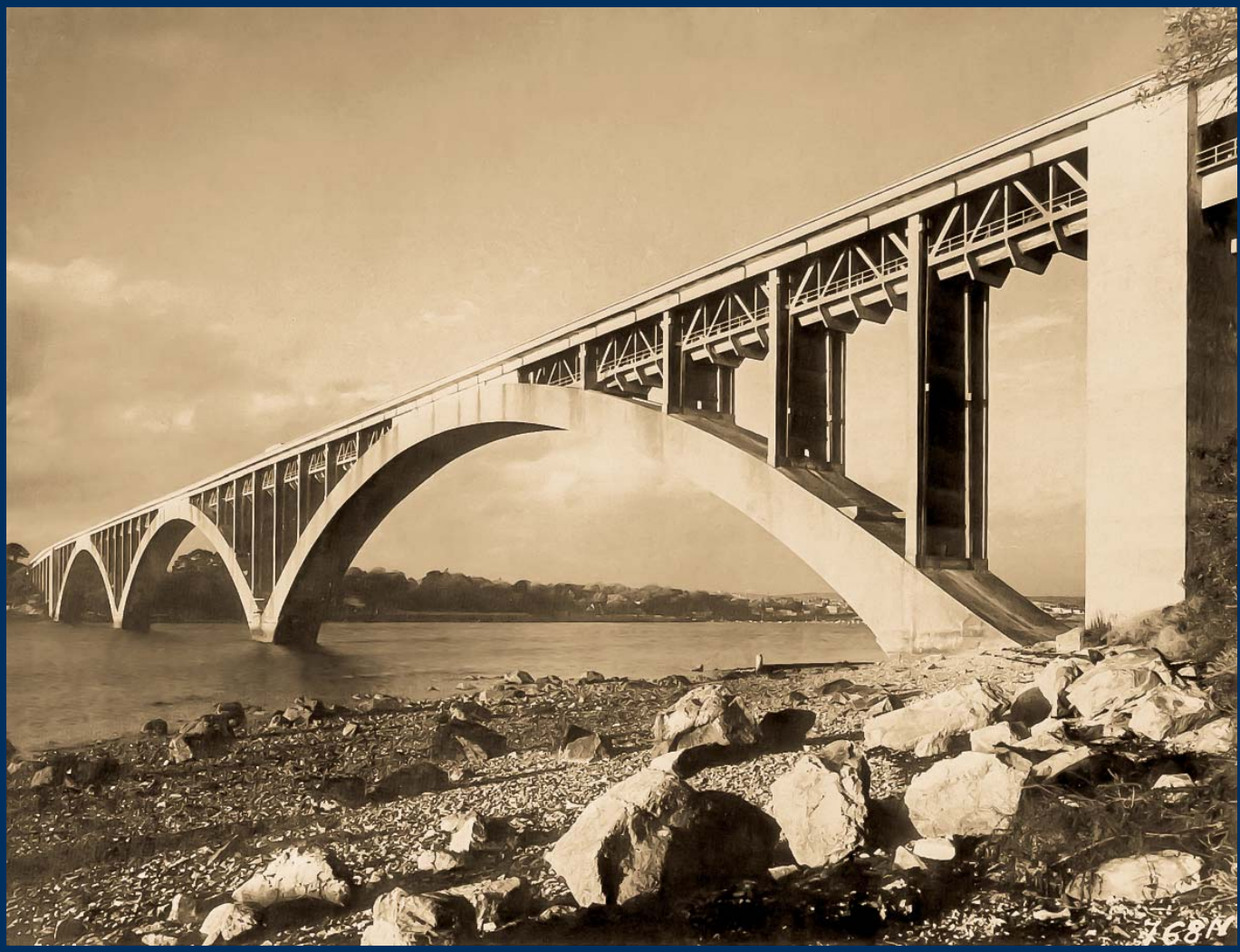
TECHNISCHE UNIVERSITÄT DRESDEN

FAKULTÄT BAUINGENIEURWESEN Institut für Massivbau www.massivbau.tu-dresden.de



28. DRESDNER BRÜCKENBAUSYMPOSIUM

PLANUNG, BAUAUSFÜHRUNG, INSTANDSETZUNG UND ERTÜCHTIGUNG VON BRÜCKEN

12./13. MÄRZ 2018

© 2018 Technische Universität Dresden
Alle Rechte vorbehalten.
Nachdruck, auch auszugsweise, nur mit schriftlicher Genehmigung des Herausgebers.
Die Wiedergabe von Warenbezeichnungen, Handelsnamen oder sonstigen Kennzeichnungen in diesem Buch berechtigt nicht zu der Annahme, dass diese von jedermann frei benutzt werden dürfen. Vielmehr kann es sich auch dann um eingetragene Warenzeichen oder sonstige gesetzlich geschützte Kennzeichen handeln, wenn sie als solche nicht eigens markiert sind.

Herausgeber: Prof. Dr.-Ing. Dr.-Ing. E.h. Manfred Curbach
Technische Universität Dresden
Institut für Massivbau
01062 Dresden
Redaktion: Silke Scheerer, Angela Heller
Layout: Ulrich van Stipriaan
Anzeigen: Harald Michler

Titelbild: Plougastel Bridge, entnommen aus: Fernández Ordóñez, J. A.: Eugène Freyssinet. Barcelona: 2C Ediciones, 1978.

Druck: addprint AG, Am Spitzberg 8a, 01728 Bannewitz / Possendorf

ISSN 1613-1169
ISBN 978-3-86780-544-5

TECHNISCHE UNIVERSITÄT DRESDEN

Institut für Massivbau http://massivbau.tu-dresden.de

Tagungsband
28. Dresdner Brückenbausymposium

Institut für Massivbau
Freunde des Bauingenieurwesens e.V.
TUDIAS GmbH

12. und 13. März 2018

Inhalt

Herzlich willkommen zum 28. Dresdner Brückenbausymposium **9**
Prof. Dr.-Ing. habil. DEng/Auckland Hans Müller-Steinhagen

Vorwort zum 28. Dresdner Brückenbausymposium **13**
Prof. Dr.-Ing. Dr.-Ing. E.h. Manfred Curbach

Bauwerksentwürfe nach RE-ING – Was ist neu? **17**
TRDir Prof. Dr.-Ing. Gero Marzahn, TORR'in Yvonne-Christine Gunreben

Development of cable-stayed bridges in China
Entwicklung von Schrägkabelbrücken in China **25**
Yaojun Ge, Professor and PhD

Vom Rechnen und Wissen – Monitoring an den Talbrücken der Neubaustrecke Erfurt–Leipzig/Halle **41**
Prof. Dr.-Ing. Steffen Marx, Dipl.-Ing. Marc Wenner, Dipl.-Ing. Max Käding, Frederik Wedel M. Sc.

Nachrechnung und Ertüchtigung der Siegtalbrücke – größte Spannbetonbrücke der Sauerlandlinie (A45) **59**
Dr.-Ing. Karlheinz Haveresch

Der Rückbau der Lahntalbrücke Limburg (1964) **73**
Dr.-Ing. Stefan Franz, Dipl.-Ing. Frank Ansorge

Einsatz unbemannter Flugsysteme im Brückenbau **87**
Prof. Dr.-Ing. Dipl.-Wirt.-Ing. Jens Otto, Dipl.-Ing. Cornell Weller

Eugène Freyssinet: "I was born a builder" **101**
Dr.-Ing. David Fernández-Ordóñez

Realisierung der Kienlesbergbrücke in Ulm – gestalterische und bauliche Herausforderungen im komplexen Baukontext **129**
Prof. Dr.-Ing. Jan Akkermann, Dipl.-Ing. Bartlomiej Halaczek

Die Taminabrücke in der Schweiz, der Heimat großer Brückenbauingenieure **141**
Dipl.-Ing. Volkhard Angelmaier

100 Jahre Dauerhaftigkeit für Brücken- und Tunnelbauwerke **157**
Dr.-Ing. Angelika Schießl-Pecka, Prof. Dr.-Ing. Uwe Willberg, Dipl.-Ing. Georg Müller, Prof. Dr.-Ing. Christoph Gehlen

Lebenszyklus- und Qualitätsspezifikationen für Ingenieurbauwerke **169**
Assoc. Prof. Dipl.-Ing. Dr. nat. techn. Alfred Strauss, Univ. Prof. Dipl.-Ing. Dr. techn. Gerhard Lener, Dipl.-Ing. Johannes Schmid, Ass. Prof. Jose Matos, Univ. Prof. Joan R. Casas

Versagenshäufigkeit und Versagenswahrscheinlichkeit von Brücken **189**
Dr.-Ing. habil. Dirk Proske

Brückenvielfalt rund um die Ostsee – Bericht zur Brückenexkursion 2017 ..... **203**
Dipl.-Ing. Oliver Steinbock, Dipl.-Ing. Sebastian May

Chronik des Brückenbaus **215**
Zusammengestellt von Dipl.-Ing. (FH) Sabine Wellner

Inserentenverzeichnis **231**

Nachrechnung und Ertüchtigung der Siegtalbrücke – größte Spannbetonbrücke der Sauerlandlinie (A 45)

Dr.-Ing. Karlheinz Haveresch
c/o Landesbetrieb Straßenbau Nordrhein-Westfalen

1 Einleitung

Die Siegtalbrücke (Bild 1) gehört mit einer Länge von 1050 m (Feldweiten: 105 m) und einer Höhe über Gelände von 106 m zu den größten Straßenbrücken der Bundesrepublik Deutschland. Sie überführt die BAB A 45 („Sauerlandlinie", Autobahn Ruhrgebiet–Frankfurt) über den Stadtteil Siegen-Eiserfeld. Gebaut wurde die Siegtalbrücke von 1964 bis 1969 nach einem Entwurf von Hans Wittfoht [1], [2], der seinerzeit als Leiter der Technischen Abteilung – später als Gesellschafter – des Bauunternehmens Polensky & Zöllner maßgeblich den Bau von großen Spannbetonbrücken mit Vorschubrüstung oder im Freivorbauverfahren geprägt hat. Unter der Mitwirkung von Hans Wittfoht entstanden weitere sehr bedeutende Brückenbauwerke, wie beispielsweise die Mainbrücke Bettingen, die Krahnenbergbrücke bei Andernach, die Köhlbrandbrücke und die Sallingsundbrücke, Dänemark.

Der Zustand der Siegtalbrücke ist nach den Maßstäben der Brückenprüfungen nach DIN 1076 [3] als gut zu bezeichnen. Aufgrund anderer Veranlassung wurde sie jedoch für eine Nachrechnung vorgesehen, denn die Auswahl von nachzurechnenden Brücken aus dem Bestand erfolgt beim Landesbetrieb Straßenbau Nordrhein-Westfalen [4] gemäß eines *Masterplans Brückennachrechnung*. Die maßgebenden Kriterien sind dabei:

- Technische Dringlichkeit (Liste der vordringlichen Brücken [5], [6] des Bundesverkehrsministeriums),
- Verkehrsbedeutung (Hauptrouten des Schwerlastverkehrs in Deutschland) sowie
- Notwendigkeit einer Nachrechnung als Planungsgrundlage für einen Straßenausbau (z. B. Autobahnverbreiterung) oder eine kostenaufwendige Bauwerksinstandsetzung.

Bild 1 Siegtalbrücke im Zuge der Sauerlandlinie A 45 Foto: Sven Gaedtke

Im Folgenden werden die Ergebnisse der Nachrechnung der Siegtalbrücke dargestellt und im Kontext der Ergebnisse von mehr als 500 weiteren, abgeschlossenen Brückennachrechnungen in NRW bewertet.

2 Vorbereitung der Nachrechnung und Bestandserfassung

Das Verfahren zur Nachrechnung und Verstärkung von älteren Brücken kann grob in folgende Aufgabenpakete gegliedert werden:

- Bestandserfassung,
- Nachrechnung,
- Instandsetzungsentwurf mit Kostenschätzung,
- Vorentwurf für Ersatzneubau mit Kostenschätzung,
- Variantenvergleich mit Wirtschaftlichkeitsuntersuchung,
- Endbeurteilung und
- Dokumentation.

Im Sprachgebrauch werden diese Verfahrensschritte häufig unter dem Begriff „Nachrechnung" gemäß der Nachrechnungsrichtlinie (NRR) des Bundesverkehrsministeriums [5] subsummiert.

Vor dem Beginn der Nachrechnung ist eine möglichst umfassende Bestandserfassung notwendig. Damit ist die Beschaffung aller relevanten Daten für die Entscheidungsfindung einer Nachrechnung gemeint. Dazu gehören nicht nur die Bestandsakten wie Pläne, Statik, Gutachten, Prüfberichte und Vermessungsergebnisse nach DIN 1076, Schriftverkehr usw., sondern auch eine eingehende Ortsbesichtigung sowie das Einholen von Informationen über Ausbauabsichten, laufende Erhaltungs- und Baubetriebsplanungen im betroffenen Streckenabschnitt. Diese, von der eigentlichen Tragwerksberechnung unabhängigen Rahmenbedingungen beeinflussen nicht selten maßgebend die Endbeurteilung einer Nachrechnung, die sich bestmöglich in das betriebliche Anforderungsprofil oder eine Ausbauplanung der betroffenen Autobahn integrieren muss. Dies trifft auch für die Siegtalbrücke zu, denn die BAB A 45 ist im aktuellen Bedarfsplan des Bundesverkehrsministeriums als vordringliches Projekt für den 6-streifigen Ausbau vorgesehen.

3 Umfang der Nachrechnung

Die eigentliche Nachrechnung der Tragwerksstatik ist für die Beurteilung der Zukunftsfähigkeit einer älteren Brücke von zentraler Bedeutung. Dabei hat es sich als ausreichend erwiesen, den Leistungsumfang zunächst nur auf die Nachrechnung gemäß Stufe 1 („Berechnung wie neu" mit dem Ziellastniveau gemäß NRR und der Bemessung nach den DIN-Fachberichten 102 bis 104 [7], [8] bzw. zukünftig nach Eurocodes 2 bis 4, s. z. B. die entsprechenden Handbücher [10], [11], [12]) und Stufe 2 der NRR zu beschränken.

Es hat sich bewährt, eine Objektplanung zur Untersuchung des Nutzens und der Machbarkeit von Verstärkungen stets zum integralen Bestandteil des Nachrechnungsauftrages zu machen. Nahezu alle älteren Brücken haben mehr oder minder große Tragwerksdefizite im Vergleich zum Neubaustandard, so dass Tragwerksverstärkungen stets infrage kommen. Ohne die Prüfung dieser Verstärkungsmöglichkeiten würde das Nachrechnungsverfahren nicht ordnungsgemäß abgeschlossen werden können.

Wichtig für eine realistische Nachrechnung sind auch die Auswertung von Bauwerksprüfberichten und Setzungsmessungen gemäß DIN 1076 sowie der persönliche Eindruck der Ortsbesichtigung. Auffälligkeiten, insbesondere auffällige Rissbildungen an den häufig in Rede stehenden Bauabschnittsfugen (Koppelfugen) von älteren Spannbetonbrücken, sind bei der Siegtalbrücke nicht festzustellen.

Es hat sich bewährt, die zu beurteilende Brücke grundsätzlich vollständig nach Stufe 1 der NRR nachzurechnen. Durch die Nachrechnung in Stufe 1 wird ein Gesamtbild der Stärken und Schwächen des Tragwerks gewonnen. Die Defizite des Tragwerks werden qualitativ und quantitativ aufgezeigt und nach einem einheitlichen Beurteilungsmaßstab bewertet. Das Ergebnis dieser Bearbeitungsstufe liefert daher mit entsprechenden Erfahrungswerten eine gute Grundlage, die Erfolgsaussichten alternativer Nachweisführungen in Stufe 2, Verstärkungstechniken oder Nutzungsauflagen für einen zielführenden Abschluss der Nachrechnung einzuschätzen.

4 Stufe 1 der Nachrechnung

4.1 Vorgaben für das Ziellastniveau und Mehrbelastungen

Wie bekannt, ist Hauptanlass für die Nachrechnung älterer Brücken die enorme Zunahme

des Schwerverkehrs in Deutschland [6]. Für Brücken im Verlauf von Bundesfernstraßen ist daher die Verkehrsart „Große Entfernung“ zugrunde zu legen, so dass für die Siegtalbrücke als Ziellastniveau der Nachrechnung LM 1 gemäß Tabelle 10.1 der NRR bauaufsichtlich vorgegeben ist.

Bei Nachrechnungen zeigt sich, dass noch eine Vielzahl weiterer Einflüsse Mehrbelastungen (Beanspruchungen, die in der Statik des Altbestands nicht einkalkuliert sind) für ältere Brücken verursachen können. In der Nachrechnung sind diese selbstverständlich einzukalkulieren, damit ein realistisches Bild der Brückenbeanspruchung gewonnen wird. Die meisten dieser Mehrbelastungen ergeben sich unmittelbar aus der Berücksichtigung des tatsächlichen baulichen Zustands der Brücke oder aus der Anwendung der geltenden technischen Regelwerke. Im Falle der Siegtalbrücke sind dies im Wesentlichen die zwischenzeitlich nachgerüsteten hohen Betongleitwände (H4b) zum Schutze der Anlieger vor von der Fahrbahn abirrenden Schwerfahrzeugen und der normgemäße Lastfall Temperaturunterschiede ΔT.

Es wird empfohlen, bei einer Nachrechnung stets auch zur Zulässigkeit von Baustellenverkehrsführungen auf der Brücke Stellung zu nehmen. Nicht nur für einen zur Debatte stehenden Ersatzneubau der Brücke, sondern auch für Betrieb und Erhaltungsarbeiten auf der Brücke und den angrenzenden Streckenbereichen ist diese Frage von großer Bedeutung. Daraus ergibt sich, dass als „abgesenktes Verkehrslastniveau“ nach Stufe 2 der NRR mindestens die Brückenklasse BK 60 nach DIN 1072 anzustreben ist, damit eine (4+0)-Verkehrsführung möglich bleibt.

Für das Ziellastniveau in Sonderfällen oder die Behandlung anderer Mehrbelastungen wird auf [13] verwiesen.

4.2 Schnittgrößenermittlung

Im Verlauf der Nachrechnung ist eine neue, realitätsnahe Schnittgrößenermittlung obligatorisch aufzustellen, denn die aktuellen Möglichkeiten der elektronischen Schnittgrößen- bzw. FEM-Berechnung lassen realistischere Modellierungen von statischen Systemen zu, als dies beim Bau der älteren Brücken möglich war [14]. Es ist daher verständlich, dass Unterschiede zwischen den Schnittgrößen der Bestandsstatik und der Nachrechnung auftreten können. Es war Stand der Technik bei den statischen Berechnungen älterer Brücken, Vereinfachungen des Tragverhaltens vorzunehmen, damit der Aufwand für die Schnittgrößenermittlung praktikabel blieb.

Die Regeln für die Schnittgrößenermittlung nach DIN-Fachbericht 102 [7], II-2.5 sind bei der Nachrechnung nach Stufe 1 NRR zu beachten. Obligatorisch ist anschließend eine Plausibilitätsprüfung der ermittelten Schnittgrößen. Wenn dabei signifikante Unterschiede zwischen Bestandsstatik und Nachrechnung auftreten, sind die Gründe dafür zu ermitteln. Daraus lassen sich bereits wichtige Ursachen für mögliche Tragwerksdefizite herleiten.

Typische Beispiele dafür sind Vernachlässigung von Querträgern, mitwirkenden Breiten (bauaufsichtlich eingeführt mit DIN 1075:1981 [15]), Vouten, Verstärkungslamellen und Bauzuständen mit Steifigkeitsänderungen (bei Stahl- oder Stahlverbundbrücken), Vernachlässigung von Schiefe oder Krümmungen usw. Erfahrungsgemäß kann aber keineswegs immer davon ausgegangen werden, dass die neu ermittelten Schnittgrößen auf Anhieb qualitativ besser sind als die Schnittgrößen der Bestandsstatik. Es zeigt sich immer wieder, dass die komplexen, modernen Berechnungsprogramme für die Schnittgrößenermittlung und die automatische Bemessung durchaus fehlerhaft angewendet werden können.

Typisch bei älteren statischen Berechnungen von Brücken ist auch die Unterschätzung der Querverteilung von Verkehrslasten. So fehlt es bei Plattenquerschnitten häufig an der erforderlichen Bewehrung für die Quertragrichtung; Stege von mehrstegigen Plattenbalkenquerschnitten wurden häufig nicht für Torsion und Kastenquerschnitte nicht für Profilverformung bemessen. Allerdings wurde in diesen Fällen dadurch die Längstragrichtung des Brückenüberbaus überbemessen. Derartige ältere Brücken können deshalb in Stufe 2 der Nachrechnungsrichtlinie wenigstens für den Grenzzustand der Tragfähigkeit nachgewiesen werden, wenn von Schnittgrößenumlagerungen Gebrauch gemacht wird.

Bei der Siegtalbrücke ergaben sich insgesamt allerdings gute Übereinstimmungen beim Vergleich der Schnittgrößen von Alt-Statik und Nachrechnung. Es zeigte sich, dass sich die Zunahme des Schwerverkehrs bei der Siegtalbrücke aufgrund des hohen Eigengewichts des 5,80 m hohen Überbauquerschnitts (siehe Bild 2 in Abschn. 5.4) nur vergleichsweise gering auswirkt. Die weitere Nachrechnung der Siegtalbrücke verlief daher günstig.

4.3 Bemessungsergebnisse der Nachrechnung

4.3.1 Schnellbeurteilung des Nachrechnungsergebnisses

Aufgrund der Erfahrungen von mehr als 500 abgeschlossenen Brückennachrechnungen in NRW kann eine erste Grobeinschätzung vorgenommen werden.

Es zeigt sich, dass ein kleinerer Anteil der Brücken im deutschen Fernstraßennetz bereits nach einer Grobbeurteilung als nicht-zukunftsfähig eingestuft werden kann (siehe [13], [16]). Diese Brücken haben derart grundhafte oder gehäufte Defizite, dass sie nicht mit vertretbarem wirtschaftlichem Aufwand für die Zukunft erhalten oder verstärkt werden können. Solche Brücken, die insbesondere während der Aufbauphase des deutschen Fernstraßennetzes gebaut wurden, können bestenfalls noch für die Übergangszeit bis zur schnellstmöglichen Erneuerung hergerichtet (notverstärkt) werden. Zu diesen Brücken gehören sehr häufig die seinerzeit noch üblichen filigranen Stahl- und Stahlverbundbrücken. Spannbetonbrücken, insbesondere solche mit mittleren und großen Stützweiten, wie z. B. auch die Siegtalbrücke, gehören nur ausnahmsweise in diese Kategorie. Wenn sie seinerzeit solide bemessen und konstruiert wurden, sind sie in der Regel mit moderaten Verstärkungen für eine bestimmungsgemäße Weiternutzung gut nachweisbar und zukunftsfähig.

Im Gegensatz zu den beschriebenen, nicht-zukunftsfähigen Konstruktionen sind auch Brücken festzustellen, die durch die Zunahme des Schwerverkehrs nur unwesentlich beeinflusst werden. Zu diesen Brücken gehören beispielsweise kleinere, mit Boden überschüttete Brücken. Durch die hohe Bodenauflast sind Verkehrslasterhöhungen untergeordnet und ohne wesentliche Bedeutung für das Tragwerk. Die Zukunftsfähigkeit dieser Brücken leitet sich praktisch allein vom Zustand der baulichen Erhaltung ab.

Für die Siegtalbrücke bleibt erwartungsgemäß auch nach der Schnellbeurteilung eine detaillierte Untersuchung im Zuge der Nachrechnung notwendig. Dabei zeigen sich bei den einzelnen Nachweisen die typischen Tragwerksdefizite von Betonbrücken dieser Bauzeit, die im Folgenden näher erläutert werden. Außer der höheren Belastung der Brücke sind dafür die Nachbesserungen und Weiterentwicklungen der maßgebenden DIN-Normengenerationen ursächlich. Insbesondere die Regelwerksumstellung im Jahre 2003 auf die DIN-Fachberichte (Vornormen der Eurocodes) hat einige systematische Veränderungen in der Bemessung und Konstruktion ausgelöst, die im Folgenden näher beschrieben und bewertet werden.

4.3.2 Tragwerksdefizite

Bei Brücken, die vor der Einführung der DIN 1045 (Stand 1972) [17] gebaut wurden, ist zunächst zu beachten, dass diese in eine geringere Betonfestigkeitsklasse einzusortieren sind, als es die Bestandspläne ausweisen. Gemäß NRR, Tabelle 11.1 entspricht ein Beton B 450 der damaligen Zeit einer aktuellen Festigkeitsklasse nach DIN EN 206-1 [18] von nur C 30/37. Ursache dafür ist, dass vor Einführung der DIN 1045 (1972) [17] die Mittelwerte der Betondruckfestigkeit für die Einsortierung in Festigkeitsklassen (damals Güteklassen) maßgebend waren. Die jüngeren Normen legen hingegen die 5-%-Quantilwerte zugrunde, so dass für Beton der Bezeichnung Bn 450 oder B 45 die Festigkeitsklasse C 35/45 (NRR, Tabelle 11.2) zugrundegelegt werden darf.

Infolge der Zunahme der Lasten und infolge der Fortentwicklungen bei den verschiedenen Generationen von Bemessungsnormen treten bei der Siegtalbrücke bei folgenden Bemessungsnachweisen die typischen Defizite in der 1. Bearbeitungsstufe gemäß Nachrechnungsrichtlinie auf:

- Mindestbewehrungen und Betondeckung,
- Dekompression,
- Querkraft mit oder ohne Torsion (Schubbemessung),
- Ermüdung,
- Gurtanschlüsse und
- Ankündigungsverhalten.

Es ist allgemein bekannt, dass die Nachweise des Grenzzustandes der Gebrauchstauglichkeit und die Dauerhaftigkeitsregeln in den Technischen Regelwerken für Brücken im Laufe der Zeit nachgebessert wurden. So wurden auch bei den Anforderungen an **Mindestbewehrung** und **Betondeckung** signifikante Veränderungen vorgenommen. Nahezu alle älteren Betonbrücken, so auch die Siegtalbrücke, weisen daher nach dem Maßstab der aktuellen technischen Regelwerke Defizite in diesen Punkten auf.

Außerdem zeigen sich bei vielen älteren Betonbrücken in Stufe 1 NRR häufig gravierende, rech-

nerische Defizite bei der Schubbemessung. Nicht selten fehlt in Teilbereichen eines Tragwerks 50 % der erforderlichen Bügelbewehrung gemäß DIN-Fachbericht 102. Die Zunahme der Einwirkungen aus Schwerverkehr wirken sich dabei häufig nur moderat mit einer Schnittgrößenerhöhung von 5 bis 10 % aus. Der Hauptanteil der rechnerischen Defizite in der **Schubbemessung** wird vielmehr durch das Bemessungsformat des DIN-Fachberichtes 102 (bzw. EC 2) verursacht. Bei den älteren Betonbrücken durfte nach DIN-Regelwerk (bis zum Jahre 2003) weitgehend auf eine Bemessung von Schubbewehrung verzichtet werden, wenn Grenzwerte der Schubbeanspruchung nicht überschritten wurden (DIN 4227, Teil 1 [19], Tab. 9, Zeilen 50 ff., siehe Tabelle 1). Die Schubabtragung durfte rechnerisch dem Betontraganteil zugewiesen werden. Außer bei Platten war allerdings zusätzlich eine Mindestquerkraftbewehrung einzubauen, die mit einem Allgemeinen Rundschreiben des Bundesverkehrsministeriums aus dem Jahre 1966 [20] erstmals in der aktuell üblichen Größenordnung konkret vorgeschrieben wurde.

Diese Grenzwerte für den Betontraganteil wurden im DIN-Fachbericht 102 (bzw. EC 2) auf der sicheren Seite liegend abgesenkt (Platten) oder ganz gestrichen. Der Betontraganteil des Schubs wird bei neuen Betonbrücken als Reserve vorgehalten, um sie für die prognostizierte Nutzungszeit von 100 Jahren besonders robust auszustatten. Es liegen zahlreiche Forschungsergebnisse vor, die belegen, dass die Bemessungsregeln des EC 2 die tatsächliche Querkrafttragfähigkeit von vorgespannten Bauteilen erheblich unterschätzen [21], [22], [23]. Diese hohen Reserven müssen bei älteren Brücken nicht mehr vorgehalten werden, da sie in der Regel nur noch für geringere Restnutzungsdauern nachgerechnet werden müssen. Dafür sieht die Stufe 2 der NRR (s. Abschnitt 5.2) entsprechende Bemessungsregeln vor, so dass der Betontraganteil der Schubabtragung für ältere Brücken wieder genutzt werden kann.

Zusätzlich zur defizitären Bemessung der Schubbewehrung zeigen sich auch bei der konstruktiven Durchbildung der Schubbewehrung häufig Schwächen (ca. bis zur Einführung von DIN 1045:1978 [24]). Dazu enthalten [13] und die NRR weitere Hinweise.

Ältere Spannbetonbrücken für Straßen wurden nach DIN 4227 in der Regel „beschränkt vorgespannt", das heißt es wurden im Gebrauchszustand geringe Betonzugspannungen bis maximal zur Betonzugfestigkeit zugelassen (Tab. 9 in [19], Zeile 36 ff., s. Tabelle 2). Die Wahrscheinlichkeit von Rissen wurde damit gering gehalten. Zusätzlich wurde stets ein Nachweis zur Rissbreitenbeschränkung unter Dauerlast geführt, allerdings

Tabelle 1 Tabelle 9 der DIN 4227, Teil 1 [19] (Auszug) – Bemessungsnachweisgrenze für die Berechnung von Schubbewehrung

Bei Brücken und vergleichbaren Bauwerken nach Abschn. 6.7.1

		unter Hauptlasten:				
27		Mittiger Zug	0	0	0	0
28		Randspannung	0	0	0	0
29		Eckspannung	0	0	0	0
		unter Haupt- u. Zusatzlasten:				
30	volle Vorspannung	Mittiger Zug	0,6	0,8	0,9	1,0
31		Randspannung	1,6	2,0	2,2	2,4
32		Eckspannung	2,0	2,4	2,7	3,0
		Bauzustand:				
33		Mittiger Zug	0,3	0,4	0,4	0,5
34		Randspannung	0,8	1,0	1,1	1,2
35		Eckspannung	1,0	1,2	1,4	1,5
		unter Hauptlasten:				
36		Mittiger Zug	1,0	1,2	1,4	1,6
37		Randspannung	2,5	2,8	3,2	3,5
38		Eckspannung	2,8	3,2	3,6	4,0
		unter Haupt- u. Zusatzlasten:				
39	beschränkte Vorspannung	Mittiger Zug	1,2	1,4	1,6	1,8
40		Randspannung	3,0	3,6	4,0	4,5
41		Eckspannung	3,5	4,0	4,5	5,0
		Bauzustand:				
42		Mittiger Zug	0,8	1,0	1,1	1,2
43		Randspannung	2,0	2,2	2,5	2,8
44		Eckspannung	2,2	2,6	2,9	3,2

Tabelle 2 Tabelle 9 der DIN 4227, Teil 1 [19] (Auszug) – zulässige Zugspannung infolge von Längskraft und Biegemoment im Gebrauchszustand für B 25, B 35, B 45 und B 55 (Spalten von links nach rechts)

Schiefe Hauptzugspannungen bzw. Schubspannungen im rechnerischen Bruchzustand ohne Nachweis der Schubbewehrung (Zone *a* und Zone *b*)

	1	2	3	4	5	6
	Beanspruchung	Bauteile	Zulässige Spannungen MN/m²			
			B 25	B 35	B 45	B 55
50	Querkraft	bei Balken	1,4	1,8	2,0	2,2
51		bei Platten*) (Querkraft senkrecht zur Platte)	0,8	1,0	1,2	1,4
52	Torsion	bei Vollquerschnitten	1,4	1,8	2,0	2,2
53		in der Mittelfläche von Stegen und Gurten	0,8	1,0	1,2	1,4
54	Querkraft plus Torsion	in der Mittelfläche von Stegen und Gurten	1,4	1,8	2,0	2,2
55		bei Vollquerschnitten	1,8	2,4	2,7	3,0

*) Für dicke Platten ($d > 30$ cm) siehe Abschn. 12.4.1

häufig ohne Berücksichtigung von Temperaturunterschieden ΔT. Durch die Zurückziehung der DIN 4227 trat in diesem Nachweiskonzept eine erhebliche Verschärfung ein. Zunächst durften die Spannglieder durch die Einführung des DIN-Fachberichtes 102 erheblich stärker vorgespannt werden. Diese höhere Spannstahlausnutzung wurde dafür genutzt, die Wahrscheinlichkeit von Rissen in Spannbetontragwerken noch weiter zu verringern, indem statt Betonzugspannungen in geringem Maße zuzulassen nunmehr **Dekompression** bei den maßgebenden Einwirkungskombinationen des Grenzzustandes der Gebrauchstauglichkeit gefordert wird (siehe Anforderungsklassen B bzw. C). Dabei werden auch Zwangsschnittgrößen konsequent einbezogen. Neuere Brücken haben aus diesem Grunde generell höhere Vorspannung als ältere Brücken. Bei der Nachrechnung in Stufe 1 zeigt sich dies als Defizit beim Dekompressionsnachweis.

Defizite beim **Ermüdungsnachweis** können bei älteren Spannbetonbrücken insbesondere an den sogenannten Koppelfugen (Bauabschnittsfugen) auftreten, denn dort sind die Spannglieder durch Verankerungen oder Kopplungen und die speziellen Bedingungen der Arbeitsfuge besonders beansprucht. Da die Thematik schon seit langem bekannt ist und zwischenzeitlich durch Anpassungen der DIN 4227 und Handlungsanweisungen des Bundesverkehrsministeriums [25] ausgeräumt wurde, sollten Koppelfugen von älteren Spannbetonbrücken in der Regel aktuell bereits so verstärkt sein, dass sie auch bei der Nachrechnung, v. a. beim Ermüdungsnachweis von Spanngliedern nach DIN-Fachbericht 102, nicht mehr auffällig werden. Nach aktueller Auslegung der NRR ersetzt der Ermüdungsnachweis nach DIN-Fachbericht 102 die Nachweisführung der „Handlungsanweisung Koppelfugen". Tatsächlich sind gravierende Defizite bei der Nachrechnung auf Spannstahlermüdung erfahrungsgemäß nicht sehr häufig. Nur in wenigen Fällen treten sie in Kombination mit außergewöhnlichen Defiziten beim Dekompressionsnachweis auf. Häufiger sind rechnerische Ermüdungsprobleme in Betonstahlbewehrungen, wenn „unverträgliche statische Systeme" in der Bestandsstatik verwendet wurden. Typische Fälle dafür sind Überbauten mit Platten- oder mehrstegigem Plattenbalkenquerschnitt, bei denen in der Bestandsstatik die Querverteilung von Einzellasten nicht konsequent berücksichtigt wurde. Die Bewehrung der Quertragrichtung ist dadurch zunächst infolge Biegung überbeansprucht und sie gerät im GZT rechnerisch ins Fließen. Es bilden sich rechnerisch Risse mit entsprechenden ermüdungsrelevanten Beanspruchungen für die kreuzende Bewehrung. Ähnliches gilt für Bügelbewehrungen unter ermüdungswirksamer Querkraftbeanspruchung. Tatsächlich sind solche Risse am Bauwerk aber in den seltensten Fällen vorhanden, so dass keine akute Gefahr des Ermüdungsversagens besteht. Im Zustand I sind die ermüdungswirksamen Beanspruchungen der Bewehrungen unschädlich (siehe Abschnitt 5.2), so dass es ausreicht, die betroffenen Bauwerksbereiche regelmäßig nach DIN 1076 zu überprüfen (Prüfanweisung).

Beim Nachweis Biegung mit Längskraft für ältere Spannbetonbrücken treten in der Regel keine Defizite auf, weil deren Spannglieder im Gebrauchs-

zustand nur gering ausgenutzt sind (ca. 0,55 β_z) und für den Bruchzustand enorme Reserven im Bereich der Zugzone bereitstellen können. Ausnahme können sehr schlanke Überbauten (z. B. L/H > 25) mit dünnen Stegen und Bodenplatten sein. Bei diesen Konstruktionen kann eine Überlastung des Betons auf Druck durch die Mehrbelastung infolge höherer Verkehrslasten beim Nachweis Biegung mit Längskraft (**Biegedruckversagen**) oder infolge Interaktion (Biegung, Längskraft, Schub nach DIN-Fachbericht 102, II-4.3.3.2.2 (2)) der Beanspruchungen im Innenstützenbereich auftreten. Dieses Problem kann außerdem bei Brücken auftreten, die vor dem Jahre 1972 gebaut wurden, aufgrund der beschriebenen Absenkung der Betonfestigkeitsklasse. Bei den Nachweisen nach DIN-Fachbericht 102 (bzw. EC 2) wird folglich die Notwendigkeit von Biegedruckbewehrung berechnet oder es werden die zulässigen Betondruckspannungen überschritten.

Beim Nachweis der **Gurtanschlüsse** (Boden- und Fahrbahnplatte an Steg) treten häufiger Defizite auf, weil nach alter Norm auch dieser Schub durch einen zulässigen Betontraganteil nachgewiesen werden durfte. Demgegenüber fordert DIN-Fachbericht 102 (bzw. EC 2) analog zum oben beschriebenen Querkraftnachweis für den Standardfall, dass ausschließlich das Fachwerkmodell anzuwenden ist. Hauptsächlich durch diesen Wechsel des Nachweisformates ergeben sich Defizite bei der Nachrechnung in Stufe 1.

Der Vollständigkeit halber soll erwähnt werden, dass auch bei älteren Stahl- und Verbundbrücken infolge von Nachbesserungen und Fortentwicklungen der jeweiligen Normengenerationen immer wieder ähnliche Tragwerksdefizite und Unsicherheiten bei bestimmten Bemessungsnachweisen auftreten. Das sind insbesondere:

- ❑ Bauteilschwächungen durch Korrosion,
- ❑ Unzuverlässige Stahlqualitäten (Z-Güten),
- ❑ Mindestbewehrung und Betondeckung von Fahrbahnplatten,
- ❑ Überschreitung zulässiger Spannungen,
- ❑ Beulen der Untergurte,
- ❑ Stabilitätsversagen filigraner Bauteile,
- ❑ Hohe Defizite bei Ermüdungsnachweisen von Schweißnähten,
- ❑ Ermüdung oder Überlastung orthotroper Fahrbahnplatten, Kopfbolzendübel,
- ❑ Überlastung, Durchbiegung, Rissbreitenbeschränkung zu dünner Fahrbahnplatten,
- ❑ Konstruktionsschwächung durch Korrosionsschäden,
- ❑ Unsicherheiten der Schnittgrößenermittlung (Zustand I oder II) hinsichtlich Bauzuständen, Ansatz von Betonschwinden und Rissbildung in Fahrbahnplatten.

Die Probleme bei den Stabilitätsnachweisen von Stahlbrücken werden teilweise durch die Mehrbelastungen, aber auch durch das Fehlen des Vergleichsspannungsnachweises im alten Technischen Regelwerk für Stahl- und Verbundbrücken verursacht [26].

5 Stufe 2 der Nachrechnung

5.1 Grundsätzliches Vorgehen

Die Bearbeitungsstufe 2 wird praktisch bei jeder Nachrechnung einer älteren Brücke erforderlich, denn die gestiegenen Anforderungen aus höheren Verkehrslasten und strengeren Bemessungsregeln, die in Stufe 1 vorgegeben sind, können ältere Brücken in aller Regel nicht erfüllen. Die Stufe 2 sieht drei Varianten für eine günstigere Nachrechnung vor:

1. Verringerung von Anforderungen bei einigen Bemessungsnachweisen, gegebenenfalls in Kombination mit Einschränkung der Restnutzungsdauer der Brücke oder kompensierenden Überwachungsmaßnahmen in Anlehnung an DIN 1076,
2. Absenkung des Verkehrslastniveaus in Kombination mit verkehrlichen Kompensationsmaßnahmen (Verkehrseinschränkungen) oder
3. Planung und Berücksichtigung von Tragwerksverstärkungen.

Die Erfahrung zeigt, dass in der Regel alle drei Varianten bei einer Nachrechnung untersucht werden müssen, um das bestmögliche Gesamtergebnis für den Weiterbetrieb der Brücke zu finden.

5.2 Bemessung mit geringeren Anforderungen

Zur Beurteilung der in Stufe 1 festgestellten Defizite bei **Mindestbewehrungen** und Nachweisen zur Beschränkung der Rissbreite darf in Stufe 2 das tatsächliche Rissverhalten des Bauwerks be-

wertet werden. Die Hauptprüfberichte nach DIN 1076 liefern dafür die wichtigste Informationsquelle. Sind dort keine wesentlichen Rissbildungen erwähnt, darf auch im Rahmen der Nachrechnung in Stufe 2 das Defizit bei den o. g. Nachweisen als unwesentlich angesehen werden. Dies ist bei der Siegtalbrücke gegeben.

In aller Regel haben ältere Spannbetonbrücken, so auch die Siegtalbrücke, Defizite beim **Dekompressionsnachweis**. Die Ursachen wurden bereits im Abschnitt 4.3.2 erläutert. Akut problematisch ist dieses Defizit für die Brücke aber nicht, solange keine oder nur unbedeutende Risse vorhanden sind. Daher sieht die NRR auch Erleichterungen für den Dekompressionsnachweis in Stufe 2 vor, indem geringere Streuungen der Vorspannung oder geringe Betonrandzugspannungen zugelassen werden. Muss gleichzeitig von beiden Erleichterungen Gebrauch gemacht werden, ist die vorläufige Restnutzungsdauer der Brücke allerdings auf 20 Jahre zu begrenzen. Wenn nicht noch andere Defizite bei der Brücke vorliegen, wird man sich mit dieser Nachweisführung in vielen Fällen begnügen können. Für den Dekompressionsnachweis in Quertragrichtung wird empfohlen, in Abstimmung mit dem Bauherrn und im Vorgriff auf die Regeln des EC 2-2, Tabelle 7.101DE [28] die quasi-ständige Einwirkungskombination mit dem Beiwert ψ_2 = 0,5 zugrunde zu legen.

Nicht selten treten größere Defizite beim Dekompressionsnachweis aber in Kombination mit weiteren Defiziten auf, insbesondere dem **Ermüdungsnachweis**. Als Folge der zu geringen Vorspannung, die beim Dekompressionsnachweis identifiziert wird, kann das Spannbetonbauteil beim Ermüdungsnachweis nach DIN-Fachbericht 102 rechnerisch in den Zustand II (Rissbildung) geraten, so dass sich gegenüber dem Zustand I eine starke Vergrößerung der Stahlspannungsschwingbreiten ergibt, die auf Dauer zu Materialermüdung führen würde. Es wird empfohlen, das Bauteil in diesen Fällen durch externe Vorspannung zu verstärken, so dass die Bewehrungen unter Gebrauchsbedingungen sicher überdrückt bleiben. Dieses Konzept wurde auch bei der Siegtalbrücke umgesetzt (siehe Abschnitt 5.4) und dadurch gleichzeitig auch das Defizit der Dekompressionsnachweise und der Schubnachweise kompensiert.

Zur Verminderung der Defizite bei der **Schubbemessung** nach Stufe 1 dürfen nach den Regeln in Stufe 2 der Druckstrebenwinkel verringert, die Querkraftdeckungslinie eingeschnitten oder der innere Hebelarm z möglichst groß angenommen werden. Bei Defiziten der Torsionslängsbewehrung dürfen Spannglieder gemäß den Regeln der NRR, Abschnitt 12.4.3.4 (3) ff. angerechnet werden. Die geringste, notwendige Torsionslängsbewehrung ergibt sich dabei rechnerisch mit einem Druckstrebenwinkel von 45°. Die Erfahrung zeigt jedoch, dass die genannten Maßnahmen nur in günstigen Fällen ausreichen. Häufig führt nur die zusätzliche Anwendung des Hauptzugspannungsnachweises gemäß 12.4.3.3 „Nachweis unter Vernachlässigung der Querkraftbewehrung“ bzw. der entsprechende Rückgriff auf DIN 1045 und DIN 4227 (gemäß NRR, Abschnitt 4.2 (7)) – also dem Ansatz eines zulässigen Betontraganteils der Schubabtragung, in aller Regel in Kombination mit Verstärkung durch externe Vorspannung – zum Erfolg. Dieses hat sich auch im Fall der Siegtalbrücke so gezeigt. Zwischenzeitlich wurde die Berücksichtigung des Betontraganteils bei der Schubbemessung auch durch die 1. Ergänzung der NRR (04/2015) [21], [27] ermöglicht.

Bei Defiziten des Schubnachweises zwischen Balkensteg und **Gurten** wurde analog zum oben beschriebenen Querkraftnachweis vorgegangen und der Betontraganteil gemäß DIN 4227 bzw. DIN 1045 ausgenutzt. Ähnliche Nachweisformate für Gurtnachweise sind im Zuge der geplanten Fortschreibung der NRR in Entwicklung [29].

5.3 Absenkung des Verkehrslastniveaus

Aufgrund der guten Ergebnisse bei der Nachrechnung der Siegtalbrücke kann sie nach erfolgter Verstärkung in die Verkehrslastklasse LM 1 hochgestuft werden. Bis zur Verstärkung verbleibt sie in BK 60 mit Kompensationsmaßnahmen entsprechend NRR (Lkw-Überholverbot).

In schwierigeren Fällen können erhebliche gravierende verkehrliche Kompensationsmaßnahmen notwendig werden. Dazu enthält [13] weitere Hinweise.

5.4 Prüfung von Tragwerksverstärkungen

Mit Tragwerksverstärkungen können die bei der Nachrechnung aufgedeckten Tragwerksdefizite verringert oder sogar beseitigt werden. Die Brücke kann dadurch uneingeschränkt genutzt und ihre Restnutzungszeiten verlängert werden. Die technischen Möglichkeiten sind nahezu unbegrenzt (wie z. B. herkömmliche Bauteilergänzungen aus Beton oder Stahl, nachträglich eingebohrte Bewehrungsanschlüsse sowie innovative externe Vorspannungen horizontal oder vertikal, geklebte CFK-Bewehrungen oder Textilbeton).

Anwendungsgrenzen ergeben sich durch die Anforderungen der Wirtschaftlichkeit und des Bauens unter Verkehr.

Bei älteren Spannbetonbrücken ist, wie im Fall der Siegtalbrücke, häufig eine Tragwerksverstärkung durch externe Vorspannung zweckmäßig und wirtschaftlich [13], [30] (Bild 2). Wenn keine Besonderheiten vorliegen, lassen sich diese verstärkten Tragwerke gemäß Stufe 2 der Nachrechnungsrichtlinie für eine Restnutzungsdauer gut nachweisen. Die Arbeiten können weitgehend ohne Eingriff in den Verkehr erfolgen.

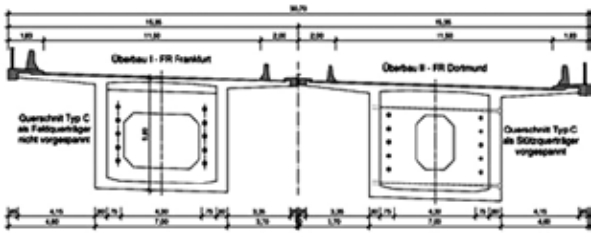


Bild 2 Querschnitt mit Verstärkung durch externe Spannglieder Zeichnung: aus [32]

Für den Bau der Siegtalbrücke wurden Spannglieder des Typs „Polensky & Zöllner“ in den Größen „A 40“ und „A 100“ verwendet, die den vergüteten Spannstahl SIGMA oval St 145/160 beinhalten. Nach dem aktuellen Forschungsstand kann bei dieser Spannstahlsorte eine Gefährdung durch Spannungsrisskorrosion nicht mit Sicherheit ausgeschlossen werden. Daher sind die betroffenen Brücken gemäß der Handlungsanweisung [31] gesondert zu untersuchen. Es besteht demnach zunächst die Möglichkeit, „weiterführende Untersuchungen zum Zustand des Spannstahls“ am Bauwerk vorzunehmen. Für kleinere Brücken oder Tragwerksteile kann dies eine zielführende Vorgehensweise sein.

Durch die Entnahme von Spannstahlproben aus der vorhandenen Bausubstanz und weiteren Überprüfungen konnte bei den untersuchten Brücken in NRW durchweg ermittelt werden, dass eine Spannungsrisskorrosionsgefährdung nicht anzunehmen ist. Die Erfahrung hat jedoch gezeigt, dass diese Untersuchungen für abschnittsweise hergestellte Großbrücken, wie die Siegtalbrücke, aufgrund des notwendigen Umfangs für eine repräsentative Stichprobe aller verbauten Spannstahlchargen sehr aufwändig und schädlich für die Bausubstanz werden können. Für die Siegtalbrücke musste daher von diesen Untersuchungen Abstand genommen und stattdessen der Nachweis eines ausreichenden Ankündigungsverhaltens für die Längstragrichtung geführt werden [32]. Es wird empfohlen, diesen Nachweis solange zurückzustellen, bis geklärt ist, ob eine Verstärkung durch externe Vorspannung notwendig ist oder nicht, denn diese beeinflusst die Nachweise des Ankündigungsverhaltens erheblich. Eine Doppelbearbeitung ist dadurch zu vermeiden.

Nicht selten kann das Ankündigungsverhalten, insbesondere in den Endfeldern des Brückenüberbaus, mit den Regeln der Handlungsanweisung nicht nachgewiesen werden, weil es an der notwendigen Betonstahlbewehrung fehlt. Alternativ wird daher empfohlen, durch eine kostengünstige Bauteilverstärkung gemäß Bild 3 die für das Ankündigungsverhalten notwendige Betonstahlbewehrung einzubauen. Dieses Konzept wurde für die Siegtalbrücke erstmalig entwickelt und umgesetzt. Inzwischen ist es bei zahlreichen weiteren Fällen zur Anwendung gelangt. Weiterführende Informationen zur Verstärkung von Betonbrücken enthalten [13], [32] und [30].

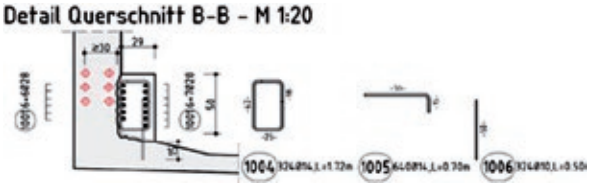


Bild 3 Querschnittsergänzung mit Betonstahlbewehrung zur Verbesserung des Ankündigungsverhaltens Zeichnung: aus [32]

6 Abschluss der Nachrechnung und Bauausführung

Das Nachrechnungsverfahren schließt gemäß NRR ab mit einer Wirtschaftlichkeitsuntersuchung gemäß RI-WI-BRÜ [33]. Die bei der Nachrechnung untersuchten Ertüchtigungsvarianten werden mit ihren zugehörigen Kosten und Restnutzungszeiträumen finanzmathematisch jeweils untereinander und mit dem Fall „Ersatzneubau“ verglichen. Dabei wird das Ziel verfolgt, die Variante mit den geringsten Gesamtkosten zu ermitteln [13].

Für die Siegtalbrücke ergibt sich dabei ein sehr eindeutiges Ergebnis zugunsten einer Ertüchtigung, da die damit verbundenen Kosten von ca. 175 Euro je m² Überbaufläche (Verstärkung durch externe Vorspannung und Robustheitsbewehrung sowie Instandsetzung der Entwässerungsleitungen, Pfeilerausstattung und Elektroinstallationen) nur einen Bruchteil der Kosten für einen Ersatzneubau (Rückbau und Neubau) betragen.

Der Auftrag für die Ertüchtigung der Siegtalbrücke wurde im Spätherbst 2016 vergeben und steht inzwischen kurz vor dem erfolgreichen Abschluss.

7 Schlussfolgerungen und Ausblick

Die Nachrechnung der Siegtalbrücke konnte mit einem sehr guten Ergebnis abgeschlossen werden. Von einem ähnlich günstigen Ergebnis wird auch in [34] über die Nachrechnung der Kochertalbrücke, Geislingen (Deutscher Brückenbaupreis 2016) berichtet. Diese Resultate, die in der Fachwelt zunächst teilweise mit Überraschung aufgenommen wurden, sind ohne weiteres aber in dem Umstand erklärbar, dass es die Eigenschaft großer Spannbetonbrücken ist, vergleichsweise großes Eigengewicht im Verhältnis zu den Verkehrslasten zu haben, so dass sich Verkehrslaststeigerungen insgesamt nur moderat auswirken. Derartige Brücken erweisen sich daher als vergleichsweise robust gegenüber Überlastung durch Verkehr.

Aufgrund dieser Erkenntnis hat inzwischen ein Überdenken der aktuell üblichen Entwurfspraxis für Betonbrücken eingesetzt mit dem Ziel, die bewährten und nachhaltigen Konstruktionsprinzipien älterer Spannbetonbrücken für zukünftige Brückenentwürfe aufzubereiten und zu stärken. Dabei sind u. a. folgende Optimierungen für Betonbrücken in der Entwicklung:

- Zulassung von Spanngliedern in den Stegen von Kastenquerschnitten (eine Lage übereinander, Optimierung der statischen Nachweise und konstruktiven Durchbildung),

- Quervorspannung von Fahrbahnplatten mit internen Spanngliedern ohne Verbund (günstigere statische Nachweise, zur Gewichtsreduzierung insbesondere für breite Brücken von 6-streifigen Autobahnen, güteüberwachter Korrosionsschutz, dauerhaft dichte Kunststoffhüllrohre),

- Interne Vorspannung ohne Verbund für die Längstragrichtung (Option für besonders robuste Tragwerke mit nachspannbaren Spanngliedern),

- Aktualisierung der Regeln für Fertigteilbrücken (Anpassung an die aktuellen Erfordernisse des Bauens unter Verkehr für Ersatzneubauten) und

- Schlankere Überbauten durch Einsatz von Hochleistungsbeton (Anpassung an die Erfordernisse für Ersatzneubauten, bis C90/105).

Literatur

[1] Wittfoht, H.: Die Siegtalbrücke Eiserfeld im Zuge der Autobahn Dortmund – Gießen. Beton- und Stahlbetonbau 65 (1970) 1, S. 3–10.

[2] Wittfoht, H.: Triumpf der Spannweiten – vom Holzsteg zur Spannbetonbrücke. Düsseldorf: Beton-Verlag, 1972.

[3] DIN 1076:1999-11:Ingenieurbauwerke im Zuge von Straßen und Wegen - Überwachung und Prüfung.

[4] Homepage des Landesbetriebs Straßenbau Nordrhein-Westfalen: www.Straßen.NRW.de.

[5] Bundesministerium für Verkehr, Bau- und Stadtentwicklung (BMVBS, Hrsg.): Richtlinie zur Nachrechnung von Straßenbrücken im Bestand (Nachrechnungsrichtlinie). Ausgabe 5/2011.

[6] Marzahn, G.: Zur Richtlinie für die Nachrechnung von Straßenbrücken im Bestand (Nachrechnungsrichtlinie). Beton- und Stahlbetonbau 106 (2011) 11, S. 730–735.

[7] DIN-Fachbericht 102:2009-03: Betonbrücken.

[8] DIN-Fachbericht 103:2009-03: Stahlbrücken.

[9] DIN-Fachbericht 104:2009-04: Verbundbrücken.

[10] Handbuch Eurocode 2 – Betonbau; Band 2: Brücken - Vom DIN autorisierte Fassung (Normen-Handbuch). Berlin: Beuth, 2013-07.

[11] Handbuch Eurocode 3 – Stahlbau; Band 3: Brücken - Vom DIN autorisierte Fassung (Normen-Handbuch). Berlin: Beuth, 2016-06.

[12] Handbuch Eurocode 4 - Verbundbau (Stahl und Beton); Band 2: Brücken - Vom DIN autorisierte Fassung (Normen-Handbuch). Berlin: Beuth, 2013-07.

[13] Haveresch, K.: Erfahrungen bei Nachrechnung und Verstärkung von Brücken. Beton- und Stahlbetonbau 110 (2015) 2, S. 96–112.

[14] Haveresch, K.; Maurer, R.: Entwurf, Bemessung und Konstruktion von Betonbrücken. In: Bergmeister, K.; Fingerloos, F.: Wörner, J.-D. (Hrsg.): Betonkalender 2015, Teil 2, Berlin: Ernst & Sohn, 2015, S. 681–818.

[15] DIN 1075:1981-04: Betonbrücken; Bemessung und Ausführung.

[16] Pelke, E.: Dilltalbrücke Haiger im Zuge der A 45, Abbruch und Neubau – Konsequenzen aus der Sicht des Bauherrn. Stahlbau 69 (2000) 11, S. 881–893.

[17] DIN 1045:1972-01: Beton und Stahlbeton - Bemessung und Ausführung.

[18] DIN EN 206-1:2001-07: Beton - Teil 1: Festlegung, Eigenschaften, Herstellung und Konformität; Deutsche Fassung EN 206-1:2000.

[19] DIN 4227-1:1988-07: Spannbeton - Bauteile

aus Normalbeton mit beschränkter oder voller Vorspannung.
[20] Bundesministerium für Verkehr: Zusätzliche Bestimmungen zu DIN 4227 für Brücken aus Spannbeton. Fassung 1966.
[21] Marzahn, G.; Hegger, J.; Maurer, R.; Zilch, K.; Dunkelberg, D.; Kolodziejczyk, A.; Teworte, F.: Die Nachrechnung von Betonbrücken – Fortschreibung der Nachrechnungsrichtlinie. In: Bergmeister, K.; Fingerloos, F.: Wörner, J.-D. (Hrsg.): Betonkalender 2015, Teil 2, Berlin: Ernst & Sohn, 2015, S. 821–904.
[22] Vill, M.; Schweighofer, A.; Kollegger, J.: Großversuche an Spannbetonträgern zur Beurteilung des Schubtragverhaltens. Beton- und Stahlbetonbau 107 (2012) 2, S. 86–95.
[23] Hegger, J.; Maurer, R.; Zilch, K.; Rombach, G.: Beurteilung der Querkraft- und Torsionstragfähigkeit von Brücken im Bestand – Kurzfristige Lösungsansätze. Forschungsprojekt der Bundesanstalt für Straßenwesen, FE 15.0482/2009/FRB, vorläufiger Schlussbericht, 1/2014.
[24] DIN 1045:1978-12: Beton und Stahlbeton; Bemessung und Ausführung.
[25] BASt, Abteilung Brücken- und Ingenieurbau (Hrsg.): Handlungsanweisung zur Beurteilung der Dauerhaftigkeit vorgespannter Bewehrung von älteren Spannbetonüberbauten. 1998 – Download: http://www.bast.de/DE/Ingenieurbau/Publikationen/Download-Publikationen/Publikationen_node.html.
[26] Hanswille, G.; Neumann, W.: Erläuterungen und Hintergründe zur Nachrechnungsrichtlinie – Stahl- und Stahlverbundbrücken. Bauingenieur 87 (2012) 1, S. 36–52.
[27] Bundesministerium für Verkehr und digitale Infrastruktur (BMVI, Hrsg.): Richtlinie zur Nachrechnung von Straßenbrücken im Bestand (Nachrechnungsrichtlinie). Ausgabe: 5/2011 – 1. Ergänzung. Ausgabe 4/2015.
[28] DIN EN 1992-2:2010-12: Eurocode 2: Bemessung und Konstruktion von Stahlbeton- und Spannbetontragwerken - Teil 2: Betonbrücken - Bemessungs- und Konstruktionsregeln; Deutsche Fassung EN 1992-2:2005 + AC:2008.
[29] Müller, M.: Neue Modelle zum Nachweis des Druckgurtanschlusses, Beitrag in VDI-Wissensforum „Zukunftsprogramm Brückenmodernisierung“, Konferenz November 2017, Bonn.
[30] Bundesministerium für Verkehr und digitale Infrastruktur (BMVI), Abteilung Straßenbau vertreten durch die BASt (Hrsg.): Verstärkung älterer Beton- und Spannbetonbrücken – Erfahrungssammlung Dokumentation 2016 – Download: http://www.bast.de/DE/Ingenieurbau/Publikationen/Regelwerke/Regelwerke_node.html.
[31] Bundesministerium für Verkehr, Bau und Stadtentwicklung (BMVBS), Abt. Straßenbau (Hrsg.): Handlungsanweisung zur Überprüfung und Beurteilung von älteren Brückenbauwerken, die mit vergütetem, spannungsrisskorrosionsgefährdetem Spannstahl erstellt wurden (Handlungsanweisung Spannungsrisskorrosion). Ausgabe 6/2011 – Download: http://www.bast.de/DE/Ingenieurbau/Publikationen/Regelwerke/Entwurf/Handlungsanweisung-Spannungsrisskorrision-Entwurf.html.
[32] Maurer, R.; Schrick, M.: Ankündigungsverhalten für Spannbetonbrücken mit SPRK-gefährdetem Spannstahl in schwierigen Fällen. Beitrag in VDI-Wissensforum „Zukunftsprogramm Brückenmodernisierung“ Konferenz November 2017, Bonn.
[33] Richtlinie zur Durchführung von Wirtschaftlichkeitsuntersuchungen im Rahmen von Instandsetzungs-/Erneuerungsmaßnahmen bei Straßenbrücken (RI-WI-BRÜ). 2007 – Download: http://www.bast.de/DE/Ingenieurbau/Publikationen/Regelwerke/Erhaltung/RI-WI-BRU-Richtlinientext-Erhaltung.pdf?__blob=publicationFile&v=1.
[34] Krill, A.; Andlauer, L.; Frenzl, R.: Vergleich zweier großer Talbrücken unterschiedlicher Bauweise nach 35 Jahren. Beitrag in Deutscher Bautechnik-Tag April 2015 in Düsseldorf, Deutscher Beton- und Bautechnikverein E.V.

Anm.: Alle Internetquellen wurden am 18.1.2018 geprüft.

9 Herzlich willkommen zum 28. Dresdner Brückenbausymposium

13 Vorwort zum 28. Dresdner Brückenbausymposium

17 Bauwerksentwürfe nach RE-ING – Was ist neu?

25 Development of cable-stayed bridges in China

41 Vom Rechnen und Wissen –
Monitoring an den Talbrücken der Neubaustrecke Erfurt–Leipzig/Halle

59 Nachrechnung und Ertüchtigung der Siegtalbrücke –
größte Spannbetonbrücke der Sauerlandlinie (A45)

73 Der Rückbau der Lahntalbrücke Limburg (1964)

87 Einsatz unbemannter Flugsysteme im Brückenbau

101 Eugène Freyssinet: "I was born a builder"

129 Realisierung der Kienlesbergbrücke in Ulm –
gestalterische und bauliche Herausforderungen im komplexen Baukontext

141 Die Taminabrücke in der Schweiz, der Heimat großer Brückenbauingenieure

157 100 Jahre Dauerhaftigkeit für Brücken- und Tunnelbauwerke

169 Lebenszyklus- und Qualitätsspezifikationen für Ingenieurbauwerke

189 Versagenshäufigkeit und Versagenswahrscheinlichkeit von Brücken

203 Brückenvielfalt rund um die Ostsee – Bericht zur Brückenexkursion 2017

215 Chronik des Brückenbaus

231 Inserentenverzeichnis

ISSN 1613-1169
ISBN 978-3-86780-544-5