprobe überprüft werden.

Die Auswertung der vorliegenden Nachrechnungsergebnisse wird in Kapitel 3 dokumentiert. Schwerpunktmäßig werden dort die rechnerischen Defizite herausgefiltert, die (aufwändige) rechnerische Zusatzbetrachtungen, Verstärkungs- oder Ersatzneubaumaßnahmen erforderlich machen. Die Bezeichnung „rechnerisches Defizit“ soll deutlich machen, dass ein mit vergleichsweise einfachen Mitteln nicht erbrachter Nachweis nicht automatisch ein tatsächliches, sicherheitsrelevantes Defizit darstellt.

In Kapitel 4 werden Empfehlungen zur Nachrechnung von Betonbrücken zusammengefasst. Den Schwerpunkt bilden Empfehlungen zur Darstellung und Aufbereitung von Nachrechnungsergebnissen sowie Vorschläge zum Umgang mit typischen rechnerischen Defiziten nach Abschluss der (bisherigen) Nachweisstufe 2. Die Inhalte dieses Kapitels können den Straßenbauverwaltungen der Länder und Kommunen auch dazu dienen, Nachrechnungsstrategien zu entwickeln bzw. zu modifizieren.

## 2 Grundlagen

### 2.1 Allgemeines

Als Grundlage für die spätere Auswertung und die Erarbeitung von Empfehlungen wird zunächst die Entwicklung der Stahlbeton- und Spannbetonbauweise inkl. der historischen Entwicklung der relevanten Normen und Richtlinien zusammengefasst. Angaben zur Zustandsbewertung und zum Ablauf der Nachrechnung von Bestandsbauwerken sollen die Lesbarkeit dieses Berichtes verbessern, indem z. B. wichtige Begriffe und Vorgehensweisen erläutert werden. Die Benennung von Kriterien, die zur Auswahl vordringlich nachzurechnender Brücken herangezogen wurden, dient, zusammen mit der am Ende dieses Kapitels vorgenommenen Repräsentativitätsüberprüfung dazu, die grundsätzliche Aussagekraft der vorhandenen Stichprobe auszuloten. Als Stichprobe bezeichnet werden hier die Brücken, zu denen dem Forschungsnehmer Nachrechnungsergebnisse vorliegen. Die Zusammensetzung dieser Stichprobe hinsichtlich Bauweise (Stahlbeton- oder Spannbeton), Altersstruktur, Bauverfahren, Querschnittstyp, Tragsystem, Spannungsrissskorrosionsgefährdung etc. wird ebenfalls in diesem Kapitel vorgestellt.

### 2.2 Zusammenfassung relevanter historischer Entwicklungen

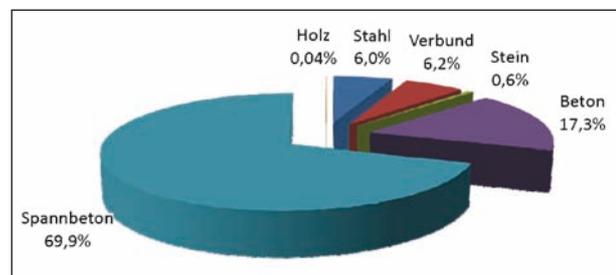
Allein die Betrachtung des aktuellen Brückenbestandes an Bundesfernstraßen macht deutlich, dass es sich bei der Stahlbeton- und insbesondere der Spannbetonbauweise um wirtschaftliche und leistungsfähige Bauweisen handelt. Wie in Bild 1 zu erkennen ist, bestehen derzeit – bezogen auf die Gesamtbrückenfläche – etwa 70 % der Bestandsbrücken der Bundesfernstraßen aus Spannbeton und ca. 17 % aus Stahlbeton. Erfasst sind dabei alle Brücken mit einer lichten Weite zwischen den Widerlagern ab 2,0 m. Der Anteil der Großbrücken, d. h. Brücken ab 100 m Brückenlänge, beträgt rund 52 % bezogen auf die Brückenfläche des Bundesfernstraßennetzes (siehe Bild 2).

Die Entwicklung der Stahlbeton- und Spannbetonbauweise ist geprägt durch zahlreiche geniale Erfindungen, aber auch durch negative Erfahrungen, die im Laufe der Zeit immer wieder zu Anpassungen von Normen, Richtlinien etc. geführt haben. Um Systematiken in den Nachrechnungsergebnissen erkennen zu können ist es unerlässlich, die

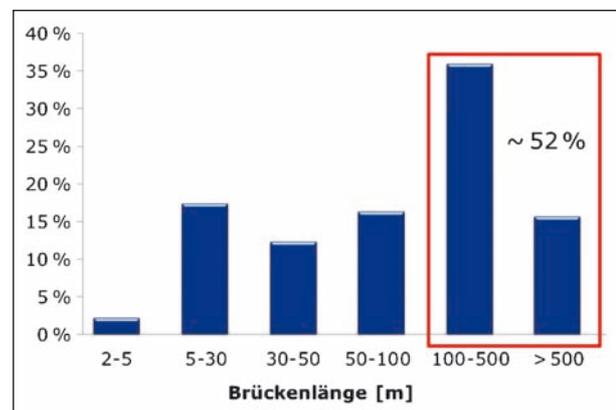
Entwicklung der Baustoffe, Bauweisen und Vorschriften nachzuvollziehen.

Die Entwicklung der Stahlbeton- und Spannbetonbauweise wird z. B. in LEONHARDT (1979); MAURER, BÄÄTJER (2007); PELKE (2007); KÖNIG, MAURER, ZICHNER (1986) und FINGERLOOS (2009) zusammengefasst. Im Rahmen dieses Berichtes seien lediglich ausgewählte Entwicklungsstufen bzw. -schritte genannt:

- 1875: Bau der ersten Eisenbetonbrücke (Fußgängerbrücke in Frankreich).
- Ab 1912 entstanden erste Balken- und Rahmenbrücken aus Stahlbeton mit Stützweiten bis 30 m.
- Die ersten Spannbetonbrücken wurden ab 1936 errichtet.
- 1950 entstand die erste Spannbetonbrücke im freien Vorbau.
- 1956 wurde vom Deutschen Bundestag der erste Bedarfsplan zum Ausbau von Bundesfernstraßen verabschiedet. In der Folge kam es zu einer sprunghaften Weiterentwicklung und Verbreitung der Spannbetonbauweise.



**Bild 1:** Brückenbestand an Bundesfernstraßen – Anteile der verwendeten „Bauarten“ bezogen auf die Gesamtbrückenfläche (BMVBS 2013; Stand: 01.09.2012)



**Bild 2:** Aufteilung der Brücken nach Brückenlänge bezogen auf die Brückenfläche des Bundesfernstraßennetzes (BMVBS 2013)

- 1959 wurde die erste große Talbrücke mit einer Vorschubrüstung errichtet.
- 1965 kam erstmals die Taktschiebebauweise zur Anwendung.

Nicht nur die Erfindung neuer Bauverfahren und die Produktion neuer Materialien, sondern auch negative Erfahrungen, Schadensfälle und veränderte Randbedingungen auf der Einwirkungsseite führten zur Einführung und Anpassung von normativen Regelungen und ergänzenden Vorschriften. Die Entwicklungsgeschichte relevanter Vorschriften wird im Folgenden anhand der schematischen Darstellung in Bild 3 beleuchtet.

Bezüglich der Lastannahmen für Straßenbrücken markiert die Einführung der DIN 1072 (06.1952) einen wichtigen Meilenstein. Mit großer Weitsicht führten bereits 1952 die damals verantwortlichen Ingenieure das 60t-Schwerlastfahrzeug als Bemessungsfahrzeug ein. Da diese Vorgabe weit oberhalb der seinerzeit zugelassenen Fahrzeuggesamtgewichte lag, mussten über einen längeren Zeitraum keine nennenswerten Anpassungen vorgenommen werden (MAURER, BÄÄTJER 2007) (siehe Bild 4). Aufgrund der Zunahme des schweren Güterverkehrs wurde 1985 die Brückenklasse 60/30 einge-

führt. Im Jahr 2003 wurde die DIN 1072 durch den DIN-Fachbericht 101 (2003-03) abgelöst. Das darin enthaltene Lastmodell „LM1“ führt – wie z. B. VOCKRODT (2003) aufgezeigt – zu vergleichbaren Beanspruchungen in Brückenlängsrichtung wie unter den Lasten der Brückenklasse 60/30. Durch den Wegfall des stützweitenabhängigen Schwingbeiwertes nehmen die prozentualen Unterschiede zwischen den charakteristischen Schnittgrößen unter BK 60/30- bzw. LM1-Verkehrslasten bis zu einer Stützweite von 50 m zu. Für Stützmomente von Durchlaufträgerinnenfeldern ergeben sich in einer Beispielberechnung (siehe VOCKRODT

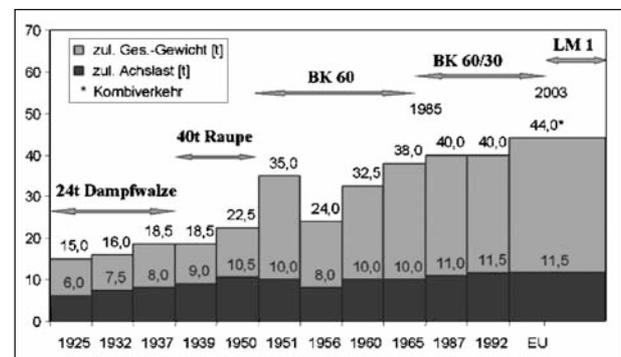


Bild 4: Zulässige Gesamtgewichte und Bemessungslasten aus NAUMANN (2010)

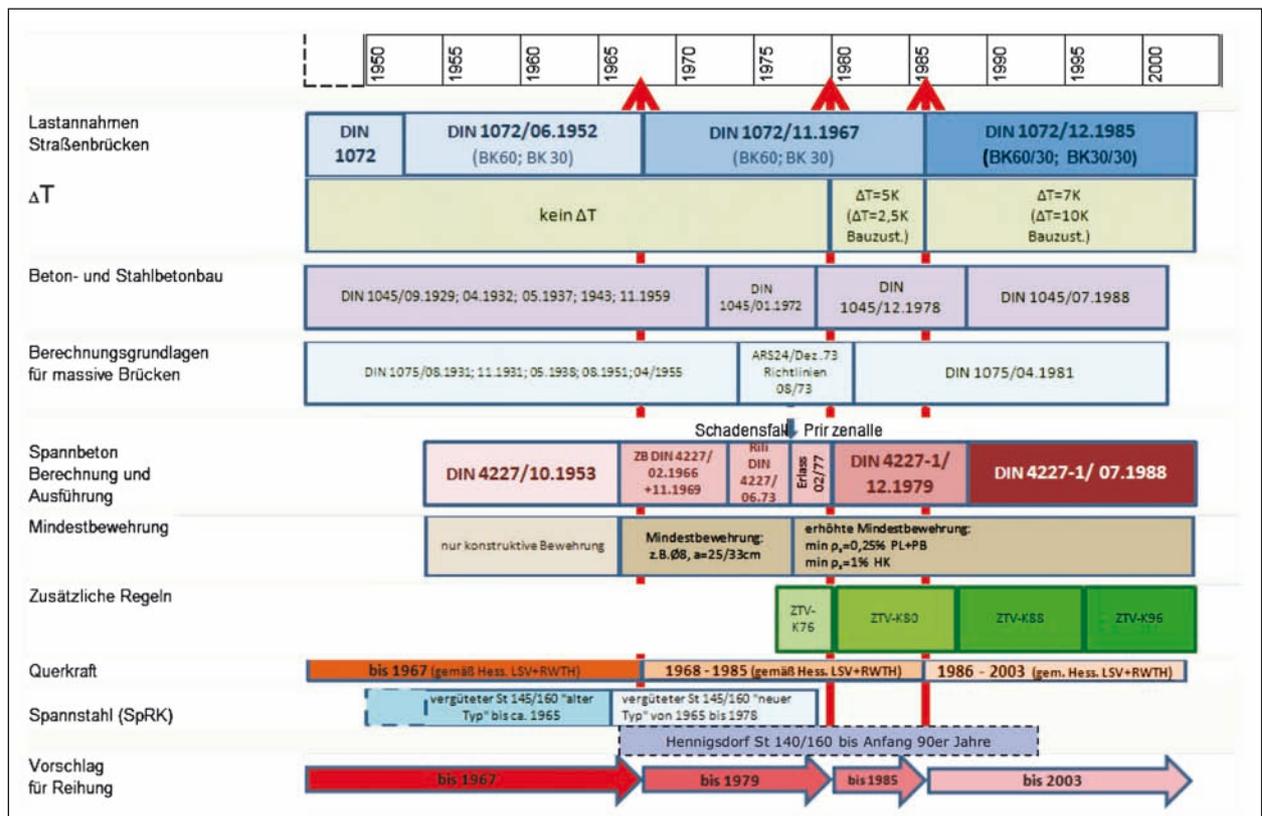
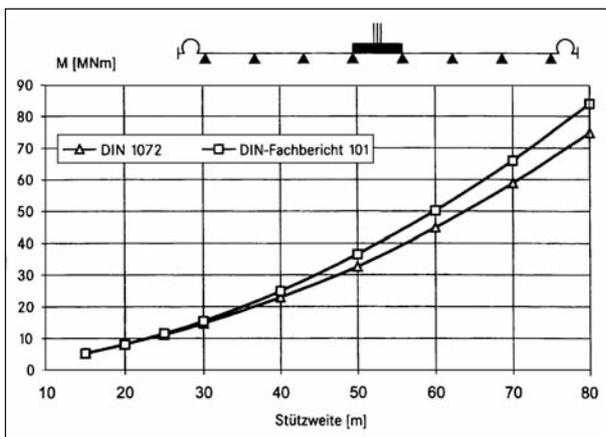


Bild 3: Entwicklung der Vorschriften und Regelwerke aus NAUMANN (2010) und KASCHNER et al. (2009)

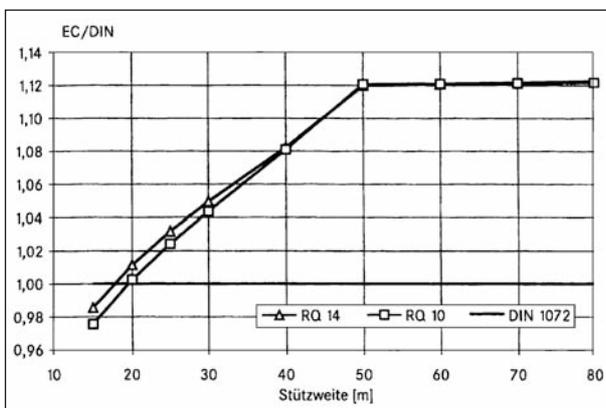
2003) unter dem Lastmodell LM1 betragsmäßig gesehen um bis zu 12 % größere (charakteristische) Werte als unter den Lasten der Brückenklasse 60/30 (siehe Bild 5 und Bild 6).

Bedingt durch das mit der Einführung der DIN-Fachberichte geänderte Sicherheitskonzept (bis 2003: globaler Sicherheitsbeiwert; jetzt: Teilsicherheitsbeiwerte auf der Einwirkungs- und Widerstandsseite) bedeuten diese Unterschiede nicht zwangsläufig, dass sich unter dem Lastmodell LM1 bei großen Stützweiten auch ungünstigere Bemessungsergebnisse ergeben.

Für Brückenneubauten ist seit März 2012 das Verkehrslastmodell LMM zu berücksichtigen (siehe z. B. GOJ 2012a). Die gegenüber dem Lastmodell LM1 deutlich vergrößerten Lasten sollen analog zu



**Bild 5:** Beispielberechnung aus VOCKRODT (2003): Biegemomente für Verkehrslasten nach DIN 1072 (1985-BK 60/30) und DIN-Fachbericht 101 (Ausgabe 2003-03)



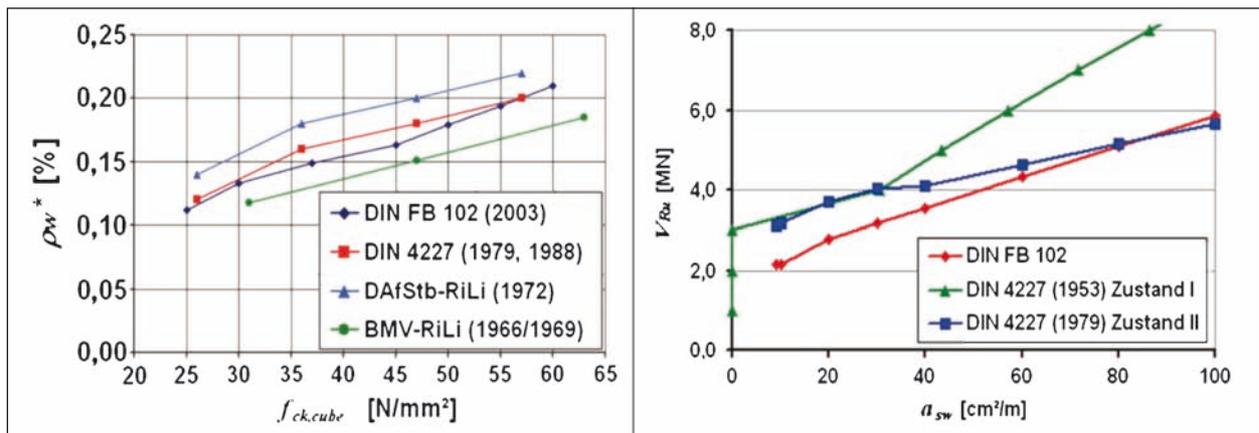
**Bild 6:** Beispielberechnung aus VOCKRODT (2003): Verhältnis der Biegemomente (hier: Summe der Absolutwerte der Biegemomente in Feldmitte und Stütze für ein Durchlaufträger-Innenfeld) infolge Verkehrslasten nach DIN 1072 (1985 – BK 60/30) und DIN-Fachbericht 101 (2003-03) für einen dreistreifigen (RQ 14) und einen zweistreifigen Querschnitt (RQ 10)

den weitsichtig gewählten Festlegungen der DIN 1072 aus dem Jahr 1952, den zukünftigen (Schwerlast-)Verkehr möglichst lange ausreichend sicher abdecken. Nachrechnungen von Brücken können gemäß NR-Ril (BMVBS 2011) und (GOJ 2012a) dennoch unter Zugrundelegung des Lastmodells LM1 und in bestimmten Fällen sogar mit den Lastmodellen der DIN 1072 erfolgen. Hintergründe hierzu sind z. B. in FREUNDT, BÖNING (2011) dokumentiert. Werden jedoch Ertüchtigungsmaßnahmen notwendig, sind in einem ersten Schritt Zweckmäßigkeit und Wirtschaftlichkeit für das Lastmodell LMM zu beurteilen. Ist eines der beiden Kriterien nicht erfüllt, sind Zweckmäßigkeit und Wirtschaftlichkeit für das Lastmodell LM1 nachzuweisen (siehe z. B. GOJ 2012a).

Die Ausführungen von LEONHARDT (1979) verdeutlichen, dass die Festlegungen zu rechnerisch anzusetzenden Verkehrslasten nicht isoliert von der Bemessungsstrategie beurteilt werden können: „Lässt man die Verkehrslasten genügend hoch, dann kann man auf langwierige Nachweise solcher Wirkungen [Temperatur und Schwinden oder ungleiche Stützensenkungen mit den resultierenden Eigen- und Zwangsspannungen] verzichten, wenn man entsprechende konstruktive Regeln einhält. Dies trägt zu der dringend erwünschten Einfachheit der notwendigen Nachweise bei.“

Schon deutlich vor den im Oktober 1976 entdeckten Ermüdungsbrüchen einiger Spannglieder in Koppelfugen der Hochstraße Prinzenallee am Heerdter Dreieck in Düsseldorf wurden Risse in Koppelfugen detektiert (siehe z. B. KÖNIG, MAURER, ZICHNER 1986). Auch die Beanspruchung von Brückenbauwerken durch die Wirkungen von Temperatureffekten wurde schon vorher untersucht (siehe z. B. LEONHARDT, KOLBE, PETER 1965; KEHLBECK 1975). Die Ergebnisse der Ursachensuche für diesen Schadensfall trugen jedoch maßgeblich zur Modifikation der Bemessungsstrategie bei. In der Folge waren statische Nachweise und Ermüdungsnachweise u. a. unter Berücksichtigung des Lastfalls „linearer Temperaturunterschied“ zu führen. Des Weiteren galt es, eine Reihe neuer konstruktiver Vorschriften zu beachten (siehe z. B. KÖNIG, MAURER, ZICHNER 1986 und KÖNIG, GIEGOLD 1984).

Erste bedeutende Änderungen der weltweit ersten Spannbetonnorm, der DIN 4227 (1953) wurden im Jahr 1966 über Zusatzbestimmungen des Bundesverkehrsministeriums (BMV) vorgenommen, nach-



**Bild 7:** Links: Vergleich von Mindestquerkraftbewehrungsgraden  $\rho_{w^*}$  (auf eine einheitliche Stahlstreckgrenze normiert); Rechts: Querkraftwiderstände  $V_{Ru}$  für eine Beispielbrücke (jeweils aus HEGGER et al. 2009)

dem in vielen planmäßig „voll vorgespannten“ Überbauten Risse und Dauerhaftigkeitsschäden festgestellt worden waren. Von großer Bedeutung ist aus heutiger Sicht die erstmalig aufgenommene, konkrete Festlegung einer Mindestschubbewehrung, die einen spröden Schubbruch ohne Vorankündigung verhindern soll. Bis dahin wurde für Balkenquerschnitte zwar eine Mindestquerkraftbewehrung gefordert, jedoch ohne Angabe eines verbindlichen Mindestwertes. Bild 7 (links) veranschaulicht die je nach Betongüte erforderliche Mindestquerkraftbewehrung basierend auf unterschiedlichen Normen/Richtlinien.

Bis 1972 erfolgte die Schubbemessung für Spannbetontragwerke im ungerissenen Zustand (Zustand I) in Form eines Hauptzugspannungsnachweises. Im Stahlbetonbau wurde die Schubbemessung durch die Einführung der DIN 1045:1972 von der Mörsch'schen Fachwerkanalogie mit voller Schubdeckung auf die erweiterte Fachwerkanalogie mit reduzierter Schubdeckung umgestellt. Mit der Veröffentlichung der DAfStb-Richtlinie „Bemessung und Ausführung von Spannbetonbauteilen unter Berücksichtigung von DIN 1045 (Januar 1972)“ war ab Oktober 1972 auch im Spannbetonbau der Nachweis basierend auf der Fachwerkanalogie möglich. In DIN 4227:1979 wurden die Regelungen weitgehend übernommen und gleichzeitig eine variable Druckstrebenneigung zugelassen. In einer Beispielberechnung für einen Plattenbalkenquerschnitt liefert die Querkraftbemessung nach DIN 4227:1979 für niedrige Querkraftbewehrungsgrade  $\rho_w$  eine bis zu 30 % höhere Tragfähigkeit als der Ansatz nach DIN-Fachbericht 102. Erst für hohe  $\rho_w$ -Werte ergeben sich nahezu gleiche Tragfähigkeiten (siehe Bild 7). Im Vergleich hierzu

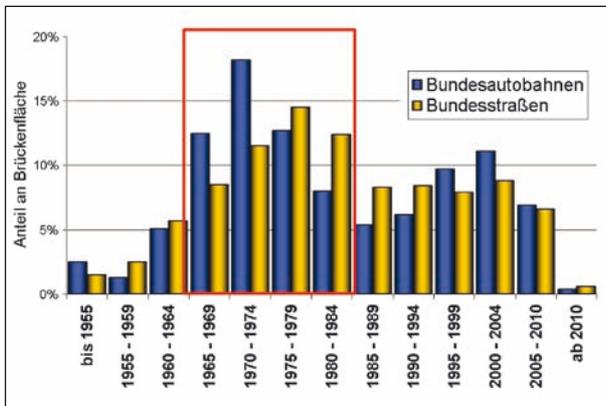
liefert die DIN 4227:1953 eine deutlich größere Querkrafttragfähigkeit.

Eine Schwachstelle im Spannbetonbau stellen spannungsrissskorrosionsgefährdete Spannstähle dar. Gefährdet sind runde Neptun- und Sigma-Spannstähle bis 1965 (erste Generation) und ovale Sigma-Spannstähle bis 1978 (zweite Generation) sowie Spannstähle aus dem Stahlwerk Hennigsdorf (DDR) bis 1993. Nachdem verschiedene Schadensfälle durch Spannstahlbrüche infolge von Spannungsrissskorrosion aufgetreten sind, wurden im Jahr 1978 die Anforderungen hinsichtlich der Empfindlichkeit von Spannstählen sowie die Ausführungsbestimmungen für Spannbetonbauwerke verschärft. Gemäß MAURER, BÄÄTJER (2007) wurden an Spannbetonbauwerken, die nach 1980 hergestellt wurden, keine spannungsrissskorrosionsbedingten Schäden mehr bekannt. In den 1990er Jahren führten jedoch Spannstahlbrüche infolge von Spannungsrissskorrosion zu mehreren Schadensfällen an ca. 30 Jahre alten, bis dahin unauffälligen Bauwerken im Hochbau. Die Schadensfälle zeigen, dass Spannungsrissskorrosion unter bestimmten Randbedingungen auch in verpressten Hüllrohren weiter ablaufen und zu Spannstahlbrüchen führen kann.

## 2.3 Zustandsbewertung und Nachrechnung

Der Blick auf die in Bild 8 dargestellte Altersstruktur der Brücken an Bundesfernstraßen lässt darauf schließen, dass ein Großteil dieser Brücken (in den alten Bundesländern) in den 1960er, 1970er und 1980er Jahren hergestellt wurde und damit seit

über 40 Jahren (hohen) Verkehrs- und sonstigen Beanspruchungen ausgesetzt ist.



**Bild 8:** Altersstruktur der Brücken an Bundesfernstraßen bezogen auf die Brückenfläche des Bundesfernstraßennetzes aus BMVBS 2013

Zustandsnote	Beschreibung
1,0 – 1,4	sehr guter Bauwerkszustand
1,5 – 1,9	guter Bauwerkszustand
2,0 – 2,4	befriedigender Bauwerkszustand
2,5 – 2,9	noch ausreichender Bauwerkszustand
3,0 – 3,4	kritischer Bauwerkszustand
3,5 – 4,0	ungenügender Bauwerkszustand

**Tab. 1:** Zustandsnoten nach RI-EBW-PRÜF (2007-11)

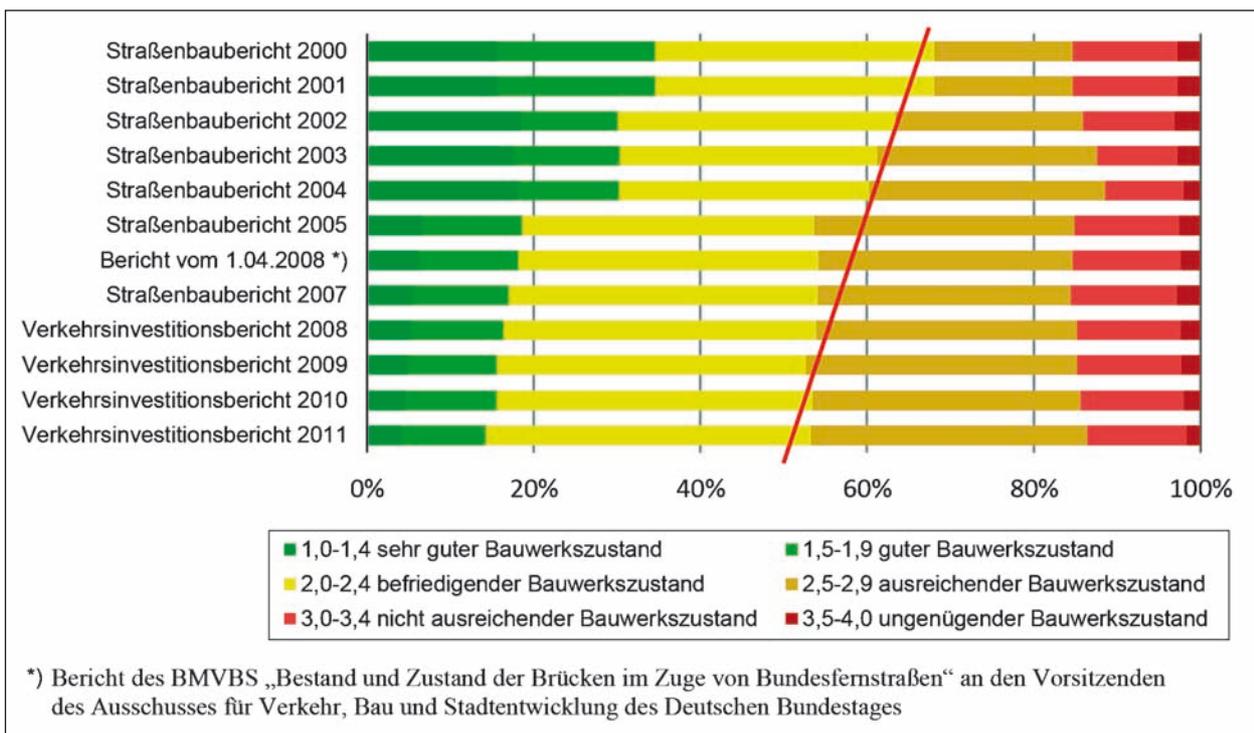
Sehr wichtig bei der Beurteilung des Zustands älterer Brücken sind die Ergebnisse regelmäßig durchgeführter Bauwerksüberwachungen und -prüfungen. Seit 1930 ist die Brückenüberwachung und -prüfung in Deutschland normativ geregelt. Aktuell wird der Zustand basierend auf RI-EBW-PRÜF (2007-11) bewertet und gemäß ASB-ING (2008-03) dokumentiert.

Die im Zuge einer Bauwerksprüfung festgestellten Schäden werden für jedes Teilbauwerk elektronisch erfasst und mit den Algorithmen aus HAARDT (1999) in eine Zustandsnote umgerechnet. Die Zustandsnote ermöglicht eine vergleichende Beurteilung des „globalen“ Bauwerkszustandes (siehe Tabelle 1).

Die Darstellung in Bild 9 vermittelt einen Eindruck von der Verteilung der Zustandsnoten der Bundesfernstraßenbrücken und deren Veränderung zwischen den Jahren 2000 und 2011.

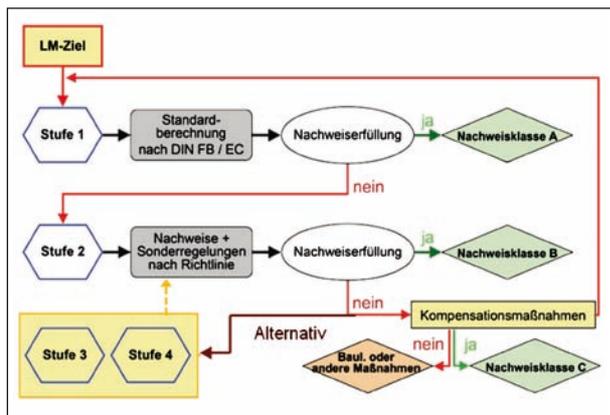
Die Zustandsnoten setzen sich aus Bewertungen für Standsicherheit, Verkehrssicherheit und Dauerhaftigkeit zusammen. In den Formblättern gemäß Anlage 2 der Nachrechnungsrichtlinie ist die Angabe von aktuellen Teilzustandsnoten vorgesehen.

Seit Mai 2011 steht für die Nachrechnung von Straßenbrücken in Deutschland die Nachrechnungs-



\*) Bericht des BMVBS „Bestand und Zustand der Brücken im Zuge von Bundesfernstraßen“ an den Vorsitzenden des Ausschusses für Verkehr, Bau und Stadtentwicklung des Deutschen Bundestages

**Bild 9:** Entwicklung der Zustandsnoten der Brücken der Bundesfernstraßen nach Brückenfläche (BMVBS 2013) – prozentuale Zuordnung zu den Bauwerks-Zustandsnoten (Stand: 01.03.2012)



**Bild 10:** Ablaufschema Brückennachrechnung in Anlehnung an MARZAHN et al. (2013)

richtlinie (= NR-Ril) des BMVBS als Grundlage zur Verfügung. Die Einführung einer speziellen Richtlinie wurde, wie auch in anderen Ländern (z. B. Österreich (ONR 24008 2006)) als notwendig erachtet, da auf die Besonderheiten von Bestandsbauwerken unter Zugrundelegung aktueller Bemessungsnormen für Neubauten nicht in zufriedenstellendem Maße eingegangen werden kann (siehe z. B. MARZAHN 2010 und MARZAHN et al. 2013). Eine vereinheitlichte Vorgehensweise ist für die Vergleichbarkeit und Beurteilung von Nachrechnungsergebnissen wichtig. Bild 10 zeigt den Ablauf einer Brückennachrechnung nach dem vierstufigen Verfahren der NR-Ril.

In Stufe 1 erfolgt die Nachweisführung wie für einen Brückenneubau, d. h. unter Zugrundelegung der aktuellen Bemessungsregeln für Neubauten (z. B. DIN-Fachberichte). Falls in Stufe 1 alle Nachweise erfolgreich erbracht werden können, kann das nachgerechnete Bauwerk in die Nachweisklasse A eingestuft werden. Ist dies nicht der Fall, können die in der Nachrechnungsrichtlinie vorgesehenen, speziellen Regelungen für die Nachweisstufe 2 herangezogen werden.

Zu den wichtigsten „speziellen Regelungen“, die im Weiteren auch als „Stellschrauben in Stufe 2“ bezeichnet werden, zählen folgende Punkte:

- Die starke Abminderung von Zwangsschnittgrößen (z. B. infolge Temperatur und Stützensenkung), die unter Zugrundelegung eines linear elastischen Materialverhaltens berechnet wurden.
- Herabsetzung des zulässigen Druckstrebenneigungswinkels für die Querkraftbemessung von  $29,7^\circ$  auf  $21,8^\circ$  bzw.  $18,4^\circ$  (hier mit Auswirkungen auf die Nutzungsdauer).

Je nachdem welche Stellschrauben bzw. Stellschrauben-Kombinationen bei der erfolgreichen Nachweisführung herangezogen werden, kann eine Einstufung der Brücke in Nachweisklasse B oder C erfolgen.

Falls der Nachweis des Ziellastniveaus LM1 in Stufe 2 nicht gelingt, darf der Nachweis mit der nächstniedrigeren Brückenklasse geführt werden und entsprechende Kompensationsmaßnahmen sind zu veranlassen. Außerdem besteht in Abstimmung mit den zuständigen Behörden die Möglichkeit, in Stufe 3 und 4 ergänzende Nachweise zu führen, z. B. unter Verwendung wissenschaftlicher Nachweismethoden (Stufe 4). Im Rahmen dieses Berichtes ist von „rechnerischen Defiziten“ die Rede falls Nachweise in Stufe 2 nicht vollständig erbracht werden können (zu beachten: Ziellastniveau, siehe Kapitel 2.5).

## 2.4 Priorisierung nachzurechnender Bauwerke

Die Auswahl vordringlich nachzurechnender Bauwerke erfolgte bzw. erfolgt letztlich durch die Straßenbauverwaltungen der Bundesländer. Um die Nachrechnungsergebnisse, die dem Forschernehmer zur Verfügung gestellt wurden, einordnen bzw. bewerten zu können, ist es wichtig, die zugrundeliegenden Auswahlkriterien zu kennen. In diesem Kapitel wird daher – basierend auf den vorhandenen Unterlagen – nachvollzogen, nach welchen Grundsätzen die Auswahl vorgenommen wurde.

Es sei vorweggenommen, dass die Vorgehensweise bei der Priorisierung der Bauwerke in den einzelnen Bundesländern nicht einheitlich war. Als Grundlage diente ein Priorisierungskonzept, welches von einer Bund-Länder-Arbeitsgruppe mit Unterstützung der BAST und Vertretern der Wissenschaft erarbeitet wurde (KASCHNER et al. 2009). Unter Zugrundelegung dieses Konzeptes wurden den Straßenbauverwaltungen der Länder insgesamt rund 2.200 vordringlich nachzurechnende Teilbauwerke benannt (= Bauwerke der „BAST-Liste“). Hierzu gehören 1.263 Teilbauwerke im Zuge von Autobahnen und 929 Teilbauwerke im Zuge von Bundesstraßen. Bezogen auf die vorhandene Gesamtbrückenfläche sind dies etwa 25 % des Brückenbestandes für den der Bund verantwortlich ist (COLDITZ 2012).

Unter den 1.263 Teilbauwerken im Zuge von Autobahnen befinden sich 1.198 Betonbrücken – 1.157 Spannbeton- sowie 41 Beton- oder Stahlbetonbauwerke. Für jedes in der BAST-Bauwerksdatenbank enthaltene Teilbauwerk (Stand 03/2008) wurde mit nebenstehender Formel aus KASCHNER et al. (2009) eine Prioritätszahl ermittelt.

Die gewählten Wertungszahlen und Gewichtungsfaktoren sind in Kapitel 7.2 abgedruckt. Von Seiten der BAST wurden verschiedene Ansätze mit voneinander abweichenden Festlegungen der Faktoren ( $f_1$  bis  $f_7$ ) untersucht (z. B. stärkere Gewichtung des Baujahres oder der Verkehrslasteinwirkung). Mit allen Ansätzen wurden im Wesentlichen die gleichen Bauwerksgruppen identifiziert.

Hinter der Festlegung der Wertungszahlen verbirgt sich eine mittel- und langfristig angelegte Strategie zur Ertüchtigung des Brückenbestandes, die sich in drei Phasen einteilen lässt (siehe Bild 11). Die Phase I konzentriert sich auf die Ertüchtigung von Brücken der Brückenklasse 60 und kleiner (Anteil dieser Brücken am Gesamtbestand: siehe Bild 12). Die Phasen II und III sehen mittel- und langfristig die Ertüchtigung des Brückenbestandes auf das Lastniveau LMM vor.

Vereinfacht ausgedrückt, werden in der ersten, d. h. aktuellen Phase hauptsächlich (Beton-)Brücken nachgerechnet, für die folgende Kriterien zutreffen:

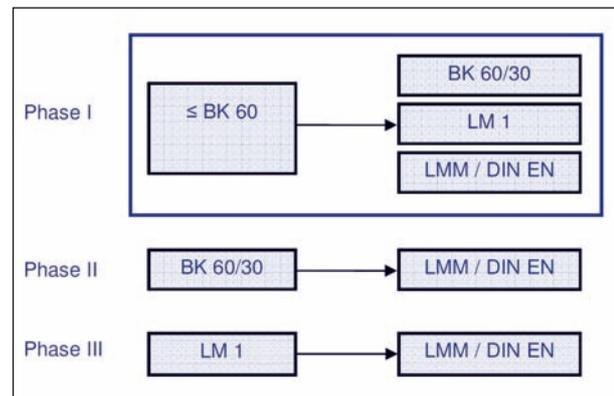
- Spannbetonbrücken, die vor 1985 gebaut wurden,
- Mehrfeldbauwerke mit Stützweiten > 30 m,
- Brücken mit Zustandsnote > 3,0,
- Spannbetonbrücken, die spannungsrissskorrosionsempfindlichen Spannstahl enthalten.

Dadurch, dass von den zuständigen Straßenbauverwaltungen der Länder neben rein bauwerksbezogenen Kriterien auch andere, wie z. B. trockenbezogene Kriterien bei der Auswahl berücksichtigt wurden, befinden sich unter den Brücken, zu denen dem Forschungsnehmer Nachrechnungsergebnisse vorliegen, auch Bauwerke, für welche die aufgelisteten Kriterien nicht zutreffen. Hinweise zu den Nachrechnungsstrategien einzelner Bundesländer finden sich z. B. in GOJ 2012b; PELKE, SCHÖLCH 2012; FRIESSEM 2012 und FREYSTEIN 2012. Weitere, detaillierte Angaben zur Auswahl (einzeln) nachzurechnender Betonbrücken liegen dem Forschungsnehmer nicht vor.

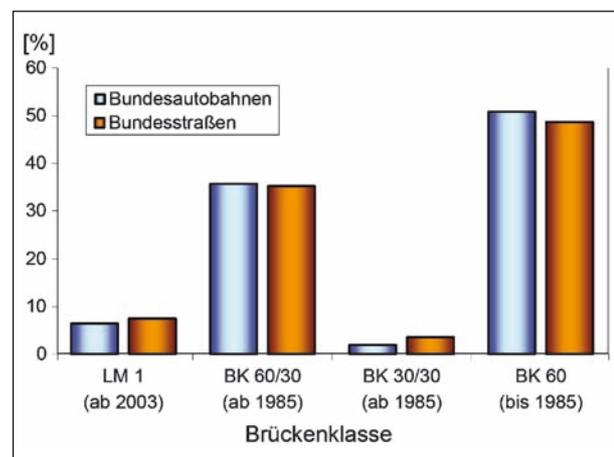
$$Z = f_1 \cdot Z(V) + f_2 \cdot Z(ZN_{(ÜB)}) + f_3 \cdot Z(\Delta T) + f_4 \cdot Z(KF) + f_5 \cdot Z(Q) + f_6 \cdot Z(SpRK) + f_7 \cdot Z(ZN_{(TBW)})$$

mit

Z(V)	Wertungszahl für Verkehr
Z(ZN <sub>(ÜB)</sub> )	Wertungszahl für Zustandsnote des Überbaus
Z(ΔT)	Wertungszahl für „ΔT“-Berücksichtigung
Z(KF)	Wertungszahl für „Koppelfugen“
Z(Q)	Wertungszahl für „Querkraft“
Z(SpRK)	Wertungszahl für „Spannungsrissskorrosion“
Z(ZN <sub>(TBW)</sub> )	Wertungszahl für Zustandsnote des Teilbauwerks
$f_1, \dots, f_7$	Gewichtungsfaktoren



**Bild 11:** Mittel- u. langfristige Strategie zur Ertüchtigung des Brückenbestandes (COLDITZ 2013 bzw. BMVBS, Referat StB 17)



**Bild 12:** Anteil der Brückenklassen nach Verkehrslastmodellen in % bezogen auf die Brückenfläche des Bundesfernstraßennetzes (BMVBS 2013, getrennt für Bundesautobahnen und Bundesstraßen)

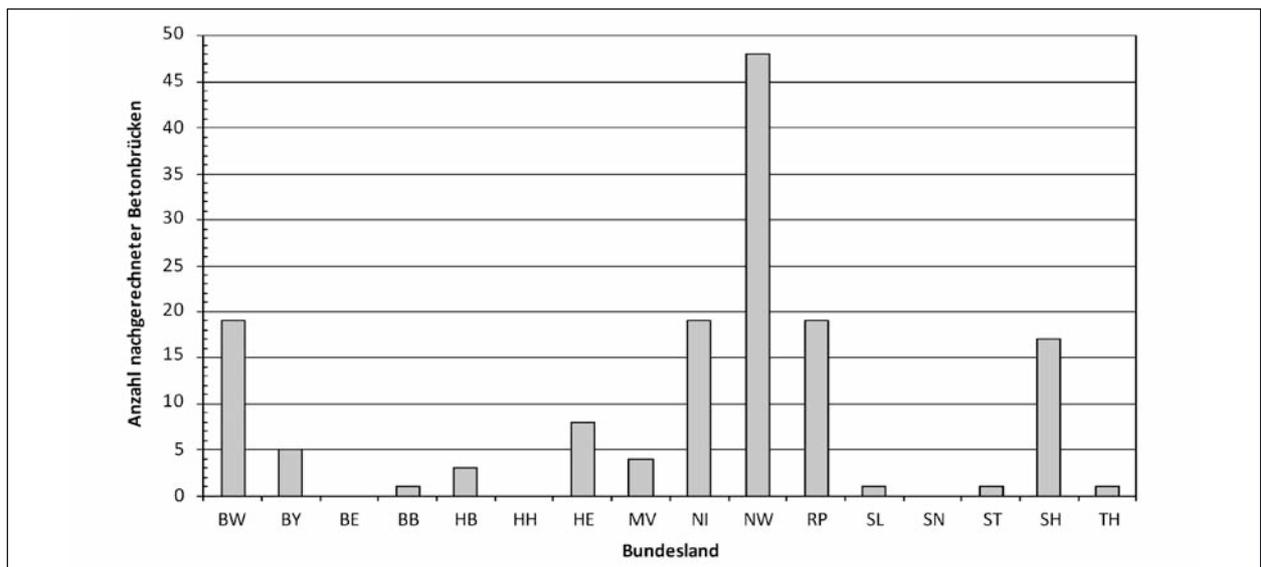
## 2.5 Daten zu nachgerechneten Betonbrücken

Den Verfassern dieses Berichtes liegen Ergebnistabellen zu 146 Betonbrücken (bzw. Teilbauwerken) aus 13 Bundesländern vor (siehe Bild 13). Zu einigen Bauwerken wurden durch die zuständigen Straßenbauverwaltungen ergänzende Unterlagen zur Verfügung gestellt, diese umfassen neben den Bauwerksbüchern, Abschlussberichte, statische Berechnungen und Gutachten. Es werden bei der Auswertung nur die Bauwerke berücksichtigt, zu denen separate Formblätter vorliegen – d. h., dass von zwei (nahezu) baugleichen Teilbauwerken zu denen nur ein ausgefülltes Formblatt existiert, hier nur ein Teilbauwerk mitgezählt wird.

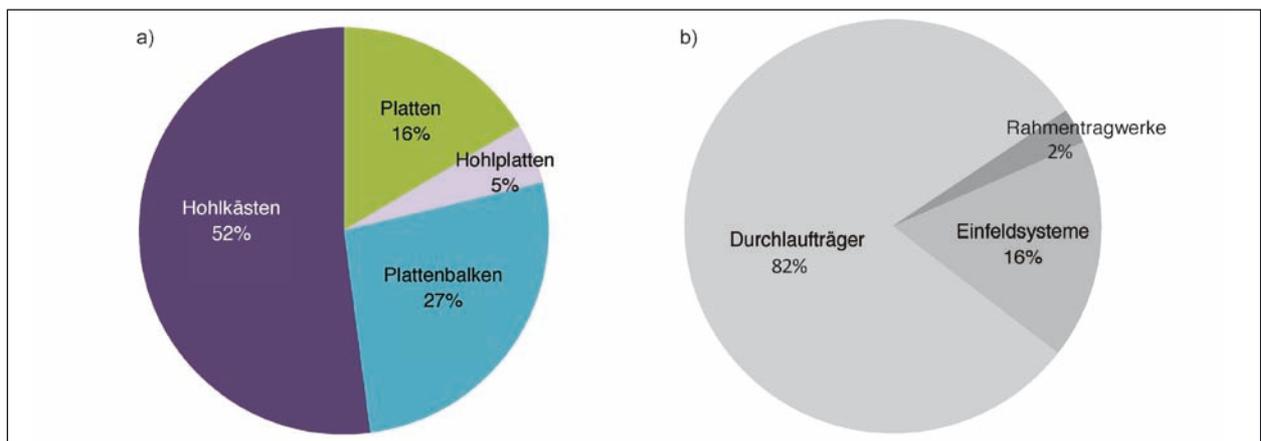
Es sei angemerkt, dass 20 von 146 Teilbauwerken vor der Veröffentlichung der NR-Ril, d. h. vor Mai

2011 nachgerechnet wurden. Die verwendeten Formblätter unterscheiden sich im Hinblick auf das Format und den Umfang der Angaben etwas von den Formblättern, die in Anlage 2 der NR-Ril abgedruckt sind. Zu vier der 20 Bauwerke existieren keine Ergebniszusammenfassungen als Formblatt. Allerdings liegen für diese Brücken ergänzende Unterlagen in Form von Abschlussberichten vor, aus denen die festgestellten rechnerischen Defizite hervorgehen.

Von den 146 nachgerechneten Teilbauwerken wurden 86 % in Spannbeton- und 14 % in Stahlbetonbauweise hergestellt. Dies entspricht 126 Spannbetonbauwerken. Die Teilbauwerke unterscheiden sich zusätzlich durch ihren Querschnittstyp und ihr statisches System. Aus Bild 14 gehen die Querschnittstypen und die Tragsysteme der nachgerechneten Teilbauwerke hervor. Basierend auf den



**Bild 13:** Histogramm der nachgerechneten Betonbrücken je Bundesland (Grundlage: ausgefüllte und erhaltene Formblätter zu 146 Teilbauwerken)



**Bild 14:** Querschnitte (a) und Tragsysteme (b) der nachgerechneten Bauwerke

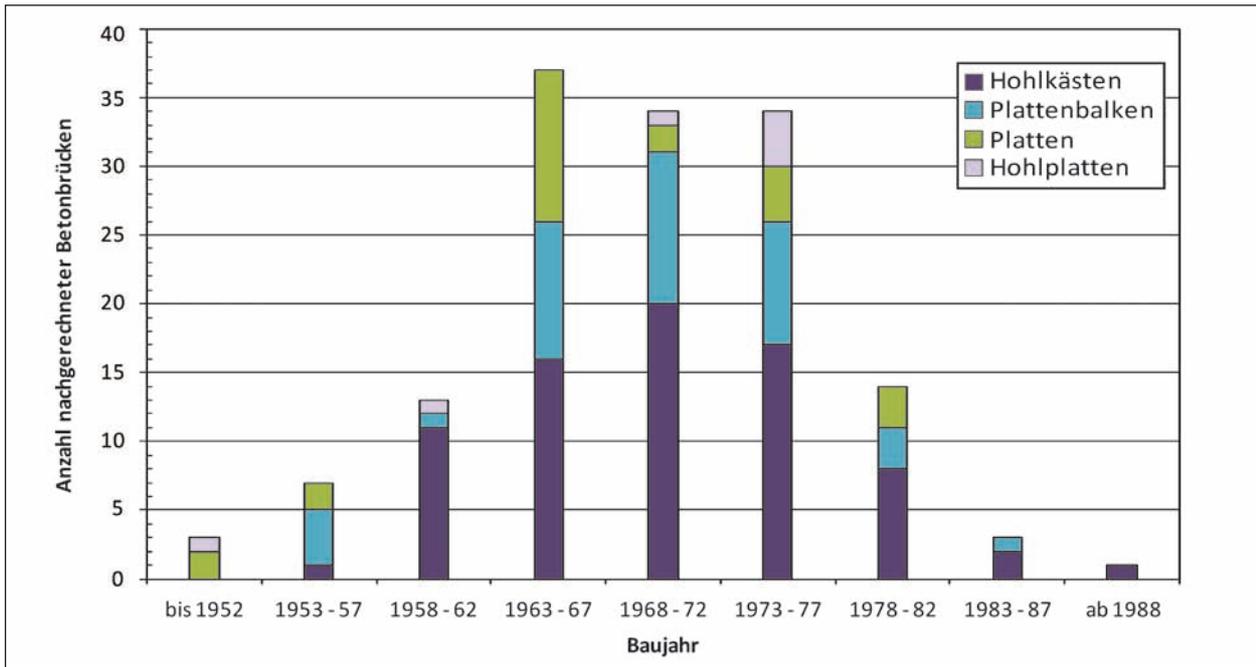


Bild 15: Altersstruktur der nachgerechneten Betonbrücken

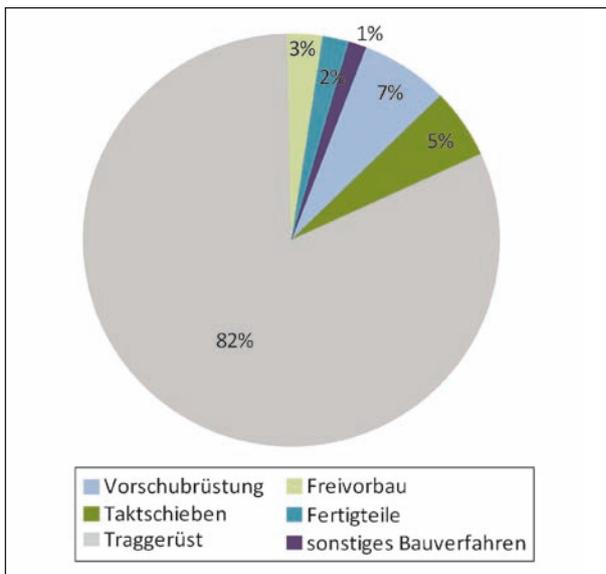


Bild 16: Übersicht – Bauverfahren der nachgerechneten Betonbrücken

Angaben zum Baujahr in den Bauwerksbüchern ist in Bild 15 die Altersstruktur der Brücken dargestellt. Angaben zu den verwendeten Bauverfahren – siehe Bild 16 – konnten den Bauwerksbüchern entnommen werden.

Das Ziellastniveau einer Nachrechnung kann anhand der Vorgaben in der NR-Ril (2011) bestimmt werden. Im Bereich der Bundesfernstraßen hat der Baulastträger grundsätzlich das Lastmodell LM1 als Ziellastniveau vorgeschrieben. Von dieser Vorgabe kann mit einer Genehmigung der Obersten

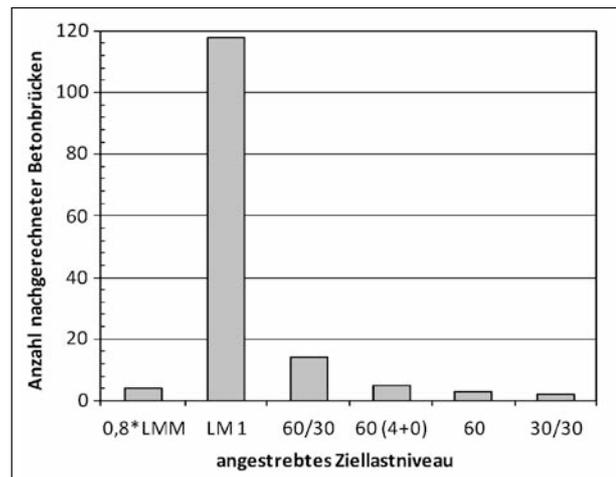
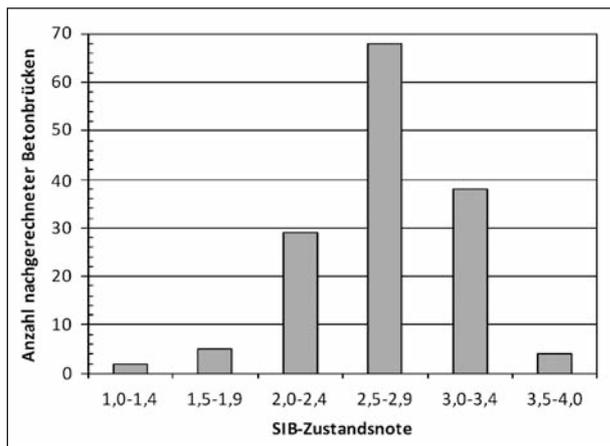


Bild 17: Angestrebtes Ziellastniveau bei der Nachrechnung der Betonbrücken

Straßenbaubehörde und im Bereich untergeordneter Verkehrswege abgewichen werden. Den erfolgten Nachrechnungen wurde in den meisten Fällen das Lastmodell LM1 als Ziellastniveau zugrunde gelegt, vgl. Bild 17. Von den 146 Brückenbauwerken sind 144 Brücken im Bereich der Bundesfernstraßen angeordnet – davon 119 Bauwerke im Zuge von Autobahnen und 25 im Zuge von Bundesstraßen. Eine Brücke ist Bestandteil einer Landstraße, ein weiteres Bauwerk Bestandteil einer Kreisstraße.

Bedingt durch die gezielte Auswahl der nachzurechnenden Betonbrücken (siehe Kapitel 2.4) ist nicht davon auszugehen, dass die in die Auswer-



**Bild 18:** Verteilung der Zustandsnoten der nachgerechneten Betonbrücken

tungsdatenbank aufgenommenen Bauwerke die deutschen Betonbrücken umfassend repräsentieren. Der Blick auf die Zustandsnoten der nachgerechneten Bauwerke (siehe Bild 18) verdeutlicht, dass in der Datenbank kaum Brücken mit „sehr guter“ bzw. „sehr schlechter“ Zustandsnote enthalten sind. Im folgenden Kapitel wird untersucht ob die vorhandenen Daten zumindest die in der BAST-Liste enthaltenen nachzurechnenden Brücken repräsentieren.

## 2.6 Überprüfung der Repräsentativität der Stichprobe

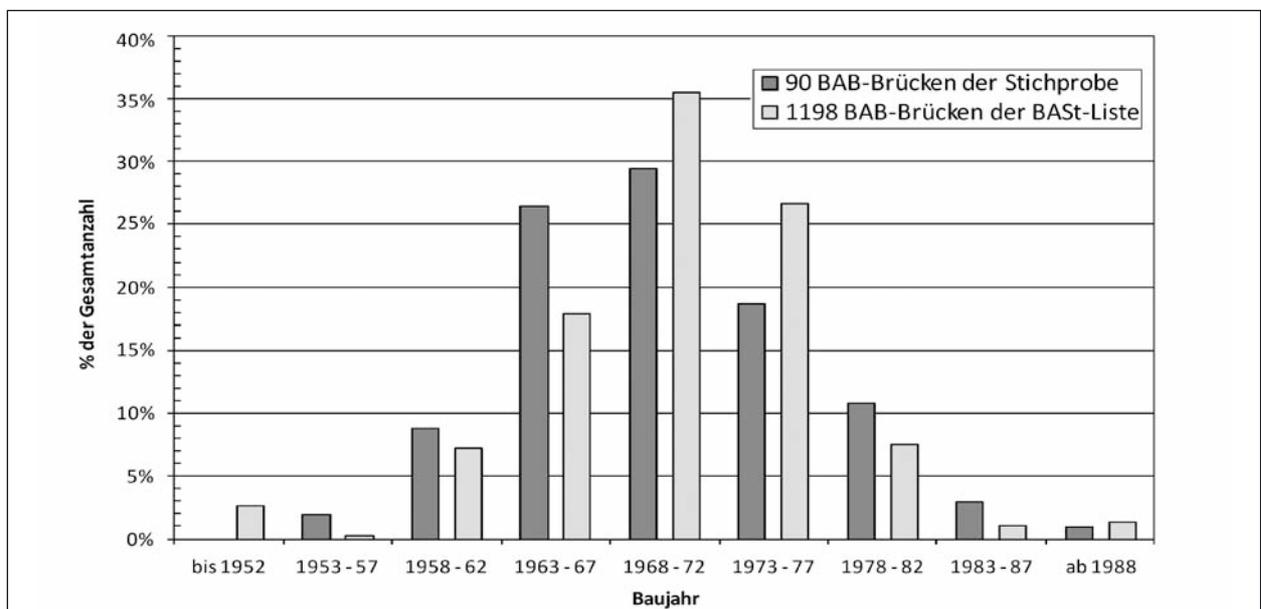
Zur Überprüfung der Repräsentativität der in diesem Projekt ausgewerteten Bauwerke erfolgt ein

qualitativer Vergleich mit den Bauwerken der BAST-Liste (KASCHNER et al. 2009). Es wurden 1.198 Betonbrücken der Bundesautobahnen, die durch das Priorisierungsverfahren der BAST zur Nachrechnung ausgewählt wurden (siehe Kapitel 2.4), mit 90 Autobahnbrücken zu denen Nachrechnungsergebnisse vorliegen, verglichen. Es sei an dieser Stelle darauf hingewiesen, dass dem Forscher nur zu 90 von 119 Autobahnbrücken alle Daten vorliegen, die für den Vergleich benötigt werden. Vergleichend betrachtet werden folgende Kriterien:

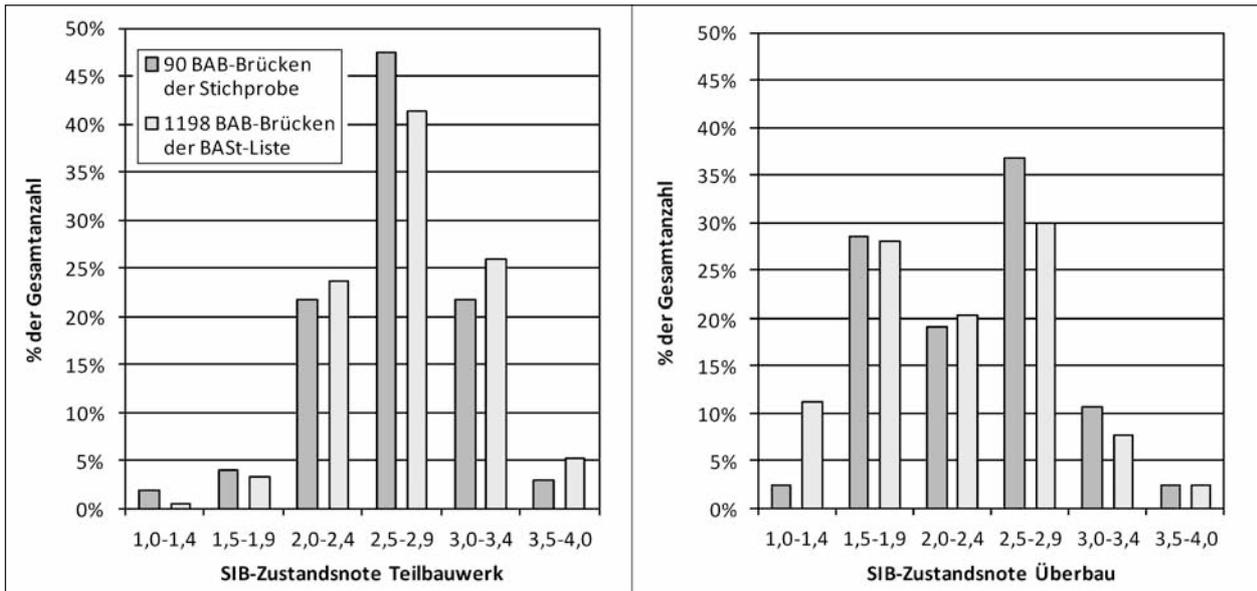
- Bauweise
- Baujahr
- Querschnittstyp
- Tragsystem
- Brückenfläche
- Brückenklasse,
- Zustandsnote,
- SpRK-Gefährdung,
- Koppelfugen,
- Prioritätszahl.

Bild 19 ermöglicht einen Vergleich der Altersstrukturen der Brückenbauwerke. Es zeigt sich, dass die BAB-Brücken der vorliegenden Stichprobe tendenziell etwas älter sind als die BAB-Brücken der BAST-Liste. Auffällig ist, dass in der Stichprobe – prozentual betrachtet – mehr Bauwerke enthalten sind, die vor 1967 errichtet wurden.

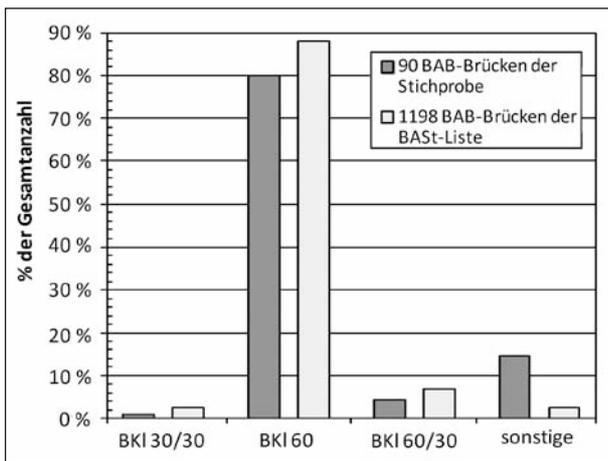
Die vergleichende Darstellung der Zustandsnoten für Teilbauwerke und Überbauten in Bild 20 offenbart keine bedeutenden Unterschiede zwischen den Brücken der BAST-Liste und den Brücken der Stichprobe.



**Bild 19:** Vergleich der Altersstrukturen der BAB-Brücken der BAST-Liste und der BAB-Brücken der Stichprobe



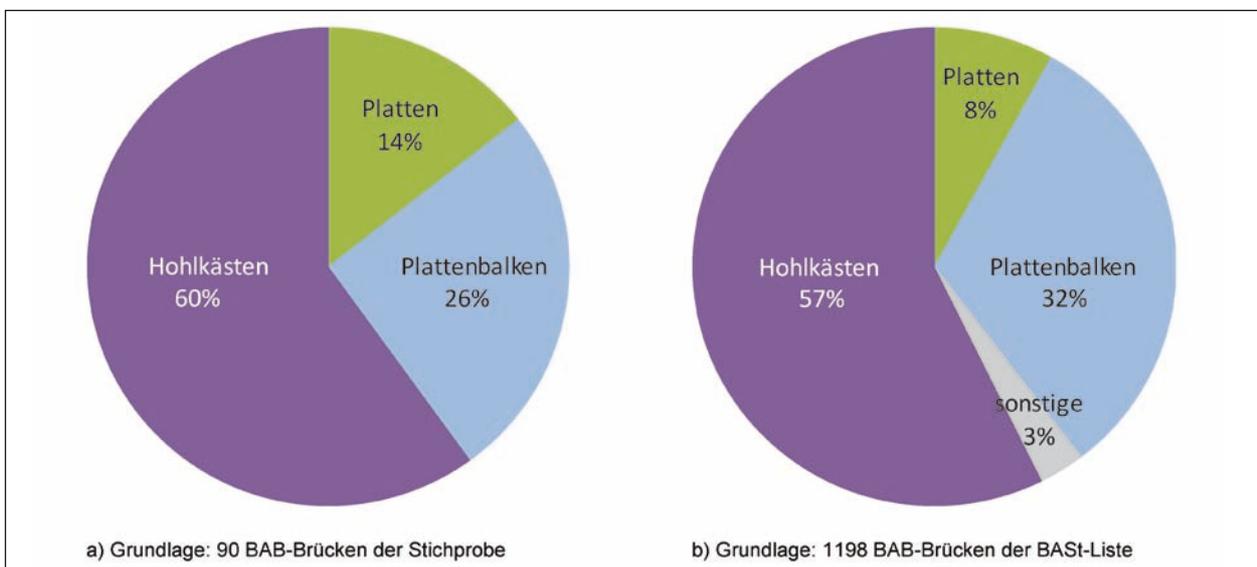
**Bild 20:** Vergleich der Zustandsnoten der BAB-Brücken der BAST-Liste und der BAB-Brücken der Stichprobe



**Bild 21:** Vergleich der Brückenklassen der BAB-Brücken der BAST-Liste und der BAB-Brücken der Stichprobe

In Bild 21 sind die Brückenklassen der BAB-Brücken der Stichprobe und der BAST-Liste vergleichend gegenübergestellt. Die jeweils mit großem Abstand häufigste Brückenklasse ist demnach die BK 60. Zu beachten ist, dass bei einigen der bereits nachgerechneten Brücken (vermutlich) nicht mehr die ursprüngliche Brückenklasse im Bauwerksbuch enthalten ist, sondern eine – als Ergebnis der Nachrechnung – reduzierte Brückenklasse, z. B. BK 45. Falls nicht anders möglich, wurden diese in die Kategorie Sonstige eingestuft (siehe Bild 21).

Beim Vergleich der Querschnittstypen – siehe Bild 22 – fällt auf, dass in der Stichprobe prozentual gesehen mehr Brücken mit Plattenquerschnitt enthalten sind als in der BAST-Liste. Dies ist dadurch zu



**Bild 22:** Vergleich des Querschnittstyps der BAB-Brücken der BAST-Liste und der BAB-Brücken der Stichprobe

erklären, dass die Bauwerke der BAST-Liste quasi ausschließlich unter Berücksichtigung bauwerksbezogener Kriterien ausgewählt wurden, während einige Länderbehörden zusätzlich Wert darauf legten, dass alle Brücken ausgewählter Streckenabschnitte nachgerechnet werden – somit auch kleinere Brücken mit plattenartigem Querschnitt.

Die unterschiedlichen Kriterien bei der Auswahl der vordringlich nachzurechnenden Bauwerke sind möglicherweise auch dafür eine Erklärung, dass in der Stichprobe mehr einfeldrige Bauwerke enthalten sind als in der BAST-Liste (siehe Bild 23). Es überwiegen die Brücken mit Überbauten als Durchlaufträger (Anteil jeweils über 80 %).

Von den einfeldrigen Brücken mit plattenartigem Querschnitt wurden einige in Stahlbetonbauweise ausgeführt. Vergleicht man die Anzahl der in Spannbeton- (= Spb) und Stahlbetonbauweise (= Stb) errichteten Bauwerke, so fällt auf, dass in der Stichprobe prozentual betrachtet etwas mehr Stahlbetonbrücken enthalten sind als in der BAST-Liste. Bezogen auf die Brückenfläche beträgt der Anteil der Spannbetonbrücken sowohl in der Stichprobe als auch in der BAST-Liste 99 % (siehe Tabelle 2).

Beim Vergleich der verwendeten Bauverfahren zeigen sich zwischen den Brücken der Stichprobe und der BAST-Liste keine gravierenden Unterschiede (siehe Bild 24). Zahlenmäßig dominieren jeweils die Brücken, deren Überbau auf einem Traggerüst errichtet wurde.

Bedingt durch den ähnlich großen Anteil an Brückenüberbauten, die statisch als Durchlaufträger wirken und abschnittsweise hergestellt wurden, ist der Anteil der Bauwerke mit Koppelfuge(n) in der Stichprobe und in der BAST-Liste ähnlich groß (siehe Tabelle 3).

Aus Bild 25 geht hervor, dass die in der Stichprobe und der BAST-Liste enthaltenen Spannbetonbrücken größtenteils keine spannungsrissskorrosionsgefährdeten Spannglieder enthalten. Es sei allerdings darauf hingewiesen, dass zu einigen Spann-

	in % der Gesamtanzahl		in % der Gesamtbrückenfläche	
	Spb	Stb	Spb	Stb
90 BAB-Brücken Stichprobe	92 %	8 %	99 %	1 %
1.198 BAB-Brücken BAST-Liste	97 %	3 %	99 %	1 %

Tab. 2: Vergleich der Bauweise der BAB-Brücken der BAST-Liste und der BAB-Brücken der Stichprobe

	in % der Gesamtanzahl	
	Koppelfugen vorhanden	ohne Koppelfugen
90 BAB-Brücken Stichprobe	56 %	44 %
1198 BAB-Brücken BAST-Liste	59 %	41 %

Tab. 3: Vergleich der prozentualen Anteile der Bauwerke mit und ohne Koppelfugen (Grundlage: Stichprobe und BAST-Liste)

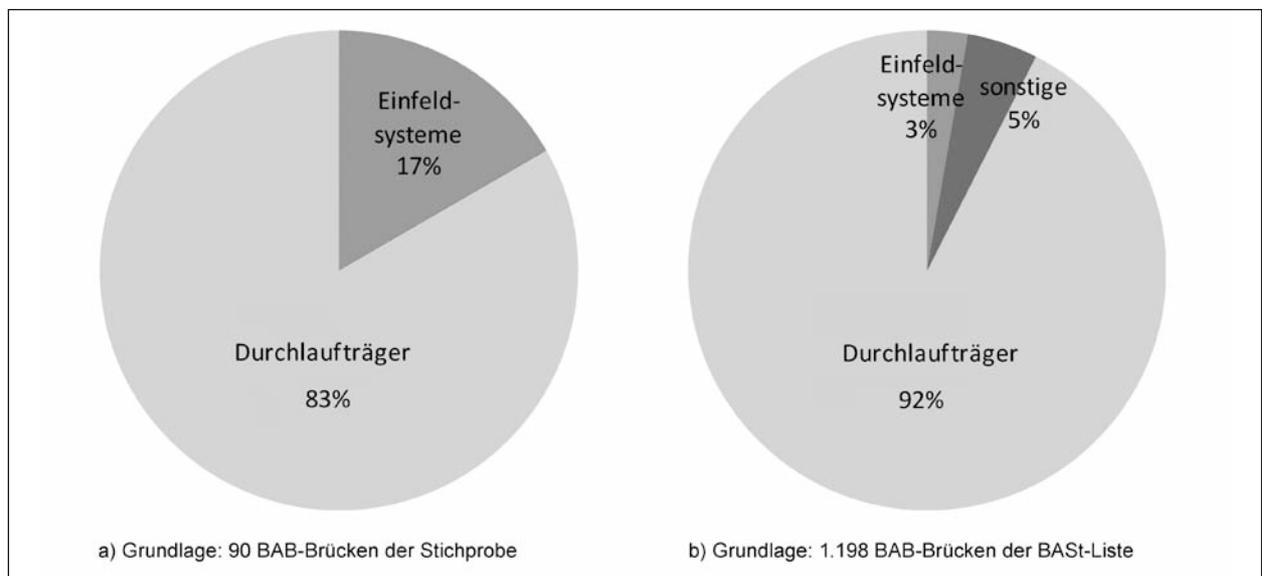
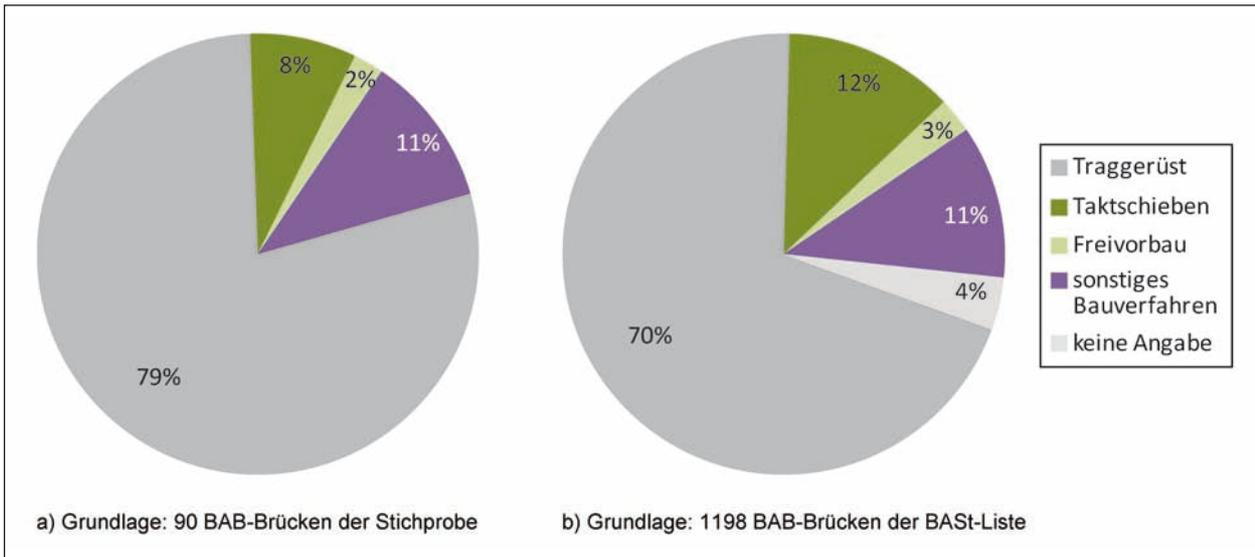
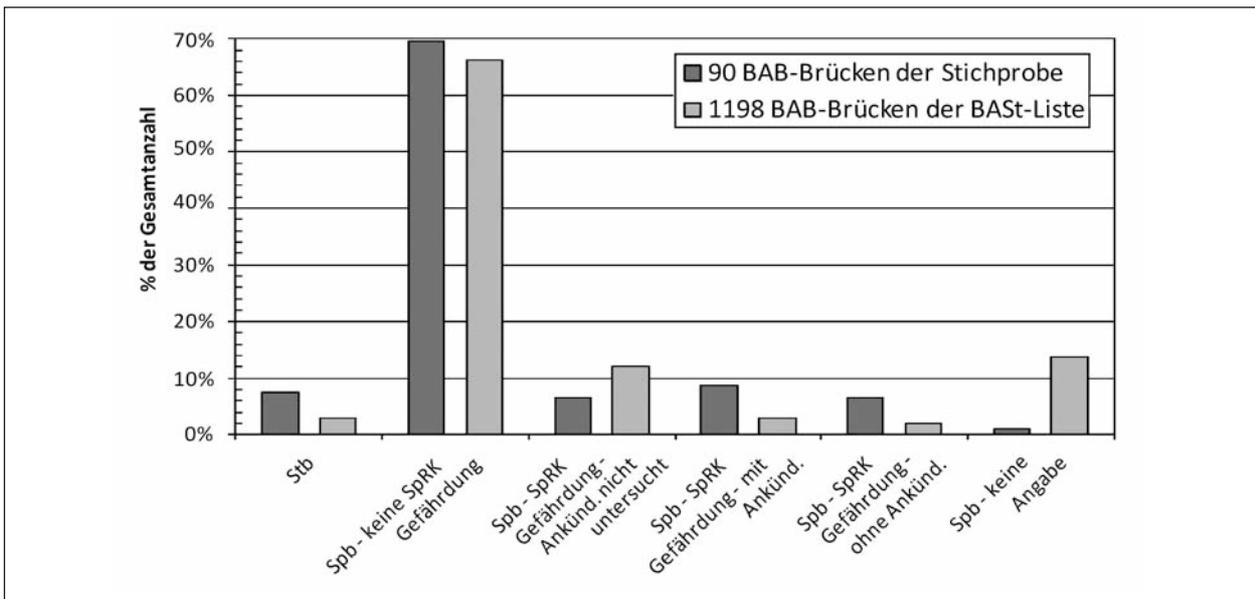


Bild 23: Vergleich des Tragsystems der BAB-Brücken der BAST-Liste und der BAB-Brücken der Stichprobe



**Bild 24:** Vergleich der Bauverfahren der BAB-Brücken der BAST-Liste und der BAB-Brücken der Stichprobe



**Bild 25:** Vergleich der Spannungsrissskorrosionsgefährdung der BAB-Brücken der BAST-Liste und der BAB-Brücken der Stichprobe

betonbrücken aus der BAST-Liste keine Angaben zur SpRK-Gefährdung vorliegen.

Abschließend werden in Bild 26 die sogenannten Prioritätszahlen Z der BAB-Brücken der Stichprobe und der BAST-Liste verglichen (Berechnung der Prioritätszahlen: siehe Kapitel 2.4). Es zeigt sich, dass die Prioritätszahlen der Brücken der Stichprobe im Mittel geringfügig größer ausfallen als die Z-Zahlen der Brücken der BAST-Liste.

Zusammenfassend kann festgestellt werden, dass die Betonbrücken, zu denen dem Forschungsnehmer Nachrechnungsergebnisse vorliegen, zwar nicht den gesamten Betonbrückenbestand in Deutschland repräsentieren, jedoch im Vergleich zu den rund 1.200 BAB-Brücken der BAST-Liste keine Auswahl besonders „kritischer“ Brücken darstellen. Die vorliegende Stichprobe dürfte die in Phase I zu untersuchenden Betonbrücken recht gut repräsentieren.

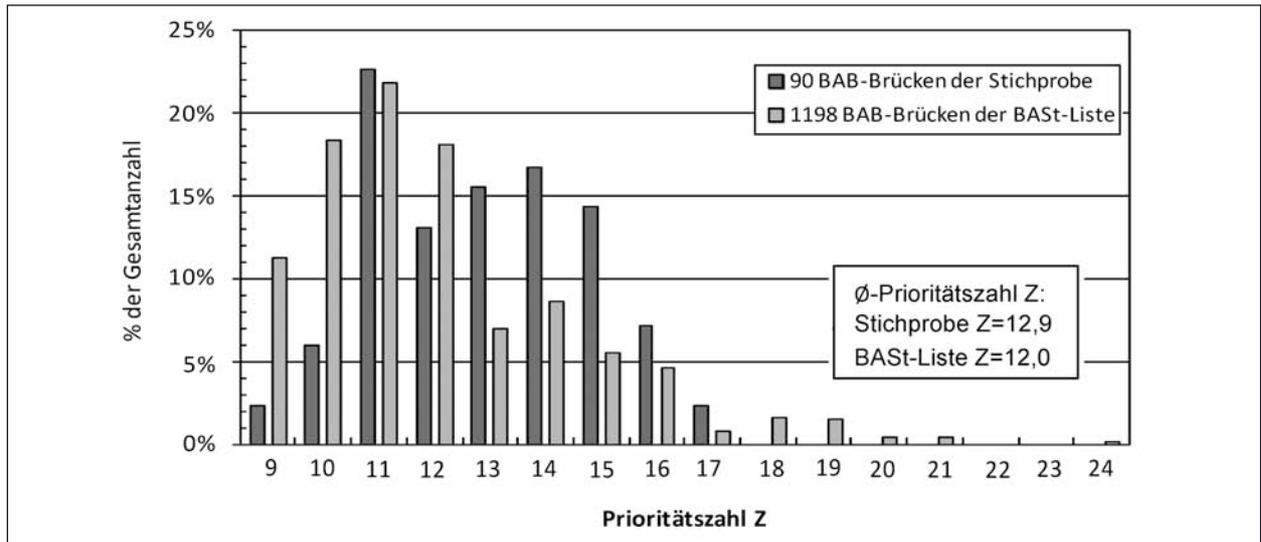


Bild 26: Vergleich der Prioritätszahlen der BAB-Brücken der BAST-Liste und der BAB-Brücken der Stichprobe

### 3 Auswertung der vorhandenen Nachrechnungsergebnisse

#### 3.1 Datenbank und Auswertungskriterien

Die Ergebnisse der Brückennachrechnungen wurden dem Forschungsnehmer größtenteils in Form von Ergebnistabellen gemäß Anlage 2 der Nachrechnungsrichtlinie zur Verfügung gestellt. Da aus den Formblättern – u. a. bedingt durch das vorgegebene Format nicht zwingend alle im Zuge der Nachrechnung festgestellten rechnerischen Defizite hervorgehen, kann die in diesem Kapitel dokumentierte Auswertung von Nachrechnungsergebnissen zwar wichtige Anhaltspunkte, jedoch kein umfassendes Bild über rechnerisch nicht erfüllte

Nachweise liefern. Weiter ist zu beachten, dass die Formblätter keine Informationen darüber enthalten, in wie weit nur vermeintlich repräsentative Schnitte untersucht wurden, oder ob lückenlos über die Bauwerkslänge z. B. die erforderliche Bewehrung der tatsächlich laut Bewehrungsplänen angeordneten gegenübergestellt wurde.

Im Zuge der Datensammlung zeigte sich, dass insbesondere bei den in Tabelle 4 aufgeführten Nachweisen rechnerische Defizite festzustellen waren. Als rechnerisches Defizit werden Nachweise gewertet, die weder in Stufe 1 noch in Stufe 2 erbracht werden konnten.

Die Angaben in den (vollständig ausgefüllten) Formblättern erlauben quantitative Aussagen zur prozentualen Überschreitung einer Grenzzu-

Nachweis	Erläuterung	Defizitermittlung
$V_{Rd}$	Querkraft Längsrichtung (inkl. Anteil Torsion)	$(erfA_s - vorh A_s)/vorh A_s$ [%]
$V_{Rd,Quer}$	Querkraft Querrichtung	$(erfA_s - vorh A_s)/vorh A_s$ [%]
GA	Gurtanschluss	$(erfA_s - vorh A_s)/vorh A_s$ [%]
TL	Torsionslängsbewehrung	$(erfA_s - vorh A_s)/vorh A_s$ [%]
Erm.	Ermüdung außerhalb von Koppelfugen	$vorh \Delta\sigma/zul \Delta\sigma$ [%]
Erm.-Kop.	Ermüdung in den Koppelfugen	$vorh \Delta\sigma/zul \Delta\sigma$ [%]
SpRK	Ankündungsverhalten Spannungsrissskorrosion	Defizit 0 % oder 100 % [%]
M	Biegetragfähigkeit in Längsrichtung	$(erfA_s - vorh A_s)/vorh A_s$ [%]
$M_Q$	Biegetragfähigkeit in Querrichtung	$(erfA_s - vorh A_s)/vorh A_s$ [%]
$\sigma_D$	Dekompression	$\sigma_{ct, vorh} / f_{ctk; 0,05}$ [%]

Tab. 4: Übersicht über typische, in Stufe 1 und 2 nicht erbrachte Nachweise

standsbedingung. Nach dem in Tabelle 5 dargestellten Schema wurde daher eine Einteilung in Defizitklassen vorgenommen, die es ermöglichen soll, große und weniger große Überschreitungen von Nachweisgrenzen/Widerständen rasch identifizieren zu können. Grundlage für die Einteilung waren – bis auf wenige Ausnahmen, bei denen keine Unterscheidung zwischen Stufe 1 und 2 vorgenommen wurde – die Ergebnisse der Nachweisstufe 2.

Die vorhandenen Angaben zu den nachgerechneten Bauwerken und zu den Nachrechnungsergebnissen (u. a. gewichtete, rechnerische Defizite) wurden strukturiert in einer elektronischen Datenbank zusammengestellt. Auszüge aus dieser Datenbank sind in Anhang 7.1 abgedruckt. Eine Übersicht über die in der Datenbank enthaltenen Angaben/Auswertungsparameter geht aus Tabelle 6 hervor.

Angaben zu den in Stufe 2 verwendeten Stellschrauben sind wichtig für die Beurteilung von rech-

nerischen Defiziten und für die Überprüfung der Vergleichbarkeit der Nachrechnungsergebnisse verschiedener Brücken. Auf welche Stufe-2-Regelungen bei der Nachrechnung zurückgegriffen wurde, geht leider nur selten aus den Formblättern hervor. In einigen Fällen wurden dem Forschernehmer ergänzende Informationen zur Verfügung gestellt. Diese sind in der Datenbank enthalten.

Wie bereits erwähnt, stellen rechnerische Defizite in Nachweisstufe 2 nicht automatisch ein tatsächliches, sicherheitsrelevantes Defizit dar. Die Formblätter enthalten – bis auf sehr wenige Ausnahmen – keine Informationen zur weiteren Vorgehensweise bei in Stufe 2 festgestellten rechnerischen Defiziten. Welche Vorgehensweise basierend auf den Nachrechnungsergebnissen empfohlen bzw. verfolgt wurde (z. B. Ertüchtigung, Ersatzneubau, detailliertere Nachweisführung), konnte in einigen Fällen in Zusatzdokumenten, die dem Forschernehmer nachträglich zugesandt wurden, nachgelesen werden.

Defizitklasse	Vorhandene Defizite
1	< 10 % (leichte Überschreitung)
2	10 % – 20 %
3	20 % – 50 %
4	50 % – 100 %
5	> 100 % (große Überschreitung)

Tab. 5: Einteilung der Defizitklassen

## 3.2 Rechnerische Defizite in Nachweisstufe 2

### 3.2.1 Übersicht

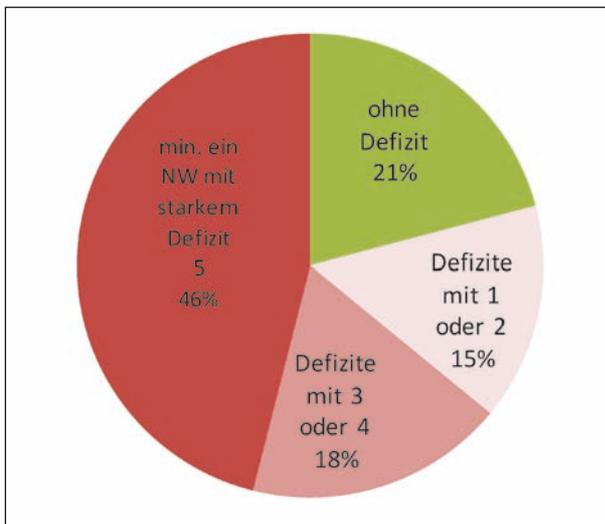
Basierend auf den vorhandenen Nachrechnungsergebnissen und der im vorigen Kapitel beschriebenen Gewichtung von Überschreitungen können zunächst einmal folgende Aussagen getroffen werden:

Angaben Bauwerk	Angaben Nachrechnung
Baujahr	Gewichtete rechnerische Defizite
Bauweise	Verwendete Stellschrauben in Stufe 2
Bauwerkszustand (SiB-Noten: S, V, D)	Ankündigungsverhalten (SpRK)
Schräggrisse + Koppelfugenrisse ( $S_{max}$ )	Nachweisklasse
Geometrie (Länge, Breite, max. Stützweite)	Handlungsempfehlung nach der Nachrechnung
Querschnitt	Ziellastniveau
Tragsystem	normative Grundlage
Brückenklasse	
Nutzung (Bundesautobahn, Bundes-, Land-, Kreisstraße)	
Bauverfahren	
Spannverfahren	
eingebauter Betonstahl	
erfolgte Ertüchtigungsmaßnahmen	

Tab. 6: Übersicht – Angaben/Auswertungsparameter in der Datenbank

- Bei knapp der Hälfte aller nachgerechneten Betonbrücken wurde mindestens einer der in Tabelle 4 aufgeführten Nachweise in Stufe 2 bei weitem nicht erbracht (Überschreitung > 100 %, d. h. Defizit 5) (siehe Bild 27).
- Nur bei etwa 20 % der nachgerechneten Bauwerke wurden in Stufe 1 und 2 der NR-Ril alle Nachweise erbracht (siehe Bild 27).

Aus den in Stufe 2 nicht erfüllten Nachweisen resultiert ein zusätzlicher Aufwand. Die weiteren



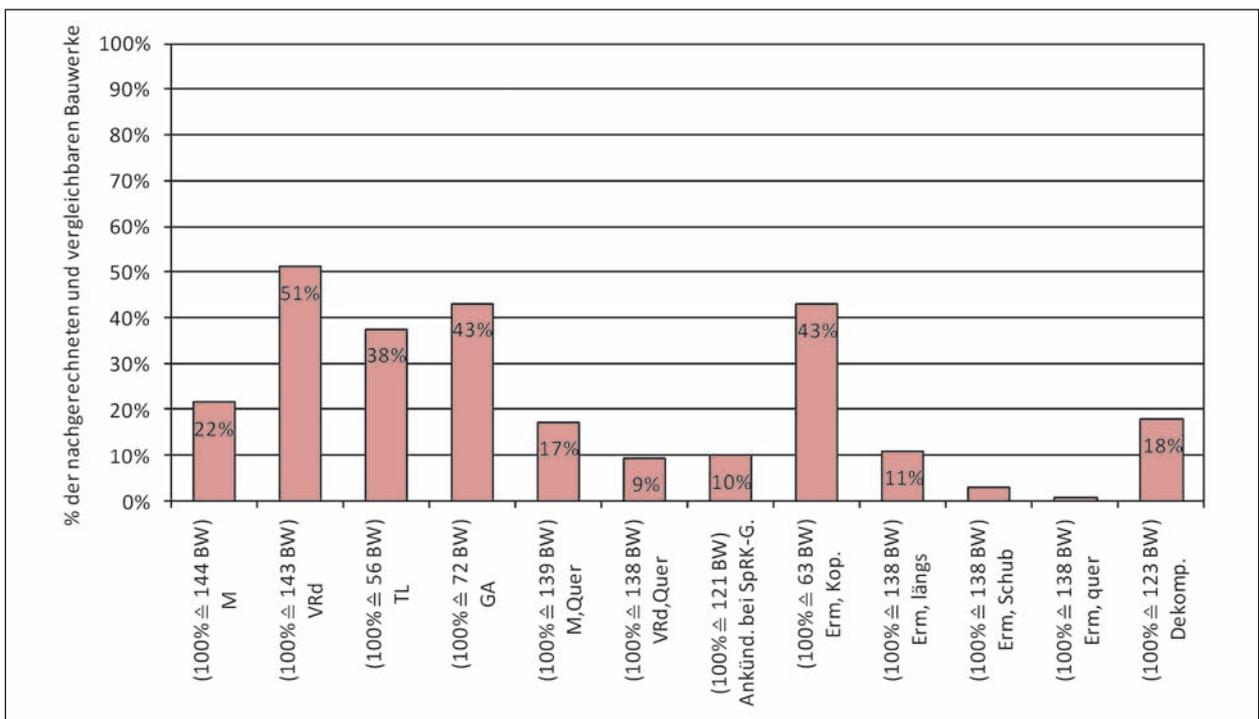
**Bild 27:** Verteilung festgestellter rechnerischer Defizite in Nachrechnungsstufe 2

Schritte sind – wie in der NR-Ril vorgesehen – zwischen dem Aufsteller der statischen Nachrechnung und der zuständigen Behörde abzustimmen. Klare Regelungen zur Vorgehensweise in Nachrechnungsstufe 3 und 4 existieren bisher nicht. Hier besteht ein dringender Nachholbedarf.

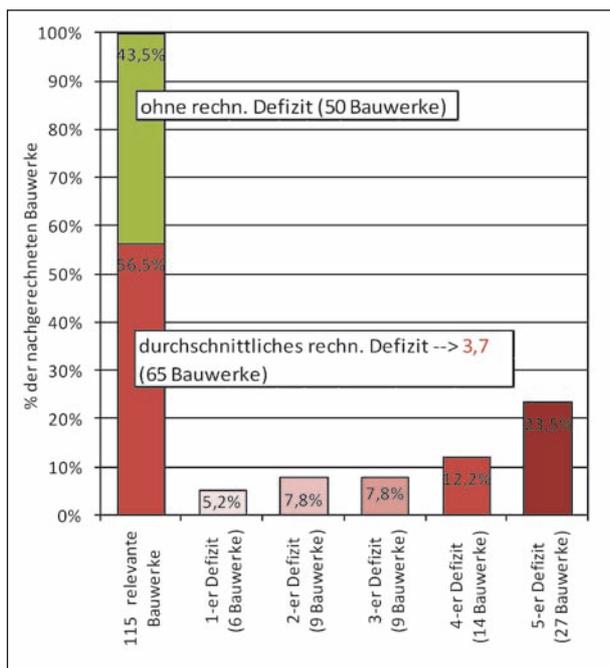
Bild 28 zeigt die Häufigkeit unterschiedlicher rechnerischer Defizite. Bei der Betrachtung des Diagrammes ist zu beachten, dass sich die Anzahl der Nachweis-Kategorie (= Säule im Diagramm) vergleichbaren Bauwerke unterscheiden. Die von Säule zu Säule unterschiedliche Anzahl an vergleichbaren Bauwerken ist darauf zurückzuführen, dass bestimmte Nachweise nur für Spannbetonbrücken relevant sind (nicht für Stahlbetonbrücken), einige Spannbetonbauwerke keine Koppelfugen enthalten und in einigen Fällen keine Angaben vorliegen. Auf die Nachweise, die in Stufe 2 häufig nicht erbracht werden konnten, wird im Weiteren ausführlicher eingegangen.

### 3.2.2 Querkraft

Von den 115 Überbauten mit rechnerisch erforderlicher Querkraftbewehrung weisen 65, d. h. ca. 57 %, rechnerisch (in Stufe 2) Defizite bei der Querkrafttragfähigkeit auf – davon 27 mit einem Defizit über 100 % (in diesen Fällen ist die rechnerisch erforderliche Querkraftbewehrungsmenge mehr als



**Bild 28:** Prozentuale Verteilung rechnerischer Defizite in Stufe 2 (jeweils bezogen auf die Anzahl vergleichbarer Bauwerke)



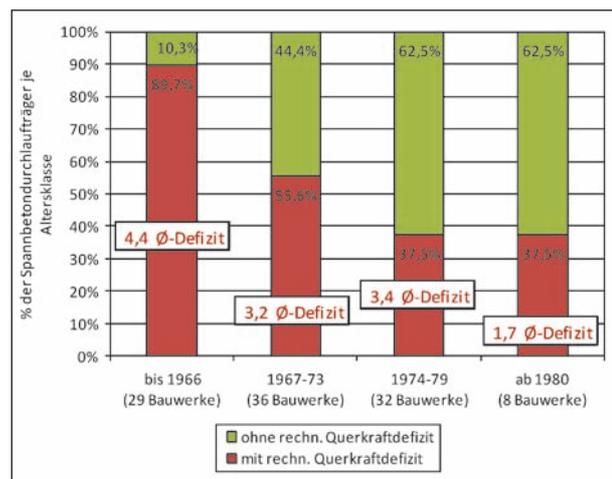
**Bild 29:** Querkraftnachweise – rechnerische Defizitverteilung aller vergleichbaren Bauwerke mit rechnerisch erfassten Querkraftbewehrung

doppelt so groß, wie die vorhandene, anrechenbare Bewehrungsmenge) (siehe Bild 29).

Der Anteil der Bauwerke mit rechnerischen Querkrafttragfähigkeitsdefiziten in Stufe 2 fällt mit 58 % noch etwas größer aus, wenn nur die 105 nachgerechneten Spannbetondurchlaufträger mit rechnerisch erforderlicher Querkraftbewehrung betrachtet werden.

Zum Vergleich sei erwähnt, dass (nur) 30 % der 27 Plattentragwerke in Stufe 2 rechnerische Querkrafttragfähigkeitsdefizite aufweisen. Rechnerische Defizite sind hier in der Regel nur dann festzustellen, wenn rechnerisch eine Querkraftbewehrung erforderlich ist.

Die Angaben in Bild 30 bestätigen den in HEGGER et al. (2009) aufgezeigten Zusammenhang zwischen der normativen Entwicklung und den bei der Nachrechnung festgestellten rechnerischen Defiziten. Von den vor 1966 hergestellten Spannbetondurchlaufträgern weisen ca. 90 % große rechnerische Querkrafttragfähigkeitsdefizite auf. Zu beachten ist hierbei, dass teilweise versucht wurde, den Nachweis der Querkrafttragfähigkeit mit reduzierten Lasten oder unter Berücksichtigung von Verstärkungen (z. B. vertikale Stegspannglieder) zu führen. Von den acht nach 1980 hergestellten Spannbetondurchlaufträgern weisen fünf überhaupt kein Defizit und zwei nur ein sehr geringes rechnerisches



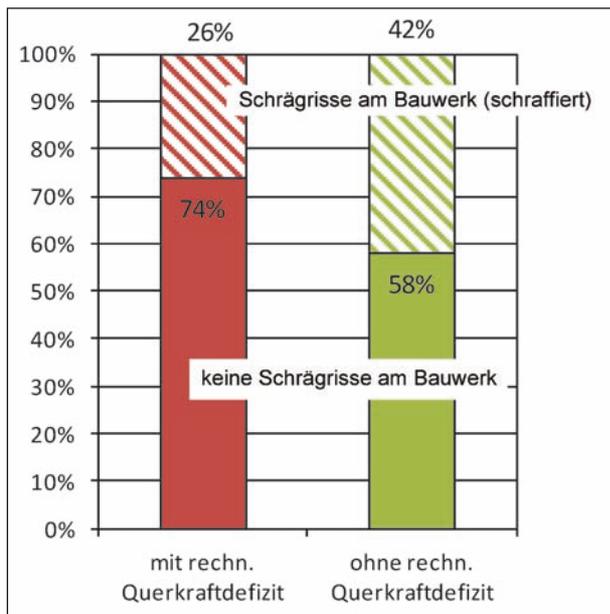
**Bild 30:** Spannbetondurchlaufträger mit rechnerischen Querkrafttragfähigkeitsdefizit – prozentuale Übersicht der Bauwerke je Altersklasse

risches Defizit auf. Bei einer Brücke mit Hohlkastenquerschnitt wurden neben dem Querkraftnachweis (Defizit 3) auch weitere Nachweise (z. B. Torsion, Gurtanschluss) deutlich nicht erbracht.

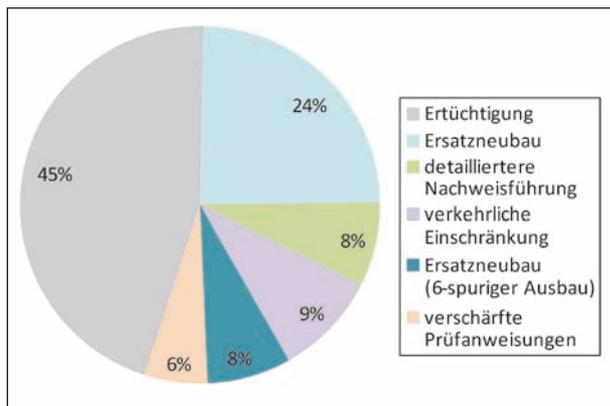
Es sei erwähnt, dass die Angabe des durchschnittlichen rechnerischen Defizites lediglich andeuten soll, ob Nachweise in der Regel nur knapp (Defizit 1) oder bei weitem nicht eingehalten sind (Defizit 5). Eine direkte Umrechnung in durchschnittliche, prozentuale Defizite ist nicht möglich.

Wie bereits erwähnt, bedeuten rechnerische Defizite bei Stufe-2-Nachweisen nicht zwangsläufig, dass die Tragfähigkeit der Bauwerke tatsächlich eingeschränkt oder ihre Standsicherheit gefährdet ist. Im Zusammenhang mit der Querkrafttragfähigkeit gilt es zu bedenken, dass die normativen Nachweise auf zahlreichen, vereinfachenden Betrachtungen beruhen, die sich im Grunde genommen nur bedingt auf unterschiedliche Querschnittsformen und Tragsysteme übertragen lassen (siehe z. B. HUBER et al. 2012).

Wichtige Anhaltspunkte für die Beurteilung der Tragfähigkeit können Rissbilder bzw. Rissverläufe liefern. So wurde in der Datenbank das Vorhandensein von Schrägrissen im Überbau (Steg) und die zugehörige S-Note für die Standsicherheit vermerkt (Grundlage: Angaben in den Bauwerksbüchern). Die Darstellung in Bild 31 lässt allerdings keinen systematischen Zusammenhang zwischen dem Vorhandensein von Schrägrissen (im Steg) und der rechnerischen Querkrafttragfähigkeit erkennen. Die Aussagekraft der Darstellung wird jedoch dadurch eingeschränkt, dass die Zuordnung zwischen



**Bild 31:** Zusammenhang zwischen beobachteten Schrägrissen am Bauwerk (Balken/Steg) und rechnerischen Stufe-2-Querkrafttragfähigkeitsdefiziten (Grundlage: 115 Betonbrücken mit rechnerisch erfassten Querkraftbewehrung)



**Bild 32:** Vorgeschlagene Maßnahmen für Bauwerke mit rechnerischem Querkraftdefizit (Stufe 2) (Grundlage: 54 Bauwerke)

einem beobachteten Riss (oder Schrägriss) und der Entstehungsursache nicht aus den vorliegenden Rissdokumentationen hervorgeht. Die Zuordnung zwischen echten Schubrisen und rechnerischen Querkrafttragfähigkeitsdefiziten wäre aussagekräftiger.

Erwähnt sei, dass lediglich in einem Fall ein Schrägriss mit der Note  $S = 2$  bewertet wurde. Es handelt sich dabei um ein Bauwerk bei dem im Zuge der Nachrechnung kein rechnerisches Querkrafttragfähigkeitsdefizit festgestellt wurde. In zwei Fällen wurde ein Schrägriss mit  $S = 1$  bewertet, in allen anderen Fällen mit  $S = 0$ .

Warum bei vielen Bauwerken mit rechnerischem Querkrafttragfähigkeitsdefizit keine Schubrisse detektiert wurden, kann (u. a.) folgende Ursachen haben:

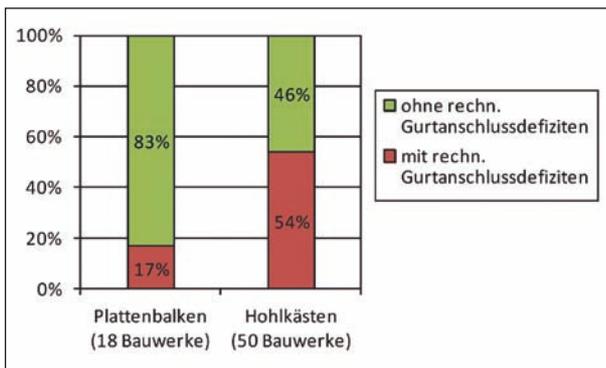
- Die Einwirkungen auf den Überbau waren zum Zeitpunkt der Rissaufnahme (oder davor) kleiner als im Rahmen der Nachrechnung angenommen.
- Die vorhandenen Risse wurden im Zuge der Bauwerksprüfung nicht entdeckt oder falsch dokumentiert (Anmerkung: Die Bereiche mit rechnerischen Defiziten sind dem Bauwerksprüfer i. d. R. nicht bekannt. Bedingt durch die Staffelung der Bügelbewehrung über die Brückenlänge können auch auflagerferne Bereiche kritisch sein.)
- Die Betonzugfestigkeit war zum Zeitpunkt der Rissaufnahme und davor größer als die vorhandene Zugspannung.
- Das Rechenmodell bildet das Tragverhalten nicht wirklichkeitsnah ab.

Basierend auf der Beobachtung, dass bei einer Brücke bisher keine Schubrisse vorhanden sind, lässt sich (normalerweise) nicht ableiten, ob das normativ geforderte Sicherheitsniveau erreicht wird (Ausnahme: Bei kleineren Brücken werden z. B. durch Belastungsversuche und Messungen quantitative Aussagen ermöglicht.).

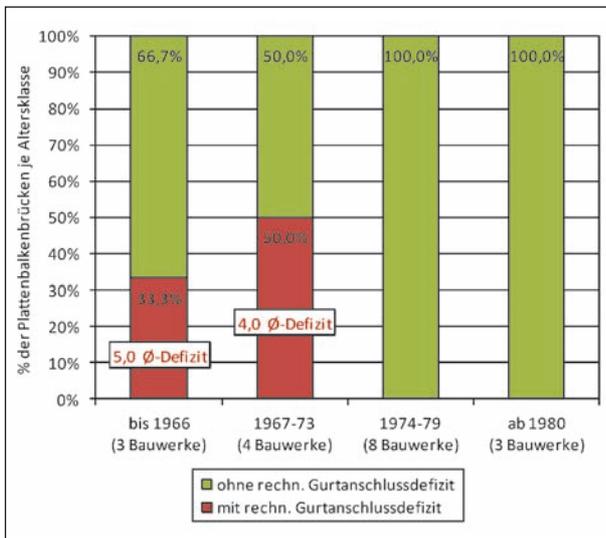
In Bild 32 werden die Maßnahmen angedeutet, die vorgeschlagen wurden, nachdem in Stufe 2 rechnerische Defizite bei der Querkrafttragfähigkeit festgestellt wurden. Da nicht zu allen Nachrechnungen ausreichende Informationen vorliegen, basiert die Darstellung lediglich auf Angaben zu 54 von 65 Bauwerken mit rechnerischem Querkrafttragfähigkeitsdefizit (siehe Bild 29). Es sei vorweggenommen, dass bei einigen der 54 Bauwerke neben der Querkrafttragfähigkeit weitere rechnerische Defizite festgestellt wurden.

### 3.2.3 Gurtanschluss

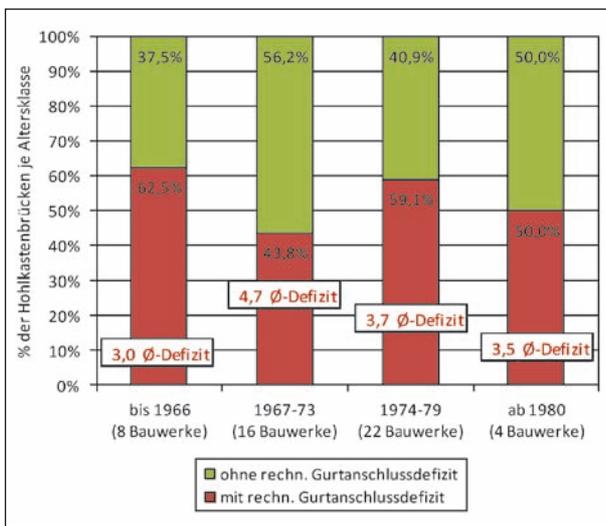
Die Auswertung der Gurtanschlussnachweise erfolgt für 68 Bauwerke – davon 50 mit Hohlkasten- und 18 mit Plattenbalkenquerschnitt. Aus Bild 33 geht hervor, dass der Nachweis der Gurtanschlussbewehrung häufiger bei Überbauten mit Hohlkastenquerschnitt nicht erfolgreich geführt werden konnte als bei Überbauten mit Plattenbalkenquerschnitt.



**Bild 33:** Anteil der nachgerechneten Bauwerke mit rechnerischem Gurtanschlussdefizit in Stufe 2 – getrennt für Bauwerke mit Hohlkasten- und Plattenbalkenquerschnitt



**Bild 34:** Gurtanschlussnachweise für Brücken mit Plattenbalkenquerschnitt: rechnerische Defizite in Stufe 2 je Altersklasse



**Bild 35:** Gurtanschlussnachweise für Brücken mit Hohlkastenquerschnitt: rechnerische Defizite in Stufe 2 je Altersklasse

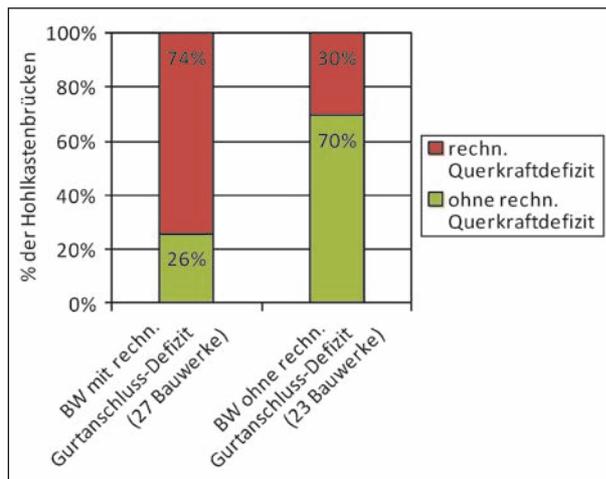
Analog zu den Querkraftnachweisen änderten sich in den verschiedenen relevanten Bemessungsnormen auch die Nachweisformate für die Bemessung von Zug- und Druckgurtanschlüssen. Die in Bild 30 zu beobachtende Tendenz, dass rechnerische Defizite vorwiegend bei älteren Bauwerken auftreten, zeigt sich auch beim Gurtanschlussnachweis für Überbauten mit Plattenbalkenquerschnitt (siehe Bild 34). Zu erwähnen ist, dass überhaupt nur bei drei von 18 Plattenbalkenbrücken rechnerische Defizite beim Gurtanschlussnachweis festgestellt wurden. In diesen drei Fällen ist die rechnerisch erforderliche Gurtanschlussbewehrung jedoch deutlich größer als die vorhandene, anrechenbare Bewehrungsmenge (Hinweis: Bei diesen drei Brücken wurden auch große rechnerische Querkrafttragfähigkeitsdefizite festgestellt.)

Bei 27 von 50 Brücken mit Hohlkastenquerschnitt (= 54 %) wurden rechnerische Defizite festgestellt, und zwar meist sehr große (d. h. erforderliche Gurtanschlussbewehrungsmenge deutlich größer als die vorhandene Bewehrungsmenge). Die Defizithäufigkeit scheint jedoch – wie in Bild 35 dargestellt – unabhängig vom Baujahr zu sein.

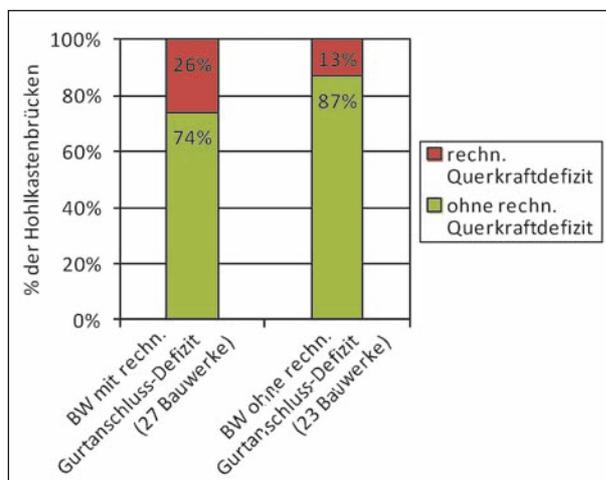
Bei genauer Betrachtung der nachträglich erhaltenen Nachrechnungsunterlagen zeigte sich, dass die größten Defizite (i. d. R.) beim Nachweis von Druckgurtanschlüssen im Stützbereich von Durchlaufträgern festzustellen sind. Für 24 Bauwerke mit ausreichenden Angaben weist dieser Nachweis bis auf eine Ausnahme das größte rechnerische Defizit auf. Lediglich bei dieser einen Ausnahme ergibt sich beim Nachweis des Zuggurtanschlusses der Fahrbahnplatte im Stützbereich das größte rechnerische Defizit (Vierfeldträger mit 1-zelligem Hohlkastenquerschnitt, Baujahr 1964). In einem weiteren Fall konnte zusätzlich zum oben genannten Druckgurtanschluss im Stützbereich der Druckgurtanschluss im Feldbereich nicht erfolgreich nachgewiesen werden (Dreifeldträger mit 1-zelligem Hohlkastenquerschnitt, Baujahr 1967). Bei zwei Brücken konnte der Zuggurtanschluss im Feldbereich – zusätzlich zum Druckgurtanschluss im Stützbereich – nicht abschließend in Stufe 2 geführt werden (Siebenfeldträger mit 1-zelligem Hohlkastenquerschnitt Baujahr 1983 und Siebenfeldträger mit 1-zelligem Hohlkastenquerschnitt Baujahr 1960). Warum häufig beim Nachweis des Druckgurtanschlusses im Stützbereich von Durchlaufträgern größere rechnerische Defizite festzustellen sind als in anderen Bereichen, wird in Kapitel 4.3.3 aufgezeigt. Hingewiesen wird dort auch auf alternative Nachweismöglichkeiten (ab Stufe 2).

Erwähnt sei, dass bei den Brücken mit Hohlkastenquerschnitt, bei denen der Querkraftnachweis nicht erfolgreich geführt werden konnte, häufig auch rechnerische Defizite beim Gurtanschlussnachweis festzustellen sind (siehe Bild 36).

Ein ähnlicher Zusammenhang besteht zwischen rechnerischen Defiziten beim Gurtanschlussnachweis und beim Nachweis der Querbiegetragfähigkeit (siehe Bild 37). Die sieben der 27 Bauwerke die gleichzeitig auch rechnerische Defizite bei der Querbiegetragfähigkeit aufweisen, wurden zwischen den Jahren 1960 und 1983 erbaut. Bei vier der sieben Brücken ist die Querbiegebewehrung in der Bodenplatte rechnerisch nicht ausreichend. In zwei Fällen trifft dies auf die Querbiegebewehrung der Fahrbahnplatte zu. Allerdings geht in diesen beiden Fällen aus den vorliegenden Unterlagen nicht hervor, ob die vorhandene Quervorspannung angesetzt wurde. Bei der siebten Brücke ist die



**Bild 36:** Zusammenhang zwischen Querkraft- und Gurtanschlussnachweisen – kombinierte Defizite



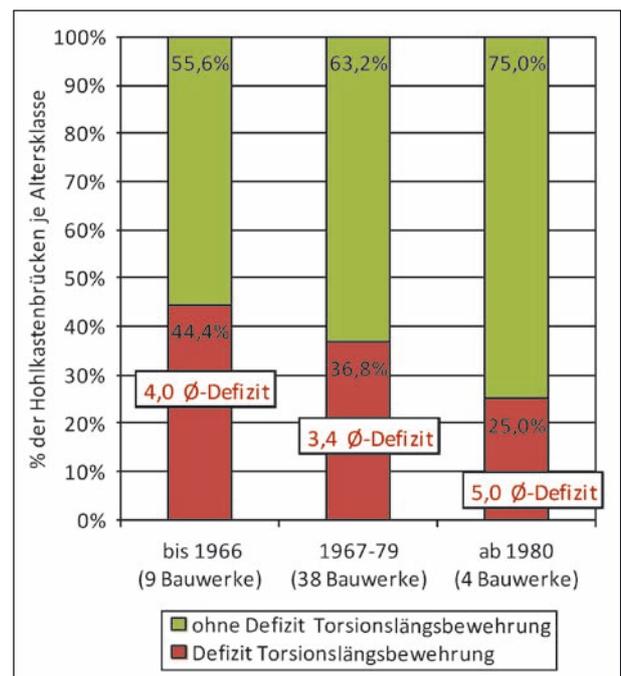
**Bild 37:** Zusammenhang zwischen Gurtanschluss- und Querbiegetragfähigkeitsnachweisen – kombinierte Defizite

Querbiegebewehrungsmenge in mehreren Nachweisschnitten rechnerisch unzureichend (Steg, Boden- und Fahrbahnplatte).

Den Formblättern ist nicht zu entnehmen, ob diese Überprüfungen über die gesamte Bauwerkslänge unter Beachtung von Bewehrungsabstufungen stattfanden (Hinweis: Aus anderen Untersuchungen ist bekannt, dass häufig die größten Defizite (z. B.  $\alpha_{s,erf}$ ) im Bereich von Bewehrungsabstufungen außerhalb typischer, kritischer Schnitte liegen.).

### 3.2.4 Torsionslängsbewehrung

Für 56 Bauwerke liegen Ergebnisse zum Nachweis der Torsionslängsbewehrung vor. Da rechnerische Defizite in der Nachrechnungsstufe 2 hauptsächlich bei mehrfeldrigen Spannbetonbrücken mit Hohlkastenquerschnitt festgestellt wurden, werden im Folgenden – zur besseren Vergleichbarkeit – nur diese (51 Bauwerke) näher betrachtet. Bei 19 von diesen 51 Bauwerken (ca. 37 %) wurde in Nachrechnungsstufe 2 festgestellt, dass die vorhandene Torsionslängsbewehrungsmenge kleiner ist als die rechnerisch erforderliche. Alle 19 Brücken mit rechnerischem Defizit wurden unter Zugrundelegung des Lastmodells LM1 (nach DIN-FB 101 (2009-03)) nachgerechnet (ursprüngliche Brückenklasse jeweils BK 60). Bild 38 zeigt die Defizitverteilung dieser Bauwerke gegliedert nach



**Bild 38:** Torsionslängsbewehrungsnachweise für mehrfeldrige Spannbetonbrücken mit Hohlkastenquerschnitt: rechnerische Defizite in Stufe 2 je Altersklasse

Altersklassen. Demnach treten rechnerische Defizite nicht nur bei älteren, vor 1980 errichteten Bauwerken auf. Unter den vier Bauwerken, die nach 1980 erbaut wurden, befindet sich allerdings nur ein Bauwerk mit rechnerischem Defizit beim Nachweis der Torsionslängsbewehrung.

Die Vergleichbarkeit der Ergebnisse wird jedoch dadurch erschwert, dass es verschiedene Stellschrauben für den Nachweis der Torsionslängsbewehrung gibt und nur in 22 von 51 Fällen anhand ergänzender Unterlagen (i. d. R. Auszüge aus der statischen Berechnung) nachvollzogen werden konnte, welche dieser Stellschrauben tatsächlich verwendet wurden. Zu den verwendeten Stellschrauben zählen die Anpassung des Druckstrebenwinkels  $\theta$ , die Berücksichtigung vorhandener Längsdruckspannungen und die Anrechnung der Querschnittsfläche von Längsspanngliedern. Bei der Anrechnung der Längsspannglieder auf die vorhandene Torsionslängsbewehrung ist zu beachten, dass hierzu eine Zustimmung im Einzelfall erforderlich ist (siehe BAST-Erfahrungssammlung zur NR-Ril) (Hinweis: Nicht geregelt ist bisher, wo die Spannglieder im Querschnitt angeordnet sein müssen, um angerechnet werden zu können.).

Für den Druckstrebenwinkel  $\theta$  gilt nach DIN-Fachbericht 102 im Zusammenhang mit der Torsionsbemessung Folgendes: eine flach geneigte Druckstrebe ( $\theta < 45^\circ$ ) führt im Vergleich zu einem Fachwerk mit  $\theta < 45^\circ$  zu einer geringeren Torsionsbügelbewehrungsmenge, jedoch zu einer erhöhten Torsionslängsbewehrungsmenge. Gemäß Abschnitt 12.4.3.4 der NR-Ril darf der Druckstrebenwinkel für den getrennten Nachweis der Torsionsbügel- und der Torsionslängsbewehrungsmenge auf einen unteren Grenzwert von  $30^\circ$  abgemindert werden. Welcher Druckstrebenwinkel der Bemessung zugrunde liegt, konnte bei 19 der 51 Bauwerke anhand zusätzlicher Dokumente nachvollzogen werden: In zwölf Fällen wurde der gleiche Winkel wie beim Querkraftnachweis angesetzt. Dieser betrug bei zehn Brückennachrechnungen  $21,8^\circ$  ( $\cot \theta = 2,5$ ). Bei zwei Brücken wurden aufgrund der begrenzten Druckstreben Tragfähigkeit etwas steilere Winkel, nämlich  $30^\circ$  bzw.  $35^\circ$  gewählt. In sieben Fällen erfolgte der Nachweis der Torsionslängsbewehrung mit  $\theta = 45^\circ$ . Zwei dieser sieben Brücken wurden vor der Veröffentlichung der NR-Ril nach DIN 4227 nachgewiesen. Es sei darauf hingewiesen, dass die derzeitigen Regelungen zur Wahl des Druckstrebenwinkels nicht unumstritten sind und deshalb in einem aktuellen Forschungsprojekt

Optimierungsmöglichkeiten untersucht werden (FE 15.0482/2009/FRB, siehe auch Hinweise in Kapitel 4.3.4).

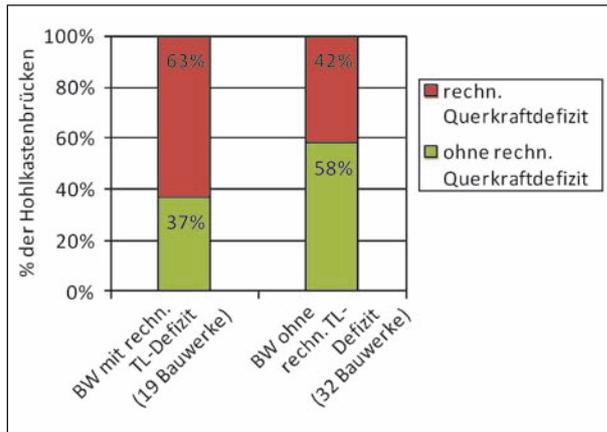
In Biegezugzonen ist die Torsionslängsbewehrung zusätzlich zur Biegezugbewehrung anzuordnen. In der Biegedruckzone ist keine zusätzliche Torsionslängsbewehrung erforderlich, wenn die Zugspannungen infolge Torsion kleiner sind als die Betondruckspannungen infolge Biegung. Von dieser Regelung wurde in zwölf von 22 Nachrechnungen (mit ergänzenden Unterlagen) Gebrauch gemacht. In diesen Fällen wurde die im relevanten Querschnitt vorhandene Längsdruckspannung in eine äquivalente Druckbewehrung umgerechnet und von der erforderlichen Torsionslängsbewehrung abgezogen.

Die Querschnittsfläche von Längsspanngliedern kann nur dann als vorhandene Torsionslängsbewehrung angerechnet werden, wenn folgende Voraussetzungen zutreffen (siehe BAST-Erfahrungssammlung zur NR-Ril):

- der Stahl der Längsspannglieder wird unter keiner Laststellung im Grenzzustand der Tragfähigkeit infolge einer überlagerten Beanspruchung aus Biege- und Torsionsmoment sowie Querkraft über den Bemessungswert der Streckgrenze hinaus beansprucht,
- im GZT für Torsion findet eine Rissbildung statt, die eine Zunahme der Spannungen im Spannstahl ermöglicht,
- die konstruktiven Regeln des DIN-Fachberichts 102 (2009-03) sind eingehalten,
- eine Zustimmung im Einzelfall liegt vor (analog zu Stufe-4-Nachweisen) (Hinweis: Empfehlungen zur Anrechenbarkeit von Spanngliedern, in Bezug auf die Lage im Querschnitt, werden in FE 15.0482/2009/FRB gegeben).

Anteile der Querschnittsfläche von Längsspanngliedern wurden in sieben von 22 Nachrechnungen (mit ergänzenden Unterlagen) als vorhandene Torsionslängsbewehrung angerechnet. In fünf der sieben Fälle konnte der Nachweis letztlich erfolgreich geführt werden und es verblieben keine rechnerischen Defizite. Bei den zwei weiteren Nachrechnungen konnte jeweils ein lokal begrenzter Bereich zwischen Stütz- und Feldquerschnitt nicht erfolgreich nachgewiesen werden.

Abschließend sei erwähnt, dass die Bauwerke mit rechnerischen Defiziten bei der Torsionslängs-



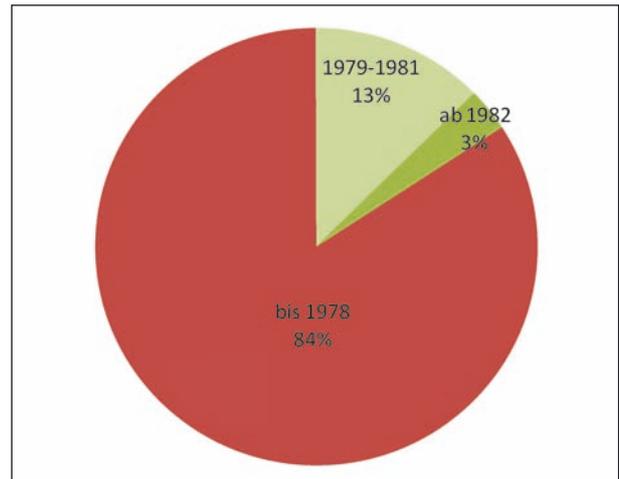
**Bild 39:** Zusammenhang zwischen Torsionslängsbewehrungs- und Querkrafttragfähigkeitsnachweisen – kombinierte Defizite

bewehrung häufig auch Defizite bei der Querkrafttragfähigkeit aufweisen (siehe Bild 39).

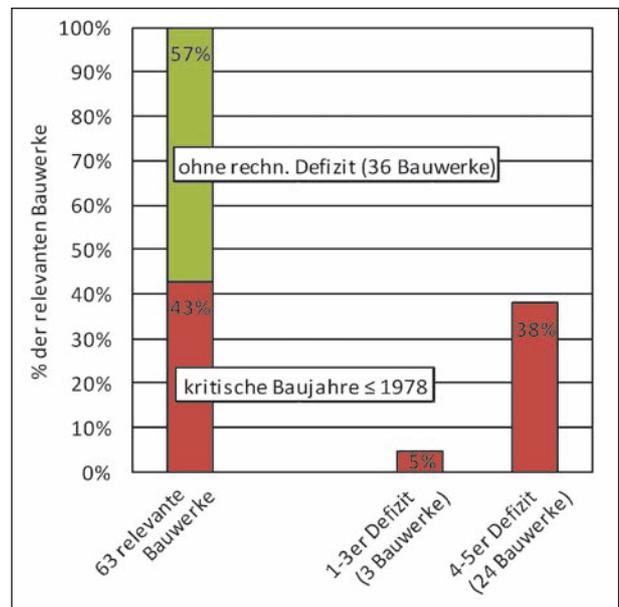
### 3.2.5 Ermüdung Koppelfuge

Die Altersverteilung der nachgerechneten Bauwerke, die zur Beurteilung der Koppelfugennachweise zur Verfügung stehen, ist in Bild 40 dargestellt. Die auswertbaren Brücken sind Spannbetonbrücken mit Koppelfugen, zu denen ausreichende und vollständige Angaben bezüglich der Ermüdungssicherheit im Koppelfugenbereich vorhanden sind.

Bild 41 zeigt die prozentuale Verteilung der Bauwerke mit Ermüdungsdefiziten in den Koppelfugen. Gemäß der NR-Ril (Abschnitt 12.7.1 (2)) sind hinsichtlich der Koppelfugenproblematik lediglich Bauwerke gefährdet, die vor 1981 errichtet wurden. Bauwerke, die nach der Einführung der DIN 4227:1979 und der ZTV-K 1980 erbaut wurden, weisen bei der Nachrechnung keine Koppelfugenprobleme mehr auf. Bei der Auswertung wird deutlich, dass sehr schnell auf den Schadensfall Hochbrücke Prinzenallee reagiert wurde (vgl. Kapitel 2.2). Die jüngste Brücke mit Ermüdungsproblemen im Bereich der Koppelfugen stammt aus dem Jahr 1978. Es ist davon auszugehen, dass schon im Bau befindliche Bauwerke aufgrund des Änderungsbescheides überarbeitet wurden und deshalb auch im Übergangsbereich von 1979 bis 1981 keine Koppelfugenprobleme bei den Nachrechnungen festgestellt wurden (Hinweis: Die Einstufung in Defizitklassen erfolgte über den Vergleich zwischen der größten schädigungsäquivalenten Schwingbreite  $\Delta\sigma_{s,eq}$  und der (zugehörigen) Schwingbreite  $\Delta\sigma_{Rsd}$ ).



**Bild 40:** Altersverteilung der nachgerechneten Spannbetonbauwerke mit Koppelfugen (insgesamt 63 relevante Bauwerke)



**Bild 41:** Ermüdungsnachweise in Koppelfugen für 63 Bauwerke: rechnerische Defizite in Stufe 2

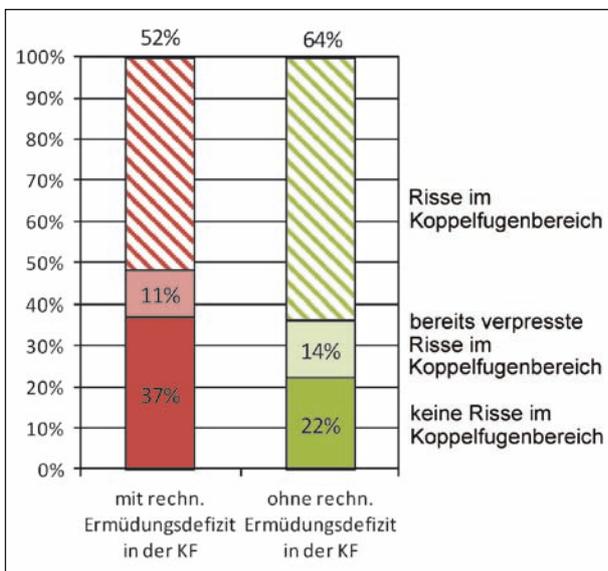
So wie bei der Querkrafttragfähigkeit, können die im Zuge der Bauwerksprüfung festgestellten Risse wichtige Anhaltspunkte hinsichtlich tatsächlicher Tragfähigkeitsdefizite liefern. Wie in Bild 42 zu erkennen ist, wurden Risse nicht nur im Bereich von Koppelfugen mit rechnerischem Ermüdungsdefizit, sondern sogar häufiger im Bereich von Koppelfugen mit eingehaltenem Ermüdungsnachweis festgestellt. Bei genauer Betrachtung der Ergebnisse der Bauwerksprüfungen zeigt sich jedoch, dass lediglich bei einem Bauwerk der Riss in der Koppelfuge mit der Standsicherheitsnote  $S = 3$  bewertet wurde und nur bei einem weiteren Bauwerk mit der Note  $S = 2$ . In allen anderen Fällen signalisiert

die Standsicherheitsnote ( $S = 0$  bzw.  $S = 1$ ), dass die jeweiligen Risse die Standsicherheit des Bauwerkes (zum Zeitpunkt der Bauwerksprüfung) nicht oder noch nicht beeinträchtigen.

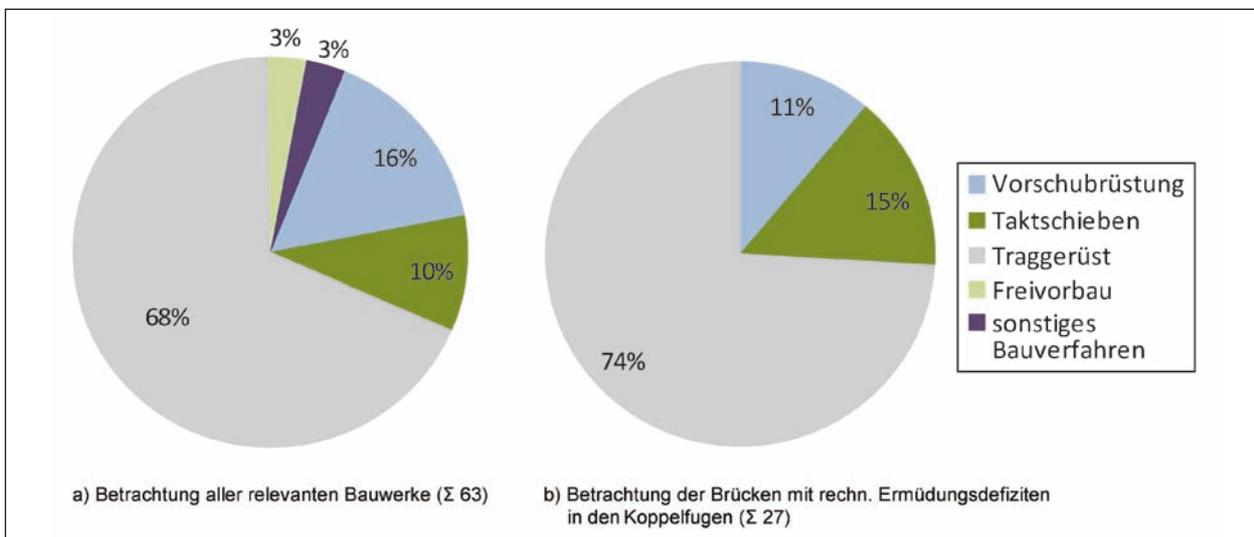
Die Angaben zu den Rissen im Koppelfugenbereich und zu bereits erfolgten Rissverpressungen wurden den Bauwerksbüchern entnommen. Den Bauwerksbüchern und den vorliegenden Nachrechnungsdokumentationen konnte ebenfalls entnommen werden, dass sich unter den 63 relevanten Bauwerken vier Brücken befinden, die bereits vor der Nachrechnung verstärkt wurden. Drei dieser vier Brücken wurden mithilfe einer zusätzlich eingebauten externen Vorspannung ertüchtigt. Bei zwei

Bauwerken werden die Ermüdungsnachweise auch unter Berücksichtigung der externen Vorspannung nicht eingehalten. Gleiches gilt für die vierte Brücke, die mit vorgespannten CFK-Lamellen verstärkt wurde. Dort traten nach der Verstärkung auch wieder Risse im Bereich der Koppelfuge auf.

In Bild 43a) sind die Anteile der verschiedenen, für die Herstellung der 63 relevanten Spannbetonbrücken verwendeten Bauverfahren angegeben. Bild 43b) enthält im Prinzip die gleiche Darstellung, jedoch nur für die 27 Bauwerke mit rechnerischen Ermüdungsproblemen in den Koppelfugen. Bei der Betrachtung der beiden Diagramme fällt unter anderem auf, dass auch Bauwerke, die mit dem Taktschiebeverfahren hergestellt wurden, Ermüdungsprobleme in den Koppelfugen aufweisen. Der Einfluss der Bauverfahren auf die Ermüdungsproblematik scheint, im Gegensatz zu den Auswertungen in KÖNIG, MAURER, ZICHNER (1986), gering zu sein. Acht der erfassten Bauwerke wurden mit dem Taktschiebeverfahren ausgeführt. Zu zwei dieser Brücken liegen keine Angaben zum Ermüdungsverhalten in den Koppelfugen vor. Von den sechs Brücken mit ausreichenden Angaben weisen vier Bauwerke Ermüdungsdefizite auf. Diese Bauwerke wurden zwischen 1968 und 1974 erstellt. Die zwei Bauwerke ohne Defizite wurden 1974 und 1979 errichtet. Alle sechs Brücken weisen im Bereich der Koppelfugen Risse auf, die im Rahmen der Bauwerksprüfung nach DIN 1076 erfasst und in den Bauwerksbüchern dokumentiert wurden. Allerdings wurden die Risse in allen Fällen mit der Standsicherheitsnote  $S = 0$  bewertet und sind damit (zum Zeitpunkt der Prüfung) unkritisch für die Tragfähigkeit der Bauwerke.



**Bild 42:** Zusammenhang zwischen Rissen im Bereich von Koppelfugen und rechnerischen Ermüdungsdefiziten in Stufe 2



**Bild 43:** Bauverfahren der Bauwerke mit Ermüdungsdefiziten in den Koppelfugen

Der in KÖNIG, MAURER, ZICHNER (1986) dokumentierte Einfluss der Querschnittsform auf die Rissbildung im Koppelfugenbereich spiegelt sich nicht in gleichem Maße in den vorliegenden Nachrechnungsergebnissen wider. Von 47 Spannbetonüberbauten mit Hohlkastenquerschnitt weisen 43 % rechnerische Ermüdungsdefizite in den Koppelfugen auf. Der entsprechende Anteil bei Brücken mit Plattenbalkenquerschnitt beträgt 40 % (sechs von 15 Brücken). Bei den in KÖNIG, MAURER, ZICHNER (1986) dokumentierten Auswertungen zeigten sich bei den Spannbetonüberbauten mit Hohlkastenquerschnitt deutlich mehr und breitere Risse in den Koppelfugen als bei Brücken mit Plattenbalkenquerschnitt (Grundlage: 76 Spannbetonüberbauten).

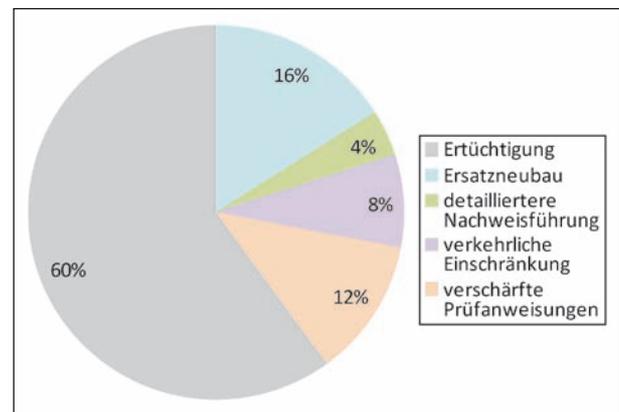
In Anlehnung an KÖNIG, MAURER, ZICHNER (1986) wurde hier auch untersucht, ob Zusammenhänge zwischen rechnerischen Ermüdungsdefiziten in Koppelfugen und den verwendeten Spannverfahren bestehen. Da bei der Herstellung der 63 relevanten Brücken – gemäß den Angaben in den vorliegenden Bauwerksbüchern – jedoch über 12 verschiedene Spannverfahren zum Einsatz kamen, liegen zu den meisten Spannverfahren nur sehr wenige vergleichbare Daten vor. Bei den zwei Spannverfahren, die am häufigsten verwendet wurden, zeigte sich bei den Nachrechnungen keine eindeutige Tendenz: rechnerische Ermüdungsdefizite wurden festgestellt oder auch nicht.

25 der 27 Bauwerke mit rechnerischen Defiziten im Bereich der Koppelfugen wurden mit geripptem und zwei sowohl mit glattem als auch mit geripptem Betonstahl ausgeführt. Eine erhöhte Defizithäufigkeit bei mit glattem Betonstahl bewehrten Brücken ist nicht festzustellen, da die Bauwerke mit geripptem Betonstahl deutlich überwiegen.

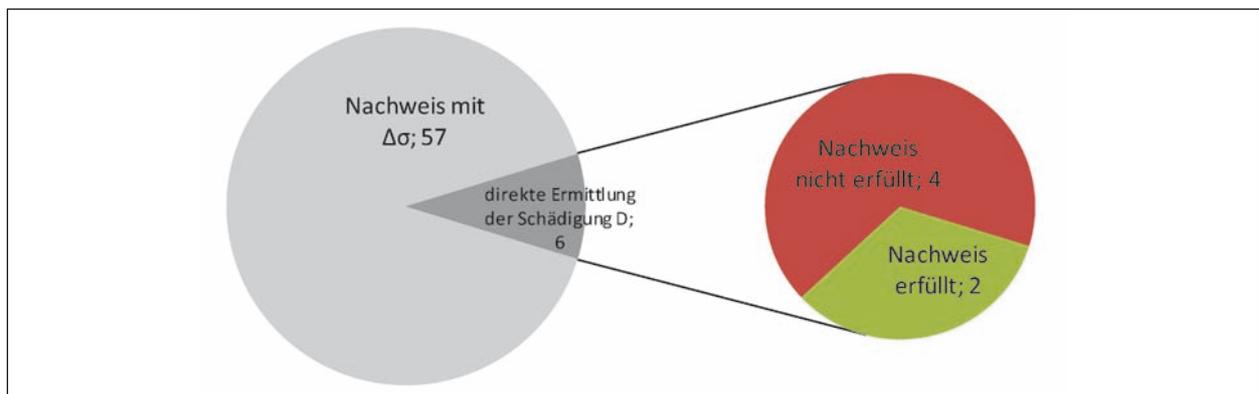
Da dem Forschungsnehmer z. B. keine Angaben zum Prozentsatz der gekoppelten Spannglieder in einer kritischen Fuge oder zum Bewehrungsgrad der schlaffen Längsbewehrung in den Koppelfugen vorliegen, konnte der Einfluss weiterer, wichtiger Parameter nicht untersucht werden.

Gemäß der NR-Ril darf der Ermüdungsnachweis in Stufe 2 entweder auf Grundlage der schädigungsäquivalenten Schwingbreite  $\Delta\sigma$  oder durch die Ermittlung der Schädigungssumme  $D$  geführt werden. Aus Bild 44 geht hervor, dass der Nachweis über die Schädigungssumme nur in wenigen Einzelfällen geführt wurde. In zwei von sechs Fällen war dieser Nachweis erfolgreich.

Für die Brücken mit rechnerischen Ermüdungsdefiziten in den Koppelfugen liegen Handlungsvorschläge vor. Wie aus Bild 45 hervorgeht, wird in den meisten Fällen eine Ertüchtigung vorgeschlagen. Welche Maßnahmen tatsächlich umgesetzt werden bzw. wurden, geht aus den vorhandenen Unterlagen nicht hervor. Im Vergleich zu den Bauwerken



**Bild 45:** Vorgeschlagene Maßnahmen für Bauwerke mit rechnerischen Ermüdungsdefiziten in den Koppelfugen (Stufe 2)



**Bild 44:** Ermüdungsnachweis in den Koppelfugen – Schädigungsäquivalente Schwingbreiten  $\Delta\sigma$  oder direkte Ermittlung der Schädigung  $D$

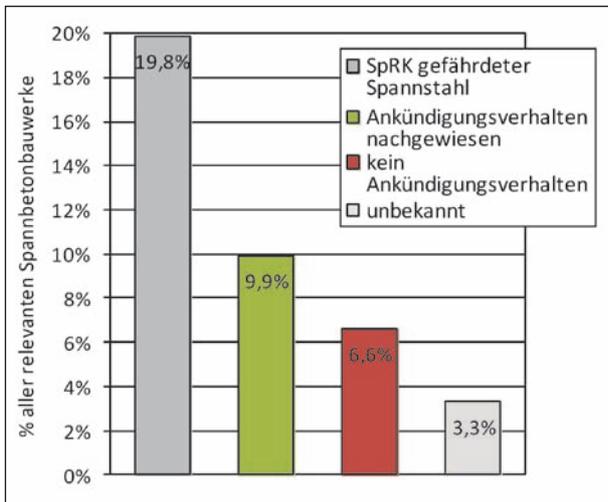
mit rechnerischen Querkrafttragfähigkeitsdefiziten (siehe Bild 32) wird hier (tendenziell) häufiger eine Ertüchtigung vorgeschlagen.

### 3.2.6 Spannungsrisskorrosion

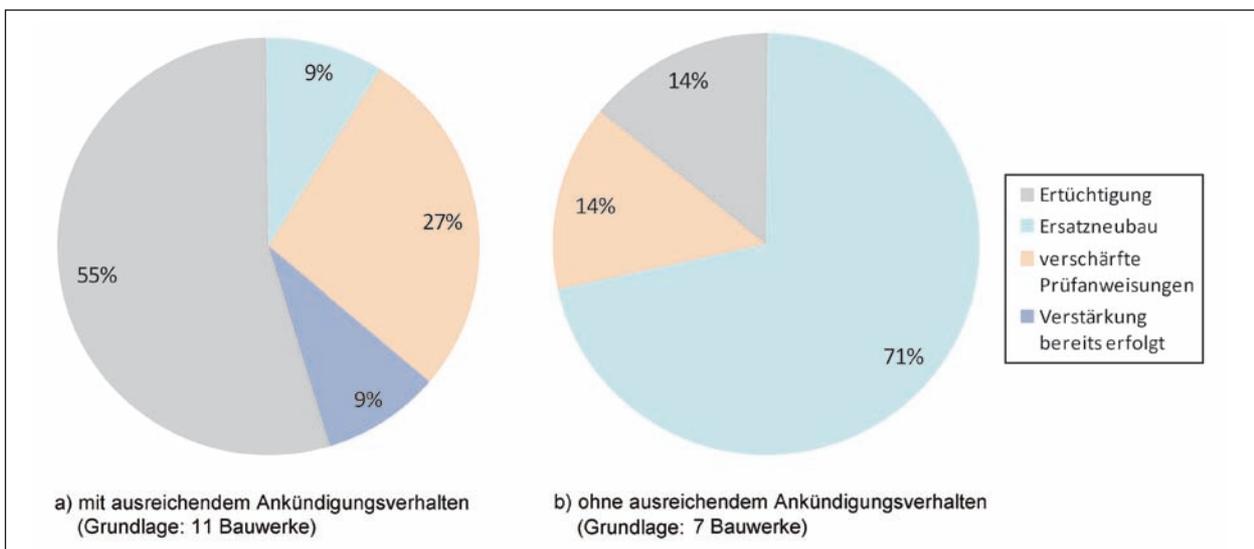
Bei der nachfolgenden Auswertung werden 121 von 126 Spannbetonbauwerken mit ausreichenden Unterlagen berücksichtigt. Es werden fünf Bauwerke ausgeklammert bei denen nicht bekannt ist, ob spannungsrisskorrosionsgefährdeter Spannstahl verbaut wurde. Der Anteil der Spannbetonbauwerke die spannungsrisskorrosionsgefährdeten Spannstahl enthalten, beträgt, wie in Bild 46 dargestellt, etwa 20 % (24 von 121). In zwölf von 24 Fällen konnte unter Zugrundelegung der Hand-

lungsanweisung (BMVBS 2011) ein ausreichendes Ankündigungsverhalten nachgewiesen werden. Bei drei Bauwerken gelang dies bereits durch den Nachweis der Restbruchsicherheit. In acht Nachrechnungen wurde das stochastische Verfahren mit der direkten Berechnung der logarithmierten Auftretenswahrscheinlichkeit einer Unterschreitung der Restsicherheit gegen Versagen ohne Vorankündigung erfolgreich angewandt. Lediglich in einem Fall ist nicht ersichtlich, welches Verfahren gewählt wurde. In acht Fällen konnte kein ausreichendes Ankündigungsverhalten bestätigt werden. Fünfmal erfolgte der Nachweis über die Restbruchsicherheit. Von zwei dieser fünf Brücken ist bekannt, weshalb der stochastische Nachweis nicht geführt wurde. Ein Bauwerk wurde bereits 2010 vor Veröffentlichung des Verfahrens nachgerechnet und bei dem zweiten Bauwerk darf das Verfahren aufgrund der vorliegenden Randbedingungen nicht angewendet werden. In zwei Fällen konnte trotz der direkten Ermittlung der Auftretenswahrscheinlichkeit (stochastischer Nachweis auf Systemebene) kein ausreichendes Ankündigungsverhalten nachgewiesen werden. Bei einem Bauwerk fehlen die Angaben zum eingesetzten Verfahren. Zu vier Bauwerken, bei denen spannungsrisskorrosionsgefährdeter Spannstahl verbaut wurde, liegen keine Angaben zum Nachweis eines ausreichenden Ankündigungsverhaltens vor.

Zu 18 der 24 Brücken mit spannungsrisskorrosionsgefährdetem Spannstahl liegen Handlungsvorschläge für Folgemaßnahmen vor. In Bild 47 sind die empfohlenen Maßnahmen differenziert für die Bauwerke mit bzw. ohne Ankündigungsverhalten



**Bild 46:** Anteil der nachgerechneten Bauwerke mit spannungsrisskorrosionsgefährdetem Spannstahl



**Bild 47:** Vorgeschlagene Maßnahmen für Bauwerke mit spannungsrisskorrosionsgefährdetem Spannstahl, mit bzw. ohne ausreichendem Ankündigungsverhalten

ten dargestellt. Es sei betont, dass es sich um Vorschläge handelt und dem Forschungsnehmer nicht bekannt ist, welche Maßnahmen letztlich ergriffen wurden bzw. umgesetzt werden.

Lediglich in einem der elf Fälle mit ausreichendem Ankündungsverhalten ist ein Ersatzneubau vorgesehen. Das Bauwerk hat zusätzlich große rechnerische Querkrafttragfähigkeitsdefizite (Defizit 5) und Ermüdungsprobleme in den Koppelfugen. Es überwiegen ansonsten die Handlungsvorschläge Ertüchtigung und verschärfte Prüfanweisung.

In sieben der acht Fälle in denen kein ausreichendes Ankündungsverhalten nachgewiesen werden konnte, liegen Angaben zum weiteren Vorgehen vor. Fünf der Brücken sollen durch einen Neubau ersetzt werden. Bei einem Bauwerk werden Sonderprüfungen gefordert und ein weiteres Bauwerk soll ertüchtigt werden. Das zu ertüchtigende Bauwerk hat zusätzlich zum fehlenden Ankündungsverhalten große Ermüdungsdefizite im Bereich der Koppelfugen und weist ohne Verstärkung eine Restnutzungsdauer von 5 Jahren auf.

### 3.2.7 Biegetragfähigkeit

Zu 144 von 146 Bauwerken (20 Stahlbeton- und 126 Spannbetonbrücken) liegen Informationen zum Nachweis der Biegetragfähigkeit vor. Der Nachweis konnte in 31 Fällen – ca. 22 % – nicht erfolgreich geführt werden. Rechnerische Defizite beim Nachweis der Biegetragfähigkeit wurden bei fünf von 20 Stahlbetonbauwerken und bei 26 von 126 Spannbetonüberbauten festgestellt. Kein Bauwerk mit rechnerischen Defiziten weist eine Brückenklasse größer als 60 auf.

Auffällig ist, dass vorwiegend Bauwerke mit statisch unbestimmter Lagerung betroffen sind, die vor der Einführung des Lastfalls  $\Delta T$  errichtet wurden – siehe Bild 48. Die Darstellung veranschaulicht die Nachrechnungsergebnisse der 112 zur Verfügung stehenden Spannbetondurchlaufträger getrennt nach Altersklassen. 24 der 112 Brücken weisen Defizite auf. Bei 22 der 24 Bauwerke wurde das Lastmodell LM1 und bei zwei Bauwerken das Lastmodell 0,8-LMM als Ziellastniveau angesetzt. Alle 24 Bauwerke wurden ursprünglich für die Verkehrslasten der Brückenklasse 60 bemessen. Falls in Stufe 2 rechnerische Defizite bei der Biegetragfähigkeit festgestellt wurden, fallen diese (i. d. R.) vergleichsweise gering aus (Hinweis: Die Zuordnung zwischen Defizit und Defizitklasse erfolgte

über das Verhältnis zwischen erforderlicher und vorhandener, schlaffer Bewehrung).

In Kapitel 2.2 wurde der Zusammenhang zwischen Stützweite und einwirkender Verkehrslast für alte und neue Lastmodelle aufgezeigt. Die Darstellungen in Bild 5 und Bild 6 lassen vermuten, dass Bauwerke mit größeren Stützweiten tendenziell größere rechnerische Defizite bei der Biegetragfähigkeit aufweisen als Bauwerke mit geringen Stützweiten. Zur Überprüfung dieses Einflusses wurden die nachgerechneten Brücken in Abhängigkeit der maximalen Stützweite, wie in Bild 49 dargestellt, in Klassen eingeteilt.

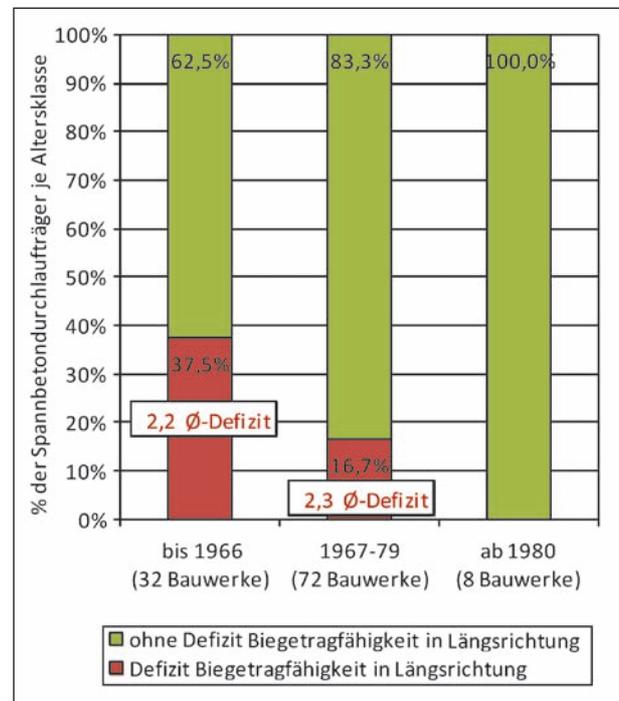


Bild 48: Biegetragfähigkeitsnachweise für 112 Spannbetondurchlaufträger: rechnerische Defizite in Stufe 2 je Altersklasse

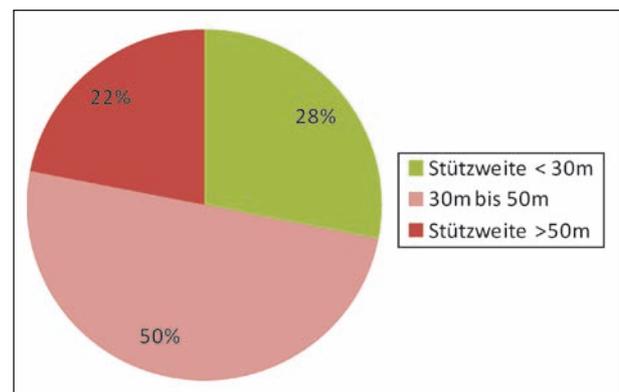
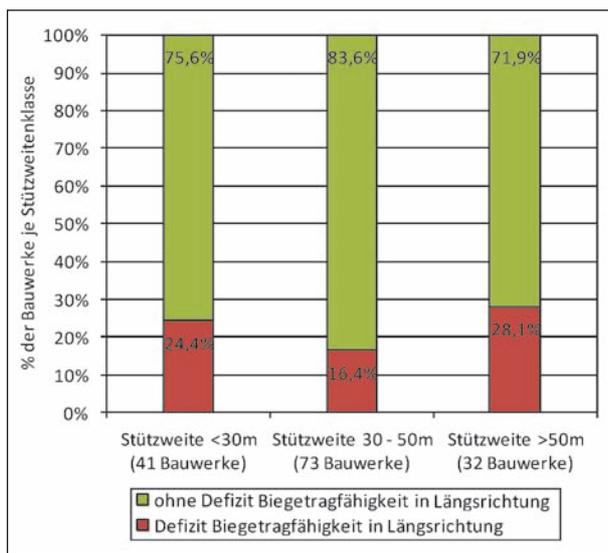


Bild 49: Einteilung der maximalen Stützweite je nachgerechneter Brücke (insgesamt 146) in Klassen



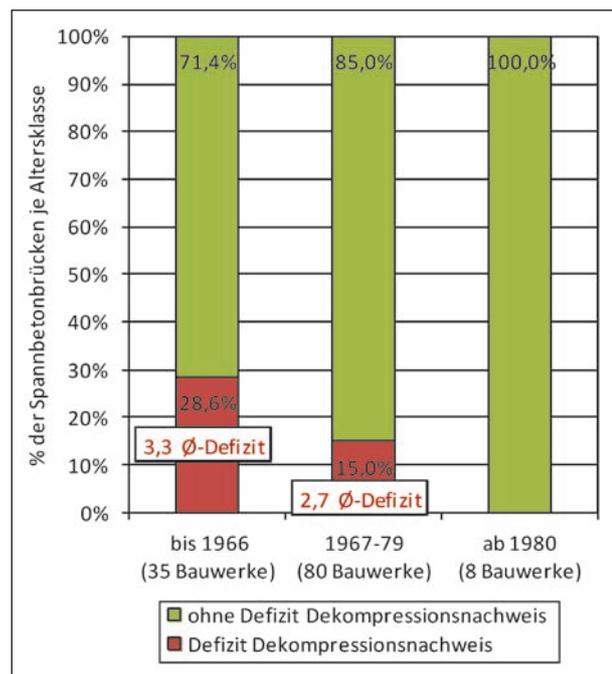
**Bild 50:** Biegetragfähigkeitsnachweise für 144 Betonbrücken: rechnerische Defizite in Stufe 2 je Stützweitenklasse

Der Einfluss der maximalen Stützweite auf die Ergebnisse der Biegetragfähigkeitsnachweise scheint jedoch, wie in Bild 50 dargestellt, gering zu sein. Wenn bei der Betrachtung nur die Durchlaufsysteme ausgewertet werden, ändert sich die Defizitverteilung je Stützweitenklasse nur geringfügig.

### 3.2.8 Dekompression

Zum Nachweis der Dekompression liegen zu 123 von 126 Spannbetonbrücken Nachrechnungsergebnisse vor. 22 Bauwerke – ca. 18 % – weisen rechnerische Defizite beim Dekompressionsnachweis in Stufe 2 auf. Es zeigt sich die gleiche Systematik wie beim Nachweis der Biegetragfähigkeit: Rechnerische Defizite treten vorwiegend bei statisch unbestimmt gelagerten Überbauten auf, die vor der Einführung des Lastfalls  $\Delta T$  errichtet wurden (siehe Bild 51). Bei 19 der 22 Bauwerke wirkt der Überbau als statisch unbestimmter Durchlaufträger, bei drei Bauwerken als Einfeldträger.

Falls in Stufe 2 rechnerische Defizite beim Dekompressionsnachweis festgestellt wurden, fallen diese – ähnlich wie bei der Biegetragfähigkeit – (i. d. R.) vergleichsweise moderat aus (Hinweis: Die Zuordnung zwischen Defizit und Defizitklasse erfolgte über das Verhältnis zwischen der maximalen, rechnerischen Zugspannung und der nach Stufe 2 zulässigen Zugspannung; vereinfachend wurde hierfür ein Wert von 2,0 MPa angesetzt).



**Bild 51:** Dekompressionsnachweise für 123 Spannbetonbrücken: rechnerische Defizite in Stufe 2 je Altersklasse

### 3.2.9 Ergänzende Aspekte

In diesem Kapitel wird gesondert auf die Nachrechnungsergebnisse folgender Brückentypen eingegangen:

- Rahmentragwerke (eines von vier Bauwerken mit rechnerischen Defiziten),
- Einfeldträgerbrücken (zehn von 25 Bauwerken mit mind. einem rechnerischen Defizit),
- Stahlbetonbauwerke (acht von 20 Bauwerken mit mind. einem rechnerischen Defizit),
- Hohlplattenbrücken (fünf von sieben Bauwerken mit mind. einem rechnerischen Defizit),
- Brückenbauwerke mit Fertigteilen (zwei von drei Bauwerken mit mind. einem rechnerischen Defizit).

Unter den nachgerechneten Brücken, zu denen dem Forschungsnehmer Ergebnisse vorliegen, befinden sich vier einfeldrige Rahmenbauwerke. Bei drei Bauwerken handelt es sich um reine Stahlbetonrahmen mit Längen zwischen 6,70 und 11,75 m. Das vierte, 1961 errichtete Bauwerk wurde in Längsrichtung vorgespannt. Die Stützweite beträgt 30,5 m. Nennenswerte rechnerische Defizite in

Stufe 2 traten nur bei dem letztgenannten Bauwerk auf. Der Überbau- bzw. Riegelquerschnitt besteht in diesem Fall aus einem 5-zelligen Hohlkasten mit variabler Bauhöhe. Als problematisch erwies sich im Zuge der Nachrechnung die Tragfähigkeit in Querrichtung im Übergangsbereich zwischen Riegel und Rahmenstiel. Dieser Bereich wurde als Falwerk abgebildet und damit wesentlich detaillierter als bei der ursprünglichen statischen Berechnung. Zur Behebung der rechnerischen Defizite wurde die Anordnung von Querspanngliedern in den kritischen Bereichen vorgeschlagen.

Die Datenbank beinhaltet Nachrechnungsergebnisse zu 25 Einfeldträgerbrücken. Ein Bauwerk besitzt einen Hohlkastenquerschnitt, sieben Brücken einen Plattenbalken-, zwei einen Hohlplatten- sowie 15 einen Plattenquerschnitt. Bei zehn der 25 Bauwerke wurde mindestens ein rechnerisches Defizit festgestellt:

- 1 Hohlkastenbrücke (1er-Defizit Querkrafttragfähigkeit in Querrichtung),
- 3 Plattenbalkenbrücken (3er-, 4er-, 5er-Defizit Querkrafttragfähigkeit in Längsrichtung),
- 1 Hohlplattenbrücke (5er-Defizit Querkrafttragfähigkeit in Längsrichtung, 3er-Defizit Biegetragfähigkeit in Längsrichtung),
- 5 Plattenbrücken (zweimal 2er-Defizit Querkrafttragfähigkeit in Längsrichtung, zweimal 1er-Defizit Biegetragfähigkeit in Längsrichtung, einmal 5er-Defizit Querkrafttragfähigkeit in Querrichtung und einmal 5er-Defizit Biegetragfähigkeit in Querrichtung).

Von den 20, in der Datenbank enthaltenen Stahlbetonbauwerken weisen drei einen Plattenbalken-, zwei einen Hohlplatten- und 15 einen Plattenquerschnitt auf. Bei acht der 20 Bauwerke wurde mindestens ein rechnerisches Defizit festgestellt:

- 1 Plattenbalkenbrücken (1er-Defizit Biegetragfähigkeit in Längsrichtung),
- 1 Hohlplattenbrücke (3er-Defizit Biegetragfähigkeit in Längsrichtung),
- 6 Plattenbrücken (dreimal Biegetragfähigkeit in Längsrichtung (5er-, 1er-, 1er-Defizit), zweimal Biegetragfähigkeit in Querrichtung (5er-, 2er-Defizit), zweimal Querkrafttragfähigkeit in Längs-

in Längsrichtung (5er-, 2er-Defizit), einmal 5er-Defizit der Querkrafttragfähigkeit in Querrichtung).

Von den sieben, in der Datenbank enthaltenen Hohlplattenbrücken weisen lediglich zwei keine rechnerischen Defizite auf. Von den fünf Bauwerken mit rechnerischem Defizit wurde ein Bauwerk mit spannungsrissskorrosionsgefährdetem Spannstahl ausgeführt. Ein ausreichendes Ankündigungsverhalten konnte zwar nachgewiesen werden, im Bereich der Koppelfugen wurden die Ermüdungsnachweise jedoch nicht eingehalten. Ein Bauwerk weist rechnerische Defizite der Klasse 5 bzw. 3 bei der Querkraft- bzw. Biegetragfähigkeit in Querrichtung auf. Ein weiteres Bauwerk hat die gleichen Defizite, jedoch in Längsrichtung. Bei den verbleibenden zwei Bauwerken konnte die Biegetragfähigkeit in Längsrichtung nicht erfolgreich nachgewiesen werden. Eines dieser zwei Bauwerke weist zusätzlich rechnerische Defizite bei der Querkraft- und Gurtanschlussbewehrung auf.

Drei Bauwerke – zwei Einfeldträger und ein Zweifeldträger aus Spannbeton – wurden mit Fertigteilen hergestellt. Eine der beiden Einfeldträgerbrücken konnte für das zugrunde gelegte Ziellastniveau „BK 60/30“ bereits in Stufe 1 erfolgreich nachgerechnet werden. Die zweite Brücke weist ein rechnerisches Querkrafttragfähigkeitsdefizit auf (Defizitklasse 2). Die Zweifeldträgerbrücke besteht aus zwei Einfeldträgern, die über eine Federplatte miteinander verbunden sind. Die Berechnungen erfolgten an einem einfeldrigen System. Festgestellt wurden rechnerische Defizite bei der Querkrafttragfähigkeit (Defizitklasse 3) und beim Dekompressionsnachweis.

Abschließend erwähnt seien die in OBHOLZER (2013) dokumentierten Nachrechnungsergebnisse von zwei, von außen betrachtet, gleichen Spannbetonbrücken mit mehrstegigem Plattenbalkenquerschnitt. Ein Bauwerk wurde 1980, das andere 1975 errichtet. Die jüngere Brücke konnte vollständig in Stufe 2 nachgewiesen und in die Nachweis-kategorie B eingestuft werden. Bei der etwas älteren Brücke offenbarten sich dagegen (in Stufe 2) deutliche Defizite bei der Querkrafttragfähigkeit (Defizitklasse 3).

Die Ausführungen dieses Abschnittes machen deutlich, dass pauschale Einschätzungen bzgl. der Tragfähigkeit von Brückentypen problematisch sein können.

### 3.3 Zusammenfassende Betrachtungen

In diesem Kapitel wurden bisher in erster Linie die Nachrechnungsergebnisse, die aus den ausgefüllten Formblättern (nach Anlage 2 der NR-Ril) hervorgehen, ausgewertet. Dem Forschungsnehmer ist bewusst, dass aus den Formblättern nicht alle Defizite hervorgehen, die im Zuge von Brückennachrechnungen festgestellt werden und auch nicht festzustellen ist, in wie weit hier lückenlose Nachweise über die gesamte Bauwerkslänge oder nur Nachweise repräsentativer Schnitte ausgewertet wurden. Die in aktuell gültigen Normen enthaltenen Forderungen bzgl. der Betondeckung und der Mindestbewehrung werden bei älteren Brücken in der Regel nicht eingehalten. Ebenfalls nicht eingehalten werden in vielen Fällen auch die Rissbreitennachweise. Essentielle Grundlage für die Bewertung dieser nicht eingehaltenen Regeln/Nachweise sind die Ergebnisse der Bauwerksprüfung.

Die Häufigkeitsverteilungen für die Teilnoten der SIB-Zustandsnote (S = Standsicherheit, V = Verkehrssicherheit, D = Dauerhaftigkeit) gehen für die 146 Betonbrücken, zu denen dem Forschungsnehmer Nachrechnungsergebnisse vorliegen, aus Bild 52 hervor. Es zeigt sich, dass die Teilnote für die Standsicherheit im Mittel ( $\bar{S} = 1$ ) deutlich besser ist, als die Teilnoten für die Verkehrssicherheit ( $\bar{V} = 2$ ) und die Dauerhaftigkeit ( $\bar{D} = 3$ ). Die vorhandenen Schäden, welche die Verkehrssicherheit oder die Dauerhaftigkeit beeinträchtigen, können unabhängig von den Nachrechnungsergebnissen eine Sanierung erforderlich

machen. Es kommt jedoch auch vor, dass in bestimmten Bereichen die rechnerischen Rissbreitennachweise nicht eingehalten sind, dort jedoch keine oder nur kleine Rissbreiten ( $< 0,2 \text{ mm}$ ) detektiert werden.

Die rechnerischen Defizite in Nachrechnungsstufe 2, die in dem Kapitel 3.2 ausgewertet wurden, stellen – wie bereits erwähnt – nicht unbedingt tatsächliche Defizite dar, die sich negativ auf die Nutzungsdauer auswirken oder einen unmittelbaren Handlungsbedarf nach sich ziehen. Die Einstufung in Nachrechnungsklassen lässt indirekt auf den Handlungsbedarf schließen. Falls ein Bauwerk in die Nachweisklasse A oder B eingestuft wird, ist es weiterhin ohne Einschränkungen nutzbar. Die Einstufung in Nachweisklasse C deutet darauf hin, dass verkehrsbeschränkende Maßnahmen oder vorläufig eingeschränkte Nutzungsdauern erforderlich bzw. zu beachten sind. Bild 53 zeigt, wie viele

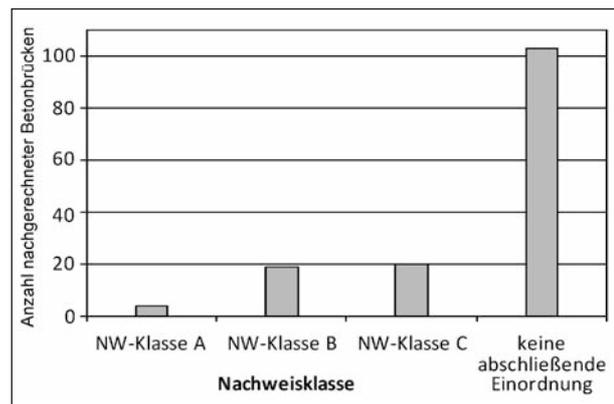


Bild 53: Einordnung der nachgerechneten Betonbrücken in Nachweisklassen

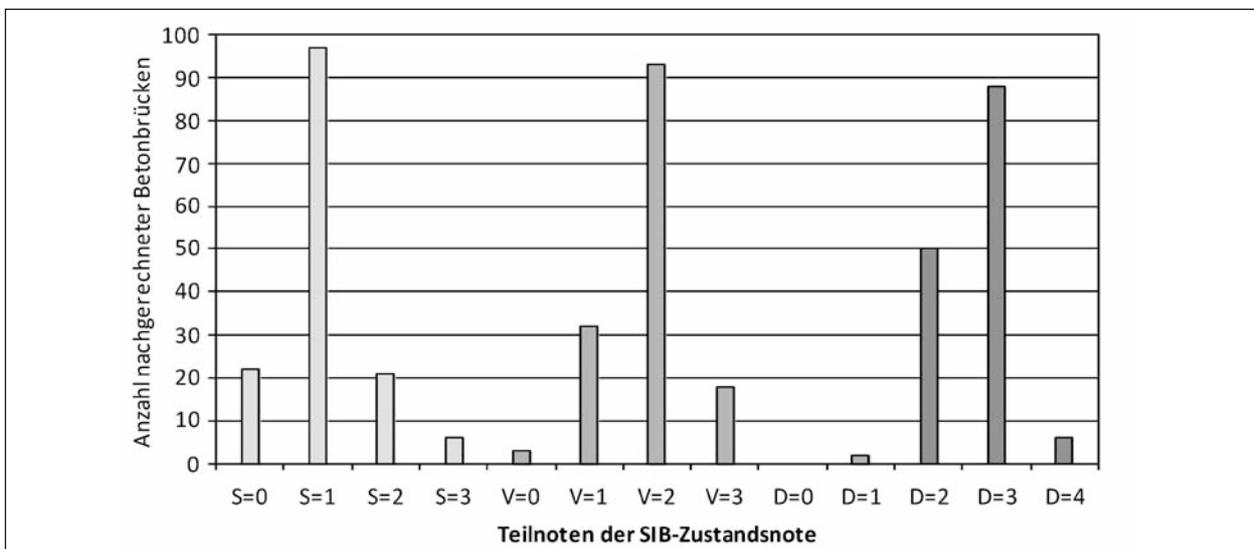
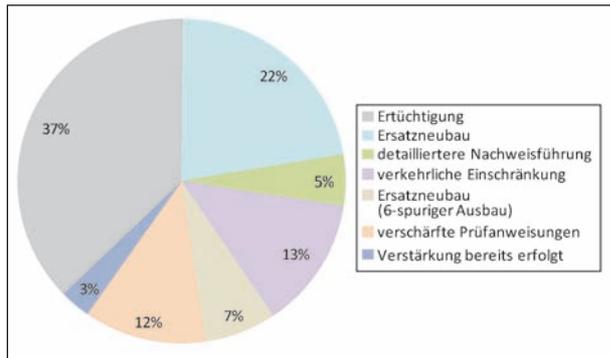


Bild 52: Häufigkeitsverteilungen der Teilnoten für Standsicherheit, Verkehrssicherheit und Dauerhaftigkeit der SIB-Zustandsnote der 146 nachgerechneten Betonbrücken (je Teilbauwerk eine S-, eine V- und eine D-Note)



**Bild 54:** Vorgeschlagene Maßnahmen nach der Nachrechnung in Stufe 2 (Grundlage: Handlungsempfehlungen zu 99 Bauwerken)

der nachgerechneten Brücken welcher Nachweis-klasse zugeordnet wurden.

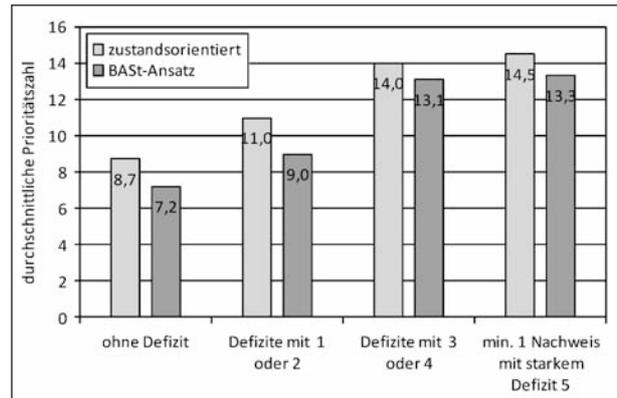
Lediglich 4 bzw. 19 von 146 Bauwerken konnten den Nachweis-klasse A bzw. B zugeordnet werden. 20 Brücken wurden in die Nachweis-klasse C eingestuft. Zu den meisten nachgerechneten Brücken (etwa 70 %) liegen keine eindeutigen bzw. abschließenden Angaben zur Einstufung vor. Dies liegt zum Teil daran, dass die Nachrechnungen noch nicht komplett abgeschlossen sind. In vielen Fällen, in denen in Stufe 2 aufgrund von rechnerischen Defiziten noch kein abschließendes Ergebnis erzielt werden konnte, liegen jedoch Handlungsempfehlungen vor. Eine Übersicht über die Empfehlungen für 99 Bauwerke geht aus Bild 54 hervor.

## 4 Empfehlungen zur Nachrechnung von Betonbrücken

### 4.1 Nachrechnungsbedarf, Prioritäten und Nachrechnungsumfang

Angesichts der Vielzahl an nachzurechnenden Bauwerken ist eine Priorisierung sinnvoll. Bevor jedoch existierende Strategien zur Auswahl und Priorisierung nachzurechnender Brücken hinterfragt werden, müssen zunächst grundsätzliche Ziele und Randbedingungen beleuchtet werden.

Die zuständigen Straßenbauverwaltungen der Länder stehen vor der großen Herausforderung, ältere Brücken der Bundesfernstraßen zukunftsfähig zu ertüchtigen. Ziel ist die dauerhafte Sicherstellung der Mobilität als wichtige Voraussetzung für wirtschaftliches Wachstum und Beschäftigung sowie als Beitrag für die Lebensqualität der Bürger

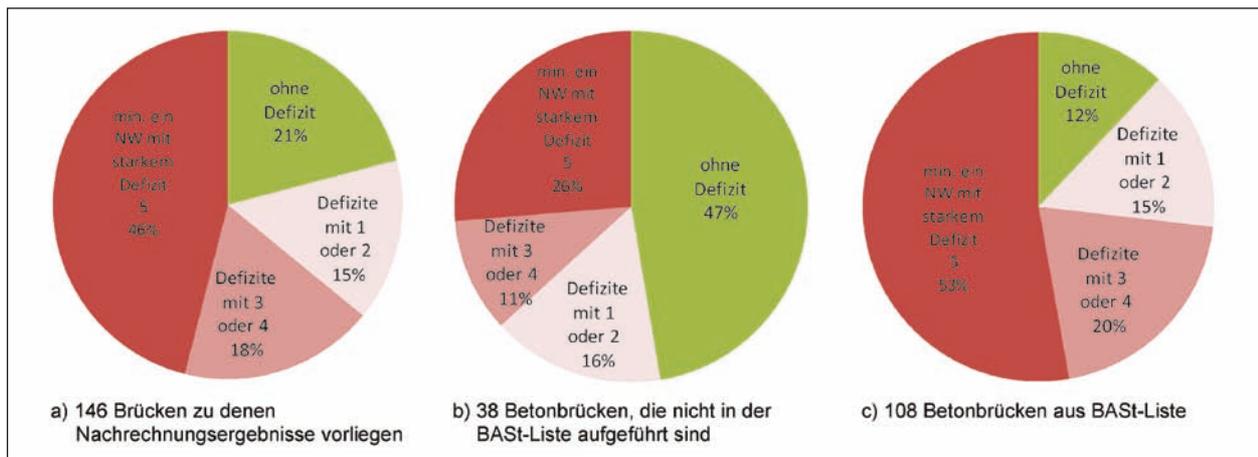


**Bild 55:** Zusammenhang zwischen rechnerischen Defiziten in Nachrechnungsstufe 2 und den Prioritätszahlen (Z) der 108, auf der BAST-Liste enthaltenen Bauwerke (dargestellt sind die durchschnittlichen Prioritätszahlen je Defizitgruppe)

(BMVBS 2013). Angesichts knapper personeller und finanzieller Ressourcen handelt es sich um eine langfristige Aufgabe. Um die vorhandenen Ressourcen möglichst effizient einsetzen zu können, sind vorausschauende Überlegungen wichtig.

In Anbetracht des seit Jahren rasant zunehmenden Verkehrsaufkommens und der steigenden Gesamtgewichte des Schwerverkehrs ist es naheliegend, zunächst ältere Bauwerke der Brückenklasse 60 oder kleiner zu untersuchen. Von den Bauwerken, die in diese Kategorie fallen, wurden im Jahr 2009 rund 2.200 vordringlich nachzurechnende Teilbauwerke benannt (= BAST-Liste). Das Priorisierungskonzept, welches der Auswahl zugrunde liegt, berücksichtigt ausschließlich bauwerksbezogene Kriterien (siehe Kapitel 2.4). In der Datenbank, die im Zuge der Bearbeitung dieses Forschungsprojektes erstellt wurde, befinden sich Angaben zu 108 Betonbrücken, die in der BAST-Liste aufgeführt sind. 38 Bauwerke wurden von den Straßenbauverwaltungen der Länder unter Berücksichtigung eigener, meist streckenbezogener Kriterien ausgewählt. Hierzu zählen die Bedeutung im Straßennetz (DTV, DTV<sub>SV</sub>), die Betrachtung möglicher Umleitungsstrecken oder anstehende Sanierungsmaßnahmen.

Bei der Zuordnung von Nachrechnungsergebnissen und Prioritätszahlen zeigt sich, wie in Bild 55 dargestellt, dass bei den Bauwerken mit höherer Prioritätszahl tendenziell auch größere, rechnerische Defizite festgestellt wurden. Es scheint dabei keine Rolle zu spielen, ob die Gewichtung der Wertungszahlen (= Priorisierungsparameter, siehe Kapitel 2.4 und 7.2) eher zustands- oder verkehrslastorientiert (= BAST-Ansatz) erfolgt.



**Bild 56:** Vergleich der Defizitverteilung aller nachgerechneten Brücken und der Brücken, die nachgerechnet wurden, jedoch nicht in der BAST-Liste aufgeführt sind

Bei den gezielt nach bauwerksbezogenen Kriterien ausgewählten Brücken zeigten sich im Zuge der Nachrechnung tendenziell größere rechnerische Defizite als bei den 38, nicht in der BAST-Liste aufgeführten Bauwerken. Dies geht aus der vergleichenden Darstellung in Bild 56 hervor.

Vom Forschungsnehmer wurde auch untersucht, ob es Bauwerke gibt, bei denen im Zuge der Nachrechnung große rechnerische Defizite zum Vorschein kamen, die Prioritätszahl jedoch (vergleichsweise) klein ausfällt. Hierzu wurden alle Bauwerke mit mindestens einem 5er-Defizit herausgefiltert und nach Prioritätszahlen sortiert (Grundlage: verkehrslastorientierter BAST-Ansatz). Bei genauer Betrachtung der Bauwerke mit den kleinsten Prioritätszahlen (27 Bauwerke) zeigten sich keine Auffälligkeiten, die darauf schließen lassen, dass der Priorisierungsansatz grundlegend geändert werden sollte. Erwähnt sei lediglich, dass immerhin neun der 27 Bauwerke rechnerische Ermüdungsdefizite in Längsrichtung außerhalb der Koppelfugen aufweisen.

Falls das Ziel der in KASCHNER et al. (2009) dokumentierten Priorisierungsansätze darin besteht, die Bauwerke herauszufiltern, bei denen im Zuge der Nachrechnung mit hoher Wahrscheinlichkeit rechnerische Defizite festzustellen sein werden, dann wird dieses Ziel – in Anbetracht der vorliegenden Ergebnisse – recht gut erreicht. Verbesserungen ließen sich erzielen, wenn z. B. zwei zusätzliche Parameter berücksichtigt werden würden, nämlich

- die Querschnittsform (Brücken mit Hohlkastenquerschnitt weisen tendenziell größere, rechnerische

Defizite auf als Brücken mit Plattenbalken- oder Plattenquerschnitt) und

- die Kombination von Gefährdungspotenzialen (die Prioritätszahl würde noch größer ausfallen, wenn z. B. ein vor 1966 errichtetes Bauwerk Koppelfugen und spannungsrissskorrosionsgefährdeten Spannstahl enthielte).

Die vorliegenden Nachrechnungsergebnisse machen jedoch vor allem eines deutlich: es fehlen ausgereifte Leitfäden, die aufzeigen, wie am sinnvollsten mit festgestellten rechnerischen Defiziten nach Abschluss der Nachrechnungsstufe 2 umgegangen werden soll. Klar ist, dass die Handlungsspielräume, die den mit der Nachrechnung beauftragten Ingenieurinnen und Ingenieuren in Stufe 2 zur Verfügung stehen, nicht dazu ausreichen, die Tragfähigkeit von Betonbrücken umfassend und damit abschließend beurteilen zu können.

Von den vor 1966 errichteten, und bisher nachgerechneten Spannbetonbrücken weisen etwa 90 % große rechnerische Querkrafttragfähigkeitsdefizite in Stufe 2 auf. Ob es sinnvoll ist, viele der vor 1966 errichteten Bauwerke nachrechnen zu lassen, bevor weitergehende Ansätze zur wirklichkeitsnäheren Beurteilung der Querkrafttragfähigkeit (offiziell) zur Verfügung stehen, ist fraglich.

Nach Ansicht des Forschungsnehmers sollten vorrangig die Bemühungen intensiviert werden, Vorgehensweisen zu finden, mit denen die Tragfähigkeit existierender Betonbrücken wirklichkeitsnah und mit vertretbarem Aufwand beurteilt werden können. Dies gilt auch für die Beurteilung vorhandener Anprallschutzvorrichtungen. Ziel sollte es sein, möglichst schnell zu eindeutigen und voll-

ständigen Ergebnissen zu kommen, um weitere Schritte (z. B. Verstärkungen) verlässlich und umfassend durchführen zu können, d. h. inkl. von Ertüchtigungen der Anprallschutzvorrichtungen.

Solange keine vollständige Nachrechnung möglich ist, d. h. inkl. Anprallnachweisen, und keine ergänzenden Handlungsanweisungen zum Umgang mit rechnerischen Defiziten (z. B. bei der Querkrafttragfähigkeit) zur Verfügung stehen, erscheint es angebracht, nur wenige Bauwerke nachzurechnen – evtl. nur diejenigen, die kurzfristig aufwändiger saniert oder geringfügig modifiziert werden müssen (z. B. Instandhaltungskosten > 25 % der Neubaukosten). Die Nachrechnungen sind auf jeden Fall vollumfänglich durchzuführen, da Defizite häufig in relativ gering beanspruchten Bereichen z. B. aufgrund von Bewehrungsabstufungen größer sind als im Bereich der (vermeintlich) kritischen Schnitte. Anhand der Nachrechnungsergebnisse kann abgeschätzt werden, ob zusätzlich zu Erhaltungs- auch (größere) Ertüchtigungsmaßnahmen notwendig sind und die Umsetzung wirtschaftlich vertretbar ist. In diesen Fällen wäre es u. U. ausreichend, die Grenzzustände der Tragfähigkeit zu untersuchen – und zwar nicht erst in Nachrechnungsstufe 1, sondern gleich in Stufe 2. Schließlich können in Nachrechnungsstufe 1 nur in Ausnahmefällen (4 von 146) alle geführten Nachweise erfolgreich geführt werden (siehe Kapitel 3.3).

Durch die Trennung zwischen Nachrechnungsstufe 1 und 2 wird der Rechen- und Dokumentationsaufwand in vielen Fällen unnötig vergrößert. Ob und welche Stufe-2-Stellschrauben letztlich verwendet werden/wurden geht aus den Formblättern (Anlage 2 der NR-Ril) i. d. R. nicht hervor.

Ganz wichtig ist es, die Zeitspanne zwischen der Feststellung von echten, standsicherheitsrelevanten Defiziten und der Umsetzung von Ertüchtigungsmaßnahmen möglichst kurz zu halten. Durch Kompensationsmaßnahmen, wie z. B. die Sperrung einer Brücke für (schwerere) Lkws, werden ansonsten Probleme geschaffen, die – volkswirtschaftlich betrachtet – ganz erhebliche Kosten verursachen. Bedeutsam ist in diesem Zusammenhang auch eine frühzeitige Abstimmung möglicher Kompensationsmaßnahmen über Bundeslandgrenzen hinweg.

## 4.2 Aufbereitung und Darstellung von Nachrechnungsergebnissen

Nachrechnungsergebnisse sind sinnvollerweise so aufzubereiten und darzustellen, dass die wesentlichen Ergebnisse – auch noch Jahre später – schnell ersichtlich und nachvollziehbar sind. Als Qualitätsmerkmal ist ebenfalls anzugeben, ob ein Prüfingenieur eingebunden war.

Bezüglich der Aufbereitung und Darstellung von Nachrechnungsergebnissen wird in der Nachrechnungsrichtlinie – in Kapitel 9 – u. a. Folgendes gefordert:

- ausgefüllte Formblätter gemäß Anlage 2,
- grafische Darstellung der Auslastungsgrade für wesentliche Tragglieder in einer Abwicklungsansicht.

Da die Aufbereitung der Nachrechnungsergebnisse zeit- und damit kostenintensiv ist, erscheint es sinnvoll, über Optimierungsmöglichkeiten nachzudenken. Um den Optimierungsbedarf auf der Seite der Nutzer der Nachrechnungsergebnisse zu identifizieren, wurde im Zuge der Bearbeitung dieses Forschungsprojektes eine Befragung der Straßenbauverwaltungen der Länder zu den Formblättern und zur grafischen Darstellung durchgeführt.

Die vorliegenden Antworten aus 11 Bundesländern ergeben insgesamt ein heterogenes Bild, aus dem nicht klar hervorgeht, warum die in Anlage 2 der NR-Ril abgebildeten Formblätter ein essentieller Bestandteil der Dokumentation der Nachrechnungsergebnisse sein müssen/sollten. Die ausgefüllten Formblätter werden überwiegend als „übersichtliche Zusammenstellung von Nachrechnungsergebnissen“ angesehen, die Vergleiche ermöglichen.

Im Rahmen dieses Forschungsvorhabens dienen die in den Formblättern enthaltenen Angaben als Grundlage für die Auswertung der Nachrechnungsergebnisse. Durch die Angaben in den Formblättern war es möglich, einzelne rechnerische Defizite zu quantifizieren – z. B. über das Verhältnis der erforderlichen und vorhandenen Bewehrungsmenge. Der Vergleich der Ergebnisse verschiedener Brückennachrechnungen wird/wurde jedoch dadurch erschwert, dass z. B. die in Stufe 2 verwendeten Stellschrauben nicht genannt werden oder andere wichtige Angaben fehlen (z. B. Baujahr, etc.). Aus den Formblättern gehen außerdem keine Hand-

lungsempfehlungen oder Nachweisklasseneinstufungen hervor. Durch das fest vorgegebene Format der Ergebniszusammenstellungen ist es schwierig, alle im Zuge einer Nachrechnung festgestellten rechnerischen Defizite in nachvollziehbarer Form unterzubringen. Exemplarisch genannt seien z. B. Ermüdungsdefizite bei der schlaffen Längsbewehrung in der Fahrbahnplatte eines Hohlkastenquerschnitts, die eine kraftschlüssige Verbindung (Einspannung) zum Endquerträger herstellen soll. Für die Nachweise in Brückenquerrichtung wären bei Hohlkastenbrücken mit Bodenplattenvouten und veränderlicher Querschnittshöhe im Grunde genommen die Ergebnisse mehrerer Schnitte darzustellen. Bei mehrfeldrigen Großbrücken erstreckt sich die Ergebniszusammenstellung ohnehin über mehrere Seiten (etwa 1 Seite pro Feld für die Längsrichtung). Wenn für die Nachrechnungsstufen 1 und 2 separate Formblätter ausgefüllt werden, ergeben sich in Summe weit über 10 Tabellenseiten. Von einer übersichtlichen Ergebniszusammenstellung kann in diesen Fällen nicht mehr die Rede sein. Trotz des großen Seitenumfangs kann durch die Darstellungen in den Formblättern der Eindruck entstehen, dass es ausreichend ist, je Feld nur in wenigen Schnitten Nachweise zu führen. Dies ist bei abgestuften Bewehrungsmengen nicht ausreichend und es können gravierende Sicherheitsdefizite unerkannt bleiben. Insbesondere bei älteren Brücken wurden häufig enge Abstufungen der Bewehrungsmengen vorgenommen. Ob im Zuge einer Brückennachrechnung die Zugkraftdeckung oder die Querkraftdeckung überprüft wurde kann anhand der Formblätter nicht beurteilt werden.

Da der beauftragte Nachrechnungsumfang nicht aus den Formblättern hervorgeht, kann nicht ohne weiteres herausgefunden werden, ob bestimmte Nachweise nicht geführt oder nur die Formblätter unvollständig ausgefüllt wurden. In vielen Formblättern fehlen z. B. die Ergebnisse der Gurtanschlussnachweise. Durch Rückfragen stellte sich heraus, dass bei manchen Brücken ein eigenes Nachweisformat zum Einsatz kam (siehe Kapitel 4.3.3) und die Resultate deshalb nicht in die Tabellen eingetragen wurden. Ein Vergleich von Ergebnissen ist in diesen Fällen nicht möglich. Dem Forschungsnehmer liegen auch unvollständig ausgefüllte Formblätter vor, aus denen z. B. nicht hervorgeht, ob die Ergebnisse der Nachrechnungsstufe 1 oder 2 zusammengestellt werden.

In Anbetracht der vorliegenden, ca. 140 Formblattpakete kann klar festgestellt werden, dass die tabellarische Auflistung von Einzelergebnissen gemäß Anlage 2 der NR-Ril keine optimale Form der Ergebnisaufbereitung darstellt. Die Tabellen sind in Summe (für ein Bauwerk) weder übersichtlich noch vermitteln sie ein umfassendes Bild von den Nachrechnungsergebnissen. Als Vergleichsgrundlage sind sie hilfreich, jedoch nicht ausreichend. Es fehlt eine zusammenfassende Bewertung der Ergebnisse.

Aus Gesprächen mit Mitarbeitern verschiedener Straßenbauverwaltungen, vorhandenen Vorlagen und eigenen Überlegungen kristallisiert sich heraus, dass die nachfolgend beschriebene Form der Ergebniszusammenstellung vorteilhafter sein könnte – sie besteht aus zwei Komponenten: einer Kurzzusammenfassung und einem ausführlicheren Bericht.

Die Kurzzusammenfassung sollte folgende Angaben und Informationen beinhalten:

- Bauwerksnummer, Bauwerksbezeichnung,
- Bauwerksdaten (u. a. Baujahr, Bauart, Querschnittsform, Vorspannung (längs, quer), Stützweite(n), Breite zw. Geländern, Fahrbahnbreite, Bauverfahren),
- Werkstoffe (mit Angabe der Bezugsnorm, z. B. B 450 gem. DIN 4227:1953-10),
- Bisher durchgeführte Instandsetzungen/Verstärkungen,
- Bauwerkszustand (Note der letzten Brückenhauptprüfung + Angabe Prüfzeitpunkt/Prüfzeitraum + Besonderheiten, z. B. Schubrisse, Risse in Koppelfugen etc.),
- Eckdaten der Nachrechnung (Ziellastniveau; normative Grundlagen, Richtlinien und Handlungsanweisungen jeweils mit Erscheinungsjahr, Einschaltung eines Prüflingenieurs (4-Augen-Prinzip)),
- Ergebnisse der Nachrechnung (Benennung der nachgerechneten Bauteile; stichwortartige Auflistung der Ergebnisse je Bauteil inkl. Benennung der verwendeten Stellschrauben + Angabe der max. rechnerischen Defizite; evtl. untergliedert nach SpRK-Ankündigung, Koppelfugen, NR-Ril),
- empfohlene Maßnahmen (stichpunktartig, z. B. verschärfte Prüfanweisung etc.).

Die ca. 1- bis 2-seitige Kurzzusammenfassung soll einen raschen Überblick über alle wesentlichen Aspekte der erfolgten Nachrechnung liefern. Hauptpunkte sind die Benennung von rechnerischen Defiziten und die empfohlenen Maßnahmen. Sie kann als Diskussionsgrundlage für die Vereinbarung der weiteren Vorgehensweise hilfreich sein. Als Vorbild bzw. Vorlage für diesen eigenen Vorschlag diente die sogenannte Anlage 3, die in Nordrhein-Westfalen als 1-seitige Kurzzusammenfassung erstellt wird.

Platz für ausführlichere Ergebniszusammenstellungen und grafische Darstellungen bietet die zweite Komponente – der „Bericht zur Nachrechnung“. Dieser sollte folgende Gliederungspunkte und Inhalte enthalten:

- Aufgabenstellung (hier sind die Anweisungen des Auftraggebers aufzuführen, z. B. das Zielastniveau, spezielle Vorgaben für die Ermüdungsnachweise oder die Berücksichtigung von geplanten Fahrbahnverbreiterungen),
- Bauwerksbeschreibung (inkl. der Auflistung der vorhandenen, der Nachrechnung zugrunde liegenden Unterlagen + Beschreibung des Bauwerkszustandes basierend auf den Ergebnissen der letzten Bauwerksprüfung und der eigenen Ortsbesichtigung),
- Optional: Durchgeführte Untersuchungen/Messungen am Bauwerk,
- Zusammenfassung der Nachrechnung (Benennung der normativen Grundlagen; Hinweise zu statischen Modellen (z. B. Stab-, Faltwerk), Lastannahmen und Materialkenngrößen; Beschreibung, Bewertung und Quantifizierung rechnerischer Defizite mit grafischen Darstellungen aus denen die Lage bzw. die Ausdehnung der kritischen Bereiche über die Bauwerkslänge – unter Berücksichtigung der (evtl.) abgestuften Bewehrung - hervorgeht, siehe Beispiel Bild 57; Benennung der Besonderheiten bei der Nachweisführung, z. B. die verwendeten Stellschrauben, zur Ermöglichung vergleichender Betrachtungen),
- Empfehlungen für die weitere Vorgehensweise oder Bemerkungen (inkl. Begründungen; Nachweisklasseneinstufung; Benennung der Kompensationsmaßnahmen (z. B. Einschränkungen bei der Restnutzungsdauer etc.); je nach Auftragsumfang auch die Ergebnisse von Machbar-

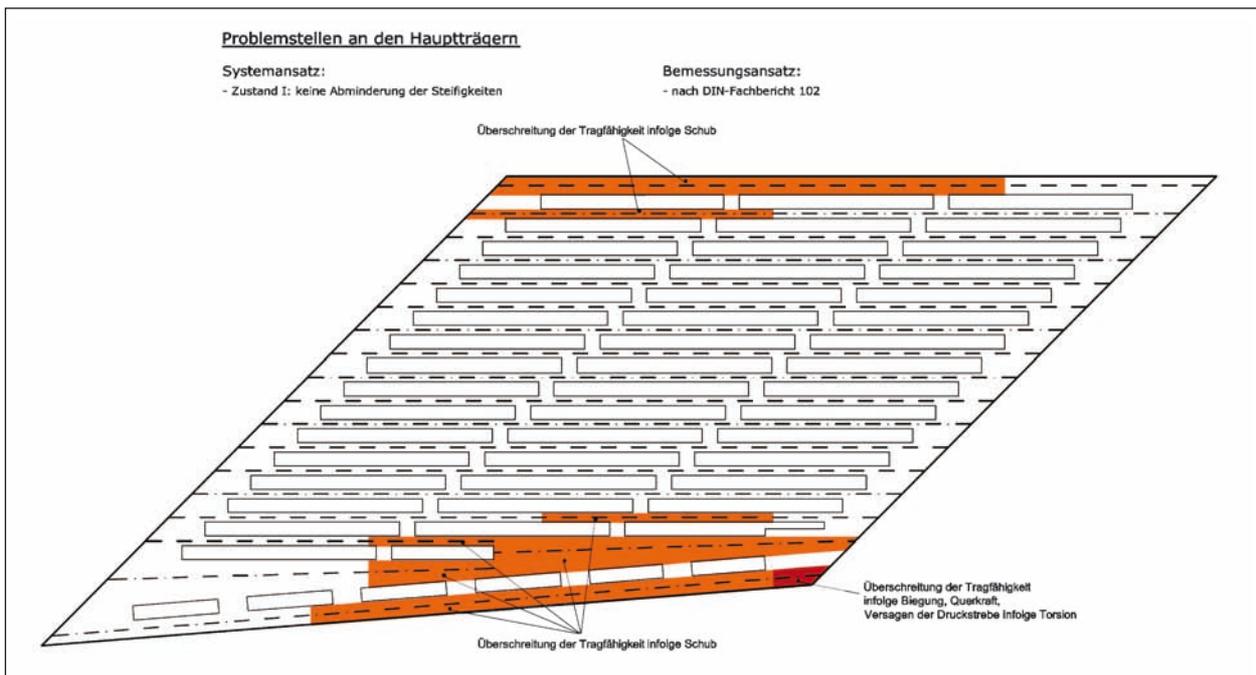
keitsuntersuchungen für Ertüchtigungen oder Wirtschaftlichkeitsuntersuchungen).

Bei der Zusammenfassung der Nachrechnungsergebnisse bietet sich eine Untergliederung in Bauteile an (z. B. Überbau, Widerlager, Pfeiler, Lager, Fahrbahnübergänge). Falls zahlreiche Defizite festgestellt werden, ist je Bauteil eine Unterteilung in GZT- und GZG-Nachweise sinnvoll. Wichtig ist die Bewertung der rechnerischen Defizite hinsichtlich der Dringlichkeit von Folgemaßnahmen.

Aus den Antworten der Straßenbauverwaltungen zu den grafischen Darstellungen geht hervor, dass diese primär dazu dienen, die Lage und Ausdehnung von Bereichen mit rechnerischen Defiziten deutlich zu machen. Sekundär geht es darum, anhand zusätzlich angegebener Ausnutzungsgrade, die Möglichkeit von Umlagerungen anzudeuten. Rückfragen ergaben, dass unter „Ausnutzungsgrad“ z. B. das Verhältnis zwischen erforderlicher und vorhandener Bewehrung verstanden wird. Als vorbildlich werden Darstellungen angesehen, die über Farbabstufungen deutlich machen, wo sich kritische und besonders kritische Bereiche befinden. In Bild 57 ist ein Musterbeispiel für die grafische Darstellung abgebildet. Sie stammt von der Ruhrberg Ingenieurgesellschaft aus Hagen und wurde den Autoren dieses Berichtes dankenswerterweise zur Verfügung gestellt.

Die Nachrechnung von Brücken stellt eine anspruchsvolle Aufgabe dar, die im Vergleich zur Ausführungsplanung von Neubauten komplexer sein kann. So müssen z. B. Stabwerkmodelle zur Nachrechnung von Querträgern aus der den Bewehrungsplänen zu entnehmenden vorhandenen Bewehrung entwickelt werden. Es ist daher zu empfehlen, das sog. „Vier-Augen-Prinzip“ bei der Kontrolle von statischen Berechnungen durch einen Prüferingenieur, welches sich für Neubauten bewährt hat, auch bei Nachrechnungen anzuwenden. Die Schäden, die durch unvollständige Nachrechnungen (evtl. Vortäuschen von nicht vorhandenen Sicherheiten) oder durch unnötige Maßnahmen entstehen (z. B. Ersatzneubau statt Ausnutzung von tatsächlich vorhandenen Tragreserven), können erheblich sein.

Aufgrund ihrer Bedeutung wäre es ratsam, auch die Kurzzusammenfassung und den Bericht zur Nachrechnung von dem zuständigen Prüferingenieur prüfen zu lassen.



**Bild 57:** Schematische Darstellung eines Brückenüberbaus im Grundriss mit farbiger Kennzeichnung von Bereichen mit rechnerischen Defiziten (entnommen aus einem unveröffentlichten Bericht der Ruhrberg Ingenieurgesellschaft)

## 4.3 Umgang mit rechnerischen Defiziten ab Stufe 2

### 4.3.1 Allgemeines

Die Auswertungen in Kapitel 3 machen Folgendes deutlich:

- Nur bei etwa 21 % der nachgerechneten Bauwerke wurden in Stufe 1 und 2 alle Nachweise erbracht (siehe Bild 27) (Achtung: In manchen Fällen wurde das Ziellastniveau reduziert und die Nachweise z. B. für die Brückenklasse 45 mit den Stellschrauben der Stufe 2 geführt. In diesen Fällen sind kurzfristig verkehrliche Kompensationsmaßnahmen notwendig).
- Zu etwa 70 % der nachgerechneten Brücken liegen dem Forschungsnehmer keine eindeutigen/abschließenden Angaben zur Nachweisclasseneinstufung (A, B, C) bzw. zur weiteren Vorgehensweise vor (Ertüchtigung, Ersatzneubau).

Vor dem Hintergrund der eigenen Erfahrungen mit der Nachrechnung von Straßenbrücken sieht der Forschungsnehmer darin den dringenden Bedarf, Empfehlungen für den Umgang mit rechnerischen Defiziten nach Abschluss der Stufe 2 zu erarbeiten und zu dokumentieren.

Verwiesen werden kann z. B. auf die Stufe-4-Nachweise zur Donaubrücke Ingolstadt (MÜLLER et al.

2013). In diesem Projekt gelang es mithilfe von physikalisch nichtlinearen Berechnungen und ergänzenden Untersuchungen (Bestimmung von Betonfestigkeiten), ein ausreichendes Tragsicherheitsniveau nachzuweisen, obwohl in Stufe 2 ein sehr großes Defizit ( $> 100\%$ ) bei der Druckgurtanschlussbewehrung festzustellen war (siehe Kapitel 4.3.3).

Von übergeordneter Bedeutung sind Empfehlungen zum Umgang mit rechnerischen Defiziten beim Querkraftnachweis, da dieser bei fast 60 % der nachgerechneten Brücken in Stufe 2 nicht erfolgreich geführt werden konnte. Im Folgenden werden daher Möglichkeiten angedeutet, wie Nachweise, die sich bei der Nachrechnung von Betonbrücken häufig als kritisch erwiesen haben, unter Verwendung alternativer Bemessungsansätze geführt werden könnten. Hierzu zählen neben den Querkraft- und Gurtanschlussnachweisen auch die Nachweise der Torsionslängsbewehrung.

### 4.3.2 Querkraftnachweise

In diesem Kapitel werden im Wesentlichen drei alternative Nachweisformate für die Querkrafttragfähigkeit von existierenden Betonbrücken vorgestellt und kommentiert. Es sei betont, dass es nicht Aufgabe dieses Forschungsprojektes ist, diese Ansätze umfassend darzustellen und zu bewerten.

Es wird kein Anspruch auf Vollständigkeit erhoben. Weitere alternative Nachweisformate, wie z. B. probabilistische Berechnungsverfahren (siehe BRAML 2010) oder ein Nachweisformat speziell für vorgespannte Bauwerke basierend auf den Ausführungen von LEONHARDT(1980) werden hier nicht gesondert vorgestellt.

Hintergrundinformationen zur Festlegung des inneren Hebelarms  $z$  bei Querkraftnachweisen für Spannbetonbrücken mit girlandenförmiger Spannliedführung können den Ausführungen von MAURER et al. (2011) entnommen werden.

### Ansatz 1: Erweiterter Hauptzugspannungsnachweis nach DIN-FB 102

Der nachfolgend beschriebene, alternative Ansatz für die Querkraftbemessung beruht auf dem in DIN-Fachbericht 102 enthaltenen „Hauptzugspannungsnachweis“ (siehe DIN-FB 102, Abschnitt II-4.3.2.3). Da die Anwendung dieses Ansatzes dort jedoch auf „Bauteile unter vorwiegend ruhenden Beanspruchungen“ beschränkt wird, wurde von TEWORTE, HEGGER (2013) im Rahmen eines Forschungsprojektes eine Erweiterung auf zyklisch beanspruchte Bauteile vorgeschlagen.

Nach DIN-Fachbericht 102 (2009-03), Abschnitt II-4.3.2.3 gilt:

Wenn nachgewiesen wird, dass die Betonzugspannungen im Grenzzustand der Tragfähigkeit stets kleiner sind als der Bemessungswert der Betonzugfestigkeit, darf die Querkrafttragfähigkeit in den auflagnahen Bereichen von Stahlbeton- und Spannbetonbauteilen unter vorwiegend ruhenden Beanspruchungen nach Gl. (4.119) berechnet werden:

$$V_{Rd,ct} = \frac{l \cdot b_w}{S} \cdot \sqrt{\left(\frac{f_{ctk;0,05}}{\gamma_c}\right)^2 - \alpha_l \cdot \sigma_{cd} \cdot \frac{f_{ctk;0,05}}{\gamma_c}}$$

nach DIN-FB 102 (2009-03), Gl. (4.119)

mit

$I$  Flächenmoment 2. Grades des Querschnitts  
 $S$  Flächenmoment 1. Grades des Querschnitts bezogen auf dessen Schwerpunkt

$\alpha_l$  = 1,0 (nur im Verankerungsbereich von Spannliedern mit sofortigem Verbund kleiner 1,0)

$f_{ctk;0,05}$  unterer Quantilwert der Betonzugfestigkeit nach DIN-FB 102, II-3.1.3, jedoch  $f_{ctk;0,05} \leq 2,7$  MPa

$Y_c$  = 1,8 (Teilsicherheitsbeiwert für unbewehrten Beton nach DIN-FB 102, V-2.3.3.2)

$b_w$  kleinste Querschnittsbreite

$\sigma_{cd}$  =  $N_{Ed}/A_c$  (Bemessungswert der Betonlängsspannung in Höhe des Schwerpunktes des Querschnitts)

Die Gleichung (4.119) in DIN-FB 102 (2009-03) ergibt sich aus folgendem Zusammenhang (siehe auch ZILCH, ZEHETMAIER 2010):

$$\sigma_{ct1} = \frac{\sigma_x}{2} + \sqrt{\left(\frac{\sigma_x}{2}\right)^2 + \tau_{xz}^2} \leq \frac{f_{ctk;0,05}}{\gamma_c} \quad (\text{gilt, wenn: } \sigma_z = 0)$$

mit

$$\tau_{xz} = \frac{V_{ct} \cdot S}{l \cdot b}$$

Da Brücken zyklisch beansprucht werden, wird von TEWORTE, HEGGER (2013) ein ergänzender Ermüdungsnachweis vorgeschlagen. Zur Verifizierung des Bemessungsansatzes wurden Versuche an Trägern mit unterschiedlicher Querschnittsform durchgeführt:

- sechs Träger mit doppelsymmetrisch profiliertem I-Querschnitt und
- sieben Träger mit Plattenbalkenquerschnitt.

Der Ermüdungsnachweis ist demnach eingehalten, wenn unter ermüdungswirksamen Beanspruchungen folgende Bedingungen eingehalten sind:

- Für vorgespannte Träger mit doppelsymmetrisch profiliertem I-Querschnitt:

$$\sigma_{ct1d,max} \leq 0,6 \cdot f_{ctd}$$

$$\Delta\sigma_{ct1d} \leq 0,35 \cdot f_{ctd}$$

$$\text{Außerdem: } \sigma_{ct1d,Steganschnitt} \leq 0$$

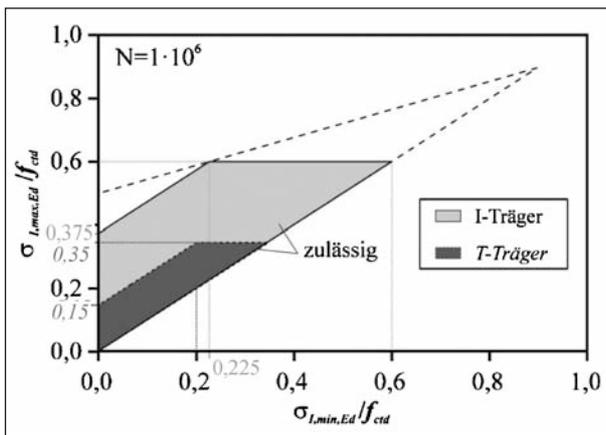
- Für vorgespannte Träger mit Plattenbalkenquerschnitt:

$$\sigma_{ct1d,max} \leq 0,35 \cdot f_{ctd}$$

$$\Delta\sigma_{ct1d} \leq 0,15 \cdot f_{ctd}$$

$$\text{Außerdem: } \sigma_{ct1d,Stegrand} \leq 0,1 \cdot f_{ctd}$$

Analog zum Goodman-Diagramm in DIN-FB 102 (Abb. 4.135) ist in Bild 58 der zulässige Hauptzugspannungsbereich für die untersuchten Querschnittsformen dargestellt. Die Grenzen wurden gemäß TEWORTE, HEGGER (2013) „pragmatisch und tendenziell konservativ“ festgelegt.



**Bild 58** Zulässige Hauptspannungsschwingbreite für vorgespannte I-Träger und T-Träger (TEWORTE, HEGGER 2013)

Zur Überführung in ein Bemessungsmodell, das in der Praxis zur Nachrechnung von Bestandsbrücken angewendet werden kann, sind gemäß TEWORTE, HEGGER (2013) jedoch noch weitere Punkte zu klären und zwar:

- die ermüdungswirksamen Lasten,
- die maßgebende Einwirkungskombination zur Begrenzung der Biegelängsspannungen und
- die anrechenbare Betonzugfestigkeit von Bestandsbrücken.

In HAVERESCH, MARZAHN (2013) werden zusätzliche Aspekte aus einem (bisher) unveröffentlichten Forschungsbericht zitiert: Falls ein Mindestbewehrungsgrad von  $p_w = 0,125\%$  eingehalten wird, könnte – gemäß BUSCHMEYER, BRAASCH (2012) – der Bemessungswert der Betonzugfestigkeit unter Berücksichtigung der Nacherhärtung des Betons evtl. wie folgt berechnet werden:

$$f_{ctd} = \frac{1,0 \cdot f_{ctk;0,05}}{1,5}$$

In (mindestens) einem laufenden Forschungsprojekt der BAST wird derzeit versucht, weitere Grundlagen dafür zu schaffen, dass aus dem oben beschriebenen Vorschlag von TEWORTE, HEGGER (2013) ein anwendbares Bemessungsmodell wird (siehe FE 15.0482/2009/FRB „Beurteilung der Querkraft- und Torsionstragfähigkeit von Brücken im Bestand – kurzfristige Lösungsansätze“).

Nach Ansicht der Autoren des vorliegenden Forschungsberichtes sollte u. a. geklärt werden inwieweit vorhandene Eigenspannungen, z. B. aus dem ungleichmäßigen Schwinden zusammengesetzter Querschnitte, bei der Berechnung der einwirkenden

Hauptzugspannungen berücksichtigt werden müssen. Nicht vernachlässigt werden dürfen Querbiegebeanspruchungen (z. B. bei Hohlkästen) und Spaltzugkräfte im Bereich von Spanngliedverankerungen. Falls der Querkraftnachweis für eine bestehende Spannbetonbrücke über die (zulässige) Hauptzugspannung geführt wird, sollten besonders „kritische“ Überbaubereiche durch Skizzen im Bauwerksbuch gekennzeichnet und bei zukünftigen Bauwerksprüfungen sehr sorgfältig kontrolliert werden.

## Ansatz 2: Alternative Tragmechanismen – Ansatz von HEGGER, GÖRTZ (2006)

Der von HEGGER, GÖRTZ (2006) entwickelte Ansatz für die Querkraftbemessung ist im Grunde genommen ähnlich aufgebaut wie der entsprechende Ansatz in DIN-Fachbericht 102 (2009-03). Die Traglasten, die mit dem Ansatz von HEGGER, GÖRTZ (2006) berechnet werden, stimmen besser mit vorhandenen Versuchsergebnissen überein, als die Traglasten, die mit dem Ansatz in DIN-Fachbericht 102 bzw. DIN 1045-1 (2001-07/2008-08) abgeschätzt werden – und zwar vor allem bei vorgespannten Bauteilen.

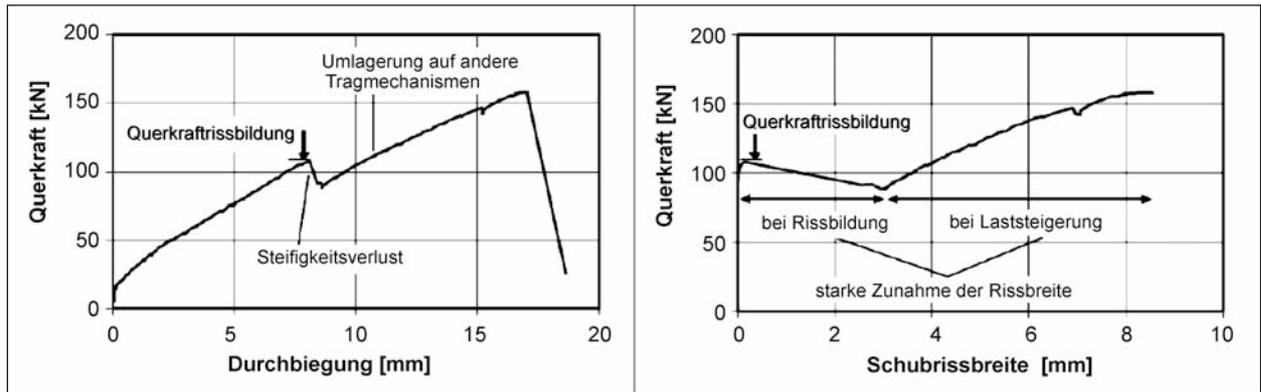
Der Ansatz von HEGGER, GÖRTZ (2006) beruht im Wesentlichen auf der Beobachtung, dass sich bei Bauteilen mit geringer Querkraftbewehrung nach dem Auftreten erster Schubrisse zwar das sog. „übliche Fachwerktragverhalten“ einstellt, die Last jedoch noch gesteigert werden kann, selbst wenn die Bügeldehnung die Streckgrenze erreicht. Diese experimentell festgestellte Traglaststeigerung wird mit einem Bogenmodell erklärt, das erst „voll zum Tragen“ kommt, wenn die Schubrisse so breit geworden sind, dass im Grunde genommen keine Reibungskräfte mehr im Riss übertragen werden können (siehe Diagramme in Bild 59 und Bild 60).

Die Bogentragwirkung wird im Bemessungsansatz von HEGGER, GÖRTZ (2006) durch den Betontraganteil  $V_c$  berücksichtigt. Für ein Bauteil mit Querkraftbewehrung ergibt sich die aufnehmbare Querkraft  $V_{ges}$  aus der Summe des Beton- und des Fachwerktraganteils  $V_F$ :

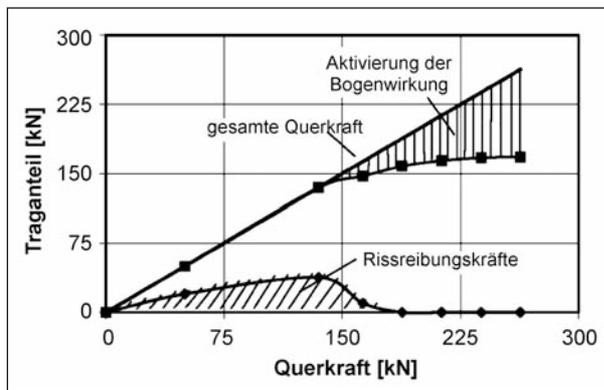
$$V_{ges} = V_F + V_c$$

mit

$$V_F = \min \left\{ \begin{array}{l} a_{sw} \cdot f_{yd} \cdot z \cdot \cot \theta \\ \eta_1 \cdot \alpha_c \cdot f_{ctd} \cdot b_w \cdot z / (\tan \theta + \cot \theta) \end{array} \right.$$



**Bild 59:** Ergebnisse eines Versuches zur Bestimmung der Querkrafttragfähigkeit – dargestellt ist links die Zunahme der Mittendurchbiegung und rechts, die Zunahme der Schubrissbreite (HEGGER, GÖRTZ 2006)



**Bild 60:** Schematische Darstellung der Querkrafttraganteile in Abhängigkeit von der Beanspruchung während eines Bruchversuches an einem Einfeldträger (HEGGER, GÖRTZ 2006)

$$V_c = \kappa_c \cdot V_{Rd,ct} \quad \text{mit } 0 \leq \kappa_c \leq 1,0$$

$$\frac{V_{Ed}}{V_{Rd,ct}} \begin{cases} \leq 1,0 & \Rightarrow \text{keine Querkraftbew. erforderlich} \\ > 1,0 \text{ u. } < 7,5 & \Rightarrow \kappa_c = 1,15 - (V_{Ed}/V_{Rd,ct})/6,5 \\ \geq 7,5 & \Rightarrow \kappa_c = 0 \end{cases}$$

$$V_{Rd,ct} = 0,1 \cdot \eta_1 \cdot \kappa \cdot (100 \cdot \rho_t \cdot f_{ck})^{1/3} \cdot b_{s,eff} \cdot d$$

$$\eta_1 = 0,4 + 0,6 \cdot \rho [\text{kg/m}^3] / 2200 \quad \text{für Leichtbeton}$$

$$\kappa = 1 + \sqrt{\frac{200}{d[\text{mm}]}} \leq 2,0; \quad b_{s,eff} =$$

$$b_w + \sum h_{f,i} \quad \text{mit } 0 \leq \kappa_c \leq 1,0$$

$$h_{f,i} = \text{Flanshhöhe (linker bzw. rechter Flansch)}$$

$$\cot\theta = \frac{\cot\beta_r}{1 - V_{Rd,c}/V_F} \leq 2,15; \quad \cot\beta_r = 1 - 0,18 \cdot \sigma_x / f_{ctm}$$

$$V_{Rd,c} = 0,10 \cdot f_{ctm} \cdot b_w \cdot z$$

$$\alpha_c = 0,75 \cdot \eta_1$$

Bei Bauteilen mit (erforderlicher) Querkraftbewehrung ist der Betontraganteil  $V_c$  am größten, wenn der Bemessungswert der einwirkenden Querkraft  $V_{Ed}$  nur etwas größer ist als  $V_{Rd,ct}$ . Für  $V_{Ed}/V_{Rd,ct} > 7,5$  verbleibt lediglich der Fachwerktraganteil. An-

hand des Verhältnisses von  $V_{Ed}$  zu  $V_{Rd,ct}$  kann somit erahnt werden, ob sich gegenüber dem Stufe-2-Ansatz in der NR-Ril (= Ansatz aus DIN-FB 102 mit modifizierten Grenzen für den Druckstrebenwinkel) nennenswerte Unterschiede ergeben oder nicht.

Vor der Anwendung dieses Bemessungsansatzes ist zu prüfen, ob die Randbedingungen, die diesem Ansatz zugrunde liegen, eingehalten sind (siehe Hintergründe der Formel zur Ermittlung von  $V_{Rd,ct}$ ). Das Potenzial des Ansatzes von HEGGER, GÖRTZ (2006) für die Beurteilung der Querkrafttragfähigkeit älterer Brückenbauwerke wurde in einer Vergleichsberechnung am Beispiel einer ausgeführten Plattenbalkenbrücke mit einer Zunahme des rechnerischen Querkraftwiderstandes von 53 % gegenüber dem Nachweisformat des Eurocode 2 aufgezeigt (BUSSE, ECKFELDT, EMPELMANN 2013).

### Ansatz 3: fib Model Code 2010

Der fib Model Code 2010 (MC 2010) beinhaltet im Zusammenhang mit der Querkraftbemessung ein mehrstufiges Verfahren: Level 1 (= first Level of Approximation) ist für Vordimensionierungen gedacht; in Level 4 wird die Querkrafttragfähigkeit mithilfe von nichtlinearen Berechnungen ermittelt. Für die Nachrechnung von Betonbrücken eignen sich die Ansätze der Levels 2 und 3. In beiden Levels beeinflusst die Verteilung der Längsdehnungen im betrachteten Bemessungsquerschnitt die rechnerische Querkrafttragfähigkeit. Vereinfacht formuliert, führt ein großes Biegemoment zu einer Verringerung, und eine Druckkraft (Vorspannung) zu einer Steigerung der Querkrafttragfähigkeit. Der Dehnungszustand wird in den Bemessungsansätzen über die in Bild 61 definierte Längsdehnung  $e_x$  er-

fasst und für vorgespannte Bauteile wie folgt berechnet:

$$\epsilon_x = \frac{\left(\frac{M_{Ed}}{z} + V_{Ed} + N_{Ed} \cdot \frac{(z_p - e_p)}{z}\right)}{2 \cdot \left(\frac{z_s}{z} \cdot E_s \cdot A_s + \frac{z_p}{z} \cdot E_p \cdot A_p\right)}$$

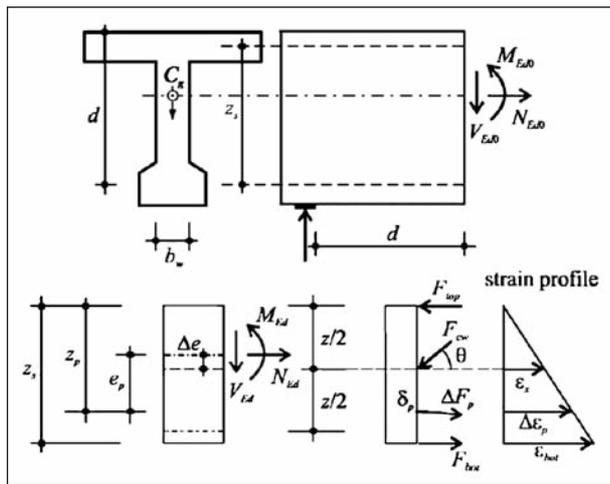
mit

$$M_{Ed} = M_{Ed0} + M_{Pd}$$

$$N_{Ed} = N_{Ed0} - F_p \cdot \cos\delta_p$$

$$V_{Ed} = V_{Ed0} - F_p \cdot \sin\delta_p$$

Der Querkraftwiderstand setzt sich – allgemein formuliert – aus einem Beton- und einem Querkraftbewehrungstraganteil zusammen und wird durch die Druckstrebentragfähigkeit limitiert (Hinweis: Die angegebenen Formeln für  $V_{Rd,max}$  und  $V_{Rds}$  wurden vereinfacht und gelten nur für Bauteile mit Bügeln, die senkrecht zur Stabachse angeordnet sind):



**Bild 61:** Definitionen für die Ermittlung der Längsdehnung  $\epsilon_x$  (fib Model Code 2010)

$$V_{Rd} = V_{Rd,c} + V_{Rd,s} \leq V_{Rd,max} =$$

$$k_c \cdot \frac{f_{ck}}{\gamma_c} \cdot z \cdot b_w \cdot \sin\theta \cdot \cos\theta \quad \text{mit}$$

$$k_c = k_\epsilon \cdot \eta_{fc} \quad \text{und} \quad \eta_{fc} = \left(\frac{30}{f_{ck}}\right)^{1/3}$$

mit

$$V_{Rd,c} = k_v \cdot \frac{f_{ctk}}{\gamma_c} \cdot z \cdot b_w$$

$$V_{Rd,s} = a_{sw} \cdot z \cdot f_{yd} \cdot \cot\theta$$

Für Bauteile mit Querkraftbewehrung wird in Level 2 nur der Traganteil der Querkraftbewehrung  $V_{Rds}$  angesetzt. Die Ermittlung des Druckstrebenwinkels erfolgt unter Berücksichtigung der Längsdehnung  $\epsilon_x$ . Es dürfen für  $\epsilon_x$  allerdings keine negativen Werte eingesetzt werden. Der Druckstrebenwinkel muss mindestens  $20^\circ$  betragen:

$$\theta_{min} = 20^\circ + 10000 \cdot \epsilon_x$$

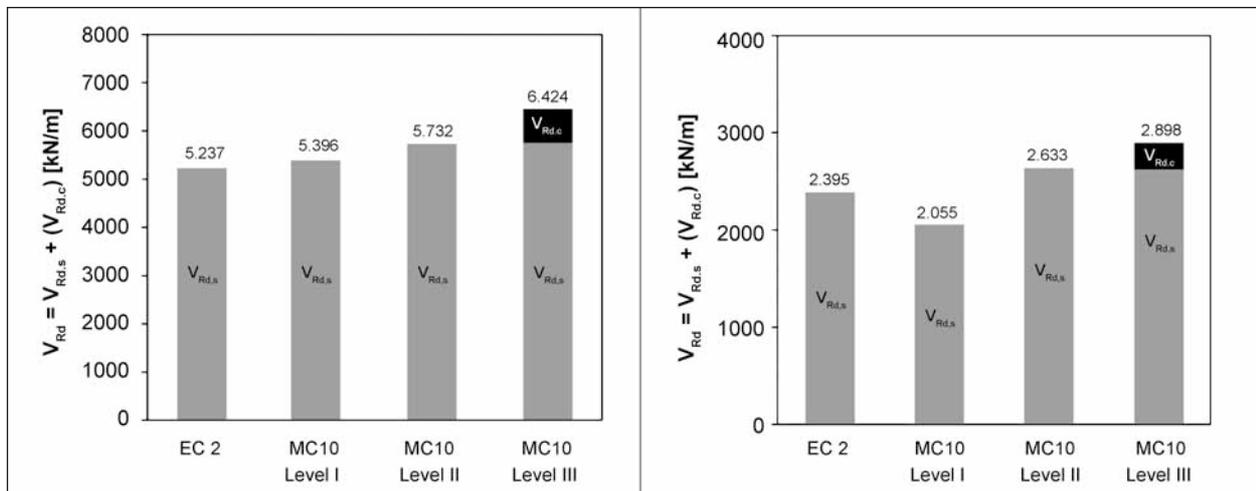
Der Faktor  $k_\epsilon$  zur Bestimmung der Betondruckstrebentragfähigkeit darf mit folgender Gleichung abgeschätzt werden:

$$k_\epsilon = \frac{1}{1,2+55 \cdot \epsilon_1} \leq 0,65 \quad \text{mit} \quad \epsilon_1 = \epsilon_x + (\epsilon_x + 0,002) \cdot \cot^2\theta$$

In Level 3 darf zusätzlich der Betontraganteil berücksichtigt werden (sonst wie Level 2). Aus der Formel zur Berechnung des Faktors  $k_v$  geht hervor, dass dieser Anteil nur dann größer als Null ist, wenn  $V_{Ed}$  kleiner als  $V_{Rd,max}(\theta_{min})$  ist.

$$k_\epsilon = \frac{1}{1,2+55 \cdot \epsilon_1} \leq 0,65 \quad \text{mit} \quad \epsilon_1 = \epsilon_x + (\epsilon_x + 0,002) \cdot \cot^2\theta$$

Es ist leicht zu erkennen, dass der Betontraganteil dann groß ist, wenn die Längsdehnung  $\epsilon_x$  vorspannungsbedingt klein bzw. gleich Null ist und der Klammerausdruck nahezu den Wert 1 erreicht:



**Bild 62:** Vergleich der rechnerischen Querkraftwiderstände nach EC 2 und MC 2010 für zwei Beispielbrücken aus HUBER et al. (2012)

$V_{Ed} \ll V_{Rd,max}(\theta_{min})$ . Vergleichsberechnungen in HUBER et al. (2012) deuten an, dass die Anwendung der Level-2- und 3-Ansätze des Model Codes 2010 bei Brückennachrechnungen vorteilhaft sein kann (siehe Bild 62).

Es sei erwähnt, dass der Level-3-Ansatz auf die sogenannte „Modified Compression Field Theory“ (= MCFT) von VECCHIO, COLLINS (1986) zurückgeht (siehe auch BENTZ, VECCHIO, COLLINS 2006). Im Gegensatz zur „Compression Field Theory“ (siehe MITCHELL, COLLINS 1974) wird darin berücksichtigt, dass der Beton – zumindest in geringem Maße – Zugspannungen übertragen kann. In der vereinfachten Form der MCFT wird dieser Traganteil über den Faktor  $k_v$  bestimmt (siehe oben angegebene Formel).

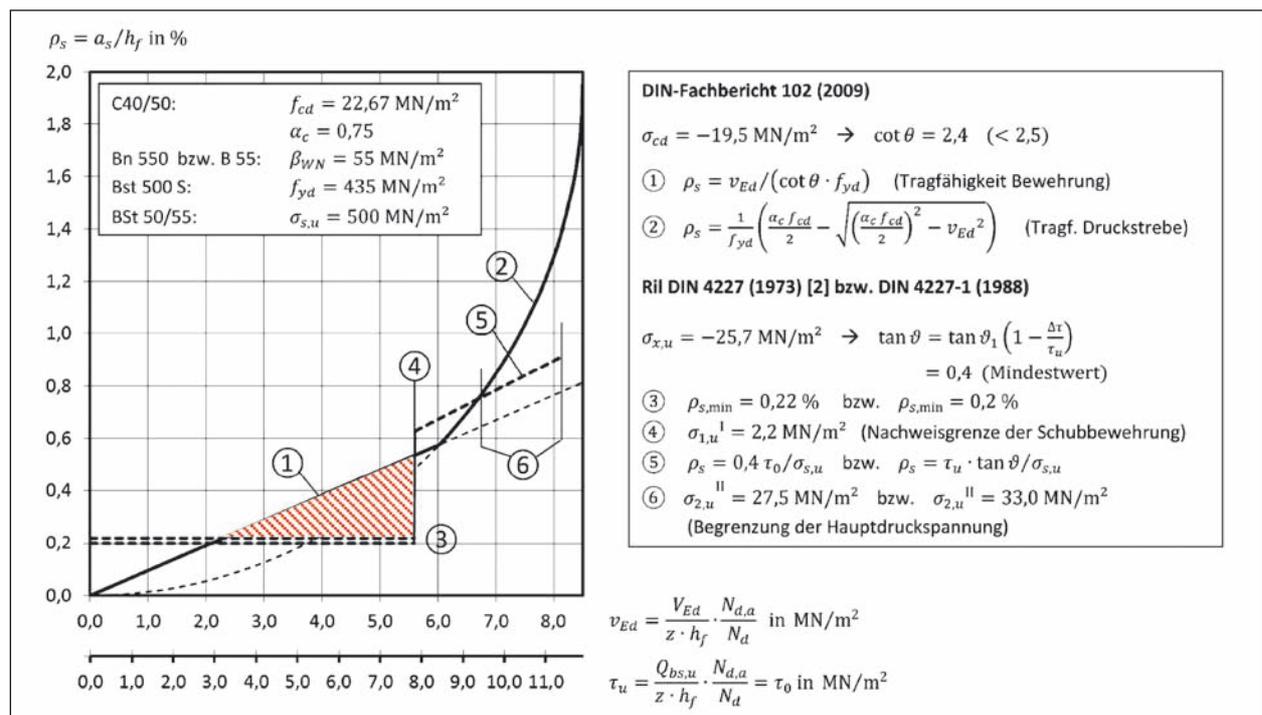
#### 4.3.3 Gurtanschlussnachweise

Wie in Kapitel 3.2.3 erwähnt, zeigen sich insbesondere beim Nachweis des Druckgurtanschlusses im Stützbereich von Durchlaufträgern mit Hohlkastenquerschnitt häufig große rechnerische Defizite. In Bild 63 sind erforderliche Gurtanschlussbewehrungsmengen in bezogener Form dargestellt – und zwar unter Zugrundelegung früherer und heutiger Bemessungsvorschriften. Die mittels Schraffur markierte Fläche deutet den Einwirkungsbereich an, für

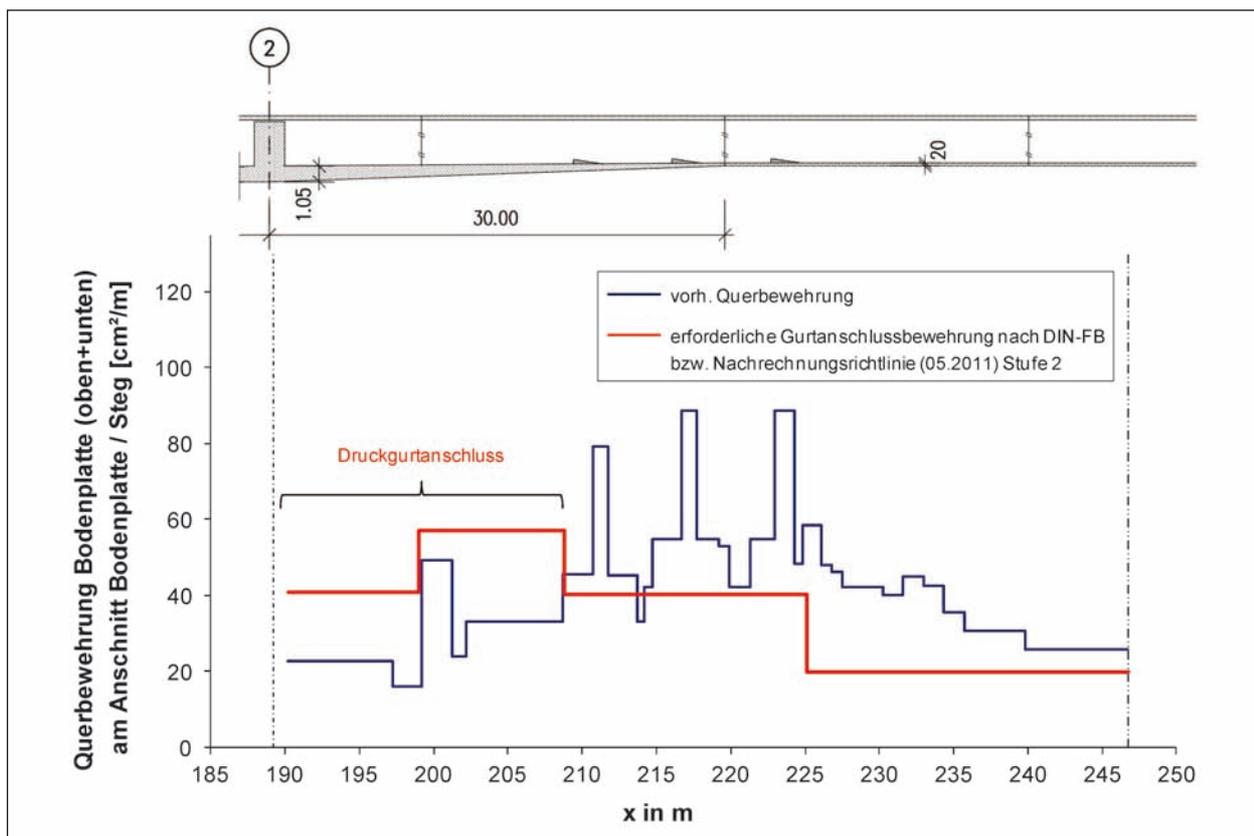
den sich nach DIN-FB 102 (2009-03) mehr Bewehrung ergibt als nach DIN 4227 (1988) bzw. Ril DIN 4227 (1973). Die Größe dieser Fläche hängt entscheidend von der im Gurt vorhandenen Längsdruckspannung ab, da die Unterscheidung zwischen Zone a und b in DIN 4227 über den Vergleich zwischen vorhandener und zulässiger Hauptzugspannung erfolgt und die Größe der vorhandenen Hauptzugspannung von der  $\sigma_x$ -Spannung abhängt. Dadurch, dass die Bodenplatten von Hohlkastenquerschnitten im Stützbereich von Durchlaufträgern i. d. R. hohe Längsdruckspannungen aufnehmen müssen, werden bei Nachrechnungen dort u. U. erforderliche Gurtanschlussbewehrungsmengen berechnet, die mehr als doppelt so groß sind wie die vorhandenen, anrechenbaren Bewehrungsmengen.

Es ist naheliegend, den Gurtanschlussnachweis in derartigen Fällen über den oben beschriebenen „erweiterten Hauptzugspannungsnachweis“ zu führen (siehe Ansatz 1 in Kapitel 4.3.2). Die dem Forschungsnehmer vorliegenden Informationen deuten darauf hin, dass dieser Nachweis bei Brückennachrechnungen bereits angewendet wurde. Details zur Nachweisführung – wie z. B. die Ermittlung der anrechenbaren Betonzugfestigkeit – sind dem Forschungsnehmer nicht bekannt.

Bekannt ist, dass der Hauptzugspannungsnachweis im Fall der Donaubrücke Ingolstadt nicht ziel-



**Bild 63:** Vergleich der Gurtanschlussbemessung nach Richtlinie 1973, DIN 4227 (1988) und DIN-Fachbericht 102 (2009) aus MÜLLER et al. (2013)



**Bild 64:** Vergleich zwischen vorhandener und erforderlicher Querbewehrung (dargestellt ist die gemäß Nachweisstufe 2 der NR-Ril erforderliche Gurtanschlussbewehrung), aus MÜLLER et al. (2013)

führend war, da die vorhandenen, rechnerischen Hauptzugspannungen im relevanten Nachweisbereich teilweise so groß ausfielen, dass Rissbildungen nicht ausgeschlossen werden konnten und sogar Risse vorhanden sind. Ursächlich für die hohen Hauptzugspannungen sind Zugkräfte im Bereich von Spanngliedverankerungen und Querbiegebeanspruchungen der Bodenplatte im Bereich von Dickenänderungen (Vouten) (siehe MÜLLER et al. 2013). Wie bereits erwähnt, konnten die Nachweise in Stufe 4 letztlich erfolgreich geführt werden – und zwar mit nichtlinearen Berechnungen unter Zugrundelegung eines physikalisch nichtlinearen Materialverhaltens. Details zur gewählten Nachweisführung finden sich in MÜLLER et al. (2013). Erwähnt sei, dass zwei Faktoren den Ausgang günstig beeinflussten: Zum einen wurden im Zuge von Betonprüfungen im relevanten Bereich sehr hohe Druckfestigkeiten festgestellt und zum anderen sind im Bereich der Taktfugen Bewehrungszulagen vorhanden, die Kraftumlagerungen ermöglichen.

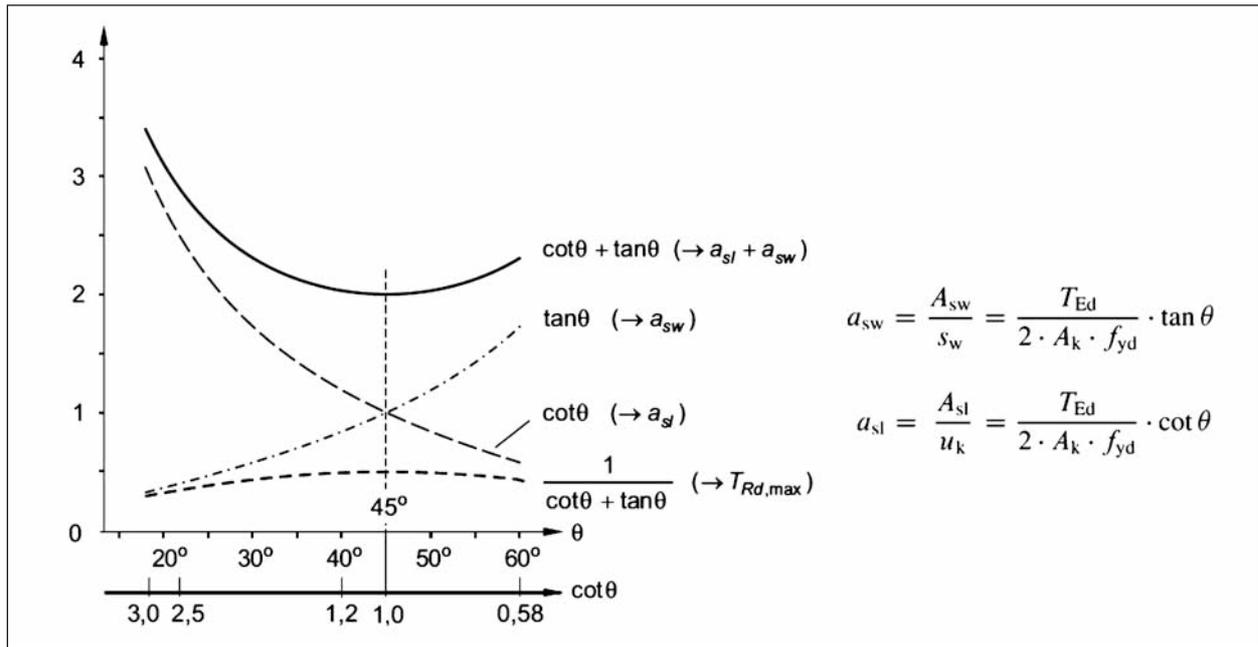
Die Darstellung in Bild 64 deutet die Größe der rechnerischen Stufe-2-Defizite im Druckgurtanschlussbereich an (siehe erforderliche und vorhan-

dene Bewehrungsmengen). Ursächlich hierfür sind Unterschiede zwischen dem damals verwendeten und dem heutigen Nachweiskonzept (siehe oben). Mithilfe der detaillierteren Stufe-4-Nachweise konnte das normativ geforderte Tragsicherheitsniveau – ohne die Reduktion von Teilsicherheitsbeiwerten – nachgewiesen werden und zwar unter Zugrundelegung des Ziellastniveaus LM1 (nach DIN-FB 101).

Ergänzende Informationen zu Stufe-4-Verfahren zur Beurteilung der Tragfähigkeit von Betonbrücken werden im Rahmen eines separaten, ebenfalls von der BAST geförderten Forschungsvorhabens zusammengestellt.

#### 4.3.4 Nachweis der Torsionslängsbewehrung

Die Menge der rechnerisch erforderlichen Torsionslängsbewehrung wird durch den Druckstrebenwinkel  $\theta$  beeinflusst. Es gelten die in Bild 65 dargestellten Zusammenhänge, denen ein räumliches Fachwerkmodell mit Zug- und Druckstreben zugrunde liegt (siehe ZILCH, ZEHETMAIER 2010). Bei Brückennachrechnungen werden Nachweise der Torsionslängsbewehrung eher eingehalten,



**Bild 65:** Einfluss des Druckstrebenwinkels  $\theta$  auf die erforderliche Bewehrungsmenge und die Druckstrebentragfähigkeit ( $\alpha = 90^\circ$ ), aus ZILCH, ZEHETMAIER (2010)

wenn möglichst große  $\theta$ -Winkel gewählt werden. Für große  $\theta$ -Winkel ergeben sich jedoch auch große erforderliche Torsionsbügelbewehrungsmengen. Bei den generell eher geringen vorhandenen Bewehrungsmengen in Längs- und Querrichtung ist die Einhaltung beider Nachweise (Torsionslängsbewehrung + Bügelbewehrung) meist nicht ohne Weiteres möglich (Hinweis: Die einwirkenden Torsionsmomente nehmen in vielen Fällen im Vergleich zu den Biegemomenten prozentual betrachtet stärker zu, wenn anstelle des Verkehrslastmodells für die Brückenklasse 60 das Lastmodell LM1 nach DIN-Fachbericht 101 (2009-03) angesetzt wird – siehe HAVERESCH (2011)).

Ob die mechanisch unsaubere Nachweisführung mit unterschiedlichen  $\theta$ -Winkeln für die Torsionslängs-, die Torsionsbügel- und die Querkraftbewehrung (unter gewissen Voraussetzungen) vertretbar ist, kann an dieser Stelle nicht abschließend geklärt werden. Sinnvoll erscheint es, den Fokus zunächst auf die vorhandene, ansetzbare Torsionslängsbewehrung zu richten.

Wie bereits in Kapitel 3.2.4 erläutert, fällt der Nachweis der Torsionslängsbewehrung in Biegezugzonen oft schwerer, da dort die berechnete Torsionslängsbewehrungsmenge  $a_{sl}$  zusätzlich zur Biegezugbewehrung anzuordnen ist, während in Biegedruckzonen die Bewehrungsmenge  $a_{sl}$  in Abhängigkeit von den Betondruckspannungen infolge Biegung reduziert werden darf.

Die Anrechnung der Querschnittfläche von Längsspanngliedern als vorhandene Torsionslängsbewehrung kann in Biegezugzonen dabei helfen, den Nachweis der Torsionslängsbewehrung abschließend führen zu können. In Kapitel 3.2.4 wurde bereits darauf hingewiesen, dass dies gemäß der BAST-Erfahrungssammlung zur NR-Ril derzeit nur möglich ist, wenn eine Zustimmung im Einzelfall vorliegt. Zweifel hinsichtlich der Anrechenbarkeit der Längsspannglieder können bestehen, wenn diese – wie in Bild 66 durch die rote Ellipse angedeutet – nicht randnah angeordnet sind. Klare Regelungen, die es ermöglichen, den Nachweis ohne ZiE führen zu dürfen, wären wünschenswert.

Erwähnt sei, dass die Torsionssteifigkeit von Betonbauteilen bereits durch feine Mikrorisse in beträchtlichem Maße verringert werden kann (siehe DAfStb Heft 240). Je nachdem, welche Abminderungsfaktoren für die Torsionssteifigkeit gewählt werden, können sich Schnittgrößenverteilungen ergeben, die beim Torsionsnachweis dazu führen, dass sich (bereichsweise) geringere Längsbewehrungsmengen ergeben (z. B. bei Brücken mit mehrstegigem Plattenbalkenquerschnitt). Untersuchungen zum Einfluss der Torsionssteifigkeit bei der Nachrechnung von Bestandsbauwerken sind im Rahmen des BAST-FE-Projektes FE 15.0482/ 2009/FRB vorgesehen.

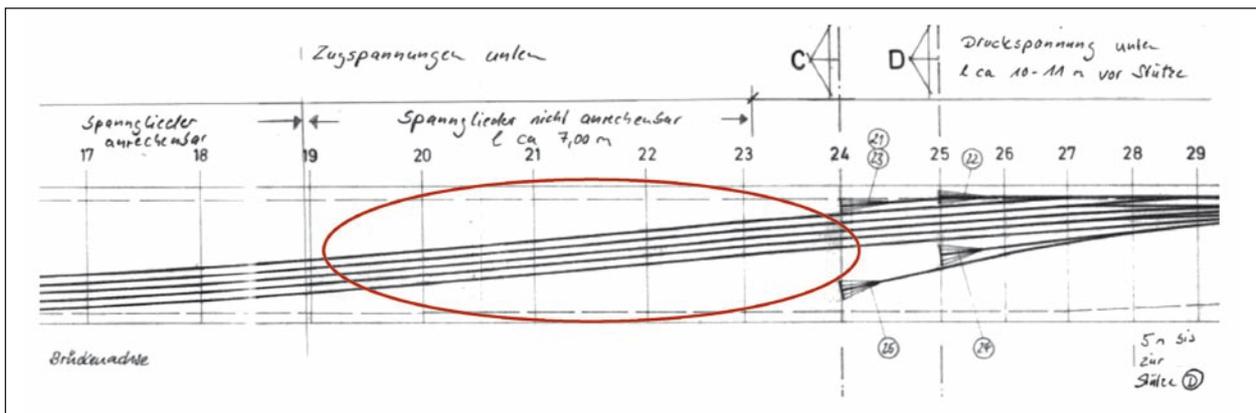


Bild 66: Lage der girlandenförmigen Spannglieder im Überbau einer Beispielbrücke

#### 4.4 Forschungs- und Klärungsbedarf

In Kapitel 4.3 wurde bereits auf einige offene Fragen und auf laufende Forschungsprojekte hingewiesen. Der aus Sicht des Forschungsnehmers zusätzlich vorhandene Klärungs- und Forschungsbedarf wird im vorliegenden Kapitel behandelt.

Grundsätzlich gilt, dass mit der Klärung der bisher offengebliebenen Fragen und den Ergebnissen der laufenden bzw. bereits geplanten Forschungsprojekte (u. a.) Folgendes erreicht werden sollte:

- (1) die zügige, vollständige und korrekte Bewertung bzw. Beurteilung der Standsicherheit bestehender Betonbrücken,
- (2) die Bereitstellung von Bemessungsansätzen bzw. -verfahren, mit denen das tatsächliche Tragverhalten möglichst genau abgebildet bzw. beurteilt werden kann,
- (3) die Bereitstellung von aussagekräftigen Zusammenstellungen der Nachrechnungsergebnisse für Brücken, die derzeit keine rechnerischen Defizite aufweisen, mittel- und langfristige gesehen, dennoch neu zu bewerten sind,
- (4) die Bereitstellung von Handlungsempfehlungen bzw. -vorschlägen, wie mit echten, standsicherheitsrelevanten Defiziten umgegangen werden soll und
- (5) geringe Verkehrsbeeinträchtigungen durch gut abgestimmte Kompensationsmaßnahmen und die schnelle Umsetzung von Ertüchtigungsmaßnahmen.

Die Bewertung bzw. Beurteilung der Standsicherheit bestehender Betonbrücken kann vereinfacht

bzw. vervollständigt werden, wenn (u. a.) folgende Punkte geklärt/beachtet werden:

- Bereitstellung von vollständigen Bestandsunterlagen (insbesondere die Ausführungspläne und die Spannprotokolle) – auch in elektronischer Form,
- Bereitstellung von Angaben, die für Ermüdungsnachweise und ggf. auch für die Festlegung des Ziellastniveaus hilfreich sind (Hinweise: Bei Brücken, die neben den regulären Fahrspuren auch Abbiegespuren aufweisen, sollte geklärt sein, ob das Lastmodell LM1 in modifizierter Form angesetzt werden muss. Für Brücken im Zuge von wenig befahrenen Strecken sind bei Ermüdungsnachweisen evtl. geringere Lasten oder niedrigere Lastwechselzahlen zu berücksichtigen.),
- Bereitstellung von Angaben, die Berechnungen des vorhandenen Zuverlässigkeitsniveaus einer Brücke unter Berücksichtigung einer vorgegebenen Restnutzungsdauer ermöglichen (Hinweis: Dies beinhaltet ggf. die Entwicklung von individuellen Lastmodellen, die eine Weiternutzung der betrachteten Brücke für eine bestimmte Zeit unter Beibehaltung des normativ geforderten Zuverlässigkeitsniveaus möglich macht; siehe z. B. WILLBERG (2013),
- Bereitstellung von Beispielen, wie die Messungen der Bauteildicken durchgeführt und ausgewertet werden sollen (Hintergrund: Gemäß Abschnitt 12.3.2 der NR-Ril der Teilsicherheitsbeiwert für die ständigen Einwirkungen aus Eigenlast reduziert werden. Klare Regelungen können dabei helfen, den Aufwand zu reduzieren.),

- Regelungen zum Nachweis der Anprallschutzvorrichtungen,
- Bereitstellung von ergänzenden Informationen, falls im Rahmen der Nachrechnung Aussagen zur Zulässigkeit von Schwertransporten getroffen werden sollen. Hinweis: Selbst wenn die Standsicherheit einer Brücke für das Lastmodell LM1 und das Ermüdungslastmodell LM3 nachgewiesen wurde, sind (pauschale) Aussagen zur Zulässigkeit von Schwertransporten nicht ohne Weiteres möglich.

Einige Möglichkeiten, wie das Ziel (2) erreicht werden kann, wurden bereits in Kapitel 4.3 genannt. Ergänzend erwähnt seien:

- Bereitstellung einer Handlungsanweisung „Spannungsrissskorrosion für in Querrichtung vorgespannte Bauteile“ (Querspannglieder spannungsrissskorrosionsgefährdet) (Hinweis: Aufbauend auf der Dissertation von LINGEMANN (2010) laufen zu dieser Thematik derzeit Forschungsarbeiten am Lehrstuhl für Massivbau der Technischen Universität München),
- experimentelle Absicherung des flachen Astes der Wöhlerlinie unterhalb des Knickpunktes im „Dauerfestigkeitsbereich“ für Beton- und Spannstähle.

Bezüglich des Ziels (3) wurden in Kapitel 4.2 konkrete Vorschläge formuliert. Es kann in diesem Zusammenhang sinnvoll sein, für Nachrechnungen z. B. das Ziellastniveau „0,8 x LMM“ heranzuziehen, um die Übertragbarkeit der Ergebnisse auf das aktuell anzusetzende Lastmodell LMM sicherstellen zu können.

Das Ziel (4) könnte erreicht werden, indem Regelwerke zur Planung und Durchführung von Verstärkungsmaßnahmen zusammengestellt und veröffentlicht werden – evtl. in Kombination mit Musterbeispielen.

Wesentlich für die Realisierung von Ziel (5) ist die enge Zusammenarbeit der zuständigen Straßenbauverwaltungen und eine streckenbezogene Auswahl der nachzurechnenden Brücken, die es ermöglicht, auch über Bundeslandgrenzen hinweg, Kompensations- oder Ertüchtigungsmaßnahmen so umzusetzen, dass der Verkehr kaum beeinträchtigt wird.

Zu bedenken ist, dass sich die Zeitspanne zwischen der Feststellung eines echten, standsicher-

heitsrelevanten Defizites und der Umsetzung einer Ertüchtigungs- oder Ersatzneubaumaßnahme nicht beliebig verkürzen lässt. Falls gleichzeitig mehrere Brücken nur eingeschränkt von Lkws befahren werden dürften, müssten bestimmte Regionen evtl. großräumig umfahren werden – mit allen negativen Konsequenzen.

## 5 Zusammenfassung

Die Nachrechnung von Brücken stellt im Hinblick auf das Ziel, die Zukunftsfähigkeit unseres Straßennetzes sicherzustellen, ein sehr wichtiges Element dar. Die Nachrechnungsergebnisse sollen dazu beitragen, die Brücken zu identifizieren, die unter Berücksichtigung des zunehmenden Verkehrsaufkommens und der steigenden Gesamtgewichte des Schwerverkehrs, vordringlich ertüchtigt oder ersetzt werden müssen.

Um eine gewisse Vergleichbarkeit der Ergebnisse erzielen zu können und zur Vereinfachung der Vorgehensweise wurde die im Mai 2011 veröffentlichte Nachrechnungsrichtlinie erarbeitet. Die bereitgestellten Nachrechnungsergebnisse zu 146 Betonbrücken ermöglichen es dem Forschungsnehmer, eine erste Zwischenbilanz zu ziehen und die Nachrechnungsstrategie zu hinterfragen.

In Kapitel 2 wurde zunächst aufgezeigt, welche Entwicklungen und Fehlentwicklungen für die Beurteilung der Daten bedeutsam sind. Die Entwicklungsgeschichte wurde bei der Auswahl vordringlich nachzurechnender Bauwerke berücksichtigt. Die Auswahl erfolgte durch die BAST. Insgesamt wurden rund 2.200 Bauwerke ausgewählt und in BAST-Liste aufgenommen. Zu 108 dieser ca. 2.200 Brücken liegen dem Forschungsnehmer Nachrechnungsergebnisse vor. 38 weitere Betonbrücken wurden zusätzlich von den Straßenbauverwaltungen der Länder ausgewählt. Durch eine Repräsentativitätsprüfung konnte aufgezeigt werden, dass die Brücken, zu denen dem Forschungsnehmer Ergebnisse vorliegen – u. a. bedingt durch die gezielte Auswahl – nicht den Gesamtbestand der deutschen Betonbrücken, jedoch die BAB-Betonbrücken der BAST-Liste repräsentieren.

Die rechnerischen Defizite der nachgerechneten Brücken wurden in Kapitel 3 zusammengestellt und ausgewertet. Als Grundlage dienten im Wesentlichen die in den Formblättern (= Anlage 2 der NR-Ril) enthaltenen Angaben. Da aus den Form-

blättern nicht alle im Zuge der Nachrechnung festgestellten rechnerischen Defizite hervorgehen, liefert die Auswertung kein umfassendes Bild. Bei der Auswertung entstand der Eindruck einer sehr heterogenen Bearbeitungstiefe. So könnte es zur besseren Vergleichbarkeit und zur Erzielung einer Vergleichmäßigung der Anstrengungen zur Findung einer volkswirtschaftlich möglichst günstigen Lösung zielführend sein, einerseits die Darstellungsanforderungen hinsichtlich der Vollständigkeit der Nachweise (z. B. unter Beachtung von Bewehrungsabstufungen) vorzugeben und andererseits auch durch die Vorgabe einer zwingenden Prüfpflicht der Nachrechnung eine Vergleichmäßigung der Ausschöpfung der durch die Richtlinie gegebenen Möglichkeiten zu erreichen.

Häufig in Nachweisstufe 2 festgestellte rechnerische Defizite sind:

- zu geringe Querkraft- und Torsionsbügelbewehrungsmengen,
- zu geringe Gurtanschlussbewehrungsmengen,
- zu geringe Torsionslängsbewehrungsmengen,
- keine ausreichende Sicherheit gegen Versagen infolge Ermüdung (in- und außerhalb von Koppelfugen),
- unzureichendes Ankündigungsverhalten (Einbau von spannungsrissskorrosionsgefährdetem Spannstahl),
- zu geringe Biegebewehrungsmengen (in Längs- und/oder Querrichtung).

Rechnerische Defizite traten insgesamt gesehen am häufigsten beim Nachweis der Querkrafttragfähigkeit auf. Bei rund 60 % der nachgerechneten Brücken wurden in Stufe 2 rechnerische Querkrafttragfähigkeitsdefizite festgestellt. Betroffen waren in erster Linie die älteren, vor 1966 errichteten Spannbetonüberbauten. Die größten rechnerischen Defizite beim Gurtanschluss zeigten sich beim Nachweis der Druckgurte im Stützbereich von Durchlaufträgern. Die Auswertung der oftmals festgestellten Defizite bei der Torsionslängsbewehrung wurde dadurch erschwert, dass aus den Formblättern die verwendeten Stufe-2-Stellschrauben nicht hervorgehen, z. B. der gewählte Druckstrebenwinkel.

Die älteste Brücke mit rechnerischen Defiziten beim Ermüdungsnachweis in den Koppelfugen wurde

1978 errichtet. Bei 12 von 24 Brücken, die spannungsrissskorrosionsgefährdeten Spannstahl enthalten, konnte unter Zugrundelegung der Handlungsanweisung ein ausreichendes Ankündigungsverhalten nachgewiesen werden. In vier Fällen liegen keine Angaben/Ergebnisse vor.

Der Nachweis der Biegetragfähigkeit konnte spätestens in Stufe 2 bei allen Brücken, die nach 1980 errichtet wurden, erfolgreich geführt werden. Entscheidend scheint zu sein, ob der Lastfall linearer Temperaturunterschied in der ursprünglichen statischen Berechnung berücksichtigt wurde oder nicht.

Nur bei 4 von 146 Bauwerken konnten in Stufe 1 alle Nachweise erbracht werden. Bei 19 Bauwerken gelang dies in Nachweisstufe 2. 20 Brücken wurden in die Nachweisklasse C eingestuft. Zu den meisten nachgerechneten Brücken (etwa 70 %) liegen keine eindeutigen bzw. abschließenden Angaben zur Nachweisklasseneinstufung vor.

Die Nachrechnungsergebnisse deuten darauf hin, dass konkrete Empfehlungen zum Umgang mit rechnerischen Nachweisdefiziten ab Stufe 2 sehr hilfreich sein können. In Kapitel 4 wurden deshalb Möglichkeiten aufgezeigt, wie bestimmte Nachweise mit anderen Bemessungsansätzen bzw. -verfahren geführt werden können (siehe Kapitel 4.3). Festzustellen ist, dass es mit den dort genannten Verfahren, z. B. mithilfe von physikalisch nicht-linearen Berechnungen, durchaus möglich ist, die Standsicherheit von Brückenbauwerken ohne Modifikationen auf der Einwirkungsseite (Kompensationsmaßnahmen) und ohne Verstärkungen nachzuweisen, selbst wenn in Stufe 2 ein großes rechnerisches Defizit (> 100 %) festgestellt wird (siehe z. B. MÜLLER et al. 2013).

Bezüglich der Aufbereitung und Darstellung von Nachrechnungsergebnissen wurden konkrete Verbesserungsvorschläge erarbeitet und vorgestellt (siehe Kapitel 4.2). Als Grundlage hierfür diente u. a. eine Befragung der Straßenbauverwaltungen der Länder zur Nutzung der „Formblätter“ und der „grafischen Darstellungen der Auslastungsgrade“. Hinweise zum verbleibenden Klärungs- und Forschungsbedarf (siehe Kapitel 4.4) verdeutlichen und konkretisieren den Bedarf, die vorhandene Nachrechnungsrichtlinie zu erweitern und die Gesamtstrategie zu optimieren.

## 6 Literatur

- BENTZ, E., VECCHIO, F., COLLINS, M.: Simplified Modified Compression Field Theory for Calculating Shear Strength of Reinforced Concrete Elements. In: ACI Structural Journal 103, S. 614-624, 2006
- BRAML, T.: Zur Beurteilung der Zuverlässigkeit von Massivbrücken auf der Grundlage der Ergebnisse von Überprüfungen am Bauwerk. Dissertation, Universität der Bundeswehr München, 2010
- Bundesanstalt für Straßenwesen (BASt): Erfahrungssammlung zur Nachrechnungsrichtlinie (Homepage BASt: letzter Aufruf am 12.12.2013)
- Bundesministerium für Verkehr, Bau und Stadtentwicklung (BMVBS): Richtlinie zur Nachrechnung von Straßenbrücken im Bestand (Nachrechnungsrichtlinie), Ausgabe 05/2011
- Bundesministerium für Verkehr, Bau und Stadtentwicklung (BMVBS): Handlungsanweisung zur Überprüfung und Beurteilung von älteren Brückenbauwerken, die mit vergütetem, spannungsrissskorrosionsgefährdetem Spannstahl erstellt wurden; Ausgabe 2011
- Bundesministerium für Verkehr, Bau und Stadtentwicklung (BMVBS): Strategie zur Ertüchtigung der Straßenbrücken im Bestand der Bundesfernstraßen. Vorlage an den Ausschuss für Verkehr, Bau und Stadtentwicklung des Deutschen Bundestages vom 22. Mai 2013. Berlin, 2013
- BUSCHMEYER, W., BRAASCH, T.: Betonbrücken – Einwirkungen, Widerstände, Bemessung. Schlussbericht zum BASt-Forschungsvorhaben FE 15.0483/2009/DRB, 2012 (unveröffentlicht)
- BUSSE, D., ECKFELDT, L., EMPELMANN, M.: Assessing the reliability of existing concrete bridges in terms of shear strength. Proc. 5<sup>th</sup> international conference on research and applications in structural engineering, mechanics and computation, Kapstadt, Südafrika, S. 1497-1502, 2013
- COLDITZ, B.: Neue Strategien zur Ertüchtigung von Straßenbrücken. Tagungsband zur „Brücken- u. Ingenieurbautagung 2012“, 25.-27.04.2012, München (2012)
- COLDITZ, B.: Brückenertüchtigung – eine notwendige Voraussetzung für ein zuverlässiges Fernstraßennetz. Tagungsband zum 23. Dresdener Brückenbausymposium, 11.-12.03.2013, Dresden
- FIB MODEL CODE 2010 – Final draft, Vol. 2. fib Bulletin, No. 66, 2012
- FINGERLOOS, F.: Historische technische Regelwerke für den Beton-, Stahlbeton- und Spannbetonbau. Berlin: Ernst & Sohn, 2009
- FREUNDT, U., BÖNING, S.: Verkehrslastmodelle für die Nachrechnung von Straßenbrücken im Bestand. Berichte der Bundesanstalt für Straßenwesen, Brücken- und Ingenieurbau, Heft B 82 (2011)
- FREYSTEIN, H.: Nachrechnung und Ertüchtigung von Straßenbrücken in Niedersachsen – gezeigt an Beispielen. Tagungsband zur „Brücken- und Ingenieurbautagung 2012“, 25.-27.04.2012, München
- FRIESSEM, H.: Strategie zur Nachrechnung von Straßenbrücken in Rheinland-Pfalz. Tagungsband zur „Brücken- und Ingenieurbautagung 2012“, 25.-27.04.2012, München
- GOJ, K.: DIN-Fachbericht 101 „Einwirkungen auf Brücken“, Ausgabe März 2009. Ersatz des Lastmodells LM1 durch das Lastmodell LMM. Schreiben vom 21.03.2012 (2012a)
- GOJ, K.: Strategie zur Nachrechnung von Straßenbrücken in Bayern. Tagungsband zur „Brücken- und Ingenieurbautagung 2012“, 25.-27.04.2012, München (2012b)
- HAARDT, P.: Algorithmen zur Zustandsbewertung von Ingenieurbauwerken. Berichte der Bundesanstalt für Straßenwesen, Brücken- und Ingenieurbau, Heft 22, Bergisch Gladbach, 1999
- HAARDT, P.: Vom schadensbasierten zum zuverlässigkeitsorientierten Erhaltungsmanagement für Brückenbauwerke der Bundesfernstraßen. In: PEIL, U. (Hrsg.): Sicherstellung der Nutzungsfähigkeit von Bauwerken mithilfe innovativer Bauwerksüberwachung. Abschluss-Symposium 2010 – Sonderforschungsbereich 477, S. 11-16 (2010)

- HAVERESCH, K.: Brücken – Prüfen, Erhalten, Verstärken oder Erneuern. In: Stahlbetonbau Aktuell, S. H.1-H.40, 2011
- HAVERESCH, K., MARZAHN, G.: Praktische Erfahrungen aus der Nachrechnung von Straßenbrücken und Schlussfolgerungen für die Normungsarbeit. 23. Dresdner Brückenbausymposium, 2013
- HEGGER, J., GÖRTZ, S.: Querkraftmodell für Bauteile aus Normalbeton und Hochleistungsbeton. Beton- und Stahlbetonbau 101 (2006), S. 695-705
- HEGGER, J. et al.: Zur Querkraftgefährdung bestehender Spannbronbrücken. Teil I: Grundlagen. Beton- und Stahlbetonbau 104 (2009), H. 11, S. 737-746
- HEGGER, J. et al.: Zur Querkraftgefährdung bestehender Spannbronbrücken. Teil II: Empfehlungen zur Vorgehensweise bei Sichtung und Überprüfung. Beton- und Stahlbetonbau 105 (2010), H. 6, S. 390-398
- HOLST, K. H., HOLST, R.: Brücken aus Stahlbeton und Spannbron. Entwurf, Konstruktion und Berechnung. 5. Auflage. Berlin: Ernst & Sohn, 2004
- HUBER, P. et al.: Vergleich der rechnerischen Querkrafttragfähigkeit von Bestandsbrücken nach Eurocode 2 und fib Model Code 2010. Beton- und Stahlbetonbau 107 (2012), S. 451-462
- KASCHNER, R.: Auswirkungen des zunehmenden Schwerverkehrs auf die Brücken der Bundesfernstraßen, Bundesanstalt für Straßenwesen, Bergisch Gladbach, Bericht zu FE 04243 des Arbeitsprogrammes der Bundesanstalt für Straßenwesen, 2009
- KASCHNER, R. et al.: Stellungnahme – Ermittlung relevanter Bauwerke zur Ertüchtigung des Brückenbestandes der Bundesfernstraßen. Sachstand: Mai 2009. Datenerhebung und Priorisierung: September 2009. Bundesanstalt für Straßenwesen, Bergisch Gladbach, September 2009 (Anmerkung: die Stellungnahme liegt dem Forschungsnehmer nur in Auszügen vor)
- KEHLBECK, F.: Einfluss der Sonnenstrahlung bei Brückenbauwerken. Düsseldorf: Werner-Verlag, 1975
- KÖNIG, G., GIEGOLD, J.: Zur Bemessung von Koppelfugen bei Massivbrücken. Beton- und Stahlbetonbau 6 (1984), S. 141-147 und 7 (1984), S. 191-197
- KÖNIG, G., MAURER, R., ZICHNER, T.: Spannbron: Bewährung im Brückenbau. Analyse von Bauwerksdaten, Schäden und Erhaltungskosten. Berlin: Springer-Verlag, 1986
- LEONHARDT, F., KOLBE, G., Peter, J.: Temperaturunterschiede gefährden Spannbronbrücke. Beton- und Stahlbetonbau 60 (1965), S. 157-163
- LEONHARDT, F.: Vorlesungen über Massivbau. Fünfter Teil – Spannbron. Springer-Verlag. Berlin, Heidelberg, New York, 1980
- LEONHARDT, F.: Vorlesungen über Massivbau. Sechster Teil – Grundlagen des Massivbrückenbaus. Berlin: Springer-Verlag, 1979 (berichtigter Nachdruck)
- LINGEMANN, J.: Zum Ankündungsverhalten von älteren Brückenbauwerken bei Spannstahtausfällen infolge Spannungsrisskorrosion. Berichte aus dem Konstruktiven Ingenieurbau, Technische Universität München, 2010
- MARZAHN, G.: Richtlinie für die Nachrechnung von Straßenbrücken. Bauingenieur 85, S. 217-220, 2010
- MARZAHN, G. et al.: Die Nachrechnung von bestehenden Straßenbrücken aus Beton. Beton-Kalender 2013: Lebensdauer und Instandsetzung, Teil IV, S. 273-344
- MAURER, R., BÄÄTJER, G.: Sicherheit von Spannbronbrücken – Entwicklungen von Konstruktions- und Bemessungsansätzen in Deutschland. Bauingenieur 82, S.1-13, 2007
- MAURER, R. et al.: Untersuchung zur Querkraftbemessung von Spannbronbalken mit girlandenförmiger Spanngliedführung. Berichte der Bundesanstalt für Straßenwesen – Brücken- und Ingenieurbau B 79 (2011)
- MAURER, R. et al.: Nachrechnung von Betonbrücken zur Bewertung der Tragfähigkeit bestehender Bauwerke. Berichte der Bundesanstalt für Straßenwesen – Brücken- und Ingenieurbau B 89 (2012)

- MITCHELL, D., COLLINS, M. P.: Diagonal compression field theory – a rational model for structural concrete in pure torsion. *Journal of the American Concrete Institute* 71 (1974), S. 396-408
- MÜLLER, A. et al.: Nachrechnung der Donau-  
brücke Ingolstadt (BAB A9) bis zur Stufe 4 der  
Nachrechnungsrichtlinie. *Beton- und Stahl-  
betonbau* 108 (2013), Heft 9, S. 603-619
- NAUMANN, J.: Strategie zur Ertüchtigung älterer  
Straßenbrücken, Fachtagung Bauen für die  
Zukunft, 2010, Deutsche Gesellschaft für  
Management in der Baupraxis, Vortragver-  
anstaltung des DBV E.V. und Bundesverkehrs-  
ministeriums, Berlin und Frankfurt.
- OBHOLZER, A.: Nachrechnung zweier Überfüh-  
rungsbauwerke in Spannbetonbauweise – Ver-  
gleich der Ergebnisse. VSVI Seminar Brücken-  
bau, Garching, 04.02.2013
- ONR 24008 (2006): Bewertung der Tragfähigkeit  
bestehender Eisenbahn- und Straßenbrücken.  
Österreichisches Normungsinstitut, Wien
- PELKE, E.: Entwicklung der Spannbetonbrücken in  
Deutschland früher Erfolg und weitere Perioden.  
*Bauingenieur* 82, S. 318-325, 2007
- PELKE, E., SCHÖLCH, U.: Strategie zur Nachrech-  
nung von Straßenbrücken in Hessen. Tagungs-  
band zur „Brücken- und Ingenieurbautagung  
2012“, 25.-27.04.2012, München
- TEWORTE, F., HEGGER, J.: Querkraftermüdung  
von Spannbetonträgern ohne Querkraftbeweh-  
rung. *Beton- und Stahlbetonbau* 108 (2013),  
Heft 1, S. 34-46
- VECCHIO, F. J., COLLINS, M. P.: The modified  
compression field theory for reinforced concrete  
elements subjected to shear. *ACI Journal* 83  
(2006), (2), S. 219-231
- VOCKRODT, H. J. et al.: Handbuch Instandsetzung  
von Massivbrücken – Untersuchungsmethoden  
und Instandsetzungsverfahren, Birkhäuser Ver-  
lag, 2003
- WILLBERG, U.: Zuverlässigkeit contra Wirtschaft-  
lichkeit? Auswirkungen der Lastmodelle LM1  
und LMM auf den Brückenneubau und den Bau-  
werksbestand. Tagungsband 17. Münchener  
Massivbau Seminar, Lehrstuhl für Massivbau,  
TUM, S. 6-11, München, 2013
- ZILCH, K., ZEHETMAIER, G.: Bemessung im  
konstruktiven Betonbau – nach DIN 1045-1  
(Fassung 2008) und EN 1992-1-1 (Eurocode 2).  
Berlin: Springer Verlag, 2010



## 7 Anhang

### 7.1 Auszüge aus der Datenbank

Nr.	Bau-jahr	SIB-Note	Bau-weise	Länge [m]	Breite [m]	Querschnitt			Tragsystem			Defizite													NW-Kl.	Rest-nutzung		
						PI	HPI	Pb	Hk	Efs	Dls	Raf	V <sub>max</sub>	V <sub>max,Qu</sub>	TL	E-längs	E-Schub	E-Quer	Erm-Kop.	Erm-NW	GA	M	M <sub>vert</sub>	SpRK			Ankünd.	α <sub>1</sub>
1	1969	3.3	Spb	330.00	14.98				1	9		ok	ok	3	ok	ok	ok	5	Δσ	ok	ok	ok	ok	-	1	x	x	
2	1972	3.5	Spb	280.50	14.95				1	7		3	ok	5	2	ok	ok	4	Δσ	3	ok	ok	ok	-	ok	x	x	
3	1972	3.0	Spb	476.60	15.00				1	9		ok	ok	ok	ok	ok	ok	4	Δσ	5	ok	ok	ok	-	ok	x	x	
4	1970	2.9	Spb	54.23	19.25				2	3		(ok)	3	ok	ok	ok	ok	-	Δσ	5	ok	ok	5	nein	5	x	x	
5	1971	3.0	Spb	384.00	15.18				1	10		ok	ok	3	ok	ok	ok	4	Δσ	ok	ok	ok	5	nein	ok	x	x	
6	1974	3.0	Spb	237.00	19.40				2	5		4	ok	x	ok	ok	ok	ok	Δσ	5	1	ok	ok	-	ok	x	x	
7	1974	3.0	Spb	237.00	15.15				1	5		5	ok	x	ok	ok	ok	1	Δσ	5	1	ok	ok	-	ok	x	x	
8	1967	2.4	Spb	36.00	18.95				2	1		ok	1	ok	ok	ok	ok	-	Δσ	ok	ok	ok	ok	-	ok	B	-	
9	1967	3.0	Spb	311.20	15.00				1	3		5	ok	5	ok	ok	ok	-	Δσ	5	ok	2	ok	-	ok	x	x	
10	1967	2.5	Spb	587.40	30.50				2	15		3	ok	-	ok	ok	ok	5	nnstahl, C	ok	ok	5	ok	-	3	x	x	
11	1967	3.0	Spb	160.00	15.00				1	4		5	ok	5	ok	ok	ok	5	pannstahl,	ok	ok	ok	ok	4	ja	ok	x	x
12	1970	3.0	Spb	313.00	15.00				1	9		ok	ok	5	ok	ok	ok	4	Δσ	5	ok	ok	ok	-	ok	x	x	
13	1979	3.0	Spb	1128.00	30.00				1	9		5	ok	3	ok	ok	ok	ok	Δσ	ok	3	2	ok	-	ok	x	x	
14	1979	2.7	Spb	820.00	12.20				1	15		4	ok	4	ok	ok	ok	ok	Δσ	5	1	ok	ok	-	ok	x	x	
15	1979	3.2	Spb	820.00	12.20				2	15		4	ok	ok	ok	ok	ok	ok	Δσ	5	ok	5	ok	-	ok	x	x	
16	1979	2.5	Spb	847.00	12.00				1	15		4	ok	4	ok	ok	ok	ok	Δσ	5	1	ok	ok	-	ok	x	x	
17	1983	2.9	Spb	365.40	17.75				1	7		3	ok	5	ok	ok	ok	ok	Δσ	5	ok	2	ok	-	ok	x	x	
18	1977	2.9	Spb	212.00	11.51				1	3		3	ok	ok	ok	ok	ok	ok	Δσ	3	ok	ok	ok	-	ok	x	x	
19	1977	2.8	Spb	212.00	12.10				1	3		4	ok	ok	ok	ok	ok	ok	Δσ	3	1	ok	ok	-	ok	x	x	
20	1979	2.7	Spb	378.46	19.30				1	5		ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	Δσ	5	ok	ok	ok	-	ok	C	20	
21	1980	2.5	Spb	387.95	20.50				2	18		ok	ok	-	ok	ok	ok	ok	Δσ	ok	ok	ok	ok	-	ok	B	-	
22	1967	2.9	Spb	61.02	11.25				4	2		4	2	ok	ok	5	ok	-	Δσ	5	4	ok	ok	-	ok	x	5	
23	1977	3.0	Spb	62.52	11.00				5	2		3	ok	-	ok	ok	ok	-	Δσ	ok	ok	ok	ok	-	3	x	x	
24	1971	2.5	Spb	200.00	15.00				2	4		5	ok	-	ok	ok	ok	-	Δσ	3	ok	ok	ok	-	ok	x	x	
25	1973	2.9	Spb	96.00	11.00				1	3		ok	ok	ok	ok	ok	ok	4	Δσ	ok	ok	ok	2	nein	1	x	5	
26	1968	2.5	Spb	363.50	19.45				2	14		ok	ok	-	ok	ok	ok	5	Δσ	x	ok	ok	ok	-	ok	B	-	
27	1963	2.9	Spb	260.35	9.67				1	8		5	1	x	ok	ok	ok	-	-	x	1	ok	ok	-	ok	x	x	
28	1970	1.8	Spb	200.00	14.99				1	6		2	ok	x	4	ok	ok	5	Δσ	x	ok	ok	x	x	ok	x	x	
29	1971	2.5	Spb	640.00	14.84				1	9		5	ok	x	ok	ok	ok	ok	Δσ	x	ok	ok	ok	-	ok	x	x	
30	1964	3.4	Spb	134.00	15.00				1	4		5	ok	x	ok	ok	ok	5	Δσ	1	ok	3	ok	-	ok	x	x	
31	1964	2.9	Spb	145.50	15.00				1	4		5	ok	x	ok	ok	ok	5	Δσ	2	ok	ok	ok	-	ok	x	x	
32	1975	3.3	Spb	132.53	34.00				2	4		1	ok	x	x	x	x	2	Δσ	ok	ok	ok	5	ja	ok	x	x	
33	1978	2.9	Spb	168.30	12.75				1	5		2	ok	x	ok	ok	ok	4	Δσ	3	ok	ok	ok	-	ok	x	x	
34	1967	3.0	Spb	325.80	15.11				1	8		5	ok	x	ok	ok	ok	5	Δσ	x	ok	ok	ok	-	ok	x	x	
35	1968	3.5	Spb	931.30	29.90				2	29		1	ok	-	ok	ok	ok	1	Δσ	x	ok	1	ok	-	1	x	x	
36	1959	2.9	Spb	136.90	14.75				2	4		5	ok	5	5	5	ok	-	Δσ	x	ok	ok	5	x	ok	x	x	
37	1960	2.3	Spb	219.00	17.00				2	6		5	ok	x	3	ok	ok	x	Δσ	x	3	ok	ok	-	ok	x	x	
38	1965	3.3	Spb	74.20	14.52				2	3		5	ok	-	ok	ok	ok	ok	Δσ	x	ok	5	ok	-	ok	x	x	
39	1955	2.8	Spb	190.00	16.10				4	5		5	ok	-	ok	ok	ok	-	Δσ	ok	3	ok	ok	-	ok	x	x	
40	1954	3.0	Spb	90.00	16.10				4	3		5	ok	-	1	ok	1	-	Δσ	ok	3	1	ok	-	ok	x	x	
41	1957	2.3	Spb	119.00	13.75				3	3		3	ok	x	x	x	x	-	Δσ	x	1	2	ok	-	ok	x	x	
42	1960	2.3	Spb	129.95	15.00				2	3		5	ok	x	ok	ok	ok	-	Δσ	ok	2	ok	ok	-	ok	x	x	
43	1893	2.8	Stb	5.30	8.00	1			2	2		5	ok	-	ok	ok	ok	-	Δσ	-	5	ok	-	-	-	x	4	
44	1979	1.9	Stb	12.95	26.50	1			1			ok	ok	-	3	ok	ok	-	Δσ	-	ok	ok	-	-	-	x	x	
45	1963	2.9	Stb	31.40	14.00	1				3		ok	ok	-	ok	ok	ok	-	Δσ	-	ok	2	-	-	-	x	x	
46	1968	2.4	Spb	277.37	30.00				4	9		5	ok	-	5	ok	ok	5	Δσ	5	5	ok	ok	-	4	x	4	
47	1974	2.7	Spb	144.58	14.50				1	4		2	5	2	ok	4	ok	ok	Δσ	3	ok	3	5	ja	ok	x	20	
48	1966	2.3	Spb	64.00	10.00	1			1	3		5	ok	-	3	ok	ok	-	Δσ	-	2	2	5	nein	4	x	x	
49	1966	2.3	Spb	64.00	15.75	1			1	3		5	ok	-	3	ok	ok	-	Δσ	-	2	2	5	nein	4	x	x	
50	1966	3.0	Spb	201.10	19.73				2	3		5	ok	x	3	ok	ok	-	Δσ	x	ok	ok	5	ja	1	C	20	
51	1963	2.5	Spb	270.00	14.25				3	8		ok	x	ok	ok	ok	ok	-	Δσ	x	1	ok	5	ja	ok	B	-	
52	1966	2.9	Spb	159.50	15.58				1	4		4	ok	x	ok	ok	ok	ok	Δσ	ok	ok	ok	ok	-	4	x	x	
53	1966	2.1	Stb	2.94	15.58				1	1		ok	ok	-	ok	ok	ok	-	Δσ	-	ok	ok	-	-	-	C	20	
54	1966	2.9	Spb	27.70	15.58				9	1		ok	ok	-	ok	ok	ok	-	Δσ	-	ok	ok	ok	-	ok	C	20	
55	1971	2.2	Spb	196.00	15.58				1	5		1	ok	x	3	ok	ok	4	Δσ	5	ok	ok	5	ja	1	x	x	
56	1969	2.9	Spb	404.40	22.25				2	8		3	1	ok	ok	ok	ok	ok	Δσ	x	ok	ok	5	ja	ok	x	x	
57	1969	2.9	Spb	510.50	14.25				1	10		2	ok	ok	ok	ok	ok	4	Δσ	x	ok	ok	5	ja	ok	x	x	
58	1969	2.9	Spb	436.50	10.50				1	9		2	1	ok	ok	ok	ok	5	Δσ	x	ok	ok	5	ja	ok	x	x	
59	1966	2.9	Spb	66.00	28.25				4	3		5	ok	2	ok	4	ok	-	Δσ	5	ok	ok	5	nein	4	x	5	
60	1968	2.4	Spb	430.00	31.50				2	14		3	ok	-	ok	ok	ok	5	Δσ	x	2	ok	ok	-	ok	x	20	
61	1968	2.0	Spb	103.30	16.50				2	3		2	ok	-	ok	ok	ok	-	Δσ	x	ok	ok	ok	-	ok	x	x	
62	1968	2.9	Spb	251.40	16.50				3	8		4	ok	-	ok	ok	ok	ok	Δσ	x	ok	ok	ok	-	ok	x	x	
63	1966	2.4	Spb	168.80	14.70				2	6		2	ok	2	x	x	x	x	Δσ	x	ok	ok	ok	-	ok	x	x	
64	1965	2.7	Spb	84.50	19.50				4	3		4	ok	-	ok	ok	ok	-	Δσ	x	ok	ok	ok	-	ok	x	x	
65	1964	1.8	Stb	3.00	34.44	1				1		ok	ok	-	ok	ok	ok	-	Δσ	-	ok	ok	-	-	-	A	-	
66	1964	2.7	Stb	5.95	36.21	1				1		ok	ok	-	ok	ok	ok	-	Δσ	-	ok	ok	-	-	-	A	-	
67	1956	2.3	Spb	19.75	38.00				3	1		ok	ok	-	ok	ok	ok	-	Δσ	-	ok	ok	ok	-				

Nr.	Bau-jahr	SIB-Note	Bau-weise	Länge [m]	Breite [m]	Querschnitt				Tragsystem			Defizite														NW-Kl.	Rest-nutzung	
						PI	HP	Pb	Hk	Efs	Dis	Raf	V <sub>Stl</sub>	V <sub>Stl-Quer</sub>	TL	E-längs	E-Schub	E-Quer	Erm-Kop	Erm-NW	GA	M	M <sub>vert</sub>	SpRK	Ankünd.	σ <sub>1</sub>			
91	1967	2.8	Spb	39.05	16.00							4	ok	-	ok	ok	ok	-	Δσ	x	ok	ok	ok	-	5	x	x		
92	1963	2.5	Stb	6.70	20.00			1				1	ok	ok	-	ok	ok	ok	-	Δσ	-	1	ok	-	-	-	x	x	
93	1975	2.9	Spb	13.35	15.00	1				1			ok	ok	-	ok	ok	ok	-	Δσ	-	ok	ok	ok	-	1	B	32	
94	1973	2.9	Spb	25.32	20.50	1							ok	ok	-	ok	ok	ok	-	Δσ	-	ok	ok	ok	-	ok	B	32	
95	1976	2.5	Spb	25.32	18.75	1				1			ok	ok	-	ok	ok	ok	-	Δσ	-	1	ok	ok	-	ok	B	32	
96	1973	2.8	Spb	29.90	18.75		1			1			5	ok	-	ok	ok	ok	-	Δσ	-	3	ok	ok	-	ok	x	x	
97	1973	2.5	Spb	164.53	16.75						4		ok	ok	x	ok	ok	ok	-	Δσ	ok	ok	ok	ok	-	3	x	x	
98	1973	2.5	Stb	8.50	18.75	1				1			ok	ok	-	ok	ok	ok	-	Δσ	-	1	ok	-	-	-	B	-	
99	1976	2.3	Stb	13.74	22.30		1						ok	ok	-	ok	ok	ok	-	Δσ	-	ok	ok	ok	-	-	A	-	
100	1983	2.8	Spb	723.00	27.50					1	13		ok	ok	ok	x	x	x	x	Δσ	ok	ok	ok	ok	-	ok	B	-	
101	1992	3.0	Spb	139.99	13.03					1	3		ok	ok	ok	ok	ok	ok	-	Δσ	ok	ok	ok	ok	-	ok	B	-	
102	1954	2.8	Spb	14.40	10.80	1					2		x	x	-	x	x	x	-	Δσ	-	x	x	x	x	-	x	x	
103	1970	2.4	Spb	66.00	13.10	1					2		5	ok	-	ok	ok	ok	-	Δσ	-	ok	ok	ok	-	ok	x	x	
104	1979	2.8	Spb	15.63	30.00	1				1			2	ok	-	ok	ok	ok	-	Δσ	-	ok	ok	ja	ja	ok	x	x	
105	1972	2.8	Spb	218.50	15.15					1	6		ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	Δσ	ok	ok	ok	ok	-	ok	C	20	
106	1975	2.5	Spb	603.30	15.08					1	12		ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	Δσ	ok	ok	ok	ok	-	ok	C	20	
107	1975	2.8	Spb	305.45	18.70					2	9		ok	ok	-	ok	ok	ok	ok	samt-nach	ok	ok	ok	ok	-	ok	B	-	
108	1971	3.5	Spb	390.00	15.25					1	10		2	ok	ok	ok	ok	ok	5	blem-->	5	ok	ok	ok	-	ok	x	x	
109	1970	3.3	Spb	59.50	10.75					1	2		2	ok	ok	ok	ok	ok	-	Δσ	ok	ok	ok	ok	-	ok	x	x	
110	1979	3.4	Spb	209.54	14.25					1	6		ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	samt-nach	1	ok	ok	ok	-	ok	B	-	
111	1967	2.7	Stb	11.00	12.80	1				1			ok	5	-	ok	ok	ok	-	Δσ	-	ok	5	-	-	-	x	x	
112	1977	2.9	Spb	260.35	5.31					2	8		ok	1	-	ok	ok	ok	5	Δσ	x	ok	ok	ok	-	ok	x	x	
113	1967	2.3	Stb	10.00	15.00	1					1		ok	ok	-	ok	ok	ok	-	Δσ	-	ok	ok	-	-	-	x	x	
114	1963	1.0	Stb	10.37	15.25	1					1		ok	ok	-	ok	ok	ok	-	Δσ	-	ok	ok	-	-	-	B	-	
115	1963	1.8	Stb	9.24	14.75	1					1		ok	ok	-	ok	ok	ok	-	Δσ	-	ok	ok	-	-	-	B	-	
116	1964	2.7	Stb	5.95	36.21	1					1		ok	ok	-	ok	ok	ok	-	Δσ	-	ok	ok	-	-	-	A	-	
117	1961	2.3	Spb	230.00	14.54					1	5		ok	x	x	ok	ok	ok	5	Δσ	x	2	x	ok	-	-	x	x	
118	1982	2.4	Stb	11.70	3.50	1					1		ok	ok	-	ok	ok	ok	-	Δσ	-	ok	ok	-	-	-	B	-	
119	1970	2.3	Stb	11.75	10.20	1					1		ok	ok	-	ok	ok	ok	-	Δσ	-	ok	ok	-	-	-	C	20	
120	1970	2.9	Spb	54.18	8.50	1					2		5	ok	5	ok	ok	ok	-	Δσ	5	5	ok	ok	-	ok	x	x	
121	1969	3.0	Spb	214.00	15.00					1	5		ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	Δσ	x	ok	ok	5	ja	ok	x	x	
122	1968	3.0	Spb	133.40	14.50					2	4		ok	ok	2	ok	ok	ok	-	Δσ	x	ok	ok	ok	-	ok	x	x	
123	1966	2.9	Spb	523.00	15.50					1	13		5	ok	x	ok	ok	ok	x	Δσ	x	ok	1	x	x	3	x	x	
124	1975	3.0	Spb	549.70	15.44					2	15		ok	ok	ok	ok	ok	ok	5	Δσ	ok	ok	ok	ok	-	ok	C	20	
125	1976	2.3	Spb	910.20	15.25					1	11		ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	Δσ	ok	ok	ok	ok	-	ok	C	20	
126	1976	2.5	Spb	611.00	15.25					1	11		ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	Δσ	ok	ok	ok	ok	-	ok	C	20	
127	1972	3.3	Spb	500.00	13.49					1	11		ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	Δσ	ok	2	3	ok	-	4	x	x	
128	1974	2.5	Spb	703.40	14.60					1	14		ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	Δσ	ok	ok	ok	ok	-	ok	x	x	
129	1975	3.0	Spb	968.00	15.07					1	19		ok	ok	2	x	x	x	x	Δσ	x	3	ok	ok	ok	-	ok	x	x
130	1975	2.5	Spb	695.40	15.45					2	15		ok	ok	ok	ok	ok	ok	x	Δσ	ok	ok	ok	ok	-	ok	x	x	
131	1975	3.3	Spb	1471.40	15.50					2	34		ok	ok	ok	ok	ok	ok	5	Δσ	ok	ok	ok	ok	-	ok	x	x	
132	1960	2.8	Spb	151.20	15.00					4	3		5	x	-	ok	ok	ok	-	Δσ	x	ok	x	ok	-	ok	x	5	
133	1939	2.5	Stb	33.40	12.50	1					2		x	x	x	x	x	x	-	Δσ	-	3	x	-	-	-	x	3	
134	1975	3.4	Spb	245.82	37.50					2	7		ok	ok	x	ok	ok	ok	ok	Δσ	x	ok	ok	ok	-	ok	C	20	
135	1933	3.0	Stb	21.54	9.90	1					3		ok	ok	-	ok	ok	ok	-	Δσ	-	1	ok	-	-	-	x	10	
136	1967	3.5	Spb	94.50	20.90					2	3		ok	1	x	ok	ok	ok	-	Δσ	ok	1	3	5	nein	ok	x	x	
137	1960	3.4	Spb	225.00	17.00					1	7		5	ok	x	ok	ok	ok	-	Δσ	5	ok	5	5	nein	ok	x	3	
138	1968	2.8	Spb	222.00	17.50					2	9		5	x	-	x	x	x	x	Δσ	x	x	x	x	x	x	x	x	
139	1968	2.3	Spb	28.80	17.50					5	1		3	x	-	ok	ok	ok	-	Δσ	-	ok	x	ok	-	ok	x	x	
140	1966	2.0	Stb	14.92	17.50	1					1		2	x	-	ok	ok	ok	-	Δσ	-	ok	x	-	-	-	x	x	
141	1975	3.0	Spb	390.00	15.50					1	10		ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	Δσ	2	ok	ok	ok	-	ok	x	x	
142	1974	2.8	Spb	304.80	16.25					2	8		ok	ok	-	ok	ok	ok	x	Δσ	x	ok	ok	ok	-	ok	x	x	
143	1964	1.9	Spb	48.50	11.25					2	1		5	ok	-	ok	ok	ok	-	Δσ	ok	ok	ok	ok	-	4	x	x	
144	1974	3.3	Spb	507.20	14.64					1	11		ok	ok	-	ok	ok	ok	ok	Δσ	ok	ok	ok	ok	-	ok	C	20	
145	1980	3.0	Spb	265.50	14.73					1	7		ok	ok	ok	ok	ok	ok	x	Δσ	x	2	ok	ok	x	ok	x	x	
146	1981	3.4	Spb	512.00	14.25					1	11		ok	ok	-	ok	ok	ok	ok	Δσ	ok	ok	ok	ok	-	ok	C	20	

Nr.	vorgeschlagene Maßnahme	Brücken- klasse	Ziellast- niveau	Nutzung BAB; B; L; K	Norm	Einzelstütz- l max	Bauverfahren	Betonstahl		Spannverfahren		S	V	D
								glatt/gerippt	Längsvorspannung	Quervorspannung				
1	Ertüchtigung	60	LM1	BAB	DIN-FB 102	38,00	Vorschubrüstung	gerippt	Leoba AK	DYWIDAG	2	2	3	
2	Ersatzneubau	60	LM1	BAB	DIN-FB 102	42,50	Taktschieben	gerippt	Leoba AK	Leoba	3	2	3	
3	Ertüchtigung	60	LM1	BAB	DIN-FB 102	68,00	Taktschieben	gerippt	Züblin	Züblin	2	2	3	
4	verschärfte Prüfanweisungen	60	LM1	BAB	DIN-FB 102	23,47	Traggerüst	gerippt	Interspan	Interspan	1	2	3	
5	x	60	LM1	BAB	DIN-FB 102	40,00	Traggerüst	gerippt	Interspan	Interspan	2	2	3	
6	detailliertere Nachweisführung	60	LM1	BAB	DIN-FB 102	53,00	Taktschieben	gerippt	Leoba AK	Dyckerhoff & Widmann	1	2	3	
7	detailliertere Nachweisführung	60	LM1	BAB	DIN-FB 102	53,00	Taktschieben	gerippt	Leoba AK	Dyckerhoff & Widmann	1	2	3	
8	-	60	LM1	BAB	DIN-FB 102	36,00	Traggerüst	gerippt	Züblin	Züblin	1	2	2	
9	x	60	LM1	BAB	DIN-FB 102	151,00	Traggerüst	gerippt	Baur-Leonhardt	Züblin	1	2	3	
10	Ertüchtigung	60	LM1	BAB	DIN-FB 102	39,00	Traggerüst	gerippt	Dyckerhoff & Widmann	Dyckerhoff & Widmann	1	2	3	
11	Ersatzneubau	60	LM1	BAB	DIN-FB 102	44,00	Traggerüst	gerippt	Holzmann	DYWIDAG	1	2	3	
12	Ertüchtigung	60	LM1	BAB	DIN-FB 102	36,00	Traggerüst	gerippt	Züblin	Züblin	1	2	3	
13	Ertüchtigung	60	LM1	BAB	DIN-FB 102	138,00	Freivorbau	gerippt	DYWIDAG	VSL Litzen (Losinger)	1	2	3	
14	Ertüchtigung	60	LM1	BAB	DIN-FB 102	58,00	Vorschubrüstung	gerippt	BBRV-Suspa	DYWIDAG	1	1	3	
15	Ertüchtigung	60	LM1	BAB	DIN-FB 102	58,00	Vorschubrüstung	gerippt	BBRV-Suspa	DYWIDAG	1	1	3	
16	Ertüchtigung	60	LM1	BAB	DIN-FB 102	60,00	Traggerüst	gerippt	BBRV-Suspa	DYWIDAG	1	1	2	
17	Ertüchtigung	60	LM1	BAB	DIN-FB 102	63,80	Vorschubrüstung	gerippt	Züblin	Züblin	1	2	3	
18	verkehrliche Einschränkung	60	LM1	BAB	DIN-FB 102	86,00	Traggerüst	gerippt	Leoba AK	Leoba AK	1	2	3	
19	verkehrliche Einschränkung	60	LM1	BAB	DIN-FB 102	86,00	Traggerüst	gerippt	Leoba AK	Leoba AK	1	2	3	
20	verschärfte Prüfanweisungen	60	LM1	BAB	DIN-FB 102	115,00	Taktschieben	gerippt	Vorspann- Technik	Vorspann- Technik	0	2	3	
21	-	60/30	LM1	BAB	DIN-FB 102	20,70	gemauertes Gewölbe +	gerippt	DYWIDAG	DYWIDAG	1	1	2	
22	x	60	LM1	BAB	DIN-FB 102	30,51	Traggerüst	gerippt	Vorspann- Technik	Vorspann- Technik	2	2	3	
23	detailliertere Nachweisführung	60	LM1	BAB	DIN-FB 102	30,79	Fertigteile	gerippt	BBRV-Suspa	nein	1	2	3	
24	x	60	LM1	BAB	DIN-FB 102	55,00	Traggerüst	gerippt	Leoba AK	Leoba S, K	1	2	2	
25	Ertüchtigung	60/30	LM1	B	DIN-FB 102	36,00	Traggerüst	gerippt	andere	nein	2	2	3	
26	Verstärkung bereits erfolgt	LM1	LM1	BAB	DIN-FB 102	30,24	Traggerüst	gerippt	Monierbau	DYWIDAG	1	3	2	
27	Ertüchtigung	60	LM1	BAB	DIN-FB 102	32,80	Traggerüst	glatt	Freyssinet	DYWIDAG	1	1	3	
28	Ertüchtigung	60	LM1	BAB	DIN-FB 102	35,30	Traggerüst	gerippt	Leoba AK	Leoba S, K	0	0	2	
29	verschärfte Prüfanweisungen	60	60	BAB	DIN 1072	80,00	Traggerüst	gerippt	Leoba AK	Leoba S, K	1	1	3	
30	Ertüchtigung	60	60/30	BAB	DIN 1072	40,50	Traggerüst	glatt+gerippt	DYWIDAG	DYWIDAG	2	3	4	
31	Ertüchtigung	60	60/30	BAB	DIN 1072	45,50	Traggerüst	glatt+gerippt	DYWIDAG	DYWIDAG	1	2	3	
32	Ertüchtigung	LM1	LM1	L	DIN-FB 102	39,85	Traggerüst	gerippt	Holzmann	Züblin	1	3	3	
33	Ertüchtigung	60	60/30	BAB	DIN 1072	47,03	Traggerüst	gerippt	Dyckerhoff & Widmann	DYWIDAG	1	3	2	
34	Ertüchtigung	60	LM1	BAB	DIN-FB 102	42,00	Traggerüst	gerippt	Leoba AK	Leoba S, K	1	3	3	
35	Ersatzneubau	60	60/30	BAB	DIN 1072	32,55	Taktschieben	gerippt	DYWIDAG	DYWIDAG	3	3	4	
36	x	60	LM1	BAB	DIN-FB 102	36,40	Traggerüst	glatt	Holzmann	Holzmann	1	2	3	
37	x	60	LM1	BAB	DIN-FB 102	38,65	Traggerüst	glatt+gerippt	Leoba	Leoba	0	2	2	
38	x	x	LM1	B	DIN-FB 102	29,00	Traggerüst	glatt	andere	andere	0	2	2	
39	x	60	LM1	B	DIN-FB 102	40,00	Traggerüst	glatt	Baur-Leonhardt	Leoba	1	2	3	
40	x	60	LM1	B	DIN-FB 102	40,00	Traggerüst	glatt	Baur-Leonhardt	Leoba	1	1	3	
41	x	60	LM1	B	DIN-FB 102	43,80	Traggerüst	glatt	Baur-Leonhardt	Leoba	1	1	2	
42	x	60	LM1	BAB	DIN-FB 102	44,35	Traggerüst	glatt	Baur-Leonhardt	Leoba	1	2	3	
43	Ersatzneubau	45	LM1	B	DIN-FB 102	2,69	Traggerüst	glatt	Stb	Stb	2	3	3	
44	x	60	LM1	BAB	DIN-FB 102	11,75	Traggerüst	gerippt	Stb	Stb	0	1	2	
45	x	60	LM1	B	DIN-FB 102	11,72	Traggerüst	glatt	Stb	Stb	2	1	3	
46	Ersatzneubau	45	LM1	BAB	DIN-FB 102	32,50	Traggerüst	gerippt	DYWIDAG	DYWIDAG	1	2	3	
47	verschärfte Prüfanweisungen	60	LM1	BAB	DIN-FB 102	48,01	Traggerüst	gerippt	DYWIDAG	Holzmann	1	2	3	
48	Ersatzneubau	45	LM1	BAB	DIN-FB 102	29,00	Traggerüst	glatt	Holzmann	nein	1	2	2	
49	Ersatzneubau	45	LM1	BAB	DIN-FB 102	29,00	Traggerüst	glatt	Holzmann	nein	1	2	2	
50	Ertüchtigung	45	LM1	BAB	DIN-FB 102	82,00	Traggerüst	gerippt	DYWIDAG	DYWIDAG	1	2	3	
51	verschärfte Prüfanweisungen	60	LM1	B	DIN-FB 102	35,00	Traggerüst	glatt+gerippt	Züblin	Züblin	0	2	2	
52	verkehrliche Einschränkung	45	60/30	BAB	DIN-FB 102	51,50	Traggerüst	gerippt	BBRV-Suspa	Leoba S, K	1	1	3	
53	verkehrliche Einschränkung	45	60/30	BAB	DIN-FB 102	2,94	Traggerüst	gerippt	Stb	Stb	0	1	2	
54	verkehrliche Einschränkung	45	60/30	BAB	DIN-FB 102	27,70	Fertigteile	gerippt	BBRV-Suspa	Leoba S, K	2	1	3	
55	Ertüchtigung	60	LM1	BAB	DIN-FB 102	45,00	Vorschubrüstung	gerippt	Holzmann	Holzmann	0	2	2	
56	Ertüchtigung	60	LM1	BAB	DIN-FB 102	53,90	Traggerüst	gerippt	DYWIDAG	Holzmann	1	2	3	
57	Ertüchtigung	60	LM1	BAB	DIN-FB 102	62,00	Traggerüst	gerippt	DYWIDAG	Holzmann	1	2	3	
58	Ertüchtigung	60	LM1	BAB	DIN-FB 102	52,00	Traggerüst	gerippt	DYWIDAG	Holzmann	1	2	3	
59	Ersatzneubau	45	LM1	BAB	DIN-FB 102	33,00	Traggerüst	gerippt	Holzmann	Holzmann	2	2	3	
60	verkehrliche Einschränkung	60	60 (4+0)	BAB	DIN 1072	32,00	Traggerüst	gerippt	BBRV-Suspa	BBRV-Suspa	1	2	2	
61	Ersatzneubau (6-spüriger Ausbau)	60	60 (4+0)	BAB	DIN 1072	40,00	Traggerüst	gerippt	Vorspann- Technik	DYWIDAG	0	1	2	
62	Ersatzneubau (6-spüriger Ausbau)	60	60 (4+0)	BAB	DIN 1072	33,00	Traggerüst	gerippt	Hochtief	Hochtief	1	2	3	
63	Ersatzneubau (6-spüriger Ausbau)	60	60 (4+0)	BAB	DIN 1072	30,00	Traggerüst	gerippt	BBRV-Suspa	Leoba S, K	1	2	2	
64	Ersatzneubau (6-spüriger Ausbau)	60	60 (4+0)	BAB	DIN 1072	40,00	Traggerüst	gerippt	BBRV-Suspa	Leoba S, K	2	2	3	
65	-	60/30	LM1	BAB	DIN-FB 102	3,00	Traggerüst	glatt	Stb	Stb	0	1	2	
66	-	60	LM1	BAB	DIN-FB 102	5,95	Traggerüst	glatt	Stb	Stb	1	1	3	
67	verkehrliche Einschränkung	60	LM1	BAB	DIN-FB 102	18,05	Traggerüst	glatt	DYWIDAG	DYWIDAG	1	1	3	
68	-	60	LM1	BAB	DIN-FB 102	7,53	Traggerüst	glatt	Stb	Stb	1	1	2	
69	Ertüchtigung	45	LM1	BAB	DIN-FB 102	37,45	Traggerüst	gerippt	Hochtief	nein	1	1	2	
70	Ertüchtigung	45	LM1	BAB	DIN-FB 102	37,45	Traggerüst	gerippt	Bilfinger + Berger	nein	0	1	2	
71	Ersatzneubau	45	LM1	BAB	DIN-FB 102	30,00	Traggerüst	glatt	Freyssinet	Leoba S, K	3	2	3	
72	verkehrliche Einschränkung	60	LM1	BAB	DIN-FB 102	26,03	Traggerüst	gerippt	Holzmann	Züblin	1	2	3	
73	Ersatzneubau	60	LM1	BAB	DIN-FB 102	37,70	Traggerüst	gerippt	BBRV-Suspa	nein	1	2	3	
74	Ersatzneubau	60	LM1	BAB	DIN-FB 102	65,00	Traggerüst	glatt+gerippt	DYWIDAG	DYWIDAG	1	1	3	
75	verkehrliche Einschränkung	60	LM1	BAB	DIN-FB 102	40,00	Traggerüst	gerippt	BBRV-Suspa	BBRV-Suspa	2	3	3	
76	x	60	LM1	BAB	DIN-FB 102	38,50	Traggerüst	gerippt	Bilfinger + Berger	Bilfinger + Berger	1	3	3	
77	Ertüchtigung	45	LM1	BAB	DIN-FB 102	60,00	Traggerüst	glatt	Monierbau	Monierbau	1	2	2	
78	Ertüchtigung	60	LM1	BAB	DIN-FB 102	31,81	Traggerüst	gerippt	DYWIDAG	DYWIDAG	1	3	3	
79	verschärfte Prüfanweisungen	30/30	30/30	BAB	DIN-FB 102	22,05	Traggerüst	gerippt	Holzmann	Holzmann	2	2	3	
80	Ersatzneubau	60	LM1	BAB	DIN-FB 102	31,50	Traggerüst	glatt	Freyssinet	Freyssinet	0	2	2	
81	Ertüchtigung	60	LM1	BAB	DIN-FB 102	30,66	Traggerüst	glatt	Freyssinet	Freyssinet	1	2	2	
82	verkehrliche Einschränkung	60	LM1	BAB	DIN-FB 102	30,66	Traggerüst	glatt	Freyssinet	Freyssinet	0	0	1	
83	Ertüchtigung	60	LM1	B	DIN-FB 102	30,55	Traggerüst	gerippt	BBRV-Suspa	nein	0	2	2	
84	verkehrliche Einschränkung	60	60/30	B	DIN-FB 102	34,00	Traggerüst	gerippt	BBRV-Suspa	nein	1	1	3	
85	Ertüchtigung	30/30	LM1	B	DIN-FB 102	30,00	Traggerüst	glatt	Baur-Leonhardt	nein	2	2	3	
86	-	60	LM1	BAB	DIN-FB 102	39,36	Traggerüst	gerippt	Leoba AK	Leoba AK	1	1	3	
87	Ertüchtigung	60	LM1	B	DIN-FB 102	35,50	Traggerüst	glatt+gerippt	Monierbau	nein	1	2	3	
88	verschärfte Prüfanweisungen	30/30	LM1	B	DIN-FB 102	14,80	Traggerüst	glatt	Leoba S, K	Leoba S, K	1	2	3	
89	x	60	LM1	B	DIN-FB 102	21,00	Traggerüst	gerippt	BBRV-Suspa	nein	0	2	2	
90	-	60	LM1	BAB	DIN-FB 102	18,82	Traggerüst	gerippt	BBRV-Suspa	BBRV-Suspa	1	2	3	

Nr.	vorgeschlagene Maßnahme	Brücken- klasse	Ziellast- niveau	Nutzung BAB; B; L; K	Norm	Einzelstütz- l max	Bauverfahren	Betonstahl glatt/gerippt	Spannverfahren		S	V	D
									Längsvorspannung	Quervorspannung			
91	Ertüchtigung	60	LM 1	K	DIN-FB 102	39,05	Traggerüst	gerippt	BBRV-Suspa	BBRV-Suspa	1	2	3
92	x	60	LM 1	B	DIN-FB 102	6,70	Traggerüst	glatt	Stb	Stb	1	2	2
93	-	60	0,8*LMM	BAB	DIN-FB 102	13,35	Traggerüst	gerippt	BBRV-Suspa	BBRV-Suspa	1	3	2
94	-	60	0,8*LMM	BAB	DIN-FB 102	25,31	Traggerüst	gerippt	BBRV-Suspa	BBRV-Suspa	1	3	3
95	-	60	0,8*LMM	BAB	DIN-FB 102	25,32	Traggerüst	gerippt	BBRV-Suspa	BBRV-Suspa	1	2	3
96	Ertüchtigung	60	0,8*LMM	BAB	DIN-FB 102	29,90	Traggerüst	gerippt	Leoba AK	nein	1	2	3
97	Ertüchtigung	60	LM 1	BAB	DIN-FB 102	48,36	Traggerüst	gerippt	BBRV-Suspa	BBRV-Suspa	1	2	2
98	-	60	LM 1	BAB	DIN-FB 102	8,50	Traggerüst	gerippt	Stb	Stb	1	2	2
99	-	60	LM 1	BAB	DIN-FB 102	13,74	Traggerüst	gerippt	Stb	Stb	1	2	2
100	-	60	LM 1	BAB	DIN-FB 102	60,00	Taktschieben	gerippt	Hochtief	Hochtief	1	1	3
101	-	60/30	60/30	B	DIN-FB 102	64,91	Freivorbau	gerippt	BBRV-Suspa	nein	1	3	2
102	x	30/30	60/30	B	DIN-FB 102	7,19	Traggerüst	glatt	Stb	Stb	2	2	3
103	x	60/30	60/30	B	DIN-FB 102	38,00	Traggerüst	glatt+gerippt	andere	nein	1	2	2
104	x	60/30	60	BAB	DIN-FB 102	14,00	Fertigteile	glatt	andere	nein	1	3	3
105	verkehrliche Einschränkung	60	LM 1	BAB	DIN-FB 102	38,00	Freivorbau	gerippt	BBRV-Suspa	DYWIDAG	2	2	3
106	x	60/30	LM 1	BAB	DIN-FB 102	70,00	Vorschubrüstung	gerippt	DYWIDAG	DYWIDAG	1	2	2
107	-	60	LM 1	BAB	DIN-FB 102	34,55	Traggerüst	gerippt	BBRV-Suspa	BBRV-Suspa	1	2	3
108	verschärfte Prüfanweisungen	60	LM 1	BAB	DIN-FB 102	40,00	Traggerüst	gerippt	Züblin	Züblin	3	2	3
109	detailliertere Nachweisführung	60	LM 1	BAB	DIN-FB 102	31,00	Traggerüst	gerippt	BBRV-Suspa	BBRV-Suspa	2	3	3
110	-	60	LM 1	BAB	DIN-FB 102	41,94	Traggerüst	gerippt	Leoba AK	Leoba AK	2	2	3
111	Ersatzneubau	60/30	LM 1	B	DIN-FB 102	11,00	Traggerüst	glatt	Stb	Stb	1	2	2
112	Ertüchtigung	60	LM 1	BAB	DIN-FB 102	32,80	Traggerüst	gerippt	BBRV-Suspa	DYWIDAG	1	1	3
113	x	60	LM 1	BAB	DIN-FB 102	10,00	Traggerüst	gerippt	Stb	Stb	1	1	2
114	Ersatzneubau (6-spüriger Ausbau)	60/30	LM 1	BAB	DIN-FB 102	10,37	Traggerüst	gerippt	Stb	Stb	0	0	1
115	Ersatzneubau (6-spüriger Ausbau)	60/30	LM 1	BAB	DIN-FB 102	9,24	Traggerüst	gerippt	Stb	Stb	0	1	2
116	-	60	LM 1	BAB	DIN-FB 102	5,95	Traggerüst	glatt	Stb	Stb	1	1	3
117	verkehrliche Einschränkung	45	60	BAB	DIN-FB 102	50,00	Traggerüst	gerippt	Monierbau	Monierbau	0	2	2
118	-	60	LM 1	BAB	DIN-FB 102	11,70	Traggerüst	gerippt	Stb	Stb	1	2	2
119	x	60	LM 1	BAB	DIN-FB 102	11,75	Traggerüst	gerippt	Stb	Stb	1	2	2
120	Ersatzneubau	30	LM 1	BAB	DIN-FB 102	27,09	Traggerüst	glatt+gerippt	BBRV-Suspa	nein	1	2	3
121	Verstärkung bereits erfolgt	60	LM 1	BAB	DIN-FB 102	46,00	Traggerüst	gerippt	DYWIDAG	BBRV-Suspa	1	2	3
122	Ertüchtigung	60	LM 1	BAB	DIN-FB 102	40,00	Traggerüst	gerippt	BBRV-Suspa	BBRV-Suspa	2	3	3
123	Verstärkung bereits erfolgt	45	LM 1	BAB	DIN-FB 102	75,00	Traggerüst	gerippt	BBRV-Suspa	Leoba	1	3	2
124	verschärfte Prüfanweisungen	60	LM 1	BAB	DIN-FB 102	37,50	Vorschubrüstung	gerippt	BBRV-Suspa	DYWIDAG	1	2	3
125	verschärfte Prüfanweisungen	60	LM 1	BAB	DIN-FB 102	106,00	Traggerüst	gerippt	BBRV-Suspa	DYWIDAG	1	1	2
126	verschärfte Prüfanweisungen	60	LM 1	BAB	DIN-FB 102	65,00	Traggerüst	gerippt	BBRV-Suspa	DYWIDAG	1	2	2
127	x	60	LM 1	BAB	DIN-FB 102	48,00	Vorschubrüstung	gerippt	BBRV-Suspa	DYWIDAG	1	2	4
128	x	60	LM 1	BAB	DIN-FB 102	51,50	Traggerüst	gerippt	Leoba AK	DYWIDAG	1	2	3
129	detailliertere Nachweisführung	60	LM 1	BAB	DIN-FB 102	52,10	Traggerüst	gerippt	andere	andere	1	2	4
130	x	60	60/30	BAB	DIN 4227	50,00	Traggerüst	gerippt	andere	andere	0	2	3
131	verschärfte Prüfanweisungen	60	60/30	BAB	DIN 4227	45,00	Traggerüst	gerippt	andere	andere	1	2	4
132	Ersatzneubau	60	LM 1	BAB	DIN-FB 102	52,00	Traggerüst	glatt	Baur-Leonhardt	Leoba	1	2	3
133	Ersatzneubau	30/30	LM 1	BAB	DIN-FB 102	16,70	Traggerüst	glatt	Stb	Stb	1	2	2
134	Ertüchtigung	60	LM 1	BAB	DIN-FB 102	61,82	sonstiges Bauverfahren	glatt+gerippt	BBRV-Suspa	Holzmann	2	2	3
135	Ersatzneubau	30	30/30	B	DIN-FB 102	8,08	Traggerüst	glatt	Stb	Stb	1	2	3
136	Ersatzneubau	60	60/30	B	DIN-FB 102	50,15	Traggerüst	gerippt	andere	andere	3	2	3
137	Ersatzneubau	60	LM 1	B	DIN-FB 102	36,00	Freivorbau	glatt+gerippt	andere	andere	3	3	3
138	Ersatzneubau	60	LM 1	B	DIN-FB 102	26,00	Traggerüst	gerippt	DYWIDAG	DYWIDAG	0	2	3
139	Ersatzneubau	60	LM 1	B	DIN-FB 102	28,80	Traggerüst	gerippt	BBRV-Suspa	nein	1	2	2
140	Ersatzneubau (6-spüriger Ausbau)	60	LM 1	B	DIN-FB 102	14,92	Traggerüst	glatt	Stb	Stb	0	1	2
141	Ertüchtigung	60	LM 1	BAB	DIN-FB 102	40,00	Traggerüst	gerippt	Züblin	Züblin	1	2	3
142	x	60	LM 1	BAB	DIN-FB 102	37,76	Traggerüst	gerippt	Leoba AK	Leoba AK	1	2	3
143	Ersatzneubau	60	LM 1	BAB	DIN-FB 102	48,25	Traggerüst	glatt	andere	nein	0	1	2
144	x	60	LM 1	BAB	DIN-FB 102	47,00	Vorschubrüstung	gerippt	BBRV-Suspa	DYWIDAG	1	1	4
145	x	60	LM 1	BAB	DIN-FB 102	42,00	Taktschieben	gerippt	DYWIDAG	DYWIDAG	1	2	2
146	x	60	LM 1	BAB	DIN-FB 102	50,00	Vorschubrüstung	gerippt	Züblin	Züblin	2	2	3

## 7.2 Angaben zur BAST-Priorisierung gemäß KASCHNER et al. (2009)

### a) Verkehr:

Code [3]	Beschreibung	Wertungszahl
0:	LM1;	0
	BK60/30 u. $L_{max} \leq 40m$ u. Baujahr > 1985;	0
	BK60/30 u. $L_{max} \leq 30m$ u. Baujahr $\leq 1985$	0
	BK60 u. $L_{max} \leq 30m$	0
500000:	BK60/30 u. $L_{max} > 40m$ u. Baujahr > 1985	2
600000:	BK60/30 u. $L_{max} > 30m$ u. Baujahr $\leq 1985$	2
700000:	BK60 u. $L_{max} > 30m$	2
800000:	alle Brückenklassen < BK60	4
900000:	Datenfehler	900000

### b) Zustandsnote Überbau

Code [3]	Beschreibung	Wertungszahl
0:	Zustandsnote „Überbau“ $\leq 2,9$	0 bis 2
10000:	Zustandsnote „Überbau“ > 2,9 und max D > 2	3
20000:	Zustandsnote „Überbau“ > 2,9 und max S > 2	4
90000:	Datenfehler	900000

mit einer zusätzlichen Differenzierung des Zustandsnotenbereichs bis 2,9:

Zustandsnote „Überbau“ $\leq 2,5$	0
Zustandsnote „Überbau“ = 2,6 oder 2,7	1
Zustandsnote „Überbau“ = 2,8 oder 2,9	2

### c) Temperaturdifferenz $\Delta T$

Code [3]	Beschreibung	Wertungszahl
0:	Hauptbaustoff des Überbaus (HBST) $\neq$ Spannbeton (Spb)	0
10000	kein Durchlaufsystem, HBST = Spb und Baujahr $\geq 1980$ *)	0
20000:	Durchlaufsystem, HBST = Spb und Baujahr $\geq 1980$	0
30000:	kein Durchlaufsystem, HBST = Spb und Baujahr < 1980 *)	0
40000:	Durchlaufsystem, HBST = Spb und Baujahr < 1980	4
90000:	Datenfehler	900000

#### d) Koppelfugen

Im Rahmen der Datennacherhebung wurde für die Differenzierung der Untersuchungen älterer Spannbetonbrücken gemäß Handlungsanweisung zusätzlich die Kategorie „Andere Betrachtungen/Berechnungen“ aufgenommen. Dies führte zu nachfolgenden Anpassungen in den Codierungen der Datenbankabfrage:

Code [3]	Beschreibung	Wertungszahl
0:	kein Spannbeton	0
100:	Spannbeton: Koppelfugen vorhanden; Baujahr $\geq$ 1980; keine Nachrechnung erfolgt	0
200:	Spannbeton: Koppelfugen vorhanden; Baujahr $\geq$ 1980; Nachrechnung erfolgt; keine Ertüchtigung erforderlich	0
300:	Spannbeton: Koppelfugen vorhanden; Baujahr $\geq$ 1980; Nachrechnung erfolgt; Ertüchtigung erforderlich, nicht durchgeführt	0
400:	Spannbeton: Koppelfugen vorhanden; Baujahr $\geq$ 1980; Nachrechnung erfolgt; Ertüchtigung erforderlich und durchgeführt	0
500:	Spannbeton: Koppelfugen vorhanden; Baujahr $\geq$ 1980; andere Berechnungen/Betrachtungen durchgeführt	0
1000100:	Spannbeton; Koppelfugen vorhanden; Baujahr < 1980; keine Nachrechnung erfolgt	2
1000200:	Spannbeton: Koppelfugen vorhanden; Baujahr < 1980; Nachrechnung erfolgt; keine Ertüchtigung erforderlich	0
1000300:	Spannbeton: Koppelfugen vorhanden; Baujahr < 1980; Nachrechnung erfolgt; Ertüchtigung erforderlich, nicht durchgeführt	4
1000400:	Spannbeton: Koppelfugen vorhanden; Baujahr < 1980; Nachrechnung erfolgt; Ertüchtigung erforderlich und durchgeführt	0
1000500:	Spannbeton: Koppelfugen vorhanden; Baujahr < 1980; andere Berechnungen/Betrachtungen durchgeführt	1
900:	Datenfehler	900000

#### d) Querkraft

Code [3]	Beschreibung	Wertungszahl
0:	kein Stahlbeton- bzw. Spannbetontragwerk	0
10:	Stahlbeton- bzw. Spannbetontragwerk, kein Handlungsbedarf (D)	0
20:	Stahlbeton- bzw. Spannbetontragwerk, geringe Dringlichkeit (C)	1
30:	Stahlbeton- bzw. Spannbetontragwerk, mittlere Dringlichkeit (B)	2
40:	Stahlbeton- bzw. Spannbetontragwerk, hohe Dringlichkeit (A)	4
90:	Datenfehler	900000

### e) Spannungsrissskorrosion

Code [3]	Beschreibung	Wertungszahl
0:	kein Spannbetontragwerk (wird automatisch ermittelt!)	0
1:	Spannbetontragwerk, keine SpRK-Gefährdung	0
2:	Spannbetontragwerk, SpRK-Gefährdung, Ankündigungsverhalten nicht untersucht	2
3:	Spannbetontragwerk, SpRK-Gefährdung, Ankündigungsverhalten=Vorankündigung	0
4	Spannbetontragwerk, SpRK-Gefährdung, Ankündigungsverhalten= keine Vorankündigung	4
8	Spannbetontragwerk, keine Angabe (Vorbelegung!)	1
9	Datenfehler	900000

### f) Zustand des Teilbauwerks

Als Erweiterung des allgemeinen Ansatzes (1) aus Abschnitt 5.2 für die Prioritätszahl Z hat die Straßenbauverwaltung NRW als weiteres Kriterium die Berücksichtigung der Zustandsnote des gesamten Teilbauwerks mit folgenden Differenzierungen vorgeschlagen:

Beschreibung	Wertungszahl
Zustandsnote < 2,0	0
Zustandsnote zwischen 2,0 und 2,249	1
Zustandsnote zwischen 2,25 und 2,49	2
Zustandsnote zwischen 2,5 und 2,749	3
Zustandsnote zwischen 2,75 und 2,99	4
Zustandsnote $\geq 3,0$	5

**Gewichtungsfaktoren** (gemäß „BAST-Ansatz“, eher verkehrslastorientiert):

$$\begin{aligned}
 f_1(V) &= 0,45 * 7 \\
 f_2(ZN(\ddot{U}B)) &= 0,10 * 7 \\
 f_3(\Delta T) &= 0,10 * 7 \\
 f_4(KF) &= 0,10 * 7 \\
 f_5(Q) &= 0,10 * 7 \\
 f_6(SpRK) &= 0,10 * 7 \\
 f_7(ZN(TBw)) &= 0,05 * 7
 \end{aligned}$$

Anmerkung: Im Fall des „zustandsorientierten“ Ansatzes wird jedem der sieben Faktoren der Wert 1,0 zugewiesen ( $\sum f_i = 7$ ).

## Schriftenreihe

### Berichte der Bundesanstalt für Straßenwesen

#### Unterreihe „Brücken- und Ingenieurbau“

## 2010

- B 71: Empfehlungen für geschweißte KK-Knoten im Straßenbrückenbau  
Kuhlmann, Euler € 22,50
- B 72: Untersuchungen zur Dauerhaftigkeit von permanenten Anti-Graffiti-Systemen  
Weschpfennig, Kropf, von Witzzenhausen € 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 Spannbetonbalken 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 Vergleichsabrechnungen  
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, Rucker, 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**

Thöns, Borrmann, Straub, Schneider, Fischer, Bügler  
Dieser Bericht liegt nur in digitaler Form vor und kann unter <http://bast.opus.hbz-nrw.de/> heruntergeladen werden.

**B 118: Überwachungskonzepte für Bestandsbauwerke aus Beton als Kompensationsmaßnahme zur Sicherstellung von Stand- sicherheit und Gebrauchstauglichkeit**

Siegert, Holst, Empelmann, Budelmann  
Dieser Bericht liegt nur in digitaler Form vor und kann unter <http://bast.opus.hbz-nrw.de/> heruntergeladen werden.

**B 119: Untersuchungen zum Brandüberschlag in Straßentunneln**

Schmidt, Simon, Guder, Juknat, Hegemann, Dehn € 16,00

**B 120: Untersuchungen zur Querkrafttragfähigkeit an einem vorgespannten Zweifeldträger**

Maurer, Gleich, Heeke, Zilch, Dunkelberg  
Dieser Bericht liegt nur in digitaler Form vor und kann unter <http://bast.opus.hbz-nrw.de/> heruntergeladen werden.

**B 121: Zerstörungsfreie Detailuntersuchungen von vorgespannten Brückenplatten unter Verkehr bei der objektbezogenen Schadensanalyse**

Diersch, Taffe, Wöstmann, Kurz, Moryson  
Dieser Bericht liegt nur in digitaler Form vor und kann unter <http://bast.opus.hbz-nrw.de/> heruntergeladen werden.

**B 122: Gussasphalt mit integrierten Rohrregistern zur Temperierung von Brücken**

Eilers, Friedrich, Quaas, Rogalski, Staeck  
Dieser Bericht liegt nur in digitaler Form vor und kann unter <http://bast.opus.hbz-nrw.de/> heruntergeladen werden.

## 2016

**B 123: Nachrechnung bestehender Stahl- und Verbundbrücken – Restnutzung**

Geißler, Krohn € 15,50

**B 124: Nachrechnung von Betonbrücken – Systematische Datenauswertung nachgerechneter Bauwerke**

Fischer, Lechner, Wild, Müller, Kessner  
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.