

Nachrechnung von Stahl- und Verbundbrücken

Systematische Datenauswertung nachgerechneter Bauwerke

**Berichte der
Bundesanstalt für Straßenwesen**

Brücken- und Ingenieurbau Heft B 144

The logo for 'bast' is written in a bold, lowercase, green sans-serif font. The letters are slightly shadowed, giving it a 3D appearance. It is positioned in the bottom right corner of the page.

Nachrechnung von Stahl- und Verbundbrücken

Systematische Datenauswertung nachgerechneter Bauwerke

von

Winfried Neumann
Armin Brauer

RUHRBERG Ingenieurgesellschaft
Hagen

**Berichte der
Bundesanstalt für Straßenwesen**

Brücken- und Ingenieurbau Heft B 144

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 15.0527/2011/FRB:
Nachrechnung von Stahl- und Verbundbrücken –
Systematische Datenauswertung nachgerechneter Bauwerke

Fachbetreuung:
Thomas Mayer

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

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

ISSN 0943-9293
ISBN 978-3-95606-395-4

Bergisch Gladbach, Juli 2018

Kurzfassung – Abstract

Nachrechnung von Stahl- und Verbundbrücken – Systematische Datenauswertung nachgerechneter Bauwerke

Die in den vergangenen Jahrzehnten extrem gestiegene Verkehrsbelastung und die weiterhin als steigend prognostizierte Verkehrsentwicklung führt in der Kombination mit altersbedingten Defiziten in der Bauwerkssubstanz zu der Erfordernis einer eingehenden Überprüfung des Brückenbestandes des deutschen Fernstraßennetzes. Seit einigen Jahren steht mit der Nachrechnungsrichtlinie ein Instrument zur einheitlichen Vorgehensweise bei der Nachrechnung und Bewertung von bestehenden Brückenbauwerken zur Verfügung. Mittlerweile liegen erste Erfahrungen zur Anwendung der Nachrechnungsrichtlinie vor, die im Zuge einer Datenauswertung der Nachrechnungsergebnisse bewertet werden können.

Durch die Datenauswertung bereits nachgerechneter Bauwerke soll eine Optimierung des bisherigen Vorgehens in Bezug auf die Nachrechnung von Stahl- und Verbundbrücken erreicht werden. Es werden in Abhängigkeit der Häufigkeit und der Größe der rechnerisch ermittelten Defizite kritische Nachweise bzw. Nachweisstellen herausgearbeitet, die vor dem Hintergrund der historischen Entwicklung der Regelwerke im Brückenbau in Verbindung mit der Bauzeit ein erstes Indiz zur Beurteilung des jeweiligen Brückenbauwerks liefern.

Zusätzlich werden in einem gesonderten Kapitel am Beispiel von ausgewählten, vom Auftragnehmer selbst nachgerechneten Brückenbauwerken Besonderheiten und spezielle Erkenntnisse bei der Nachrechnung von Stahl- und Verbundbrücken detailliert beschrieben und Erfahrungswerte dargelegt.

Die gewonnenen Erkenntnisse sind in einen Leitfaden zur vereinfachten Tragwerksbeurteilung im Vorfeld einer Nachrechnung eingeflossen. Dieser soll als weiteres Hilfsmittel dienen, um besonders kritische Bauwerke besser identifizieren zu können, und möglicherweise mit gezielten Untersuchungen von Detailpunkten erste Grundlagen für eine Bewertung der Bauwerke schneller zur Verfügung stellen zu können.

Abschließend werden auf Grundlage der durchgeführten Untersuchungen Verbesserungsmöglichkeiten im Hinblick auf die Ergebnisdarstellung sowie inhaltliche Verbesserungspotentiale in der Nachrechnungsrichtlinie aufgezeigt und Vorschläge zur Ergänzung und Erweiterung der Nachrechnungsrichtlinie beschrieben.

Re-analysis of steel and composite bridges – systematic data evaluation of re-analyzed bridges

In the past decades the traffic volume has already increased enormously and the forecast of the development of especially heavy duty traffic in the future shows a continuous increase. In combination with deficits due to the ageing of the bridge construction this fact leads to the requirement of a close review of existing road bridges as part of the federal highway system. Since its implementation several years ago the Guideline for the re-analysis of existing road bridges represents a harmonized design code for the assessment of existing bridge structures. Meanwhile, first experiences in the use of the Guideline for bridge re-analysis are available.

The main focus of the research project is on a data evaluation of already re-analyzed bridges with regard to the optimization of the current procedure of re-analyzing steel and composite bridges. Dependent on the frequency and dimension of the deficits critical verifications are identified and typical endangered construction components are located. Against the background of the historical development of codes and standards and in conjunction with the construction type, the construction period leads to a first indication for the estimation of a single bridge structure.

In addition, characteristics and special findings concerning the re-analysis of steel and composite bridges are described and experiences are pointed out using the example of several bridge structures re-analyzed by the agent himself.

As a result of the gained experiences a guideline for the simplified assessment of bridge structures previously to a re-analysis is developed. This guideline serves as another tool to identify particularly critical structures more easily and to potentially provide first

basics for the assessment of bridge structures by investigation of special details.

Finally on basis of the investigations, improvements concerning the expression of results and the content of the Guideline for the re-analysis of existing road bridges are presented and proposals for the supplement and enhancement of the Guideline for bridge re-analysis are made.

Summary

Re-analysis of steel and composite bridges – systematic data evaluation of re-analyzed bridges

1 Problem

As a consequence of the development of heavy duty traffic in the past decades, for road bridges the weight of the vehicles and their frequency of occurrence have increased enormously. Therefore, in line with the present requirements, an adapted assessment of existing bridge structures concerning load bearing capacity, serviceability, durability and fatigue resistance is necessary with regard to the current state of the structure. With the implementation of the Guideline for the re-analysis of existing road bridges in 2011 a basis for a harmonized re-analysis and assessment of existing bridge structures was provided.

Meanwhile, first experiences in the use of the Guideline for bridge re-analysis are available, taken as a basis for a systematic evaluation of the results of already re-analyzed bridges.

The aim of the data evaluation is to draw connections between specific structural characteristics, the historical development of standards and design rules and calculated deficits especially for steel and composite bridges.

In the past decades steel and composite bridge building has developed enormously in technical respect. The development was caused by economic aspects, leading to an improvement of construction methods especially in manufacturing and assembling of bridge structures, and by experiences gained from structural insufficiencies, leading to a technical improvement of the structures. Consequently the construction period is able to indicate potential calculated deficits.

In addition to the data evaluation, characteristics and special findings concerning the re-analysis of steel and composite bridges are described and

experiences are pointed out using the example of selected bridge structures re-analyzed by the agent himself.

The assessment of the results of the data evaluation of already re-analyzed bridges and the experiences gained from the re-analysis of selected bridge structures should lead to an optimization of the current procedure of re-analyzing steel and composite bridges. The focus is on a simplified assessment of bridge construction with regard to the need of a re-analysis and improvements concerning the expression of results and the content of the Guideline for the re-analysis of existing road bridges itself.

Depending on the frequency and dimension of the deficits, critical verifications are identified and typical endangered construction components are located. Against the background of the historical development of codes and standards and in conjunction with the construction type, the construction period leads to a first indication for the estimation of a single bridge structure.

2 Procedure of investigations

Due to the importance for the assessing of the available results of already re-analyzed bridges, firstly an overview of the historical development of standards and design rules concerning steel and composite bridge building is given. The overview includes the development of standardized variable actions, e.g. traffic loads and thermal actions, and the development of design rules as a consequence of experiences made over the years.

Within the scope of the research project the present documentations of the re-analyzed steel and composite bridges are assessed. For the assessment systematics are used, based on the systematics for the data evaluation of already re-analyzed concrete bridges (BASt report B 124) and adapted for the special needs of the evaluation of steel and composite bridges. The data base firstly is categorized concerning building type, construction type of main structure and bridge deck, age

distribution of the bridges, structural system and the grade of the current structural state.

The results of the re-analysis of the individual bridge structures mostly are presented by summary tables according to appendix 2 of the Guideline for the re-analysis of existing road bridges. The tables include the utilization factors in the ultimate limit state, the serviceability limit state and the fatigue limit state for each investigated structural member. To record the individual results a data base is assembled that includes all criteria with empirically critical importance for steel and composite bridges. On the basis of the utilization factor, a grading in deficit classes is conducted for the separate verifications. A total of 5 deficit classes are defined which describe the dimension of the deficit. The range is between small deficits < 10 % (deficit class 1) and very large deficits > 100 % (deficit class 5).

In case of a sufficient data base, it is possible to classify the bridge structures systematically and to realize potential correlations by conjunction of the categorization of the existing bridges and the deficit classes occurred in the separate verifications.

3 Results

The available documentations of re-analyzed bridge structures are evaluated with regard to type and dimension of the calculated deficits. The investigations have shown that the main part of determined deficits occurs in the ultimate limit state and the fatigue limit state. By means of the distribution of deficits it was possible to identify both particularly critical verifications for special bridge members and details with fatigue relevance.

The limited number of documentations of re-analyzed bridge structures did not allow an extensive assessment of determined deficits and their cause. However, it was possible to deduce tendencies which could support future re-analysis of existing steel and composite bridges.

The investigations turned out that in the ultimate limit state of longitudinal bridge members especially

the verification of normal stresses in the main girders and the plate buckling verification of webs of main girders are of critical significance. Also the verifications of buckling resistance of main girders, of plate buckling resistance of bottom plates of continuous box girders, the verifications of load bearing capacity of longitudinal ribs of orthotropic steel bridge decks, the verifications of load bearing capacity of welded joints and the verifications of bending moment capacity and shear force capacity of concrete bridge decks lead to deficits in the ultimate limit state of longitudinal bridge members.

In contrast, the number of deficits in the ultimate limit state concerning verifications of transversal bridge members is quite smaller. Critical verifications are the verifications of normal stresses of transversal members made of steel, buckling verifications of compression members of bracings, plate buckling verifications of transversal frames, verifications of load bearing capacity of welded joints and verifications of bending moment capacity and shear force capacity of transversal oriented concrete bridge decks.

In the fatigue limit state several details are assessed as critical spots. Concerning orthotropic steel bridge decks this refers especially to the welded connections of longitudinal stiffeners to the deck plate and to the webs of crossbeams in case of non-continuous longitudinal ribs as well as to the remaining webs of crossbeams close to the cut-outs in the webs at the intersection of crossbeams and longitudinal stiffeners. Other critical details with fatigue relevance are the connections of crossbeams to the webs of main girders, splices of flanges and the end zones of cover plates. Concerning composite bridges the verification of fatigue resistance of the longitudinal reinforcement frequently is not sufficient.

Verifications in the serviceability limit state, often relevant for the design of concrete decks of composite bridges, normally turned out uncritically in the course of evaluating the documentations of re-analyzed bridge structures. Solely the verification of decompression of transversal pre-stressed concrete bridge decks showed a high percentage of calculated deficits.

In addition to the above-mentioned investigations, characteristics and special findings concerning the re-analysis of steel and composite bridges are described and experiences are pointed out using the example of selected bridge structures.

The data evaluation of re-analyzed bridge structures and the experiences gained from the re-analysis of selected bridges have shown several possibilities for improvement concerning the expression of results and the content of the Guideline for the re-analysis of existing road bridges.

4 Conclusions

At the present time the scale of available documentations of re-analyzed bridges is too limited to develop a general reliable systematics for the assessment of bridge structures. However, critical verifications are identified to which special attention in re-analyzing bridge structures has to be paid.

The findings gained from the data evaluation and the re-analysis of special bridges is incorporated into a guideline for the simplified assessment of bridge structures previously to a re-analysis. This guideline serves as another tool to identify particularly critical structures more easily and to potentially provide first basics for the assessment of bridge structures by investigation of special details.

Finally on basis of the investigations, improvements concerning the expression of results and the content of the Guideline for the re-analysis of existing road bridges are presented and proposals for the supplement and enhancement of the Guideline for bridge re-analysis are made. The proposals concern basically

- Re-analysis of filler beam decks
- object-related damage analysis
- Assessment of the construction history with regard to the remaining service life
- Comparability of calculated load bearing capacities
- Decision guidance for the development of a catalogue of measures subsequent to a re-analysis

Inhalt

1	Einleitung	11	4.1.4	Stahlbrücke mit Leichtfahrbahn (Tonnenbleche mit Betonfüllung).	42
1.1	Hintergrund und Veranlassung.	11	4.1.5	Stahlverbundbrücke im Zuge der A59 .	43
1.2	Zielsetzung.	11	4.1.6	Stahlbrücke mit orthotroper Fahrbahnplatte	46
1.3	Vorgehensweise.	12	4.2	Zusammenfassende Erkenntnisse aus eigener Erfahrung.	47
2	Entwicklung der technischen Regelwerke	12	5	Leitfaden zur vereinfachten Tragwerksbeurteilung im Vorfeld einer Nachrechnung	48
2.1	Historische Entwicklung der Einwirkungen	12	6	Verbesserungspotentiale in der Nachrechnungsrichtlinie	53
2.1.1	Allgemeines	12	6.1	Ergebnisdarstellung und Nachvollziehbarkeit	54
2.1.2	Verkehrslasten auf Straßenbrücken. . .	12	6.1.1	Allgemeines	54
2.1.3	Temperatureinwirkungen auf Brücken .	14	6.1.2	Tabellarisches Formblatt nach NaRiLi .	54
2.2	Technische Entwicklung im Stahl- und Verbundbrückenbau	16	6.1.3	Angabe historischer Normen und Regelwerke	55
3	Auswertung vorhandener Nachrechnungsdokumentationen.	20	6.1.4	Zuordnung zu Nachweisklassen	55
3.1	Nachrechnungsdokumentationen.	20	6.1.5	Vorgeschlagene Maßnahmen oder Konsequenz aus der Nachrechnung . .	55
3.1.1	Bereitgestellte Nachrechnungsdokumentationen	20	6.1.6	Benennung der umgesetzten Maßnahmen	56
3.1.2	Nachrechnungsdokumentationen aus eigener Bearbeitung.	20	6.1.7	Grafische Darstellung kritischer Bereiche.	56
3.2	Kriterien der Auswertung	20	6.2	Inhaltliche Verbesserungspotentiale. . .	56
3.3	Darstellung der Auswertungsergebnisse	21	6.2.1	Nachrechnung von WiB-Überbauten . .	56
3.3.1	Übersicht des Datenbestandes	21	6.2.2	Objektbezogene Schadensanalyse . . .	58
3.3.2	Aufbau einer Datenbank.	23	6.2.3	Bewertung der Bauwerkshistorie im Hinblick auf die Restlebensdauer.	59
3.3.3	Auswertung der Nachrechnungsergebnisse.	26	6.2.4	Optimierung der Vergleichbarkeit der rechnerischen Tragfähigkeiten	60
3.4	Bewertung der Ergebnisse.	33	6.2.5	Entscheidungshilfen bei der Maßnahmenfindung als Ergänzung zur Nachrechnung	60
4	Erfahrungen aus durchgeführten Nachrechnungen.	34	7	Weiterer Klärungs- und Forschungsbedarf	62
4.1	Darstellung von projektbezogenen Besonderheiten und typischen rechnerischen Defiziten.	34	8	Zusammenfassung und Ausblick . . .	63
4.1.1	Stahlverbundbrücke im Zuge der A1 . .	35			
4.1.2	Stahlverbundbrücke im Zuge der A45 .	37			
4.1.3	WiB-Brücke im Zuge der A3.	39			

Literatur 65
Bilder 68
Tabellen 70

Die Anhänge zum Bericht sind im
elektronischen
BASt-Archiv ELBA unter:
<http://bast.opus.hbz-nrw.de> abrufbar

1 Einleitung

1.1 Hintergrund und Veranlassung

Für viele Bestandsbrücken bedeutet die starke Zunahme des Schwerverkehrs in den letzten Jahrzehnten eine Nutzungsänderung hinsichtlich der Lastgröße aber auch der Häufigkeit des Auftretens. Eine den heutigen Anforderungen angepasste Bewertung dieser Bauwerke hinsichtlich Tragfähigkeit, Gebrauchstauglichkeit, Dauerhaftigkeit und Ermüdungssicherheit unter Berücksichtigung des vorhandenen Bauwerkszustands ist daher oftmals erforderlich. Mit der Richtlinie zur Nachrechnung von Straßenbrücken im Bestand (Nachrechnungsrichtlinie, kurz: NaRiLi) [2] wurde im Mai 2011 die Grundlage für eine bundeseinheitliche Nachrechnung und deren Bewertung der Ergebnisse eingeführt. Eine erste Ergänzung [3] erschien 2015.

Mittlerweile liegen die ersten Erfahrungen mit der Anwendung der NaRiLi vor. Die Ergebnisse durchgeführter Nachrechnungen sind entsprechend den in der Nachrechnungsrichtlinie formulierten Anforderungen in komprimierter Form mit Hilfe von Ergebnistabellen zu dokumentieren. Diese Dokumentationen bilden die Grundlage für eine systematische Auswertung der Nachrechnungsergebnisse.

Bis Anfang 2014 wurden dem Auftragnehmer Unterlagen von 11 dokumentierten Nachrechnungen von Stahl- und Stahlverbundbrücken zur Auswertung durch die Bundesanstalt für Straßenwesen zur Verfügung gestellt. An drei dieser Nachrechnungen war der Auftragnehmer als Aufsteller oder Prüflingenieur direkt beteiligt.

Weiterhin werden 14 weitere Projekte mit direkter Beteiligung des Auftragnehmers in die Auswertung aufgenommen; hierbei handelt es sich somit um vom Auftragnehmer selber für eine Auswertung zur Verfügung gestellte Nachrechnungen.

1.2 Zielsetzung

Zielsetzung der systematischen Datenauswertung bereits nachgerechneter Bauwerke ist es, eine Op-

timierung des bisherigen Vorgehens in Bezug auf die Nachrechnung von Stahl- und Verbundbrücken zu erreichen. Eine Optimierung der Nachrechnung kann durch eine vereinfachte Beurteilung von Bauwerken hinsichtlich der Notwendigkeit einer Nachrechnung, durch eine Verbesserung der Darstellung von Nachrechnungsergebnissen sowie durch eine inhaltliche Verbesserung der Richtlinie selbst erreicht werden.

Die Ziele des Projekts können insofern wie folgt zusammengefasst werden:

1. Definition von Beurteilungskriterien zur Feststellung der Dringlichkeit durchzuführender Nachrechnungen / Untersuchungen und daraus abzuleitender Leitfaden zur vereinfachten bauwerkspezifischen Beurteilung eines Tragwerks hinsichtlich zu erwartender Defizite.
2. Aufzeigen von Verbesserungspotenzialen hinsichtlich der Nachvollziehbarkeit der Nachrechnung, d. h. Optimierung der Darstellungstiefe und Anschaulichkeit.
3. Aufzeigen von Verbesserungspotenzialen hinsichtlich inhaltlicher Tiefe der zu erwartenden Ergebnisse, z. B. Forderung nach detaillierten Bestandsaufnahmen mittels Objektbezogener Schadensanalysen (OSA).
4. Aufzeigen von Verbesserungspotenzialen hinsichtlich des Umgangs mit den Nachrechnungsergebnissen, z. B. Definition von Beurteilungskriterien zur Veranlassung vorgezogener Ertüchtigungsmaßnahmen als ad-hoc Maßnahmen im Vorfeld weitergehender Nachrechnungen.
5. Erfassung nicht oder nicht ausreichend gekläarter Nachweismethoden innerhalb der Nachrechnungsrichtlinie.

Während für die Punkte 1. bis 4. im Rahmen dieses Projekt Verbesserungsvorschläge unmittelbar erarbeitet werden können und somit direkt in eine novellierte Fassung der NaRiLi [2] übernommen werden könnten, ist für den fünften Punkt ggf. weiterer Forschungsbedarf gegeben, der nicht im Rahmen dieses Projekts abgedeckt werden kann. Hierzu wird jedoch der Forschungs- bzw. Klärungsbedarf ausformuliert.

1.3 Vorgehensweise

Für die Weiterentwicklung der Nachrechnungsrichtlinie sollen maßgeblich die Erkenntnisse aus den ersten Erfahrungen mit der Nachrechnung gemäß NaRiLi hinzugezogen werden. Dafür sind von den Bundesländern 11 entsprechende Nachrechnungen zur Verfügung gestellt worden (Stand 11/2013).

Um die Repräsentativität der auszuwertenden Stichprobe zu erhöhen, sind darüber hinaus vom Auftragnehmer selbst einige Bauwerke nachgerechnet worden, die in die Auswertung ebenfalls einfließen. Das Vorgehen zur Erarbeitung dieses Projekts baut sich entsprechend auf diese Auswertung auf.

1. Vergleich und Auswertung der zur Verfügung gestellten Projektdokumentationen nachgerechneter Stahl- und Verbundbrücken sowie
2. Auswertung der eigenen Nachrechnungen.
3. Herausstellen der Erfahrungen mit der NaRiLi in Bezug auf häufige (rechnerische und/oder tatsächlich aufgetretene) Defizite an den nachgerechneten Bauwerken.
4. Herausstellen der Erfahrungen mit der NaRiLi in Bezug auf aufgetretene Probleme bei der Nachweisführung.
5. Leitfaden zur vereinfachten Bewertung von Bauwerken im Vorfeld der Nachrechnung.
6. Herausstellen von Verbesserungsnotwendigkeiten bei der Darstellung der Nachrechnungsergebnisse sowie Erarbeitung von Formulierungen zur Ergänzung der NaRiLi um vorgenannte Aspekte zukünftig abzudecken (Überarbeitung der Formblätter).
7. Herausstellen von Verbesserungsmöglichkeiten der Nachrechnungsrichtlinie inhaltlicher Art in Bezug auf die Aussagekraft der Nachrechnung, z. B. systematischer Abgleich alter und neuer Normengenerationen hinsichtlich Einwirkungen, Nachweisformaten und konstruktiven Festlegungen oder Forderung nach detaillierten Bestandsaufnahmen mittels Objektbezogene Schadensanalysen (OSA).

8. Formulierung von erforderlichem Klärungsbedarf bzw. sinnvollen Forschungsprojekten zur weiteren Verbesserung der Aussagekraft der NaRiLi.

2. Entwicklung der technischen Regelwerke

2.1 Historische Entwicklung der Einwirkungen

2.1.1 Allgemeines

Neben den klar definierbaren ständigen Einwirkungen aus Eigen- und Ausbaulasten unterliegen Brückenbauwerke auch einer Reihe veränderlicher Einwirkungen. Insbesondere die Straßenverkehrslasten haben sich in den vergangenen Jahrzehnten durch die rasante Zunahme des Schwerlastverkehrs enorm erhöht. Dieser Tatsache wurde durch eine sukzessive Anhebung der rechnerisch anzusetzenden Verkehrslasten in den Regelwerken Rechnung getragen. Neben den Verkehrslasten stellen Temperaturschwankungen und Temperaturdifferenzen eine bemessungsrelevante Einwirkung für Brückenbauwerke dar. In den Regelwerken verankerte Temperatureinwirkungen auf Stahl- und Verbundbrücken sind allerdings erst im Laufe der Zeit festgelegt und nachfolgend mehrfach geändert worden.

2.1.2 Verkehrslasten auf Straßenbrücken

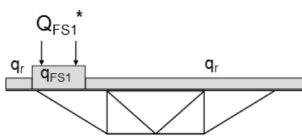
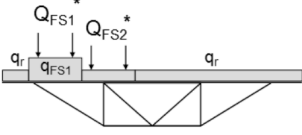
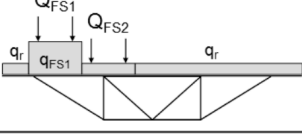
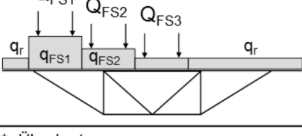
Die dynamische Entwicklung des Schwerlastverkehrs wurde mit der Einführung der DIN 1072:1952-06 [9] und der Definition der Brückenklassen BK 60 und BK 30 in besonderem Maße berücksichtigt. Zuvor waren die 24 t – Dampfwalze und das 40 t – Raupenfahrzeug bemessungsrelevant, so dass die neu eingeführten Lastmodelle eine enorme Steigerung der Verkehrslasten darstellten. Für einen Zeitraum von mehr als drei Jahrzehnten hatten die Verkehrslasten unverändert Bestand. Lediglich in der Berücksichtigung von dynamischen Effekten ergaben sich Ende der 1960er Jahre Änderungen. Erst-

mals wurde in DIN 1072:1967-11 [10] ein bauartunabhängiger Schwingbeiwert j eingeführt, mit dem die statischen Verkehrslasten zu erhöhen waren. In der Vorgängerversion DIN 1072:1952 wurde im Hinblick auf den Schwingbeiwert auf die jeweiligen bauartspezifischen Bemessungsnormen für Brücken verwiesen. Darin fanden sich teilweise unterschiedliche Regelungen. Für Stahlbrücken und Verbundbrücken bestand gemäß DIN 1073:1941 [13] bereits vor 1967 eine einheitliche Definition des Schwingbeiwertes. Mit Einführung der DIN 1072:1967 wurde der Schwingbeiwert für alle Brückenbauarten einheitlich angepasst, so dass sich für Stahl- und Verbundbrücken Änderungen ergaben. Der Schwingbeiwert bestimmte sich in Abhängigkeit der maßgebenden Stützweite L_j des betrachteten Bauteils zu $j = 1,4 - 0,008 L_j \geq 1,0$ und bewegte sich somit in den Grenzen zwischen 1,0 und 1,4. Bild 1 zeigt einen Vergleich der in DIN 1072:1967 und DIN 1073:1941 definierten Schwingbeiwerte. Für Haupttragelemente von Brücken im niedrigen oder mittleren Spannweitenbereich mit Bauteillängen zwischen 8 und 37 m ergab sich durch die Änderung des Schwingbeiwertes eine Erhöhung der dynamisch erhöhten Verkehrslasten. Für Haupttragelemente von Brücken

im größeren Spannweitenbereich über 40 m ergab sich hingegen eine Reduzierung der Verkehrseinwirkungen. Im Stützweitenbereich mit Spannweiten < 8 m, der insbesondere für Quer- und Längsträger relevant ist, bedeutete die Änderung des Schwingbeiwertes teilweise eine deutliche Reduzierung der einwirkenden Verkehrslasten um bis zu 15 %.

Mitte der 1980er Jahre wurde mit der Einführung der DIN 1072:1985-12 [11] und dem erläuternden Beiblatt [12] das Verkehrslastniveau durch die Berücksichtigung einer zweiten Schwerlastspur und die Festlegung der Brückenklassen 30/30 und 60/30 weiter angehoben.

Mit der Umstellung der Bemessung auf das semi-probabilistische Bemessungskonzept im Brückenbau und Einführung des DIN-Fachberichtes 101 [22] im Jahr 2003 wurden auch die Verkehrslasten angepasst. Dabei ergaben sich gleich mehrere grundlegende Änderungen der Belastung. Wurden die dynamischen Effekte der Verkehrslasten in DIN 1072 wie bereits erwähnt über einen zusätzlichen dynamischen Schwingbeiwert φ erfasst, so beinhalteten die Verkehrslasten nach DIN-Fachbericht bereits dynamische Erhöhungen. Weiterhin waren die

Regelwerk / Verkehrslastmodell	Lastbild	Einzellasten Q_i [kN]			Flächenlasten q_i [kN/m ²]		
		FS 1	FS 2	FS 3	FS 1	FS 2	FS 3
DIN 1072:1952 DIN 1072:1967 Brückenklasse 60		$\varphi^1 \cdot 255 *$	-	-	$\varphi^1 \cdot 5,0$	3,0	3,0
DIN 1072:1985 Brückenklasse 60/30		$\varphi \cdot 255 *$	123 *	-	$\varphi \cdot 5,0$	3,0	3,0
DIN-FB 101:2003 Lastmodell LM 1		240	160	-	9,0	2,5	2,5
DIN EN 1991-2:2010/NA Lastmodell LMM		300	200	100	12,0	6,0	3,0
* Überlasten 1) Schwingbeiwert φ in DIN 1072:1952 nicht direkt festgelegt, Verweis auf jeweilige bauartspezifische Bemessungsnorm							

Tab. 1: Entwicklung der Lastenannahmen infolge von Verkehr auf Straßenbrücken in der Bundesrepublik Deutschland

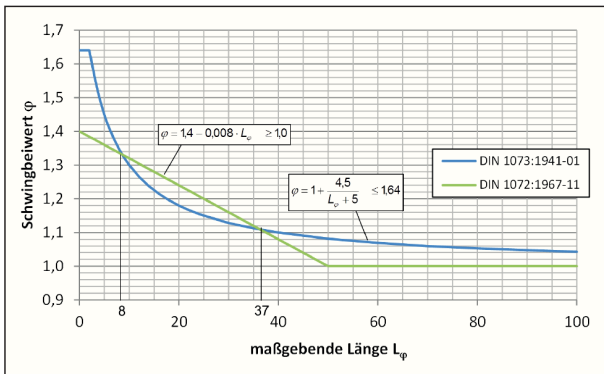


Bild 1: Vergleich der Schwingbeiwerte für Stahl- und Verbundbrücken vor und nach 1967

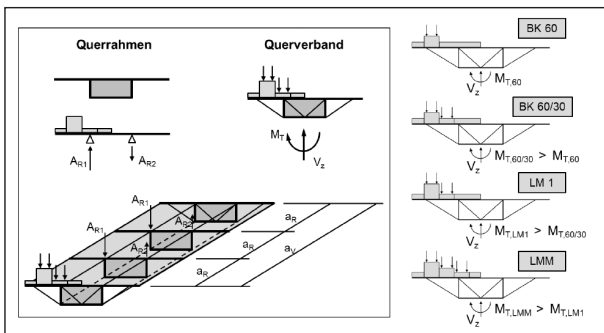


Bild 2: Beanspruchung der Queraussteifung bei Hohlkastenquerschnitten

Einzellasten aus den Schwerlastwagen in DIN-Fachbericht 101 als Überlasten gleichzeitig mit der durchlaufenden gleichmäßig verteilten Flächenlast anzusetzen. In DIN 1072 waren die Einzellasten im Einflussbereich des Schwerlastwagens ohne die Flächenlasten, die nur vor und hinter dem Schwerlastwagen wirkten, anzusetzen. Eine deutliche Erhöhung erfuhren die gleichmäßig verteilten Flächenlasten in der Hauptspur, die sich durch den stützweitenabhängigen Schwingbeiwert der DIN 1072 mit zunehmender Stützweite immer stärker bemerkbar machte. Für den Stützweitenbereich von ca. 40 m ergaben sich beispielsweise um 67 % erhöhte Flächenlasten.

Eine weitere Erhöhung brachte die Einführung der europäisch harmonisierten Regelwerke der Eurocodes im Jahr 2012 mit sich. In DIN EN 1991-2 [20] sind in Verbindung mit dem nationalen Anhang DIN EN 1991-2/NA [21] die Radlasten um 25 % erhöht worden. Zusätzlich ist eine dritte Schwerlastspur mit Einzellasten von 100 kN je Achse ergänzt worden. Auch die gleichmäßig verteilten Flächenlasten wurden insbesondere in den Fahrspuren 1 und 2 signifikant erhöht. Tab. 1 gibt einen Überblick über die

Entwicklung der Lastannahmen infolge von Verkehr auf Straßenbrücken in der Bundesrepublik Deutschland seit Beginn der 1950er Jahren.

Die Erhöhung der Verkehrslastannahmen hat im Wesentlichen zwei auf die Tragkonstruktionen bedeutsame Auswirkungen:

- erhöhte Biegebeanspruchung für die Haupttrag-elemente,
- erhöhte Torsionsbeanspruchung und somit erhöhte Beanspruchungen für die Queraussteifung von Brückenbauwerken mit Hohlkastenquerschnitten.

Insbesondere die Beanspruchung für Querrahmen und Querverbände steigt signifikant an, da durch die Einführung der zweiten und dritten Schwerlastspur die Belastung überproportional zunimmt. Die prinzipiellen Zusammenhänge bei der Ermittlung der Beanspruchung der Queraussteifung sowie der Anstieg der Verkehrslasten von der Brückenklasse 60 bis zum modifizierten Lastmodell LM 1 nach DIN EN 1991-2/NA [20], [21] ist in Bild 2 dargestellt.

2.1.3 Temperatureinwirkungen auf Brücken

Temperatureinwirkungen können in Abhängigkeit des statischen Systems ebenfalls von maßgeblicher Bedeutung sein. Für Stahlbrücken wurde erst mit Einführung der DIN 1072:1967-11 [10] ein vertikaler Temperaturgradient als zu berücksichtigende Einwirkung gefordert. Zuvor musste bei statisch unbestimmten Tragwerken lediglich die ungleiche Erwärmung einzelner Bauglieder mit 15 K berücksichtigt werden.

Im Verbundbrückenbau gab es diesbezügliche Regelungen bereits seit der Einführung der DIN 1078:1955-09 [16]. In einem ersten Vorentwurf der Richtlinien für die Bemessung von Verbundträgern (RBV) aus dem Jahr 1950, der letztlich in der DIN 1078 mündete, wurde zunächst ein Temperaturunterschied zwischen der Fahrbahnplatte und dem Stahlträger, jeweils angesetzt im Flächenschwerpunkt des Bauteils, von 15 K vorgegeben. In der eingeführten Fassung der DIN 1078 war dieser Passus bereits dahin gehend geändert worden,

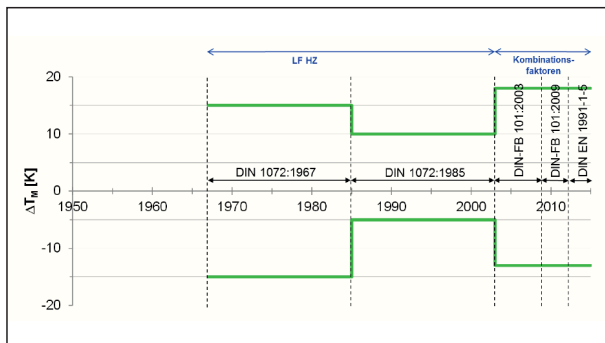


Bild 3: Normative Entwicklung der vertikalen Temperaturdifferenz bei Stahlbrücken

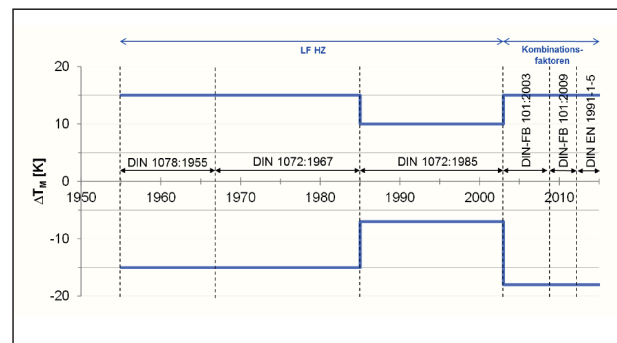


Bild 4: Normative Entwicklung der vertikalen Temperaturdifferenz bei Verbundbrücken

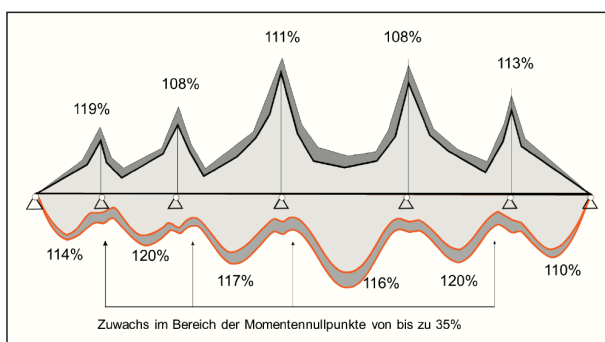


Bild 5: Prozentuale Vergrößerung der Biegemomente für eine Verbundbrücke aus [31] M (1,0 BK 60 + 0,5 $\Delta T_{M, \text{DIN } 1072:1967}$) / M (1,0 BK 60)

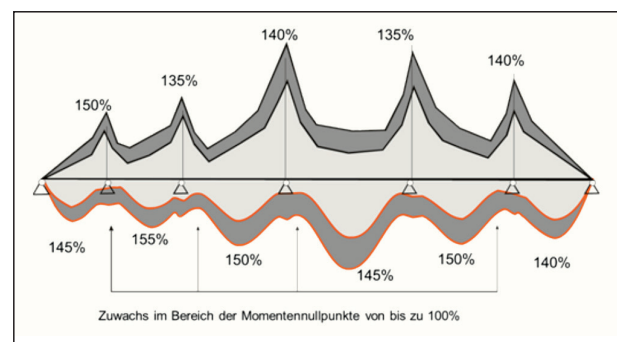


Bild 6: Prozentuale Vergrößerung der Biegemomente für eine Verbundbrücke aus [31] M (1,0 LM1 + 0,8 $\Delta T_{M, \text{Fb } 101}$) / M (1,0 BK 60)

dass ein linear verlaufender vertikaler Temperaturgradient von $\pm 15 \text{ K}$ anzusetzen war.

Die Größe des anzusetzenden Temperaturgradienten hat sich im Verlauf der zurückliegenden Jahrzehnte zweimal geändert (Bild 3 und Bild 4) und ist aktuell für Stahl- und Verbundüberbauten baustoffbedingt mit unterschiedlichen Werten zu berücksichtigen. In der Fassung der DIN 1072:1985 [11] ergab sich eine nennenswerte Reduzierung des vertikalen Temperaturgradienten, die mit Einführung der DIN-Fachberichte allerdings wieder rückgängig gemacht und gegenüber dem ursprünglichen Ansatz aus 1955 bzw. 1967 leicht verschärft wurde.

Eine Überlagerung von Spannungen aus Verkehrs- und Temperatureinwirkungen war nach DIN 1078 [16] im Lastfall HZ unter voller Verkehrslast und halben Temperaturlasten durchzuführen. Gleichzeitig waren im Lastfall HZ gegenüber einer alleinigen Berücksichtigung der Verkehrslasten im Lastfall H um ca. 15 % höhere Spannungen zugelassen. In der Praxis wurde auf den Nachweis im Lastfall HZ häufig verzichtet, da im Bereich der maximalen Momen-

tenbeanspruchung im Feld bzw. über den Stützen die Erhöhung der Beanspruchungen aus den halben Temperaturlasten in der Regel durch die vergrößerten zulässigen Spannungen abgedeckt waren. Durch die seinerzeit typische an die Schnittkraftverläufe angepasste Abstufung des Stahlquerschnittes ergaben sich allerdings auch in Nähe der Momentennullpunkte hohe Ausnutzungsgrade. Bild 5 zeigt, dass gerade in diesen Bereichen deutliche Zuwächse der Beanspruchungen um bis zu 35 % auftreten können.

Im Hinblick auf das im Zuge von Nachrechnungen zu berücksichtigende Lastniveau der DIN-Fachberichte sowie die anzusetzende Überlagerung der Einwirkungen ergibt sich im Bereich der Momentennullpunkte nahezu eine Verdoppelung der Beanspruchungen (Bild 6).

2.2 Technische Entwicklung im Stahl- und Verbundbrückenbau

Der Stahl- und Stahlverbundbrückenbau hat in den vergangenen Jahrzehnten eine enorme technische Entwicklung durchlaufen. Dabei waren zum einen wirtschaftliche Aspekte, die eine Weiterentwicklung der Bauweisen insbesondere im Hinblick auf Fertigung und Montage bewirkten, und zum anderen Erfahrungswerte aufgrund festgestellter konstruktiver Mängel, die zu einer stetigen technischen Verbesserung der Konstruktionen führten, ausschlaggebend. Anfang der 1950er Jahre waren folgende Regelwerke im Stahlbrückenbau anzuwenden:

- DIN 1073: Berechnungsgrundlagen für stählerne Straßenbrücken; 1941-01
- DIN 1079: Stählerne Straßenbrücken – Grundsätze für die bauliche Durchbildung; 1938-11
- DIN 4101: Geschweißte stählerne Straßenbrücken – Berechnung und bauliche Durchbildung; 1937-07
- DIN 4114-1: Stahlbau Stabilitätsfälle (Knickung, Kippung, Beulung) Berechnungsgrundlagen – Vorschriften; 1952-07
- DIN 4114-2: Stahlbau Stabilitätsfälle (Knickung, Kippung, Beulung) Berechnungsgrundlagen – Richtlinien; 1953-02

Für den Verbundbrückenbau waren folgende Regelwerke zusätzlich zu beachten:

- DIN 1045: Bauwerke aus Stahlbeton; 1943-04
- DIN 1078: Verbundträger-Straßenbrücken; 1955-09
- DIN 4227: Spannbeton - Richtlinien für Bemessung und Ausführung; 1953-10

Die technische Entwicklung war teilweise so dynamisch, dass sie nur mit Verzögerung in den Regelwerken Eingang fand und die offizielle Einführung von anerkannten technischen Regeln über Allgemeine Rundschreiben und Ergänzungserlasse des Bundesministeriums für Verkehr vor der vollständigen Überarbeitung der entsprechenden Normen erfolgte. Als wesentliche Entwicklungsschritte im

Stahl- und Verbundbrückenbau lassen sich in zeitlicher Abfolge folgende Punkte angeben.

- **1960** Beginn der Umstellung der Verdübelung von Schlaufen- und Blockdübeln auf Kopfbolzendübel. Damit erfolgte eine deutliche Anhebung der Ermüdungssicherheit.
- **1974** Einführung der Neufassung der DIN 1073 [14] mit Nachweis der Vergleichsspannung in Biegeträgern, Einführung der Richtlinien für die Bemessung und Ausführung von Stahlverbundträgern [32] mit der Möglichkeit der Ausnutzung plastischer Querschnittsreserven und Anpassung an die überarbeiteten Fassungen der DIN 1073 und der Spannbetonrichtlinien [32], Einführung der DIN 4101 [17] mit Angaben zur ermüdungsgerechten Ausführung von Schweißverbindungen.
- **1978** Einführung der DAST-Richtlinie 012 [5] mit Nachweisführung bei knickstabähnlichem Verhalten und ausgesteiften Beulfeldern.
- **1987** Einführung der DIN 18809 [18] mit Vorgaben zur konstruktiven Gestaltung von orthotropen Fahrbahnplatten. Damit erfolgte eine deutliche Anhebung der Ermüdungssicherheit für diese Bauart; Schäden an Fahrbahnplatten dieser Bauart sind derzeit nicht bekannt.
- **1991** Ergänzende Bestimmungen zur Rissbreitenbeschränkung bei Stahlverbundkonstruktionen [34]

Einen detaillierten Überblick über die Entwicklungsschritte im Stahl- und Verbundbrückenbau seit den 1960er Jahren geben Tabelle 2 und Tabelle 3. Der Hinweis auf das Erscheinungsjahr kann dabei nur einen groben Anhaltspunkt über die tatsächliche Anwendung in der Ausführung von Brückenbauwerken geben, da in vielen Fällen die technischen Regeln bereits vor ihrer offiziellen Einführung auf Grundlage von Vornormen, Entwürfen oder Fachveröffentlichungen angewendet wurden.

Auf zwei der zuvor genannten Entwicklungen soll aufgrund ihres maßgeblichen Einflusses auf den aktuellen Bauwerkszustand nachfolgend etwas genauer eingegangen werden. Stahlkonstruktionen wurden zu Beginn des vergangenen Jahrhunderts

1	2	3	4
Erscheinungsjahr	Regelwerk	Titel	Wesentliche Entwicklungsschritte
1969	Entwurf DIN 1073	Stählerne Straßenbrücken, Berechnungsgrundlagen	<ul style="list-style-type: none"> • Angaben zur Ermittlung mitwirkender Breiten für Träger mit Beanspruchung durch Biegemomente mit Querkraft unter Berücksichtigung der Schubverzerrung in breiten Gurten • Angaben zur Führung eines Dauerfestigkeitsnachweises bei kombinierter Beanspruchung aus Straßenverkehr und Schienenverkehr • Erste Vorgaben zur Berechnung orthotroper Fahrbahnplatten • Regelungen zur Bemessung von Verbindungen mit hochfesten Schrauben • Formulierung der Bedingungen für das Zusammenwirken verschiedener Verbindungsmittel • Erstmalige Festlegung zur Begrenzung der Vergleichsspannung in Biegeträgern $\sigma_p = \sqrt{\sigma_x^2 + \sigma_y^2 - \sigma_x \cdot \sigma_y + 3\tau^2}$ ¹⁾
1970	Entwurf DIN 4101	Geschweißte stählerne Straßenbrücken – Berechnung und bauliche Durchbildung	<ul style="list-style-type: none"> • Vorgaben zur Bemessung von Schweißverbindungen • Erstmalige Festlegung zur konstruktiven Ausbildung ermüdungsrelevanter Schweißverbindungen
1970	DIN 1079	Stählerne Straßenbrücken, Grundsätze für die bauliche Durchbildung	<ul style="list-style-type: none"> • Festlegung zulässiger Imperfektionen für Beulfelder und Beulsteifen
1974	DIN 4101	Geschweißte stählerne Straßenbrücken – Berechnung und bauliche Durchbildung	<ul style="list-style-type: none"> • Bedingungen für das Schweißen in kaltverformten Bereichen
1974	DIN 1073	Stählerne Straßenbrücken, Berechnungsgrundlagen	<ul style="list-style-type: none"> • Angaben zum Spannungsverlauf in Gurten mit Spannungsermittlung unter Berücksichtigung mitwirkender Breiten
1976	ZTV-K 76	Zusätzliche technische Vertragsbedingungen für Kunstbauten	<ul style="list-style-type: none"> • Einführung von Mindestabmessungen für Stahlbauteile zur Erhöhung der Robustheit
1978	DAST-Richtlinie 012	Beulsicherheitsnachweise für Platten	<ul style="list-style-type: none"> • Erfassung des knickstabähnlichen Verhaltens bei ausgesteiften Beulfeldern²⁾
1987	DIN 18809	Stählerne Straßen- und Wegbrücken – Bemessung, Konstruktion und Herstellung	<ul style="list-style-type: none"> • Ersatz für DIN 1073, DIN 1079 und DIN 4101 • Verknüpfung zu DIN 18800, Teil 1 • Verbesserte Angaben zur Berücksichtigung der mittragenden Breite bei breiten Gurten • Konstruktive Vorgaben zur Ausbildung der orthotropen Fahrbahnplatten unter dem Gesichtspunkt der Betriebsfestigkeit • Vorgaben zur Ausbildung von Kontaktstößen • Einführung von Mindestabmessungen für Bauteile
<p>1) Bis zu diesem Zeitpunkt wurden die Stege von stählernen Hauptträgern sowohl hinsichtlich der Längsspannungen σ_x als auch der Schubspannung τ entsprechend den zulässigen Einzelwerten nahezu zu 100% ausgenutzt. Damit verbunden waren sehr dünne, stark ausgesteifte Stegbleche.</p> <p>2) Mit Einführung der DAST-Richtlinie 012 wurden bestehende Sicherheitsdefizite in der DIN 4114 zum Nachweis von Beulfeldern mit knickstabähnlichem Verhalten behoben.</p>			

Tab. 2: Wesentliche Entwicklungsschritte der Bemessungsregeln im Stahlbrückenbau [31]

1	2	3	4
Erscheinungsjahr	Regelwerk	Titel	Wesentliche Entwicklungsschritte
1969	ARS	Zusätzliche Bestimmungen zur DIN 1078, Verbundträger- Straßenbrücken, ARS 7/1969	<ul style="list-style-type: none"> • Erstmalige Vorgaben zur Bestimmung der Bolzendübeltragfähigkeit, Änderung des Verfahrens zur Ermittlung von mitwirkenden Breiten und Anpassung an die Regelungen im Stahlbau
1974	Richtlinie	Richtlinien für die Bemessung und Ausführung von Stahlverbundträgern	<ul style="list-style-type: none"> • Ersatz für DIN 1078 • Neubearbeitung in Anpassung an die Neufassungen der DIN 1045 und DIN 4227
1981	Richtlinie	Richtlinien für die Bemessung und Ausführung von Stahlverbundträgern	<ul style="list-style-type: none"> • Überarbeitung der Fassung von 1974
1984	Richtlinie	Ergänzende Bestimmungen zu den Richtlinien für die Bemessung und Ausführung von Stahlverbundträgern	<ul style="list-style-type: none"> • Veränderte Vorgaben zur Bestimmung der Dübeltragfähigkeiten
1991	Richtlinie	Ergänzende Bestimmungen zu den Richtlinien für die Bemessung und Ausführung von Stahlverbundträgern	<ul style="list-style-type: none"> • Anpassung an die überarbeiteten Bestimmungen in DIN 1045 und DIN 4227 zur Rissbreitenbeschränkung und Mindestbewehrung, insbesondere für Verbundträger ohne Spannglieder in Längsrichtung
1994	ARS	Ergänzende Bestimmungen zu den Richtlinien für die Bemessung und Ausführung von Stahlverbundträgern, ARS 12/1994	<ul style="list-style-type: none"> • Festlegung von Grenzwerten für den Einsatz von Betonstahlbewehrung • Festlegung von Mindestbewehrung
1997	Richtlinie	Ergänzende Bestimmungen zu den Richtlinien für die Bemessung und Konstruktion schlaff bewehrter Fahrbahnplatten und der Hänger von Stabbogenbrücken	<ul style="list-style-type: none"> • Berücksichtigung von Rissbildung in der Fahrbahnplatte
1999	ARS	Ergänzende Bestimmungen (BMVBW), Fassung April 1999, ARS 15/1999	<ul style="list-style-type: none"> • Festlegung allgemeiner Entwurfsgrundsätze • Ergänzende Festlegung zur Rissbreitenbegrenzung • Konstruktive Vorgaben zur Gestaltung der Lagerung Fahrbahnplatte/Hauptträger • Festlegung zur Anwendung von Doppelverbund

Tab. 3: Wesentliche Entwicklungsschritte der Bemessungsregeln im Verbundbrückenbau [31]

fast ausschließlich als genietete Konstruktionen gefertigt. Über teilgeschweißte, genietete und/oder geschraubte Konstruktionen ging die Entwicklung im Stahlbrückenbau hin zu vollständig geschweißten Konstruktionen. Die Weiterentwicklung der Schweißtechnik führte zu sogenannten Leichtfahrbahnen, die aus orthogonal zueinander verlaufenden Stahlprofilen bestanden und mit aufliegender

Stahlbetonfahrbahnplatte oder mit unten liegenden Stahlblechen und Stahlbetonausfachungen ausgeführt wurden. Als weitere Variante wurde die Fahrbahnplatte als Stahlblech ausgeführt und zunächst nur aufgelegt, später dann mit den Quer- und Längsträgern voll verschweißt und als tragender Gurtquerschnitt genutzt.

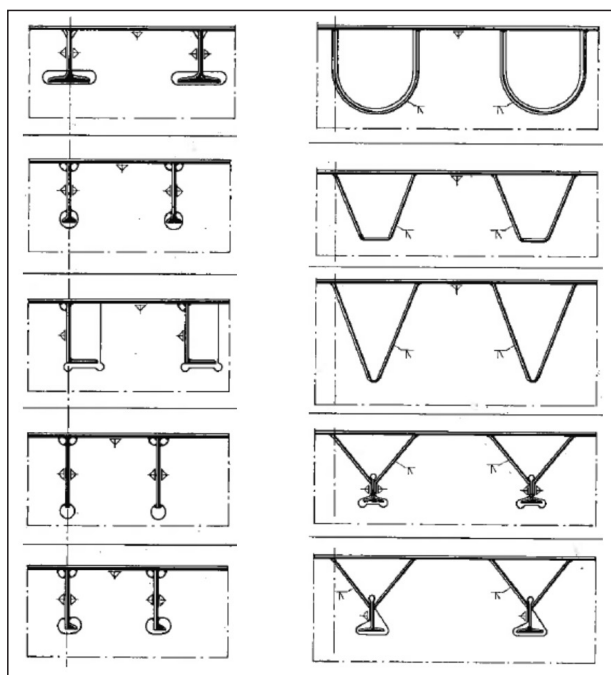


Bild 7: Varianten orthotroper Fahrbahnplatten mit offenen und geschlossenen Längsrippen, aus [37]

Die theoretischen Grundlagen lieferte u. a. Cornelius [4], aus dessen Abhandlung über die orthogonal-anisotrope Platte sich bald der Begriff orthotrope Fahrbahnplatte entwickelte und als Bezeichnung etablierte. Die orthotrope Fahrbahnplatte wurde in den Anfängen zunächst vorwiegend mit T-Profilen, Wulstflachstählen, L-Winkeln oder Flachstählen als durchlaufenden Längsrippenprofilen ausgeführt (Bild 7). Im weiteren Verlauf wurden diese vorzugsweise durch torsionssteife Querschnitte in U- oder V-Form oder geschweißte Sonderprofile mit sogenanntem Sektkelchquerschnitt ersetzt, die in der Regel mit Stumpfstoß an die kreuzenden Querträger angeschlossen wurden [29], [37]. Die trapezförmige Ausführung der Längsrippen ist bis zu Beginn der 1970er Jahre trotz der vielfältigen Vorteile nur in begrenztem Maße eingesetzt worden, was sicherlich auf die bis Ende der 1960er Jahre gültige Patentschrift der Firma DEMAG zurückzuführen ist. Heutzutage werden die Längsrippen aus gekanteten Hohlprofilen mit ermüdungsgerecht ausgeformten Durchdringungspunkten zwischen Längsrippen und Querträgern ausgeführt.

Neben der Entwicklung der orthotropen Fahrbahnplatte im Stahlbrückenbau ist die konstruktive Berücksichtigung der Materialermüdung entscheidend für den heutigen Zustand des Brückenbestandes

der Bundesfernstraßen. Die Regelwerke für Stahl- und Stahlverbundbrücken wurden zunächst nahezu ohne Berücksichtigung des Aspektes der Ermüdungssicherheit erarbeitet. Nachweise zur Materialermüdung waren in der ersten Normengeneration nach Kriegsende nicht enthalten. Aufgrund der extrem an die vorhandenen Beanspruchungen angepassten abgestuften Querschnittsausgestaltung weisen derartige Konstruktionen keine Reserven im Hinblick auf die Ermüdungssicherheit und die Lebensdauer auf. Erste Vorgaben zur Ermüdungssicherheit machte der Entwurf zu DIN 1073 aus dem Jahr 1970. Der dort geforderte sogenannte Dauerfestigkeitsnachweis war für Straßenbrücken allerdings nur bei kombinierter Beanspruchung aus Straßen- und Schienenverkehr zu führen. Bei Brücken mit reinem Straßenverkehr war der Dauerfestigkeitsnachweis hingegen entbehrlich. Zur Ermittlung der zulässigen Dauerfestigkeit wurde auf die Dienstvorschrift der Deutschen Bundesbahn DV 804 (BE) [8] verwiesen. Mit Einführung der DIN 18809:1987 [18] wurde auch für Brückenbauwerke, die allein durch Straßenverkehrslasten beansprucht wurden, ein Betriebsfestigkeitsnachweis gefordert. Erstmals wurden zudem konstruktive Vorgaben zur ermüdungssicheren Ausbildung von Schweißnahtverbindungen im Allgemeinen und den Verbindungen der Einzelbauteile von orthotropen Fahrbahnplatten im Besonderen gemacht. Nur bei Einhaltung dieser konstruktiven Randbedingungen konnte auf einen Ermüdungsnachweis verzichtet werden. Damit wurde die Ermüdungssicherheit der Stahl- und Verbundbrücken soweit angehoben, dass Ermüdungsschäden an Bauwerken, die nach 1987 errichtet wurden, derzeit nicht bekannt sind.

Im Zuge der Einführung der DIN-Fachberichte 103 [24] und 104 [26] im Jahr 2003 wurde das semiprobabilistische Bemessungskonzept eingeführt und die Anforderungen hinsichtlich einer ermüdungsgerechten Ausbildung der Konstruktionen auf das heute gültige Niveau angehoben. Die überarbeitete Fassung der DIN-Fachberichte 103 [25] und 104 [27] bildet die Grundlage für die Anwendung der Stufe 1 der Nachrechnungsrichtlinie.

3 Auswertung vorhandener Nachrechnungsdokumentationen

3.1 Nachrechnungsdokumentationen

3.1.1 Bereitgestellte Nachrechnungsdokumentationen

Die im Zuge der sukzessiven Überprüfung des Bundesfernstraßennetzes bereits nachgerechneten Stahl- und Verbundbrücken sind in Form einer sogenannten BAST-Liste zusammengefasst. Dem Auftragnehmer ist seitens der Bundesanstalt für Straßenwesen (BAST) die Liste mit Stand vom Juni 2013 zur Verfügung gestellt worden. Darin sind insgesamt 43 Teilbauwerke von Straßenbrücken in Stahl- und Verbundbauweise aus 9 verschiedenen Bundesländern aufgeführt.

Das Bundesministerium für Verkehr und digitale Infrastruktur (BMVI) hat die Auftragsverwaltungen der Länder um Zusendung der Dokumentationen der erfolgten Nachrechnungen gebeten. Über die Bundesanstalt für Straßenwesen (BAST) wurden dem Auftragnehmer die eingegangenen Dokumente zur Verfügung gestellt. Dabei handelt es sich um 11 nachgerechnete Brückenbauwerke aus den Bundesländern Nordrhein-Westfalen, Bayern, Baden-Württemberg und Niedersachsen. Davon sind 3 Brückenbauwerke unter Beteiligung des Auftragnehmers nachgerechnet worden.

Die 11 nachgerechneten Brückenbauwerke umfassen 17 Teilbauwerke, von denen 9 Teilbauwerke bereits in der ursprünglichen BAST-Liste aufgeführt waren. Dies entspricht einem Anteil von etwa 21 % der bis Sommer 2013 nachgerechneten Teilbauwerke. Die restlichen 8 Teilbauwerke sind im Zuge der weiteren systematischen Nachrechnung des Brückenbestandes neu hinzugekommen.

3.1.2 Nachrechnungsdokumentationen aus eigener Bearbeitung

Zur Erweiterung des Datenbestandes gehen in die Erfahrungssammlung zusätzlich Ergebnisse von

weiteren Nachrechnungen ein, an denen der Auftragnehmer direkt beteiligt war. Hierbei handelt es sich um insgesamt 14 Brückenbauwerke. Die Nachrechnungen erfolgten für die Bundesländer Nordrhein-Westfalen, Schleswig-Holstein und Rheinland-Pfalz, so dass in Verbindung mit den von der BAST zur Verfügung gestellten Nachrechnungsdokumentationen eine ausreichend repräsentative Auswahl der Brücken des Bundes vorliegt.

3.2 Kriterien der Auswertung

Auf Wunsch des Auftraggebers werden die Bauwerke anonymisiert dargestellt. Es werden daher nur die Bauwerksparameter sowie das jeweilige Bundesland angegeben.

Eine erste Systematisierung erfolgt daher zunächst hinsichtlich:

- bereitgestellte oder eigene Nachrechnung
- Bundesland
- Straßenkategorie
- Bauart oder Bauweise
- Altersstruktur der Bauwerke, d. h. Alter der Brücke zum Zeitpunkt der Nachrechnung
- statisches System
- Stützweiten
- Zustandsnote nach Bauwerksbuch

Des Weiteren werden die folgenden Parameter, sofern diese aus den Unterlagen hervorgehen, in die Auswertung aufgenommen:

- aufgetretene Defizite
- Nachweisstufe
- rechnerische Defizite
- Zuordnung zur Nachweisklasse
- vorgeschlagene Maßnahmen
- erfolgte Maßnahmen

Diese allgemeinen Auswertekriterien werden ergänzt durch die genaue Betrachtung einiger Kriterien, die erfahrungsgemäß bei Stahl- und Verbundbrücken oftmals defizitär sind bzw. sich bei der Nachweisführung als kritisch herausstellen:

- Verbindungsmittel Stahl/Beton
- Verbindungsmittel Stahl/Stahl
- Stabilität von Stegblechen
- Stabilität von Gurtblechen
- Grenztragfähigkeit (Vergleichsspannung)
- Ermüdungsfestigkeit
- Schubtragfähigkeit in der Fahrbahnplatte
- Grenztragfähigkeit auf Zug bzw. Biegezug in Betonfahrbahnplatten

3.3 Darstellung der Auswertungsergebnisse

3.3.1 Übersicht des Datenbestandes

Die vorliegenden Nachrechnungsdokumentationen werden zunächst anhand von allgemeinen Kriterien hinsichtlich Lage, Bauart, System, Alter und Stützweite ausgewertet.

Dabei fließen die Ergebnisse von Brückenbauwerken die aus zwei getrennten, aber baugleichen Teilbauwerken für jede Richtungsfahrbahn bestehen als ein Bauwerk in die Auswertung ein. Eine Betrachtung jedes Teilbauwerkes würde bei der begrenzten Anzahl der vorliegenden Nachrechnungsdokumentationen zu einer Verfälschung der Auswertungsergebnisse führen.

Eines der nachgerechneten Brückenbauwerke ist in Längsrichtung in unterschiedlichen Bauarten ausgeführt worden, so dass hier die Ergebnisse von zwei Teilbauwerken in die Auswertung einfließen und sich die Gesamtanzahl um ein Bauwerk erhöht. Bei einem weiteren Bauwerk, das ursprünglich in

den 1930 Jahren errichtet worden ist, wurde im Rahmen einer umfassenden Instandsetzungsmaßnahme Anfang dieses Jahrtausends die Betonfahrbahnplatte komplett ausgetauscht. Hier gehen die Nachweise der Stahlkonstruktion und der Betonfahrbahnplatte mit unterschiedlichen Baujahren in die Auswertung ein. Für die allgemeinen Betrachtungen wird für das Alter der Brücke das Jahr der Errichtung angesetzt.

Der Umfang der in die Auswertung aufgenommenen Nachrechnungsdokumentationen setzt sich zusammen aus 12 Dokumentationen, die von der BAST zur Verfügung gestellt wurden, und 14 Dokumentationen, die unter direkter Beteiligung des Auftragnehmers durchgeführt wurden. Auch an 3 der 12 Nachrechnungen, deren Ergebnisse von der BAST bereitgestellt wurden, war der Auftragnehmer direkt beteiligt. Die Herkunft der insgesamt 26 ausgewerteten Nachrechnungsdokumentationen gliedert sich demnach wie in Bild 8 veranschaulicht.

Wie bereits erwähnt, verteilen sich die nachgerechneten Brückenbauwerke auf insgesamt 6 Bundesländer. Von den 26 untersuchten Bauwerken stehen 14 in Nordrhein-Westfalen, 6 in Schleswig-Holstein, jeweils 2 in Bayern und Baden-Württemberg und jeweils 1 in Niedersachsen und Rheinland-Pfalz. Eine Übersicht gibt Bild 9.

Insgesamt 18 Brückenbauwerke sind Teil des Bundesautobahnnetzes (BAB), während sich 8 Brückenbauwerke im Zuge von Bundesstraßen (B) befinden (Bild 10).

Im Rahmen dieses Berichtes werden sowohl Stahlbrücken als auch Stahlverbundbrücken bewertet. Die vorliegenden Bauwerke teilen sich in 9 Stahlbrücken (St) und 17 Stahlverbundbrücken (StV) auf (siehe Bild 11).

In die Kategorie der Stahlverbundbrücken fallen auch Bauwerke mit einem Haupttragwerk aus Stahl und einer Stahlbetonfahrbahnplatte, die mit der Stahlkonstruktion nicht planmäßig im Verbund steht. Diese Bauart ist vorwiegend in den Jahren vor dem 2. Weltkrieg verwendet worden bevor sich die Stahlverbundbauweise ab den 1950er Jahren allgemein durchgesetzt hat.

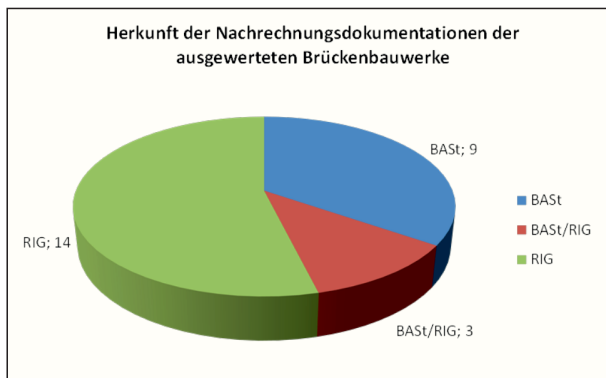


Bild 8: Herkunft der Nachrechnungsdokumentationen

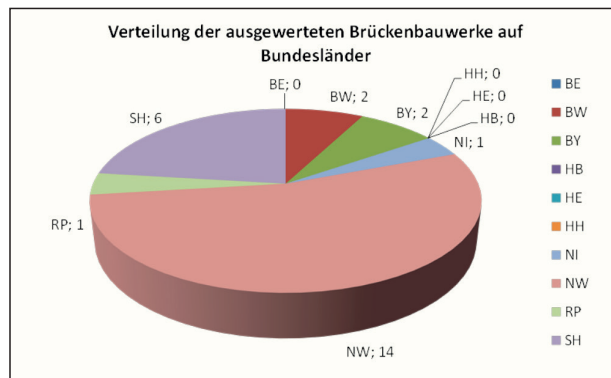


Bild 9: Verteilung der ausgewerteten Brückenbauwerke auf Bundesländer



Bild 10: Verteilung der ausgewerteten Brückenbauwerke nach Straßenkategorien

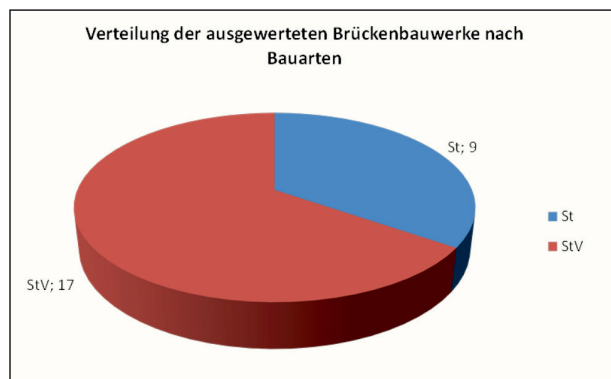


Bild 11: Verteilung der ausgewerteten Brückenbauwerke nach Bauarten

Weiterhin unterscheiden sich die Bauwerke in der Konstruktion des Haupttragwerkes sowie in der Ausbildung der Fahrbahnplatte. Daher werden die Bauwerke im Hinblick auf diese beiden Kriterien unterteilt. Im Hinblick auf das Haupttragwerk werden die folgenden Kategorien festgelegt:

- 2HT: Plattenbalkenquerschnitt mit 2 Hauptträgern
- 3HT: Plattenbalkenquerschnitt mit 3 Hauptträgern
- xHT: Plattenbalkenquerschnitt mit mehr als 3 Hauptträgern
- 2tHT: Plattenbalkenquerschnitt mit 2 torsionssteifen Hauptträgern
- HK: Hohlkastenquerschnitt
- EQ: Einteiliger Querschnitt (Hohlkastenquerschnitt mit seitlichen Schrägstreben)
- WiB: Walzträger in Beton

Bild 12 zeigt die Verteilung der untersuchten Brückenbauwerke im Hinblick auf den Konstruktionstyp

des Haupttragwerkes. Die Hälfte der Bauwerke ist mit einem Plattenbalkenquerschnitt mit 2 oder 3 Hauptträgern ausgebildet. Weitere 3 Bauwerke bestehen aus Plattenbalkenquerschnitten mit mehr als 3 Hauptträgern. Darüber hinaus sind 4 Brückenbauwerke mit Hohlkastenquerschnitt und eines mit Hohlkastenquerschnitt und zusätzlichen seitlichen Schrägstreben vorhanden. Bauwerke mit WiB-Überbau sind dreimal vertreten. Zwei Bauwerke sind mit torsionssteifen Hohlkästen ausgeführt worden.

Die Konstruktionsart der Fahrbahnplatte lässt sich in die folgenden Kategorien unterteilen.

- otSt orthotrope Stahlfahrbahnplatte
- BmVs: Stahlbetonfahrbahnplatte mit Verbund zur Stahlkonstruktion, schlaff bewehrt
- BmVv: Spannbetonfahrbahnplatte mit Verbund zur Stahlkonstruktion, vorgespannt
- BoV: Stahlbetonfahrbahnplatte ohne planmäßigen Verbund zur Stahlkonstruktion
- WiB: Walzträger in Beton

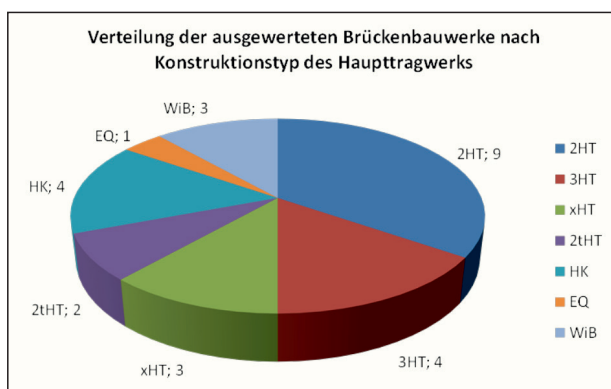


Bild 12: Verteilung der ausgewerteten Brückenbauwerke nach Konstruktionstyp des Haupttragwerks

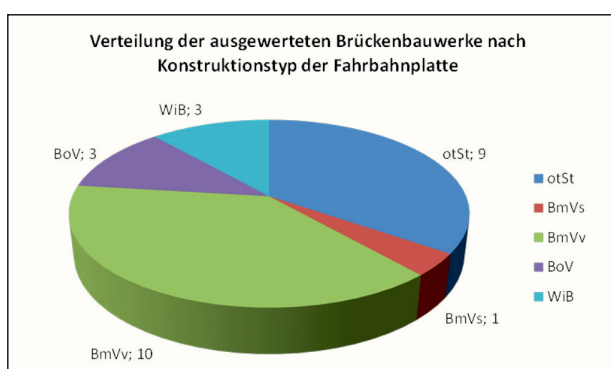


Bild 13: Verteilung der ausgewerteten Brückenbauwerke nach Konstruktionstyp der Fahrbahnplatte

Eine Besonderheit bildet die Konstruktionsweise der Walzträger in Beton, da hier Haupttragwerk und Plattentragwerk nicht trennbar sind.

Da alle reinen Stahlbrücken mit einer orthotropen Fahrbahnplatte ausgeführt worden sind, entspricht die Anzahl der Bauwerke mit orthotroper Fahrbahnplatte nach Bild 13 automatisch auch der Anzahl der

Stahlbrücken (siehe Bild 11). Die Fahrbahnplatten der Verbundbrücken sind überwiegend als vorgespannte Spannbetonplatte ausgeführt worden. Ein Bauwerk neueren Datums ist mit einer schlaff bewehrten Stahlbetonplatte ausgebildet, während drei Bauwerke eine Stahlbetonplatte ohne planmäßigen Verbund mit der Stahlkonstruktion des Haupttragwerkes besitzen. Wie bereits erwähnt, sind weitere drei Bauwerke mit Walzträgern in Beton ausgeführt worden.

Die Altersstruktur der ausgewerteten Brückenbauwerke ist in Bild 14 in Abhängigkeit der Konstruktionsart (Stahl oder Stahlverbund) dargestellt. Es

zeigt sich, dass der Großteil der untersuchten Brückenbauwerke in den Jahren zwischen 1956 bis 1975 errichtet worden ist. Über Stahlbrücken liegen ausschließlich Ergebnisse von Bauwerken aus den Jahren 1956-1985 vor. Das Spektrum von Stahlverbundbrücken umfasst dagegen auch den Zeitabschnitt vor dem 2. Weltkrieg bzw. die unmittelbare Nachkriegszeit sowie zwei Bauwerke, die zwischen 1986 und 2001 errichtet wurden.

Im Hinblick auf das statische System des Haupttragwerkes ist eine Unterteilung zwischen Einfeldträger- und Durchlaufträgerbauwerk vorgenommen worden. Die Anzahl von Einfeld- und Durchlaufträgerbauwerken ist dabei ungefähr gleich groß. Bei den untersuchten Durchlaufträgerbauwerken variiert die Anzahl der Felder zwischen 2 und 15.

Ein weiteres Kriterium zur Einteilung der Brückenbauwerke ist die maximale Stützweite des Hauptfeldes. Diese ist in Bild 16 in Abhängigkeit des statischen Systems aufgetragen worden. Die untersuchten Brückenbauwerke liegen vorwiegend im unteren mittleren Stützweitenbereich (30 – 40 m) sowie im Stützweitenbereich jenseits von 100 m.

Eine erste Einschätzung über den Zustand des Brückenbauwerks erlaubt die Zustandsnote aus den Brückenhauptprüfungen, die in den Bauwerksbüchern dokumentiert ist. Für die untersuchten Brückenbauwerke liegen die Bauwerksbücher nur teilweise vor. Die Zustandsnoten sind allerdings für alle Bauwerke in länderspezifischen Bauwerkslisten des BMVI einsehbar.

Bild 17 stellt die einzelnen Zustandsnoten getrennt nach Stahl- bzw. Verbundüberbau dar. Die große Mehrzahl der untersuchten Brücken weist eine Zustandsnote zwischen 2,6 und 3,0 auf. Bauwerke mit Zustandsnoten schlechter als 3,6 sind nicht im Umfang des vorliegenden Datenbestandes enthalten.

3.3.2 Aufbau einer Datenbank

Die Ergebnisse der Nachrechnungen zu den einzelnen Brückenbauwerken liegen dem Auftragnehmer vorwiegend in Form von Ergebnistabellen gemäß Anlage 2 der Nachrechnungsrichtlinie [1] vor.

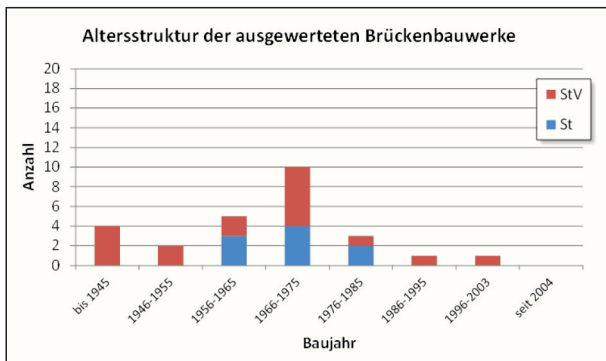


Bild 14: Altersstruktur der ausgewerteten Brückenbauwerke

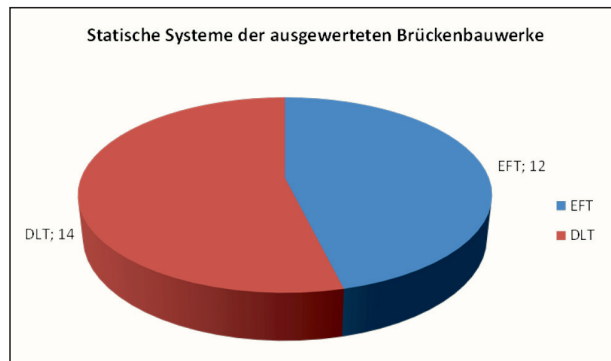


Bild 15: statische Systeme der ausgewerteten Brückenbauwerke

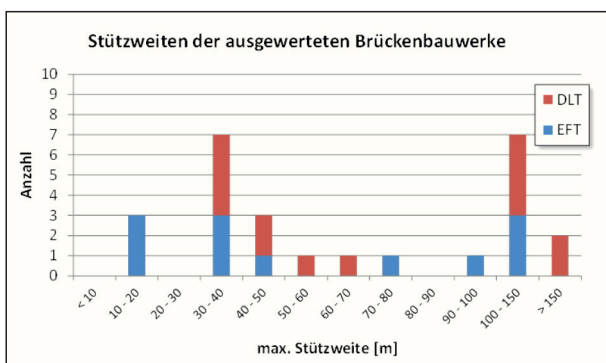


Bild 16: Stützweiten der ausgewerteten Brückenbauwerke

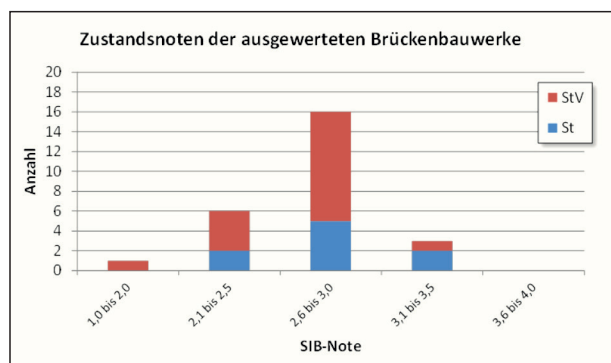


Bild 17: Zustandsnoten der ausgewerteten Brückenbauwerke

Die Tabellen enthalten für die jeweils untersuchten Bauteile die Ausnutzungsgrade in den relevanten Grenzzuständen der Tragfähigkeit einschließlich Ermüdung und der Gebrauchstauglichkeit. Die Vollständigkeit und Darstellungsgenauigkeit, mit der die vorliegenden Ergebnistabellen ausgefüllt worden sind, variiert teilweise erheblich. In der Regel ist lediglich die Stelle mit der maximalen Ausnutzung aufgeführt. Eine Beurteilung, wie häufig bzw. umfangreich die aufgeführten Defizite innerhalb des Bauwerkes auftreten, ist nur eingeschränkt oder gar nicht möglich. Insofern kann die Bewertung auf Grundlage der Ergebnistabellen keinen Anspruch auf Vollständigkeit erheben, sondern nur erste Anhaltspunkte auf typische Defizite und kritische Bereiche der jeweiligen Bauart liefern.

Mithilfe der Datenbank soll einerseits eine Identifizierung von typischen konstruktiven Defiziten der einzelnen Bauarten möglich sein, andererseits soll sie auch eine Aussage über die Größe der Defizite erlauben.

Die Kriterien, nach denen die Datenbank aufgebaut wird, umfassen alle Nachweise, die erfahrungsgemäß für Stahl- und Verbundbrücken kritisch sein könnten. Dabei werden im Grenzzustand der Gebrauchstauglichkeit (Tab. 4) insbesondere die

Nachweise der Spannungsbegrenzung in der Betonplatte und der Betonstahl- bzw. Spannstahlbewehrung sowie der Nachweis der Dekompression des Betonquerschnitts betrachtet. Im Grenzzustand der Tragfähigkeit ohne Ermüdung (Tab. 5) liegt das Augenmerk auf den Spannungs- und Stabilitätsnachweisen der Stahlkonstruktion des Haupttragwerkes, den Nachweisen der Verbund- und Verbindungsmittel, den Spannungsnachweisen der orthotropen Fahrbahnplatte sowie den Tragfähigkeitsnachweisen der Stahlbetonfahrbahnplatte einschließlich der Kraftübertragung aus Verbundwirkung. Im Grenzzustand der Tragfähigkeit einschließlich Ermüdung (Tab. 6) werden abschließend die maßgebenden Kerbdetails des Haupttragwerkes, der orthotropen Fahrbahnplatte, der Betonstahlbewehrung in der Fahrbahnplatte sowie der Verbundmittel betrachtet. Die Kriterien werden in Anlehnung an die tabellarische Zusammenfassung gemäß Nachrechnungsrichtlinie in Brückenlängs- und Brückenquerrichtung angewendet.

Für die einzelnen Nachweise wird der Ausnutzungsgrad als Grundlage für die Einstufung in eine Defizitklasse herangezogen. In Übereinstimmung mit der Vorgehensweise in [30] werden insgesamt 5

Kürzel	Nachweis	Defizitermittlung
SpOG/Sp St/Sp UG	Spannung in Obergurt, Steg bzw. Untergurt des Stahlquerschnitts	$(\sigma_x - \sigma_{Rd}) / \sigma_{Rd}$ [%]
Verbund	Verbundmittel ($\leq 0,6 P_{Fu}$)	$(P_{Ed} - 0,6 P_{Rd}) / 0,6 P_{Rd}$ [%]
Dekomp	Dekompression ($\sigma_{c,min} \leq 0$)	-
0,6 f _{ck}	Betonspannung ($\sigma_c \leq 0,6 f_{sk}$)	$(\sigma_{cd} - 0,6 f_{ck}) / 0,6 f_{ck}$ [%]
0,65 f _{pk}	Spannstahlspannung ($\sigma_p \leq 0,65 f_{sk}$)	$(\sigma_{pd} - 0,65 f_{pk}) / 0,65 f_{pk}$ [%]
0,8 f _{sk}	Betonstahlspannung ($\sigma_s \leq 0,8 f_{sk}$)	$(\sigma_{sd} - 0,8 f_{sk}) / 0,8 f_{sk}$ [%]
Rissbr.	Rissbreitenbegrenzung	$(\text{vorh } a_s - \text{erf } a_s) / \text{erf } a_s$ [%]

Tab. 4: Kriterien im Grenzzustand der Gebrauchstauglichkeit (GzG)

Kürzel	Nachweis	Defizitermittlung	
σ_x Stahl	Normalspannung in Ober- oder Untergurt des Stahlquerschnitts	$(\sigma_x - \sigma_{Rd}) / \sigma_{Rd}$	[%]
τ_x Stahl	Schubspannung in Steg des Stahlquerschnitts	$(\tau_x - \tau_{Rd}) / \tau_{Rd}$	[%]
σ_v Stahl	Vergleichsspannung im Stahlquerschnitt	$(\sigma_v - \sigma_{Rd}) / \sigma_{Rd}$	[%]
M _{pl}	Plastische Momententragfähigkeit	$(M_y - M_{pl,Rd}) / M_{pl,Rd}$	[%]
BK/BDK	Biegeknicken / Biegedrillknicken	$(M_y - \chi M_{pl,Rd}) / \chi M_{pl,Rd}$	[%]
Beul Gurt / Beul Steg	Plattenbeulen oder Schubbeulen des Gurtes oder Steges		[%]
Verbund	Verbundmittel ($\leq P_{Rd}$)	$(P_{Ed} - P_{Rd}) / P_{Rd}$	[%]
Schweißnähte	Schweißnahtspannung ($\leq \sigma_{w,Rd}$)	$(\sigma_{w,Ed} - \sigma_{w,Rd})$	[%]
Anschlüsse	geschraubte oder genietete Anschlüsse		[%]
OF-LR	Orthotrope Fahrbahnplatte - Längsrippe	$(\sigma_x - \sigma_{Rd}) / \sigma_{Rd}$	[%]
OF-DbI	Orthotrope Fahrbahnplatte - Deckblech	$(\sigma_x - \sigma_{Rd}) / \sigma_{Rd}$	[%]
Beton Biegung	Beton-Fahrbahnplatte - Biegung + Längskraft		[%]
Beton Querkraft	Beton-Fahrbahnplatte - Schubtragfähigkeit	$(V_{c,Ed} - V_{c,Rd}) / V_{c,Rd}$	[%]
Schulterschub	Schulterschub - Anschnitt Fahrbahnplatte	$(V_{L,Ed} - V_{L,Rd}) / V_{L,Rd}$	[%]

Tab. 5: Kriterien im Grenzzustand der Tragfähigkeit (ohne Ermüdung) (GzT)

Kürzel	Nachweis	Defizitermittlung
Gurtstoß	Gurtstoß des Hauptträgers	$(\Delta\sigma_{E2} - \Delta\sigma_{C,d}) / \Delta\sigma_{C,d}$ [%]
QT-Einb.	Anschluss des Querträgers an den Hauptträger	$(\Delta\sigma_{E2} - \Delta\sigma_{C,d}) / \Delta\sigma_{C,d}$ [%]
Lamelle	Schweißnaht am Lamellenende	$(\Delta\sigma_{E2} - \Delta\sigma_{C,d}) / \Delta\sigma_{C,d}$ [%]
OF-LR / OF-DbI	Orthotrope Fahrbahnplatte (Längsrippe / Deckblech)	$(\Delta\sigma_{E2} - \Delta\sigma_{C,d}) / \Delta\sigma_{C,d}$ [%]
Bew_PI	Bewehrung in der Stahlbetonplatte	$(\Delta\sigma_{E,s} - \Delta\sigma_{Rsd}) / \Delta\sigma_{Rsd}$ [%]
Verbund	Verbundmittel	$(\Delta\tau_{E2,d} - \Delta\tau_{C,d}) / \Delta\tau_{C,d}$ [%]

Tab. 6: Kriterien im Grenzzustand der Tragfähigkeit, Ermüdung (GzTE)

Defizitklassen nach Tabelle 7 definiert, die die Höhe der Überschreitung angeben. In die Defizitklasse 1 fallen dabei Bauteile mit geringen Überschreitun-

gen von weniger als 10 %. Bauteile mit sehr großen Überschreitungen von mehr als 100 % werden dementsprechend in die Defizitklasse 5 eingestuft.

Defizitklasse	Überschreitung
-	keine
1	< 10 %
2	10 – 20 %
3	20 – 50 %
4	50 – 100 %
5	> 100 %

Tab. 7: Definition der Defizitklassen

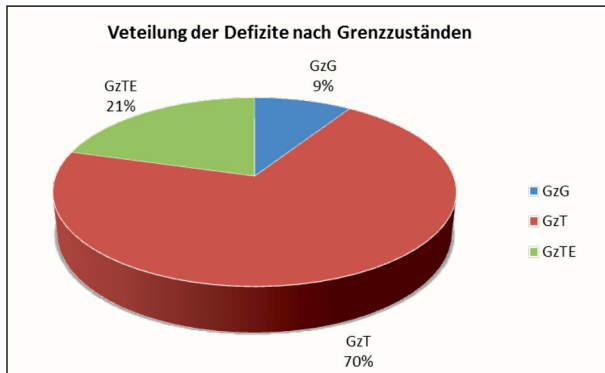


Bild 18: Verteilung der Defizite nach Grenzzuständen

Bei ausreichendem Datenbestand ist es auf diese Weise möglich die Brückenbauwerke systematisch zu klassifizieren und häufig auftretende Zusammenhänge zu erkennen.

Eine tabellarische Übersicht der Datenbank mit Auf-führung der jeweiligen Defizitklassen für die geführten Nachweise findet sich in Anhang 1.

3.3.3 Auswertung der Nachrechnungsergebnisse

Die Auswertung des Datenbestandes aus der Nachrechnung von Stahl- und Verbundbrücken erfolgt unter verschiedenen Gesichtspunkten. Zunächst ist eine grundsätzliche Erfassung von kritischen Nachweisen mit häufig auftretenden rechnerischen Defiziten unabhängig von der Einstufung in eine Defizitklasse erfolgt. Dabei ist nach Nachweisen im Grenzzustand der Gebrauchstauglichkeit (GzG), der Tragfähigkeit (ohne Ermüdung) (GzT) und der Tragfähigkeit inkl. Ermüdung (GzTE) unterschieden worden. Bild 18 zeigt die prozentuale Verteilung der ermittelten Defizite auf Nachweise in den verschiedenen Grenzzuständen.

Neben der grundsätzlichen Erkenntnis über kritische Nachweise ist eine Aussage über den prozen-

tualen Anteil der Defizite bei den einzelnen Nachweisen von Bedeutung. Dazu werden für in der Datenbank erfasste Nachweise jeweils die Anzahl der rechnerischen Defizite und die Anzahl der untersuchten Bauwerke gegenüber gestellt. In einem weiteren Schritt werden die ermittelten Defizite in Abhängigkeit des Zeitpunktes der Errichtung der Brücken dargestellt. Für ausgewählte Zeiträume mit ausreichend großer Anzahl an nachgerechneten Bauwerken erfolgt zudem eine detaillierte Bewertung des prozentualen Anteils der Defizite. Schließlich werden Betrachtungen zur Größe der Defizite in den einzelnen Nachweisen über die Auswertung der Defizitklassen angestellt.

Die im Rahmen der Nachrechnungen ermittelten defizitären Nachweise sind für die einzelnen Grenzzustände in Abhängigkeit der Orientierung der Bauteile (längs oder quer) im Tragwerk separat zusammengestellt worden. Die folgenden Abbildungen stellen die Anzahl der Defizite in den jeweiligen Grenzzuständen den geführten Nachweisen in Abhängigkeit des Zeitpunktes der Errichtung des Brückenbauwerkes gegenüber. In Kapitel 3.3.1 ist bereits aufgezeigt worden, dass über Bauwerke aus dem Errichtungszeitraum von 1966-1975 die meisten Nachrechnungsdokumentationen vorlagen. Diese Tatsache ist auch in den folgenden Diagrammen zu erkennen. Die Anzahl der Defizite im Grenzzustand der Tragfähigkeit bei Bauteilen in Brückenlängsrichtung steigt bis zum Zeitraum 1966-1975 zunächst mit der Anzahl an geführten Nachweisen an (Bild 19) und fällt danach ebenso wieder ab. Der prozentuale Anteil wird jedoch mit abnehmendem Bauwerksalter kontinuierlich immer geringer. Eine Ausnahme bildet der Zeitraum zwischen 1946-1955. Hier ist ein Bauwerk untersucht worden, das für das Ziellastniveau BK 25 nachgerechnet worden ist. Ergebnisse für das Ziellastniveau LM 1 lagen nicht vor. Die angegebenen Ausnutzungsgrade gelten demnach für wesentlich geringere Verkehrs-lasten als bei den anderen Brückenbauwerken. Würde hier das Lastmodell LM 1 als Maßstab genommen werden, könnte keiner der geführten Nachweise annähernd erfüllt werden.

Bild 20 zeigt, dass der Anteil der Defizite an geführten Nachweisen in Brückenquerrichtung deutlich geringer ist als in Brückenlängsrichtung.

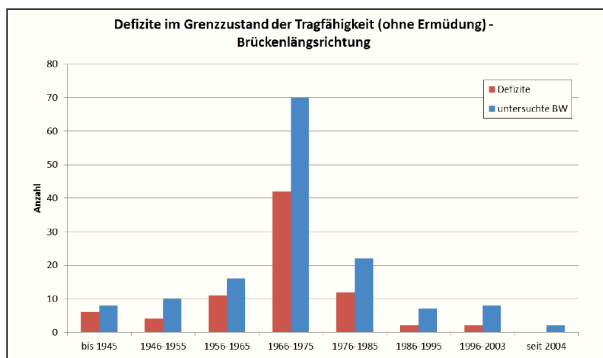


Bild 19: Zeitlicher Verlauf der Defizite im Grenzzustand der Tragfähigkeit (GzT) in Brückenlängsrichtung

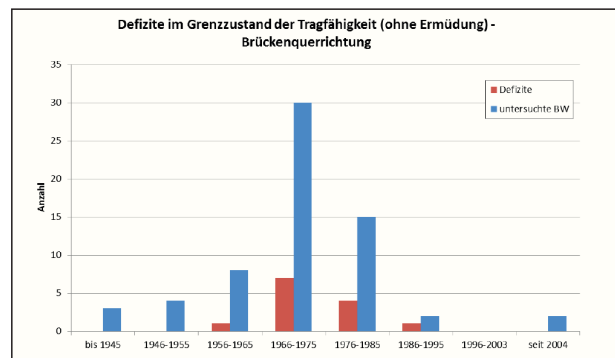


Bild 20: Zeitlicher Verlauf der Defizite im Grenzzustand der Tragfähigkeit (GzT) in Brückenquerrichtung

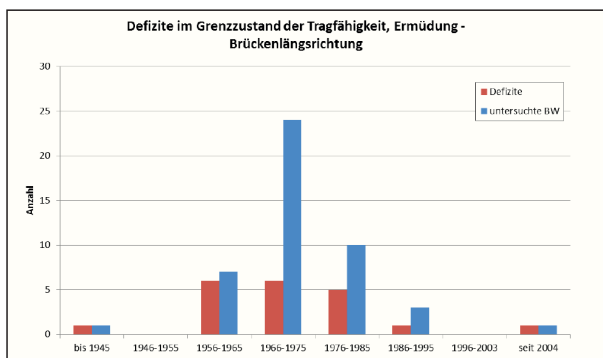


Bild 21: Zeitlicher Verlauf der Defizite im Grenzzustand der Tragfähigkeit (GzTE) in Brückenlängsrichtung

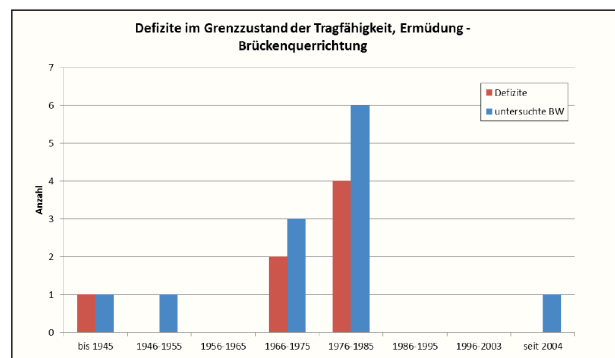


Bild 22: Zeitlicher Verlauf der Defizite im Grenzzustand der Tragfähigkeit (GzTE) in Brückenquerrichtung

Im Grenzzustand der Tragfähigkeit inkl. Ermüdung ist in Brückenlängsrichtung bei Bauwerken mit einem Baujahr vor 1966 ein hoher Defizitanteil feststellbar (siehe Bild 21). In Brückenquerrichtung ist der Anteil bei Brücken, die im Zeitraum zwischen 1966 und 1985 errichtet wurden nahezu gleich hoch. Aus Bild 22 ist ersichtlich, dass für jüngere Bauwerke keine Daten vorliegen.

Die Anzahl der Defizite und ihre Verteilung nach Bauwerksalter ist im Grenzzustand der Gebrauchstauglichkeit in Bild 23 für Bauteile in Längsrichtung und in Bild 24 für Bauteile in Querrichtung dargestellt. Der Anteil der rechnerisch ermittelten Defizite an geführten Nachweisen ist im Vergleich zu den Grenzzuständen der Tragfähigkeit und Ermüdung unabhängig vom Bauwerksalter sehr gering.

Grundsätzlich ist bei der Auswertung der Nachrechnungen zu beachten, dass nicht jeder Nachweis bei allen untersuchten Brückenbauwerken geführt werden musste. Während Spannungsnachweise für die Stahlkonstruktion bei jedem nachgerechneten Bauwerk geführt worden sind, weist z. B. ein Hohlkas-

tenquerschnitt keine Biegedrillknickgefahr auf, so dass der Nachweis bei dieser Bauart gar nicht relevant ist. Ähnlich verhält es sich bei den Nachweisen der Verbundmittel, die nur bei Stahlverbundbrücken verwendet werden, oder beim Nachweis der orthotropen Fahrbahnplatte, die nur bei reinen Stahlbrücken vorhanden ist.

Für Bauteile in Brückenlängsrichtung sind in Bild 25 alle aufgetretenen Defizite im Grenzzustand der Tragfähigkeit (ohne Ermüdung) mit Zuordnung des jeweiligen Nachweises aufgeführt.

Dies sind vornehmlich folgende Nachweise:

- Normal- und Vergleichsspannungsnachweis Baustahl
- Gurt- und Stegblechbeulen
- Biegeknicken / Biegedrillknicken Baustahl
- Schweißnähte
- Orthotrope Fahrbahnplatte
- Momenten Tragfähigkeit der Betonplatte

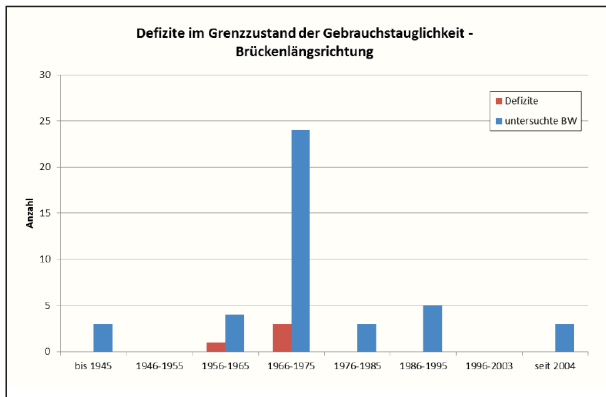


Bild 23: Zeitlicher Verlauf der Defizite im Grenzzustand der Gebrauchstauglichkeit in Brückenlängsrichtung

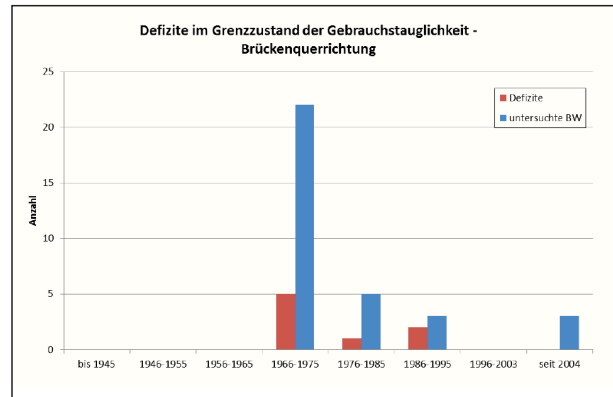


Bild 24: Zeitlicher Verlauf der Defizite im Grenzzustand der Gebrauchstauglichkeit in Brückenquerrichtung

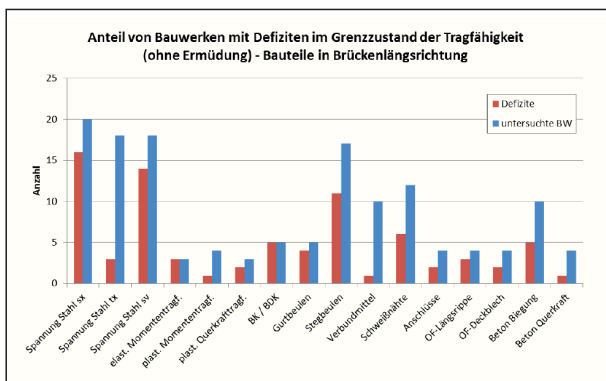


Bild 25: Defizite im Grenzzustand der Tragfähigkeit (GzT) in Brückenlängsrichtung im Verhältnis zu nachgerechneten Bauwerken

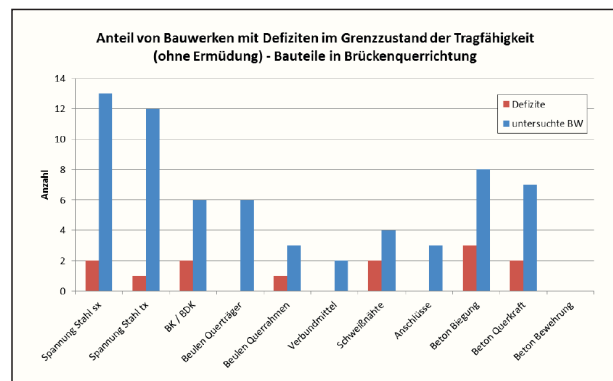


Bild 26: Defizite im Grenzzustand der Tragfähigkeit (GzT) in Brückenquerrichtung im Verhältnis zu nachgerechneten Bauwerken

Die größte Anzahl an Defiziten tritt bei den Spannungsnachweisen der Hauptträger auf. Hier sind insbesondere der Normalspannungsnachweis in den Gurtblechen und der Vergleichsspannungsnachweis am Anschluss der Stege an die Gurte kritisch. Der prozentuale Anteil der defizitären Spannungsnachweise beträgt hierbei ca. 80 %. Auch beim Nachweis der Sicherheit gegen Stegbeulen ist eine hohe Anzahl an Defiziten feststellbar. Diese entspricht ca. 65 % der geführten Nachweise. Weitere häufig nicht erfüllte Nachweise sind die Biegeknick- bzw. Biegedrillknicksicherheit der Haupttragerelemente (Defizit in 100 % der Fälle), die Beulsicherheit von Gurten (Defizit in 80 % der Fälle), die Tragfähigkeit der Schweißnähte (Defizit in 50 % der Fälle) sowie die Tragfähigkeit für Biegung mit Längskraft der Stahlbetonfahrbahnplatte (Defizit in 44 % der Fälle). Eine vollständige Auflistung der prozentualen Defizitanteile findet sich in Tabelle 8 im weiteren Verlauf dieses Kapitels.

In Brückenquerrichtung orientierte Bauteile weisen im Grenzzustand der Tragfähigkeit Defizite in folgenden Nachweisen auf (siehe Bild 26):

- Spannungsnachweis Baustahl
- Biegeknicken / Biegedrillknicken Baustahl
- Beulen Querrahmen
- Schweißnähte
- Momententragfähigkeit der Betonplatte
- Querkrafttragfähigkeit der Betonplatte

Die Anzahl der Defizite ist dabei wesentlich geringer als bei den zuvor beschriebenen Bauteilen in Brückenlängsrichtung. Auch der prozentuale Anteil der Defizite an der Anzahl der geführten Nachweise liegt deutlich niedriger als bei in Längsrichtung orientierten Bauteilen. Der prozentuale Anteil schwankt zwischen 0 und 50 %. Die Spannungsnachweise für den Baustahlquerschnitt sind z. B. lediglich in 15 % der Fälle nicht erfüllt, Biegeknick- bzw. Biegedrillknicknachweise in 33 % der Fälle. Der Nachweis

der Biegetragfähigkeit der Betonfahrbahnplatte in Quertragrichtung liegt mit einem Defizitanteil von ca. 38 % im Bereich des Defizitanteils in Längstragrichtung. Für die einzelnen Nachweise ist eine Auflistung in Tabelle 9 im weiteren Verlauf dieses Kapitels angegeben.

Im Grenzzustand der Tragfähigkeit inkl. Ermüdung sind für längsorientierte Bauteile die Nachweise

- Querträgerereinbindung an den Hauptträgersteg,
- Stumpfstoß des Hauptträgergurtes,
- Deckblechstoß,
- Längsrippenanschluss an das Deckblech

häufig nicht erfüllt. Seltener treten Defizite beim Nachweis der Ermüdung des Betonstahls oder der Verbundmittel auf. Bild 27 gibt einen Überblick über die jeweilige Anzahl der Defizite.

Der prozentuale Anteil der defizitären Nachweise an der Gesamtzahl der geführten Nachweise schwankt hierbei zwischen 11 % bei den Verbundmitteln und 80 % beim Nachweis der orthotropen Fahrbahnplatte.

In Brückenquerrichtung beschränken sich die rechnerischen Defizite im Grenzzustand der Tragfähigkeit einschließlich Ermüdung auf den Stoß der Querträgergurte in 66 % der Fälle sowie den Nachweis des Stegzahns in 100 % der Fälle (Bild 28). Beide Nachweise sind nur bei Brücken mit reinem Stahlquerschnitt und orthotroper Fahrbahnplatte relevant. Keine Defizite treten beim Nachweis der Ermüdung der Betonstahlbewehrung in der Platte auf.

Für Stahltragelemente darf nach DIN-Fachbericht 103 [25], Abschnitt 4.3, auf Nachweise im Grenzzustand der Gebrauchstauglichkeit verzichtet werden, falls die Nachweise im Grenzzustand der Tragfähigkeit mit elastischen Widerstandsgrößen geführt werden. Da diese Vorgehensweise in der Mehrzahl der Nachrechnungen angewendet worden ist, erübrigen sich Nachweise für die Stahlkonstruktion auf Gebrauchslastniveau. Bei Verbundbrücken sind für die Betonfahrbahnplatte grundsätzlich Nachweise im Grenzzustand der Gebrauchstauglichkeit zu führen.

Bild 29 zeigt die festgestellten Defizite im Grenzzustand der Gebrauchstauglichkeit bei Bauteilen in Brückenlängsrichtung. Defizite treten in einer geringen Anzahl in den Nachweisen der Verbundmittel, der Dekompression und der Rissbreite auf. Der prozentuale Anteil beträgt maximal 33 % beim Nachweis der Verbundmittel.

In Brückenquerrichtung ergeben sich in den Nachweisen der Dekompression und der Rissbreite Defizite (Bild 30). Die gegenüber den Nachweisen in Längsrichtung größere Anzahl an Defiziten kann damit begründet werden, dass vor allem bei den Brückenbauwerken aus den 1960er und 1970er Jahren die Betonfahrbahnplatten in den meisten Fällen nur quervorgespannt worden sind, so dass spannbetonspezifische Nachweise wie z. B. der Nachweis der Dekompression auch nur in Quertragrichtung geführt werden mussten. Bei den Nachweisen der Spannungsbegrenzung von Baustahl, Beton, Betonstahl und Spannstahl ergeben sich keine Überschreitungen.

Die bisherigen Betrachtungen haben alle nachgerechneten Brückenbauwerke unabhängig von ihrem Alter eingeschlossen. Nachfolgend wird ein Überblick über den Einfluss der Bauzeit der Bauwerke auf die Verteilung von rechnerisch ermittelten Defiziten gegeben und in ausgewählten Fällen ein begrenzter Zeitraum näher untersucht.

Bild 31 stellt die rechnerisch ermittelten Defizite für Bauteile in Brückenlängsrichtung im Grenzzustand der Tragfähigkeit (ohne Ermüdung) dar. Die große Mehrzahl der Defizite tritt im Zeitraum von 1966-1975 (rot dargestellt) auf. Dies ist allerdings auch der Zeitraum mit den meisten nachgerechneten Bauwerken. Die Defizite betreffen insbesondere die Spannungsnachweise für den Baustahlquerschnitt und den Nachweis der Stegbeulsicherheit. Auch der Nachweis der Schweißnähte weist in diesem Zeitraum häufig Defizite auf. Defizite in den Spannungsnachweisen sind auch in den Zeiträumen 1956-1965 und 1976-1985 vorhanden. Weitere Gesetzmäßigkeiten lassen sich aus dem Diagramm jedoch nicht erkennen.

Im Grenzzustand der Tragfähigkeit einschließlich Ermüdung treten in längsorientierten Bauteilen De-

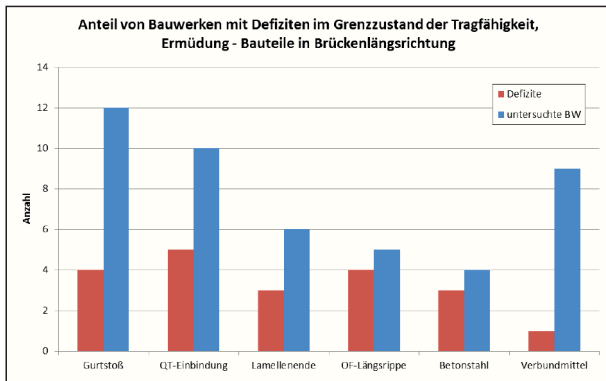


Bild 27: Defizite im Grenzzustand der Tragfähigkeit (GzTE) in Brückenlängsrichtung im Verhältnis zu nachgerechneten Bauwerken

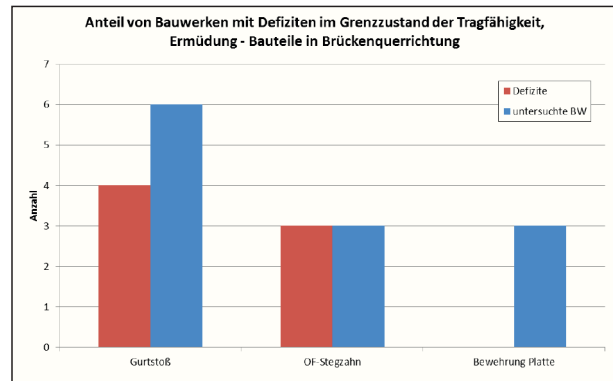


Bild 28: Defizite im Grenzzustand der Tragfähigkeit (GzTE) in Brückenquerrichtung im Verhältnis zu nachgerechneten Bauwerken

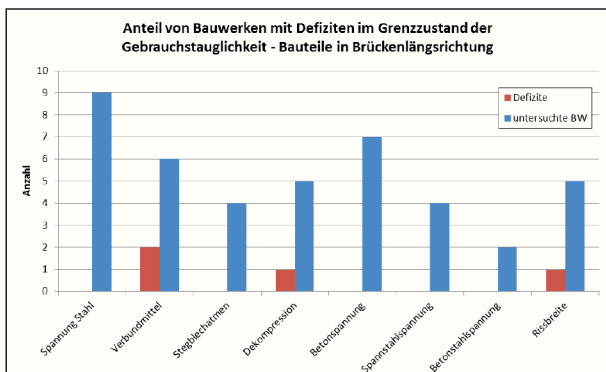


Bild 29: Defizite im Grenzzustand der Gebrauchstauglichkeit in Brückenlängsrichtung im Verhältnis zu nachgerechneten Bauwerken

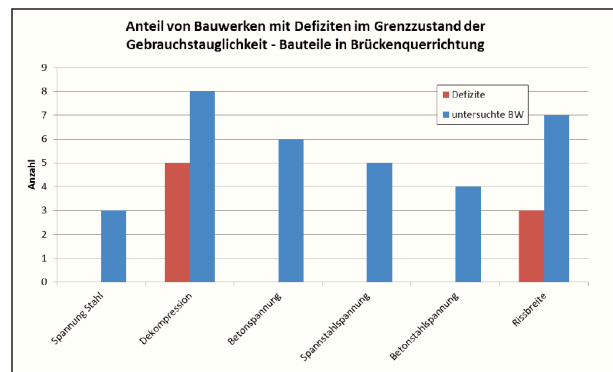


Bild 30: Defizite im Grenzzustand der Gebrauchstauglichkeit in Brückenquerrichtung im Verhältnis zu nachgerechneten Bauwerken

fizite vorwiegend in den Zeiträumen 1956-1965, 1966-1975 und 1976-1985 auf. Im Zeitraum 1976-1985 ist der Nachweis der Querträgerereinbindung und der orthotropen Fahrbahnplatte nicht erfüllt. Bild 32 zeigt, dass sich die weiteren rechnerischen Defizite relativ gleichmäßig auf einzelne Nachweise und Errichtungszeiträume verteilen.

Bei in Querrichtung orientierten Bauteilen treten Defizite vorwiegend in Bauwerken auf, die in den Zeiträumen 1966-1975 und 1976-1985 errichtet worden sind. Eine Konzentration auf spezielle Tragsicherheitsnachweise gemäß Bild 33 besteht nicht. Ermüdungsbeanspruchte Details mit häufig auftretenden Defiziten sind der Gurtstoß des Querträgers und der Anschluss des Stegzahns an durchlaufende Längsrippen der orthotropen Fahrbahnplatte gemäß Bild 34.

Exemplarisch wird für den Zeitraum zwischen 1966 und 1975, in dem die meisten der untersuchten Brückenbauwerke errichtet worden sind, die Verteilung

der Defizite und der Anteil der Defizite an geführten Nachweisen näher betrachtet.

Bild 35 zeigt die Auswertung für Nachweise im Grenzzustand der Tragfähigkeit (ohne Ermüdung) für Bauteile mit einem Lastabtrag in Brückenlängsrichtung. Bei den Nachweisen der Normal- und Vergleichsspannung des Baustahlquerschnitts weisen zwischen 80 und 90 % der untersuchten Bauwerke Defizite auf. Der Schubspannungsnachweis in den Hauptträgerstegen ist hingegen viel seltener (ca. 22 %) mit Defiziten behaftet. Der Nachweis der Beulsicherheit des Hauptträgersteges weist in 78 % der Fälle Defizite auf, der Nachweis der Schweißnähte in 67 % der Fälle.

Im Vergleich mit dem prozentualen Anteil der Defizite bei Betrachtung aller nachgerechneten Brückenbauwerke nach Tabelle 8 (siehe auch Bild 25) ergeben in der Regel gute Übereinstimmungen. Nachweise, die sich in der Gesamtbetrachtung als kritisch herausstellen, sind auch bei Bauwerken aus dem Zeitraum 1966-1975 als kritisch einzustufen. Weniger kritische

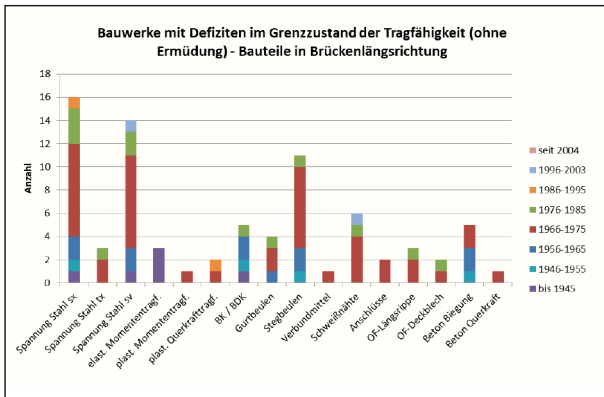


Bild 31: Zeitliche Verteilung der Defizite im Grenzzustand der Tragfähigkeit (GzT) in Brückenlängsrichtung

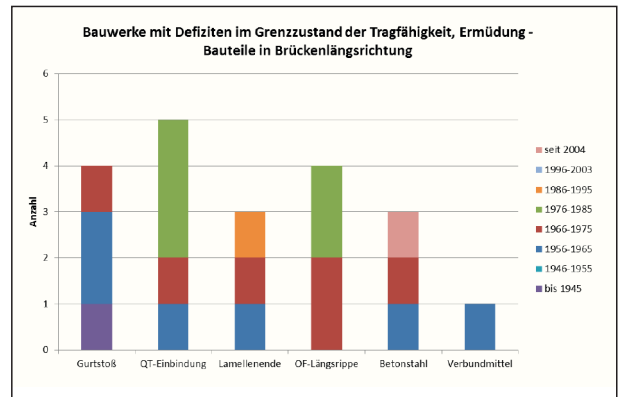


Bild 32: Zeitliche Verteilung der Defizite im Grenzzustand der Tragfähigkeit (GzTE) in Brückenlängsrichtung

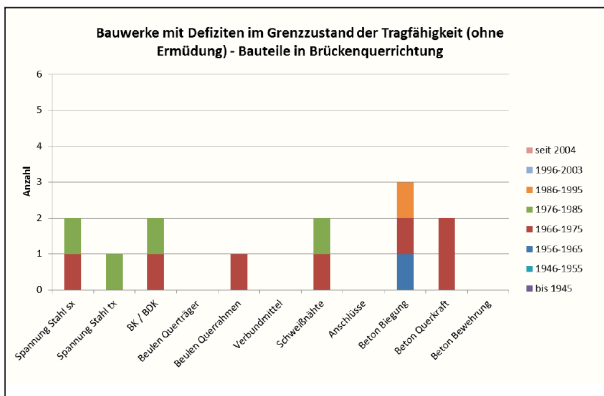


Bild 33: Zeitliche Verteilung der Defizite im Grenzzustand der Tragfähigkeit (GzT) in Brückenquerrichtung

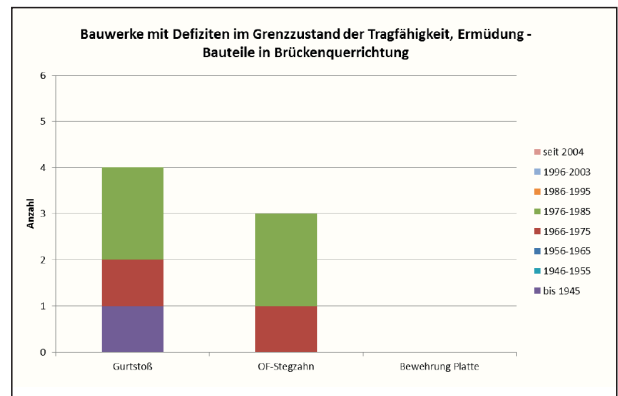


Bild 34: Zeitliche Verteilung der Defizite im Grenzzustand der Tragfähigkeit (GzTE) in Brückenquerrichtung

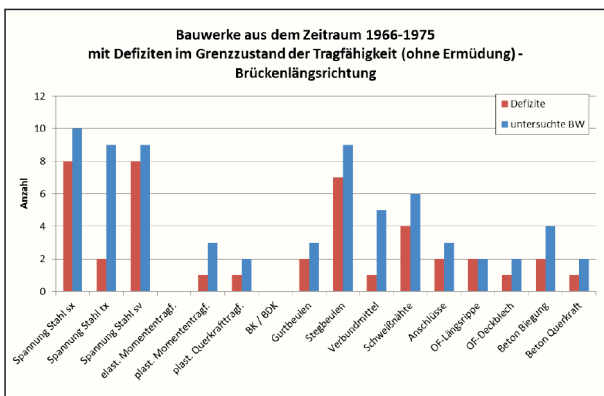


Bild 35: Defizite im Grenzzustand der Tragfähigkeit (GzT) in Längsrichtung bei Brückenbauwerken aus dem Zeitraum 1966-1975

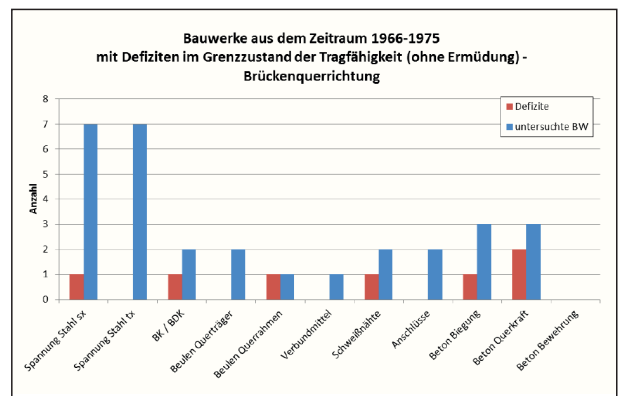


Bild 36: Defizite im Grenzzustand der Tragfähigkeit (GzT) in Querrichtung bei Brückenbauwerken aus dem Zeitraum 1966-1975

Nachweise in der Gesamtbetrachtung sind auch in dem genannten Zeitraum als weniger kritisch zu bewerten. Eine wesentliche Ausnahme bildet der Nachweis gegen Biegeknicken bzw. Biegedrillknicken. Bei allen Bauwerken, in denen der Nachweis geführt worden ist, hat er auch zu Defiziten geführt. Bei den 10 untersuchten Bauwerken, die im Zeitraum zwischen 1966 und 1975 errichtet wurden, ist er jedoch

kein einziges Mal geführt worden. Als ein Grund sind Randbedingungen zu nennen, die einen Biegedrillknickenachweis entbehrlich machen, z. B. eine Ausführung des Haupttragwerks als Einfeldträger oder die Verwendung eines Hohlkastenquerschnitts. Weshalb der Nachweis in den übrigen Fällen nicht geführt worden ist, obwohl es die Konstruktion eigentlich erfordert hätte, kann aus den vorliegenden Nachrech-

Nachweis	Defizitanteil [%]	
	BW aus 1966-1975	alle BW
σ_x Stahl	80	80
τ_x Stahl	22	17
σ_v Stahl	89	78
BK / BDK	-	100
Beul Gurt	67	80
Beul Steg	78	65
Verbund	20	10
Schweißnähte	67	50
OF-LR	100	75
Beton Biegung	50	44

Tab. 8: Vergleich der Defizitanteile bei Nachweisen im GzT von Bauteilen in Brückenlängsrichtung

Nachweis	Defizitanteil [%]	
	BW aus 1966-1975	alle BW
σ_x Stahl	14	15
τ_x Stahl	0	8
BK / BDK	50	33
Beul QT	0	0
Beul QR	100	33
Verbund	0	0
Schweißnähte	50	50
Anschlüsse	0	0
Beton Biegung	33	38
Beton Querkraft	67	29

Tab. 9: Vergleich der Defizitanteile bei Nachweisen im GzT von Bauteilen in Brückenquerrichtung

nungsdokumentationen in der Regel nicht entnommen werden. Möglicherweise kann es daran liegen, dass bereits beim Spannungsnachweis erhebliche Defizite festgestellt worden sind, so dass der Stabilitätsnachweis im Rahmen der Nachrechnung mangels Erfolgsaussichten erst gar nicht geführt worden ist.

Das Verhältnis von defizitären Nachweisen zu geführten Nachweisen von querorientierten Bauteilen in Bauwerken, die im Zeitraum zwischen 1966 und 1975 errichtet worden sind, ist in Bild 36 dargestellt. Generell betrachtet ist der Anteil der Defizite wesentlich geringer als bei in Längsrichtung orientierten Bauteilen.

Auffällig ist, dass insbesondere die Spannungsnachweise, die sich bei den Haupttragelementen als extrem kritisch heraus gestellt haben, bei den

Quertraggliedern kaum Defizite aufweisen. Alle insgesamt festgestellten Defizite im Bereich des Querkraftnachweises in der Betonplatte treten in dem speziell betrachteten Zeitraum von 1966 bis 1975 auf.

Im Vergleich zu den Defizitanteilen von allen nachgerechneten Brückenbauwerken bei Bauteilen in Brückenquerrichtung besteht eine große Übereinstimmung. Lediglich der Beulnachweis des Querrahmens, in diesem Fall die Quersteife des Bodenbleches, und der Querkraftnachweis der Betonfahrbahnplatte weisen bei Bauwerken aus dem Zeitraum 1966-1975 größere Defizitanteile auf als in der Gesamtbetrachtung aller Bauwerke.

Abschließend werden die rechnerisch ermittelten Defizite je nach Größe der Überschreitung in Defizitklassen gemäß Tabelle 7 unterteilt.

Aus Bild 37 ist ersichtlich, dass etwa ein Drittel der Defizite in die Defizitklasse 3 eingestuft werden kann. Dies entspricht einer Überschreitung des zulässigen Grenzwertes um 20 bis 50 %. Auch Defizite im Bereich unter 20 % (Defizitklasse 1 und 2) umfassen etwa ein Drittel der ermittelten Defizite. Defizite mit Überschreitungen oberhalb von 50 % treten in etwas weniger als einem Drittel der Fälle auf.

In den jeweiligen Grenzzuständen stellen sich dabei deutlich unterschiedliche Verteilungen der Defizite in die einzelnen Defizitklassen dar.

Im Grenzzustand der Gebrauchstauglichkeit (siehe Bild 38) liegen ca. zwei Drittel der ermittelten Defizite in den Defizitklassen 1 und 2, die Überschreitungen der zulässigen Grenzbedingungen belaufen sich hierbei auf maximal 20 %. Überschreitungen von mehr als 100 % (Defizitklasse 5) treten nur in 17 % der Fälle mit ermittelten Defiziten auf.

Der größte Anteil an Defiziten tritt im Grenzzustand der Tragfähigkeit (ohne Ermüdung) auf. Nach Bild 39 weisen dabei 40 % der Defizite Überschreitungen von weniger als 20 % aus (Defizitklasse 1 und 2). Der Anteil von Defiziten in Defizitklasse 5 ist mit 8 % vergleichsweise gering.

Im Grenzzustand der Tragfähigkeit einschließlich Ermüdung ist aus Bild 40 ersichtlich, dass die Defi-

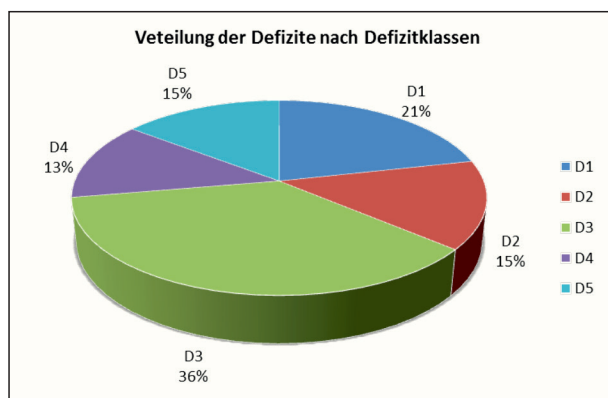


Bild 37: Verteilung der Defizite nach Defizitklassen

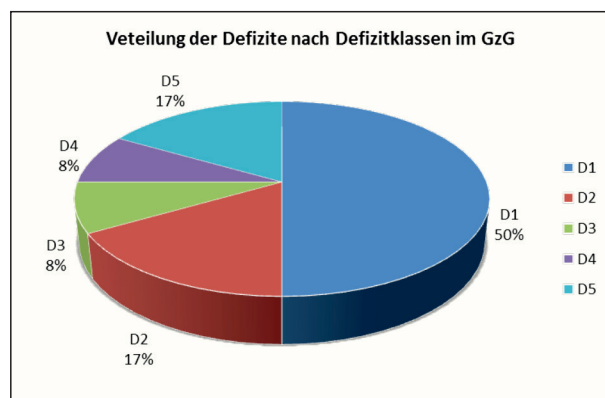


Bild 38: Verteilung der Defizite im Grenzzustand der Gebrauchstauglichkeit (GzG) nach Defizitklassen

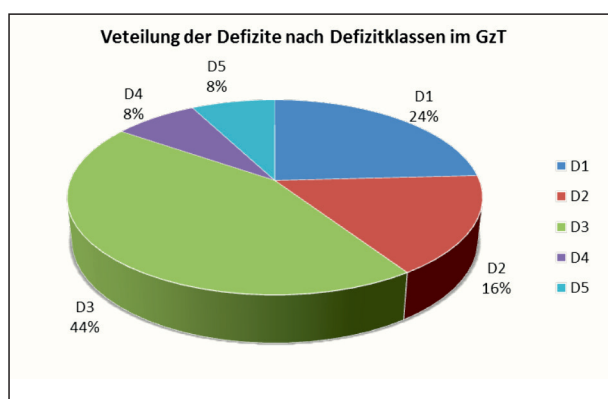


Bild 39: Verteilung der Defizite im Grenzzustand der Tragfähigkeit (GzT) nach Defizitklassen

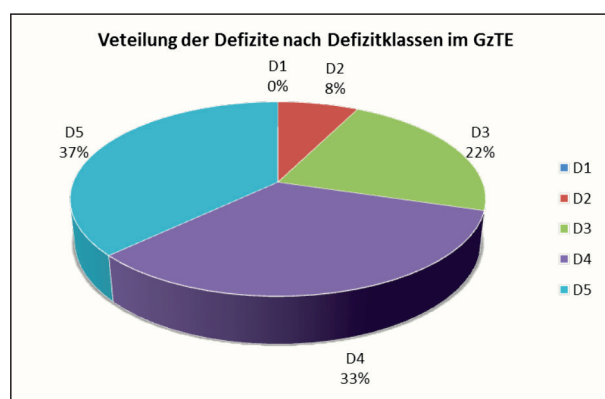


Bild 40: Verteilung der Defizite im Grenzzustand der Tragfähigkeit, Ermüdung (GzTE) nach Defizitklassen

zite, sofern welche auftreten, mit sehr großen Überschreitungen der Ermüdungsfestigkeit verbunden sind. In Defizitklasse 5 (Überschreitung > 100 %) lassen sich 37 % der ermittelten Defizite einstufen, in Defizitklasse 4 (Überschreitung 50–100 %) weitere 33 %. In den Defizitklassen 1 und 2 mit geringen Überschreitungen liegen lediglich 8 % der festgestellten Defizite im Grenzzustand der Ermüdung.

3.4 Bewertung der Ergebnisse

Die vorliegenden Nachrechnungsdokumentationen sind im Hinblick auf die Art und Größe der rechnerisch ermittelten Defizite ausgewertet worden. Es hat sich gezeigt, dass der Großteil der festgestellten Defizite bei Nachweisen im Grenzzustand der Tragfähigkeit einschließlich Ermüdung auftritt. Anhand der Verteilung der Defizite konnten besonders kritische Nachweise für spezielle Bauteile sowie ermüdungsrelevante Konstruktionsdetails identifiziert werden.

Im Grenzzustand der Tragfähigkeit (ohne Ermüdung) sind bei längsorientierten Bauteilen insbesondere der Nachweis der Normal- und Vergleichsspannung in den Hauptträgern sowie der Beulnachweis des Hauptträgerstegbleches als kritisch zu bewerten. Hier ergaben sich in 80 % bzw. 65 % der Fälle Defizite in der Nachweisführung. Diese Tendenz ist aufgrund der Vielzahl der geführten Nachweise als belastbar anzusehen. Stabilitätsnachweise der Hauptträger, Beulnachweise der Bodenbleche durchlaufender Hohlkästen, Tragsicherheitsnachweise der Längsrippen von orthotropen Fahrbahnplatten sowie der Schweißnähte und die Nachweise der Momenten- und Querkrafttragfähigkeit der Betonfahrbahnplatte führen bei längsorientierten Bauteilen im Grenzzustand der Tragfähigkeit (ohne Ermüdung) ebenfalls zu Defiziten. Allerdings sind hier bei deutlich weniger Bauwerken Ergebnisse in den Nachrechnungsdokumentationen aufgeführt, so dass eine verlässliche Aussage nur eingeschränkt möglich ist.

Wesentlich weniger häufig treten Defizite im Grenzzustand der Tragfähigkeit bei Nachweisen von in Brückenquerrichtung orientierten Bauteilen auf. Exemplarisch sind hier die Spannungsnachweise der Querträger / Querrahmen genannt, die lediglich in 15 % der Fälle Defizite ausweisen. Einzelne Defizite treten in Stabilitätsnachweisen der Diagonalen von Querverbänden, in Beulnachweisen von Querrahmen, in Tragsicherheitsnachweisen von Schweißnähten und in den Momenten- und Querkraftnachweisen von querorientierten Betonfahrbahnplatten auf.

Im Grenzzustand der Tragfähigkeit (Ermüdung) sind diverse Detailpunkte als kritisch zu bewerten. Bei Ausbildung der Fahrbahn als orthotrope Fahrbahnplatte sind dies insbesondere der Anschluss der Längsrippen an das Deckblech und an die Querträgerstege bei nicht durchlaufenden Längsrippen sowie der Stegzahn im Bereich der Querträgerdurchdringung bei durchlaufenden Längsrippen. Weitere ermüdungskritische Details sind die Anbindung des Querträgers an den Hauptträgersteg sowie Gurtstöße und endende Gurtlamellen. Bei Verbundbrücken ist der Ermüdungsnachweis für die Betonstahlbewehrung in Brückenlängsrichtung häufig mit Defiziten belastet.

Nachweise im Grenzzustand der Gebrauchstauglichkeit, die für Betonfahrbahnplatten von Verbundbrücken häufig bemessungsrelevant sind, haben sich im Zuge der Auswertung der Nachrechnungsdokumentationen in der Regel als unkritisch herausgestellt. Einzig der Nachweis der Dekompression bei in Querrichtung vorgespannten Betonfahrbahnplatten weist einen hohen Defizitanteil von ca. 63 % auf.

Die meisten vorliegenden Nachrechnungsdokumentationen stammen von Brückenbauwerken, die im Zeitraum zwischen 1966 und 1975 errichtet worden sind. Diese Bauwerke sind daher zusätzlich separat betrachtet worden. Im Vergleich mit allen nachgerechneten Bauwerken ergaben sich nur in wenigen Punkten auffällige Abweichungen. So sind Stabilitätsnachweise für die Hauptträger in dem betrachteten Zeitraum in keinem einzigen Fall dokumentiert, während sie bei allen übrigen untersuchten Bauwerken in 100 % der Fälle defizitär waren.

Defizite in der Querkrafttragfähigkeit der Stahlbetonfahrbahnplatte treten ausschließlich in Bauwerken aus dem Zeitraum zwischen 1966 und 1975 auf.

Im Hinblick auf die Bewertung der Größe der Defizite sind diese in Defizitklassen von 1 (sehr geringe Überschreitungen) bis 5 (sehr große Überschreitungen) eingeteilt worden. Dabei stellt sich eine unterschiedliche Verteilung der Größe der Defizite in Abhängigkeit der nachgewiesenen Grenzzustände dar. Im Grenzzustand der Gebrauchstauglichkeit sind zwei Drittel der Defizite mit Überschreitungen von weniger als 20 % verbunden. Im Grenzzustand der Tragfähigkeit einschließlich Ermüdung stellt sich das Bild genau entgegen gesetzt dar. Hier sind zwei Drittel der Defizite als erheblich (Überschreitungen > 50 %) anzusehen. Im Grenzzustand der Tragfähigkeit (ohne Ermüdung) liegen 40 % der Defizite im Bereich geringer Überschreitungen und 16 % im Bereich mit erheblichen Überschreitungen. Fast die Hälfte der Defizite weist Überschreitungen im mittleren Bereich von 20 bis 50 % auf.

Die überschaubare Anzahl an vorliegenden Nachrechnungsdokumentationen ermöglicht keine umfassende Bewertung von aufgezeigten Defiziten und ihren Ursachen. Es lassen sich jedoch deutliche Tendenzen ableiten, die als erste Hilfestellung für die zukünftige Nachrechnung von älteren Stahl- und Verbundbrücken herangezogen werden können.

4 Erfahrungen aus durchgeführten Nachrechnungen

4.1 Darstellung von projektbezogenen Besonderheiten und typischen rechnerischen Defiziten

Die nachstehend angesprochenen Bauwerke sind in die in Kapitel 3 durchgeführten Auswertungen bereits eingeflossen.

Einzelne Aspekte aus der Bearbeitung der Nachrechnung werden nachfolgend erläutert.

4.1.1 Stahlverbundbrücke im Zuge der A1

Bauwerksbeschreibung

Baujahr:	1959
Bauart:	Deckbrücke in Stahlverbundbauweise mit konstanter Bauhöhe
Stützweiten:	8 * 37,5m = 300 m
Brückenbreite:	ca. 14 m zwischen den Geländern
Haupttragwerk:	Stahlträgerrost aus drei 1,5 m hohen, torsionsweichen Vollwandträgern mit einem Achsabstand von je 4.5 m und lastverteilenden Feldquerträgern in Fachwerkbauweise
Betonfahrbahnplatte:	Spanngliedvorspannung längs / quer Zusätzlich Montagevorspannung in Brückenlängsrichtung
Brückenklasse:	BK 60 gem. DIN 1072
Baustahl:	St 52
Betonstahl:	BSt 22/34 (I R)
Spannstahl:	Leoba S33, 1350/1500 N/mm ²
Beton Fahrbahnplatte:	B450

Nachrechnungsergebnisse

Die Nachrechnung dieses Bauwerks wird beispielhaft für den Einfluss der Rissbildung in der Fahrbahnplatte auf die Ermittlung der Schnittkräfte herangezogen.

Die Fahrbahnplatte ist in Brückenlängsrichtung durch Spannglieder und durch Montagemaßnahmen vorgespannt. Unter Gebrauchslasten liegen die zentrischen Zugspannungen im Pfeilerbereich unter $1,0 f_{ctm}$. Konkrete Festlegungen in den zum Zeitpunkt der Bauwerkserstellung gültigen technischen Vorschriften zu den rechnerisch zu berücksichtigenden Steifigkeiten der Fahrbahnplatte lagen nicht vor. Die Bestandsberechnung erfolgte daher wegen vermeintlicher Rissbildung im Beton, trotz der geringen Betonzugspannungen, unter Ansatz reduzierter Steifigkeiten für die Betonplatte, d. h. unter Ansatz der Steifigkeiten nach reinem Zustand

II. Nach DIN-FB 104 sind reduzierte Steifigkeiten nach Zustand II erst bei Überschreitung des Grenzwertes für die Betonzugspannungen von $2,0 f_{ctm}$ unter Gebrauchslasten anzusetzen.

Die Nachrechnung erfolgte entsprechend der Vorgaben im DIN-FB 104 unter Ansatz von Zustand I, d. h. ohne Minderung der Steifigkeiten für den Beton. Bild 42 ist beispielhaft zu entnehmen, dass un-



Bild 41: Brückenuntersicht

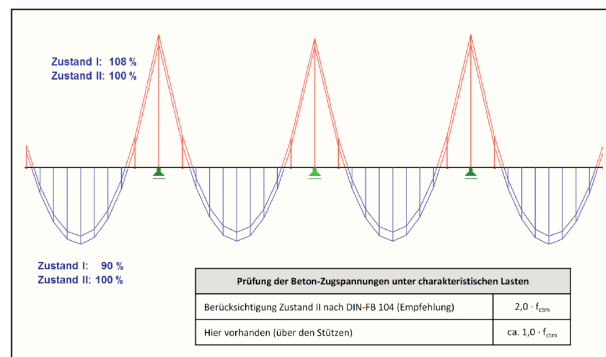


Bild 42: Einfluss der Rissbildung in der Fahrbahnplatte auf den Biegemomentenverlauf

GzT	Stahl	Normalspannung σ_x	1,01	
		Schubspannung τ_y	0,73	
		Vergleichsspannung σ_v	1,11	
		Biegedrillknicken (BDK)	1,22	Stabilitätsproblem
		Beulen	1,30	Stabilitätsproblem
		Verbundmittel	< 1,0	
		Schweißnähte	0,74	
	Beton (längs)	Biegung mit Längskraft	4,50	
		Schubers Schub (Druckstrebe)	0,20	
		Schubers Schub (Zugstrebe)	0,44	
	Beton (quer)	Biegung mit Längskraft	1,06	
		Querkraft	1,00	
GzE	Stahl	Verbundmittel	1,00	

Bild 43: Ausnutzungsgrade für die Hauptträger

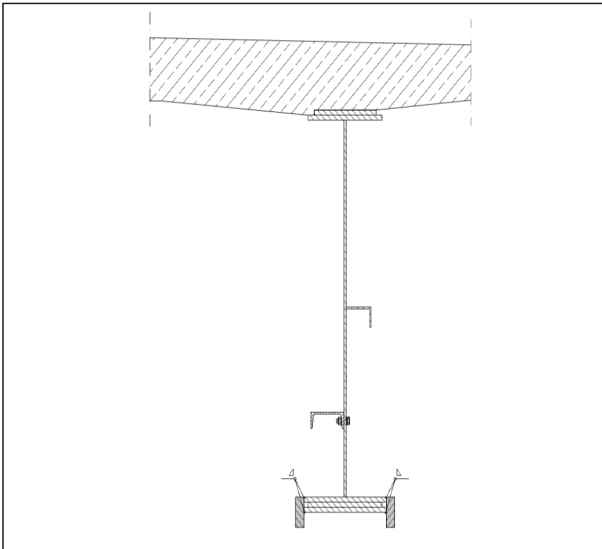


Bild 44: Verstärkungsmaßnahme für die Hauptträger

ter Ansatz von Zustand I die Stützmomente um 8 % gegenüber dem Ansatz von Zustand II ansteigen, verbunden mit einem Abbau der Feldmomente.

Unter Berücksichtigung der ohnehin vorhandenen hohen Spannungsausnutzung in der Bestandsberechnung (das Bauwerk wurde als Sondervorschlag hinsichtlich der Stahlmengen optimiert) ergeben sich in erster Konsequenz aus der zu berücksichtigenden Systemänderung bereits unzulässig hohe Spannungserhöhungen nach altem Sicherheitskonzept mit entsprechenden Auswirkungen hinsichtlich Beulstabilität der Stege und der Biegedrillknicksicherheit der Untergurte im Pfeilerbereich.

Die erhöhten Einwirkungen nach DIN FB aus Verkehrslasten und vertikaalem Temperaturgradienten führen in der weiteren Konsequenz zu den in Bild 43 ausgewiesenen, teilweise sehr deutlichen Überschreitungen der Ausnutzungsgrade im Haupttragwerk in den Pfeilerbereichen.

Die nach neuer Normengeneration zu führenden Stabilitätsnachweise, insbesondere die Beulnachweise, lassen sich nicht erbringen.

Die Beanspruchungen in der Fahrbahnplatte aus Haupttragwirkung steigern sich auf Grund der zuvor erläuterten Einflüsse ebenfalls entsprechend deutlich gegenüber den Angaben in der Bestandsberechnung. In der Überlagerung der lokalen Einwirkungen aus den Radlasten mit den Zugspannungen-



Bild 45: Ansicht Talbrücke



Bild 46: Untersicht Talbrücke

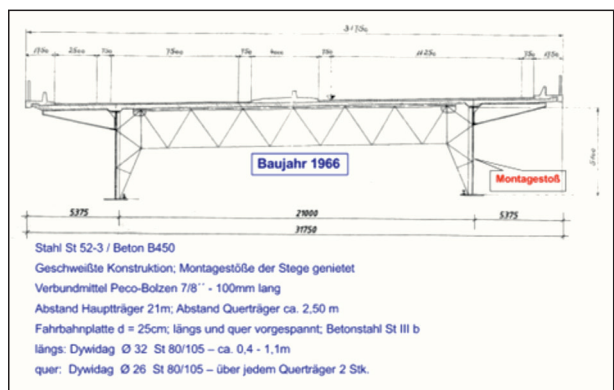


Bild 47: Querschnitt Überbau mit Materialangaben

aus der Haupttragwirkung ergeben sich in den Pfeilerbereichen erhebliche rechnerische Defizite für die schlaife Bewehrung. Der dem Bild 43 zu entnehmende auffällig hohe Ausnutzungsgrad des Betons für Biegung mit Längskraft bezieht sich auf Bereiche mit extrem gering dimensionierter schlaffer Bewehrung. Die sich aus der Nachrechnung allgemein ergebenden hohen Ausnutzungsgrade für die Fahrbahnplatte sind auch auf das seinerzeit angewen-

dete Bemessungskonzept ohne Berücksichtigung der lokalen Einwirkungen zurückzuführen.

Im vorliegenden Fall wurden ergänzend zu einer verkehrlichen Kompensationsmaßnahme die in Bild 44 dargestellten, bis zum Zeitpunkt der Fertigstellung des Ersatzneubaus notwendigen, Zusatzaussteifungen der Stege durch Beulsteifen und Untergurtverstärkungen im Pfeilerbereich notwendig.

4.1.2 Stahlverbundbrücke im Zuge der A45

Bauwerksbeschreibung

Baujahr: 1966
 Bauart: Balkenbrücke in Stahlverbundbauweise mit konstanter Bauhöhe,
 Durchlaufträger über 6 Felder

Max. Stützweite: 104 m

Brückenlänge: 453 m

Breite: 31,45 m

Haupttragwerk: Stahlträgerrost aus zwei ca. 5 m hohen, torsionsweichen Vollwandträgern mit einem Achsabstand von 20 m

lastverteilende Feldquerträger in Fachwerkbauweise, Achsabstand 2,5 m;

lastverteilender Längsträger mittig zwischen den Hauptträgern.

Fahr-
 bahnplatte: Spanngliedvorspannung längs / quer

Zusätzlich Montagevorspannung in Brückenlängsrichtung

Dicke: 0,25 m

Brückenklasse: BK 60 gem. DIN 1072

Baustahl: St 52

Spannstahl: Dywidag \varnothing 32 mm, ST 80/105

Beton

Fahrbahnplatte: B450

Ergebnisse der Nachrechnung

Es handelt sich um einen Überbau mit zwei torsionsweichen Hauptträgern und engliegenden Fachwerkträger-Querträgern zur Unterstützung der längs- und quervorgespannten Fahrbahnplatte (siehe hierzu Bilder 45, 46, 47).

Das Bauwerk wurde als Sondervorschlag mit Minimierung der Materialkosten in allen Konstruktionsteilen ausgelegt. Der Überbau ist sowohl mittels Montageverfahren als auch mittels einer in Brückenlängsrichtung eng gestaffelten Spanngliedanordnung vorgespannt.

Die Aufarbeitung der Bestandsberechnung zeigt eine hohe Ausnutzung der Spannungen des Hauptträgers im Obergurt und im Untergurt. Die Ausnutzungsgrade sind in Bild 48 und Bild 49 dargestellt.

Vergleichsspannungsnachweise wurden seinerzeit entsprechend dem Stand der bauaufsichtlich eingeführten Normung nicht geführt. Die im Rahmen der Plausibilitätsprüfung durchgeführte Ermittlung der

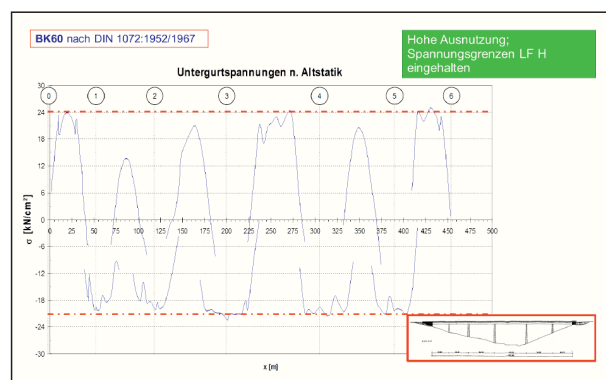


Bild 48: Untergurtspannungen δx gemäß Bestandsstatik

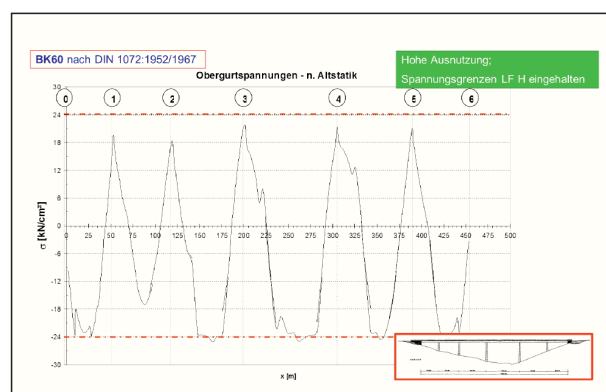


Bild 49: Obergurtspannungen δx gemäß Bestandsstatik

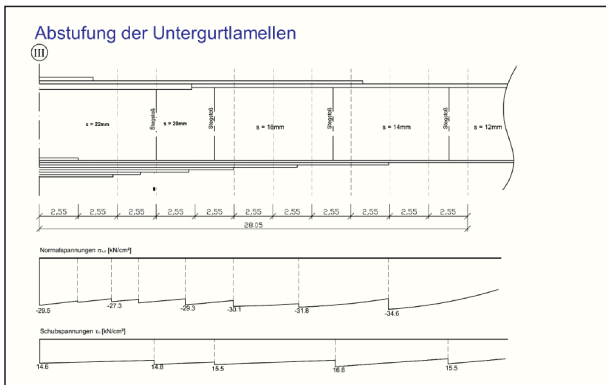


Bild 50: Gurtabstufung Hauptträger mit Spannungsverlauf σ_x und τ_{xy}

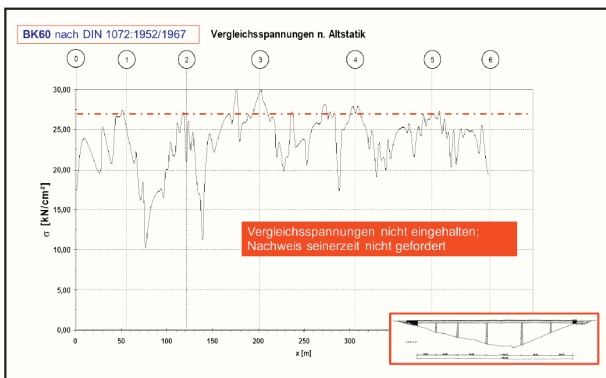


Bild 51: Vergleichsspannungen σ_v

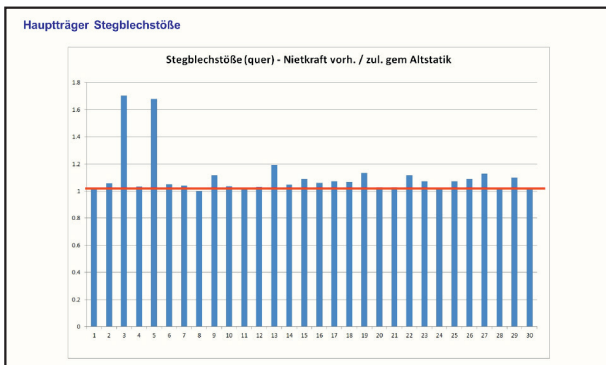


Bild 52: Ausnutzungsgrad Stegblechstöße

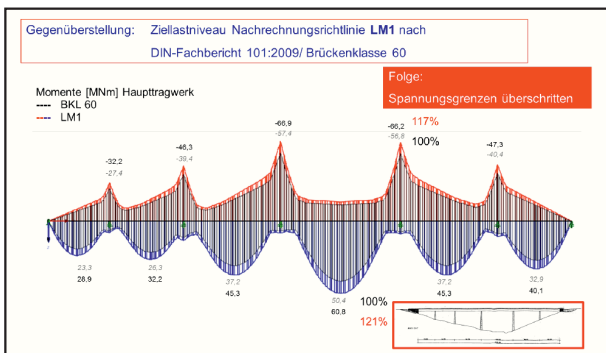


Bild 53: Gegenüberstellung Biegemomente Bkl 60 / LM 1

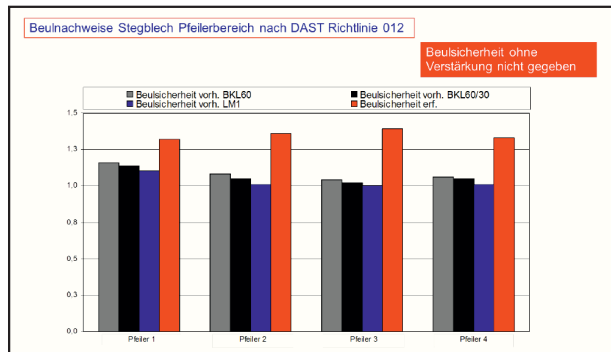


Bild 54: Beulsicherheiten nach DAST-Richtlinie 012

Die seinerzeit gewählte, enge Abstufung der Lamellendicken ist Bild 50 zu entnehmen.

Plausibilitätsprüfung durchgeführte Ermittlung der Vergleichsspannung belegt die Überschreitung der zulässigen Vergleichsspannung über große Bauwerksbereiche (Bild 51).

Eine Auswertung der Beanspruchungen in den Stegblechstößen nach Bild 52 zeigt die zu erwartende hohe Ausnutzung der Verbindungsmittel über nahezu die gesamte Brückenlängsrichtung; einzelne, sehr deutliche Überschreitungen der Tragfähigkeit sind als solche in der Berechnung ausgewiesen und wurden offensichtlich akzeptiert.

In Anbetracht der in Bild 53 visualisierten Beanspruchungsvergleiche zwischen LM 1 / BK 60 (+120 %) und des unter Kapitel 2.1.3 in Bild 5 und Bild 6 bereits angesprochenen Einflusses aus Temperatureinwirkungen wird bereits vor Durchführung der eigentlichen Nachrechnung deutlich, dass der Überbau den heutigen Anforderungen nicht gerecht werden kann und zumindest verkehrlicher Kompensationsmaßnahmen bedarf, um unter Verkehr zu bleiben.

Die ebenfalls im Vorgriff auf die eigentliche Nachrechnung durchgeführten Stabilitätsnachweise auf charakteristischem Lastniveau nach DAST-Ri. 012 [5] zeigen deutlich auf, dass, über die reine Spannungsproblematik hinausgehend, deutliche Stabilitätsdefizite im Zuge der Nachrechnung zu erwarten sind (Bild 54).

Mit relativ geringem Aufwand konnte frühzeitig festgestellt werden, dass eine uneingeschränkte Nutzung des Bauwerks nicht unbegrenzt möglich sein wird.

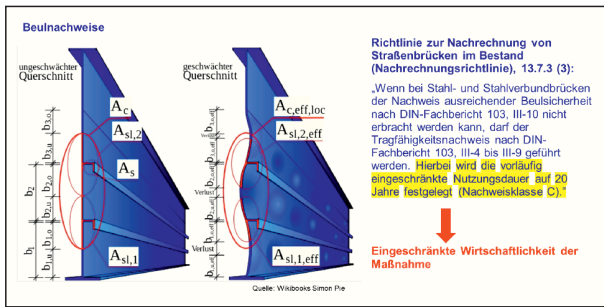


Bild 55: Beulnachweise mit lokalem Stegblechsausfall

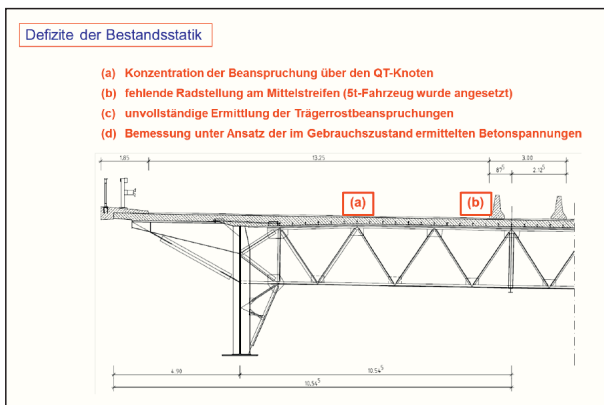


Bild 56: Defizite der Fahrbahnplatte

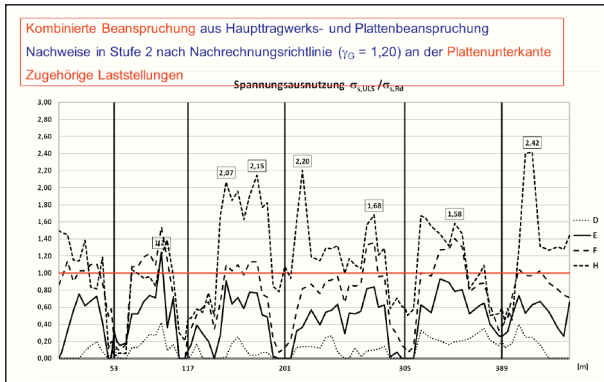


Bild 57: Ausnutzungsgrad für die schlaffe Bewehrung der Fahrbahnplatte

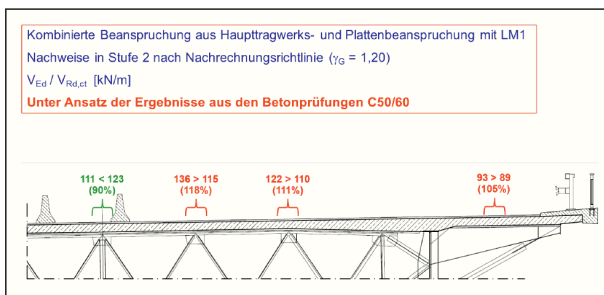


Bild 58: Schubnachweise im Grenzzustand der Tragfähigkeit

Die zu erwartenden Defizite bestätigten sich im Zuge der Nachrechnung, wobei die in der Bestandsberechnung vernachlässigten Momentennull-

punkt-Bereiche sich als die eklatantesten Schwachpunkte herausstellten (siehe hierzu Kapitel 2.1.3).

Untersuchungen zur Beulsicherheit der Stege unter Berücksichtigung von lokalem Stegblechsausfall (Bild 55) führen nur in wenigen Bereichen zum Erfolg und können in ihrer Wirksamkeit bei derart hoch ausgenutzten und schwach ausgesteiften Konstruktionen als wirkungslos angesehen werden.

Die Durchsicht der Bestandsberechnung zeigte die in Bild 56 dargestellten grundsätzlichen Mängel auf.

Die Nachrechnung der Fahrbahnplatte erfolgte nach mehreren Zwischenschritten unter Berücksichtigung der Ergebnisse aus den Festigkeitsproben am Bauwerk. Es ergaben sich erhebliche Defizite in der Biegebemessung und erwartungsgemäß in der Schubbemessung. Die Defizite in der Schubbemessung sind im Wesentlichen in der mit 25 cm sehr geringen Plattendicke begründet (Bild 58). Defizite in der Biegebemessung der Fahrbahnplatte ergaben sich auf Grund der hohen Lasten nach LM 1, auf Grund von Unzulänglichkeiten in der Trägerrostberechnung der Fahrbahnplatte im Zusammenspiel zwischen den Querträgern und dem lastverteilenden Längsträger und auch auf Grund einer fehlerhaften Dimensionierung der schlaffen Bewehrung unter Berücksichtigung der Längsvorspannung (Bild 57).

Der hohe Ausnutzungsgrad in der Bemessung nahezu aller Konstruktionsteile in Verbindung mit der Vernachlässigung von bereits zum Zeitpunkt des Baues der Brücke bekannten Entwicklungen in der Normung und auch Unzulänglichkeiten in der damaligen Berechnung führten unter wirtschaftlichen Erwägungen zu der Entscheidung der Herstellung eines Ersatzneubaues.

4.1.3 WiB-Brücke im Zuge der A3

Bauwerksbeschreibung

Baujahr:	1936
Bauart:	Walzträger in Beton (WiBÜberbau), schiefwinklig
Stützweiten:	16,2 m

Breite:	ca. 12,0m
Bauhöhe:	ca. 85 cm; Höhe des Aufbetons variiert mit Längs- und Quergefälle
Brückenklasse:	BK 30 gem. DIN 1072
Baustahl:	Profile IP 60 für Mittelträger Profile IP 75 für Randträger Achsabstände der Profile 0,59 m Streckgrenze $f_{yk} = 215 \text{ N/mm}^2$, - gemäß NaRili
Beton:	Mischungsverhältnis m 1:4,5 $W_{b28} = 150 \text{ kg/cm}^2$ $f_{ck,cyl} = 8,0 \text{ N/mm}^2$ em. NaRili Tab. 11.1; interpoliert
Betonstahl:	Handelseisen St 37.12; (Annahme)



Bild 59: Untersicht Überbau

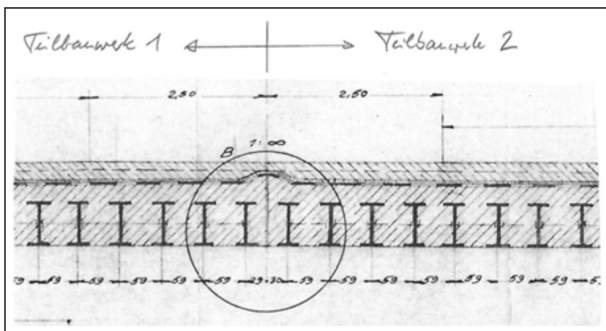


Bild 60: Überbau Teilquerschnitt

Nachrechnungsergebnisse

Die Ergebnisse aus der Nachrechnung dieses Bauwerks können als exemplarisch für Bauwerke annähernd gleichen Alters und Ausführung angesehen werden. Der Mittelteil des Überbauquerschnitts

ist in Bild 60 dargestellt und repräsentiert den zur Entstehungszeit üblichen Aufbau einer WiB-Brücke.

Zur allgemeinen Tragwirkung von WiB-Brücken wird auf Kapitel 6.2.1 verwiesen werden. Entsprechend den dortigen Beschreibungen wurde der Überbau in den Stufen 1 und 2 nachgerechnet. In Tabelle 10 sind die Ausnutzungsgrade der Stahlträger sowohl unter Berücksichtigung der entsprechend Nachrechnungsrichtlinie angegebenen Streckgrenze (Stufe 1) als auch in Stufe 2 unter Ansatz einer am Bauwerk ermittelten Streckgrenze (hier Annahme von $f_{yk} = 220 \text{ N/mm}^2$) und der nach NaRili zulässigen Minderung des Sicherheitsbeiwertes auf der Einwirkungsseite für das Eigengewicht der Konstruktion auf 1,2 angegeben.

Die in Tabelle 10 ebenfalls ausgewiesenen Ausnutzungsgrade unter Berücksichtigung der plastischen Querschnittstragfähigkeit können auf Grund fehlender Rotationsfähigkeit des verwendeten Stahls (Flussstahl) in der Regel nicht genutzt werden.

Im vorliegenden Fall wurde letztendlich darauf verzichtet über eine Beprobung die tatsächlichen Materialeigenschaften zu ermitteln, da aus der Erfahrung mit vergleichbaren Projekten keine wesentliche Verbesserung der Ergebnisse zu erwarten war.

Die zusammenfassende Darstellung der Nachrechnungsergebnisse für die weiteren Teilbauwerke des zu überprüfenden Gesamtbauwerks ist in Tabelle 11 zu finden.



Bild 61: Bauwerksuntersicht

Tragwerksbereich		Ausnutzungsgrade (Werte für Lastverteilungsvarianten gemittelt)							
		GZT						GZG	
		Stufe 1			Stufe 2 ¹⁾			Stufe 1	
		$M_{sd}/M_{el,Rd}$	$M_{sd}/M_{pl,Rd}$	V_{sd}/V_{Rd}	$M_{sd}/M_{el,Rd}$	$M_{sd}/M_{pl,Rd}$	V_{sd}/V_{Rd}	σ_{sd}/f_{yd}	$\tau_{sd}/(f_{yd}/\sqrt{3})$
1	Mittlerer Plattenbereich mit Stahlträgern IP 60 (ungestörte Lastverteilung unter 45° bis Mitte Stahlträger)	1,32	1,18	0,36	1,11	0,99	0,30	0,75	0,20
2	Plattenbereich mit Stahlträgern IP 60 Bereich Bauwerksfuge (gestörte Lastverteilung) Bei direkter Befahrung	1,45	1,29	0,39	1,22	1,09	0,33	0,81	0,22
3	Plattenrandbereich mit Stahlträgern IP 75; Ursprungssituation (Teilbauwerk 1)	0,95	0,85	0,24	0,79	0,71	0,20	0,53	0,14
4	Plattenrandbereich mit Stahlträgern IP 75; Neue Kappe mit Berührungsschutz (Teilbauwerk 3)	0,97	0,86	0,37	0,77	0,69	0,31	0,63	0,22

Tab. 10: Ausnutzungsgrade für die Stahlträger

Bauwerk	Strecke	ASB-Nr.	Baujahr	GzT (Stufe 1, LM 1)		
				$M_{Ed}/M_{el,Rd}$	$M_{Ed}/M_{pl,Td}$	V_{Ed}/V_{Rd}
KVBAD Heumar (TBW1)	A3	5008 750	1936	1.45	1.29	0,39
DBAG Siegburg (TBW2 + 3)	A3	5209 800	1937	1.36	1.15	0,32
DBAG Königsforst (TBW2 + 3)	A3	5008 768	1936/ 1950	1.45	1.28	0,43

Tab. 11: Ausnutzungsgrade für weitere Teilbauwerke

Träger	Nachrechnung [kNm]	max $M_{y,G,k}$ urspr. Berechnung [kNm]	Δ [%]	Nachrechnung [kNm]	max $M_{y,Q,k}$ urspr. Berechnung [kNm]	Δ [%]
F	3.389	2.651	27,8	3.968	3.310	19,9
G	3.142	2.543	23,6	3.564	2.670	33,5
H	2.602	2.360	10,3	2.786	2.368	17,7
J	2.570	2.281	12,7	3.265	2.576	26,7
K	2.860	2.791	2,5	4.697	3.379	39,0

Tab. 12: Biegemomentenvergleich Bestandsberechnung/Nachrechnung

Fazit

Es ist davon auszugehen, dass Bestandsbauwerke in WiB-Bauweise, berechnet unter Ansatz der BK 30 und einer den heutigen Vorgaben nicht entsprechenden Konstruktionsform einer Nachrechnung nach Nachrechnungsrichtlinie unter Ansatz des Lastmodells LM 1 nicht standhalten.

Träger	LM 1	Bkl 60/30	Bkl 60
F	1,16	1,08	1,03
G	1,06	1,00	< 1,00
H	0,95	< 1,00	< 1,00
J	0,91	< 1,00	< 1,00
K	1,10	1,00	< 1,00

Tab. 13: Ausnutzungsgrade für die Hauptträger

4.1.4 Stahlbrücke mit Leichtfahrbahn (Tonnenbleche mit Betonfüllung)

Bauwerksbeschreibung

Baujahr:	1950-1952
Bauart:	Balkenbrücke mit Leichtfahrbahn
Stützweite:	31,26 m
Breite:	ca. 12m
Haupttragwerk:	Stahlträgerrost aus fünf torsionsweichen Vollwandträgern mit einem Achsabstand von je 2.5 m lastverteilende Feldquerträger in den Viertelpunkten
Fahrbahnplatte:	Leichtfahrbahnplatte aus Tonnenblechen mit Betonfüllung
Brückenklasse:	BK 60 gem. DIN 1072

Nachrechnungsergebnisse

Bei diesem Bauwerk wird die Sinnhaftigkeit der im ersten Schritt der Nachrechnung erforderlichen, kritischen Sichtung der Bestandsunterlagen in Kombination mit der Plausibilitätskontrolle aufgezeigt; des Weiteren werden die Besonderheiten in der Nachweisführung für die sogenannte Leichtfahrbahn angesprochen.

Im Zuge der Sichtung der Bestandsunterlagen konnte festgestellt werden, dass zwischenzeitlich vorgenommene Umbauarbeiten an der Brückenausstattung mit Umbau und Verstärkung der Kappen und die in der Bestandsberechnung fehlende Berücksichtigung von Stoßlaschen und konstruktiv angeordneten Konstruktionsteilen in der Gewichtsermittlung eine deutlich erhöhte Beanspruchung des Tragwerks ergaben. Verstärkt wurde dieser Eindruck durch die Feststellung offenkundiger Unzulänglichkeiten in der Schnittkraftermittlung unter Eigengewicht und Ausbaulasten.

Tabelle 12 zeigt die Gegenüberstellung der im Rahmen der Nachrechnung ermittelten Schnittkräfte unter Eigengewicht. Es sind Abweichungen in der Größenordnung von max. ca. 30 % feststellbar.

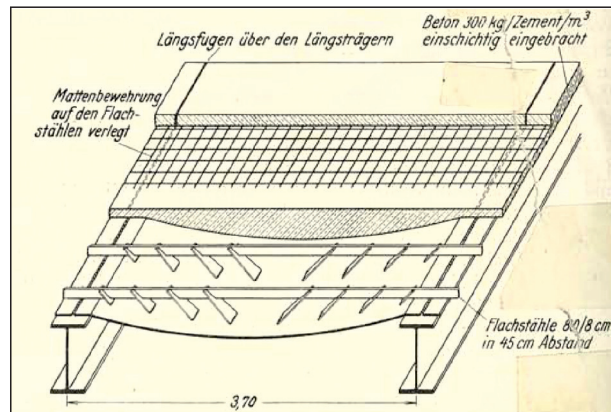


Bild 62: Versuchsaufbau „Leichtfahrbahn mit ausgesteiften Tonnenblechen“

Versuch 1 (Laststellung mittig)	Versuch 2 (Laststellung im Viertelpunkt)
<ul style="list-style-type: none"> • Last 13,8 t – erste Biegerisse • Last 16,2 t – erster Schubriss • Last 60,2 t – Biegeriss 0,4 mm 	<ul style="list-style-type: none"> • Last 13,8 t – Haarrisse • Last 16,2 t – erster Schubriss • Last 32,2 t – Trennriss zwischen Bodenblech und Beton
Versuchsparameter	Ausführung
<ul style="list-style-type: none"> • Aufbeton 10 cm • Stichmaß Tonne 12 cm • Drucksteife 60 x 12 mm (Flacheisen) • Dicke Tonnenblech 6 mm • Stützweite 2,0 m • 2 Schrägbleche je Hälfte 	<ul style="list-style-type: none"> • Aufbeton 12 cm • Stichmaß Tonne 12 cm • Drucksteife 70 x 10 mm (Flacheisen) • Dicke Tonnenblech 9 mm • Stützweite 2,5 m • 3 Schrägbleche je Hälfte

Bild 63: Versuchsgrundlagen zur Leichtfahrbahn

Die an den Trägern H und K festgestellten Abweichungen in den Biegemomenten (gelb angelegt) resultieren allein aus den Unzulänglichkeiten in der Schnittkraftermittlung.

Trotz guter Lastverteilung innerhalb der Trägerrostkonstruktion auf Grund der vorhandenen Feldquerträger ergeben sich unter Ansatz der Einwirkungen des LM 1 gegenüber der Bestandsberechnung um max. ca. 34 % erhöhte Beanspruchungen, siehe hierzu Tabelle 12.

Die mit den zuvor beschriebenen Einflüssen verbundenen erhöhten Ausnutzungsgrade unter LM 1 sind der Tabelle 13 zu entnehmen. Die unter Ansatz der BK 60 und auch der BK 60/30 ausgewiesenen Überschreitungen im Ausnutzungsgrad sind ausschließlich auf die nach Herstellung des Bauwerks vorgenommenen Umbaumaßnahmen zurückzuführen.

Die konstruktive Ausbildung der Fahrbahnkonstruktion mit Tonnenblechen als sogenannte Leichtfahrbahn stellte zum Zeitpunkt der Herstellung eine Neuentwicklung dar und konnte mittels bestehen-

der technischer Baubestimmungen nicht nachgewiesen werden. Im Vorfeld der damaligen Herstellung wurden für diese neue Konstruktionsform, der sogenannten „Leichtfahrbahn mit ausgesteiften Tonnenblechen“ Belastungsversuche durchgeführt und im Rahmen einer Veröffentlichung von K. Schächterle und F. Leonhardt [36] dokumentiert. Der Versuchsaufbau ist in Bild 62 dargestellt.

Der im Rahmen einer Nachrechnung zu führende Tragfähigkeitsnachweis kann nicht durch bestehende technische Vorschriften abgesichert werden; entsprechende Regelungen existieren nicht. In Abstimmung mit der Straßenbauverwaltung konnte basierend auf den dokumentierten Versuchsergebnissen im Rahmen der Nachrechnung auf einen dezidierten Nachweis unter Berücksichtigung der Verbundtragwirkung zwischen Beton und Stahlkonstruktion verzichtet werden. Die seinerzeit angesetzten Versuchslasten decken das aktuelle Lastbild mit ausreichendem Sicherheitsabstand ab, ebenso decken die seinerzeitigen Versuchsparameter die bei diesem Projekt vorliegenden Randbedingungen ab. Die Versuchsgrundlagen sind in Bild 63 zusammengestellt.

Nachweise zur Ermüdungssicherheit waren durch die seinerzeitige Versuchsdurchführung mit statischen Lasten nicht abgedeckt, so dass hierzu gesonderte Nachweise erforderlich wurden. Die Konstruktion wurde an einem FE-Modell unter Berücksichtigung vereinfachender, auf der sicheren Seite liegender Ansätze zum Verbundverhalten zwischen der Betonfüllung und der Stahlkonstruktion nachgewiesen. Die unter vereinfachenden Systemansätzen ermittelten Traglasten korrespondierten gut mit den seinerzeitigen Versuchsergebnissen.

Die Ermüdungsnachweise erfolgten auf Grundlage der Strukturanalyse unter Nutzung der technischen Regelungen der DET NORSKE VERITAS AS für Offshore-Konstruktionen [28]. Die Ermüdungssicherheit konnte mit Hilfe dieses Nachweiskonzeptes nachgewiesen werden.

Hierbei muss allerdings einschränkend beachtet werden, dass die Ausführungsqualität der vorhandenen Konstruktion einen schlecht einzuschätzenden Unsicherheitsfaktor darstellt.

4.1.5 Stahlverbundbrücke im Zuge der A59

Bauwerksbeschreibung

Baujahr:	1981
Bauart:	Deckbrücke in Stahlverbundbauweise mit konstanter Bauhöhe
	Durchlaufträger über 6 Felder
Max. Stützweite:	ca. 38 m
Bauwerkslänge:	ca. 206 m
Brückenbreite:	14,50 m
Haupttragwerk:	Stahlträgerrost aus zwei torsionsweichen Vollwandträgern mit einem Achsabstand von 7,7 m und engliegenden Querrahmen zur Querschnittsaussteifung, Grundrisskrümmung im Radius von 600 m
Fahrbahnplatte:	Spanngliedvorspannung längs / quer
	Zusätzlich Montagevorspannung in Brückenlängsrichtung
Dicke der Fahrbahnplatte:	0,28 m,
Schlankheit:	$l/h = 27,5$!
Brückenklasse:	BK 60 gem. DIN 1072

Ergebnisse der Nachrechnung

Das Bauwerk wurde unter wirtschaftlichen Gesichtspunkten extrem auf Mengenbegrenzung in allen Konstruktionsteilen ausgelegt. Das Bauwerk ist unter dem Gesichtspunkt der Wirtschaftlichkeit sowohl mittels Montageverfahren als auch mittels einer in Brückenlängsrichtung eng gestaffelten Spanngliedanordnung vorgespannt.



Bild 64: Untersicht Überbau



Bild 67: Innenansicht Hauptträgersteg mit Querträgeranschluss

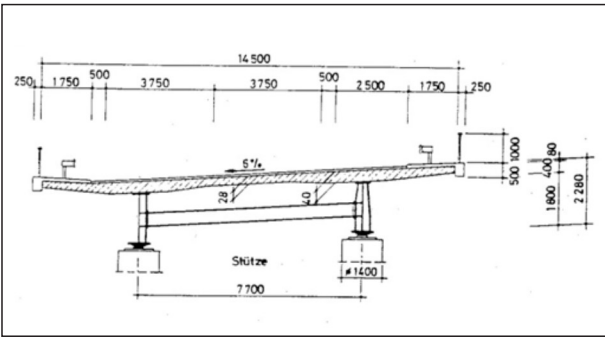


Bild 65: Querschnitt Überbau

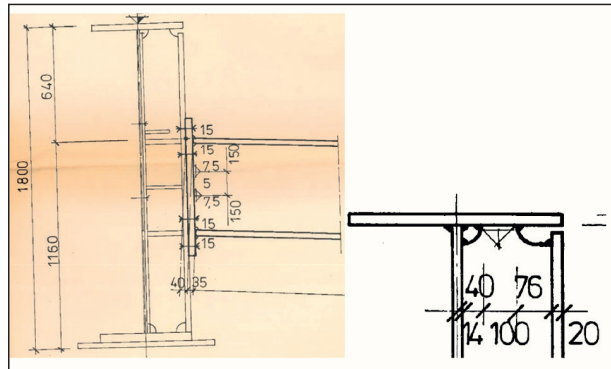


Bild 68: Detailausbildung Querrahmenanschluss

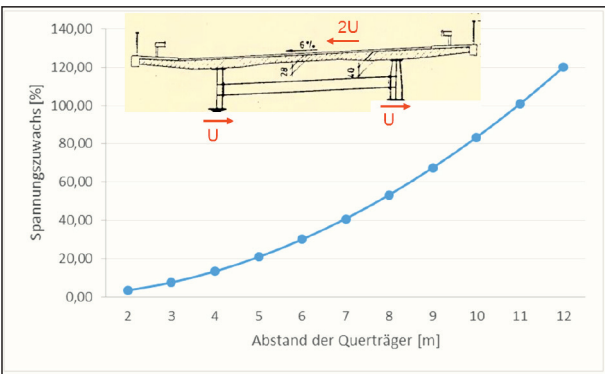


Bild 66: Zusatzspannungen im Hauptträgeruntergurt aus Grundrisskrümmung

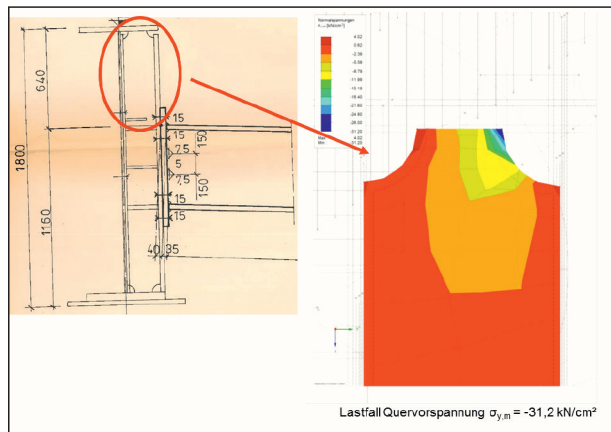


Bild 69: Randspannungen unter Quervorspannung und Schwinden

Die Fahrbahnplattendicke von 0,28 m konnte durch eine Quervorspannung erzielt werden.

Die Hauptträger sind durch engliegende Querrahmen für die Montage und für den Endzustand ausgesteift.

Der Überbauquerschnitt ist in Bild 65 dargestellt.

Die Abstufung der Hauptträgergurte erfolgte sowohl im Untergurt als auch im Obergurt in sehr engen

Abständen, sodass in der Bestandsberechnung die seinerzeit gültigen Spannungsgrenzen nahezu auf gesamter Brückenlänge ausgenutzt wurden.

Die Stabilitätsnachweise für die Hauptträgerstege wurden entsprechend dem Baujahr auf Grundlage der DAST-Ri 012 [5] geführt, sodass in dieser Hinsicht unter Ansatz der BK 60 keine Defizite im Bauwerk zu erwarten waren.

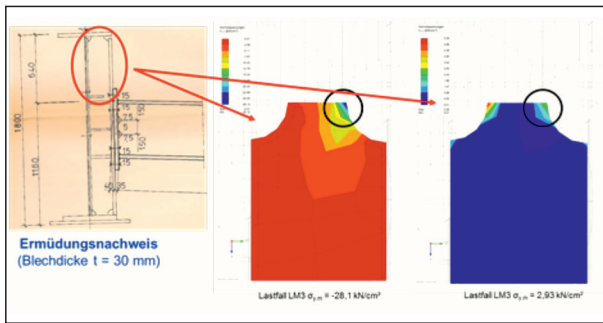


Bild 70: Randspannungen unter Lastmodell LM 3

Die in der Nachrechnung ermittelten Überschreitungen der Tragfähigkeit auf Grund der höheren Einwirkungen aus Verkehr waren an Hand der Bestandsunterlagen zu erwarten und werden hier nicht weiter erörtert.

Die Einflüsse aus Grundrisskrümmung auf die Tragfähigkeit und die Problematik der Querrahmenanschlüsse an die Hauptträgerobergurte sind Gegenstand der nachfolgenden Darstellungen.

Die Grundrisskrümmung erzeugt bei Überbauquerschnitten mit torsionsweichen Hauptträgern nennenswerte Zusatzbeanspruchungen aus den krümmungsbedingten Abtriebskräften, die durchaus bemessungsrelevante Größenordnungen erreichen können.

In Bild 66 ist der Einfluss der Grundrisskrümmung auf die Größenordnung der Sekundärspannungen in den Untergurten prinzipiell dargestellt; diese Beanspruchungen sind im konkreten Fall jeweils in Abhängigkeit von der Steifigkeit der Querstützungen der Untergurte zu bestimmen. In der Bestandsberechnung wurde dieser Einfluss nicht konsequent berücksichtigt. Verbunden mit den erhöhten Einwirkungen aus dem Lastmodell LM 1 und den zuvor beschriebenen Sekundärbeanspruchungen zeigen sich in den Nachweisen deutlich erhöhte Ausnutzungsgrade insbesondere für die Hauptträgeruntergurte.

Die Detailausbildung zum Anschluss der Queraussteifung der Hauptträger an den Obergurten ist in Bild 67 und Bild 68 dargestellt. Die seinerzeit gewählte Ausführung erfolgte entsprechend damals gängiger Praxis ohne Berücksichtigung des Aspektes der Ermüdungssicherheit. Insofern entspricht die vorgefundene Detailausbildung nicht den Forderungen der aktuellen gültigen Vorschriften.

Wiederholt wurde in der Vergangenheit in den Anschlussbereichen eine Rissbildung festgestellt und aufwendig repariert. Die Reparaturbereiche sind in Bild 67 zu erkennen.

Die schlanke und entsprechend biegeeweiche Fahrbahnplatte führt in Verbindung mit der Drehbehinderung des Obergurtes durch den biegesteifen Anschluss der Querrahmen (Bild 68) zu erheblichen Zwangsbeanspruchungen im Bereich der Anschlussnaht, die auf Grund der Häufigkeit ihres Auftretens zwangsläufig ein Ermüdungsproblem darstellen. In der Detaildarstellung ist zu erkennen, dass der Flansch des Stieles aus Gründen der Wirtschaftlichkeit in der Fertigung nicht mit dem Obergurt verschweißt ist. Die Zwangsbiegemomente müssen allein über den reduzierten Stegquerschnitt abgetragen werden.

Im Zuge der Nachrechnung wurden die Zwangsbeanspruchungen aus Quervorspannung, Temperaturänderung und Schwinden der Fahrbahnplatte in Brückenquerrichtung und insbesondere die Zwangsbiegemomente aus direkter Verkehrsbelastung auf der Fahrbahnplatte an einem FE-Modell überprüft.

Bereits unter Quervorspannung und Schwinden treten Spannungen im Bereich der Stegchwächung in der Größenordnung der Fließgrenze auf; die Spannungen aus Temperaturänderung in der Fahrbahnplatte und Verkehrsbelastung sind darüber hinaus zu berücksichtigen. Die Gesamtspannung liegt damit erheblich über der Fließgrenze, sodass bereits im Grenzzustand der Tragfähigkeit unzulässige Ausnutzungsgrade vorliegen (Bild 69).

Maßgebendes Nachweiskriterium ist allerdings die Ermüdungsbeanspruchung der Anschlusspunkte, was sich auch in der festgestellten Rissbildung dokumentiert.

Unter Ansatz der Einwirkungen aus dem Ermüdungslastmodell 3 (ELM 3) ergibt sich eine Spannungsamplitude im Anschlusspunkt von $\Delta\sigma = 31 \text{ kN/cm}^2$, ohne Berücksichtigung von λ -Werten nach DIN FB 103.

Spannungsamplituden in dieser Größenordnung können von einer Schweißkonstruktion, auch bei



Bild 71: Seitenansicht



Bild 72: Innenansicht Hauptträgersteg mit Beulsteifen

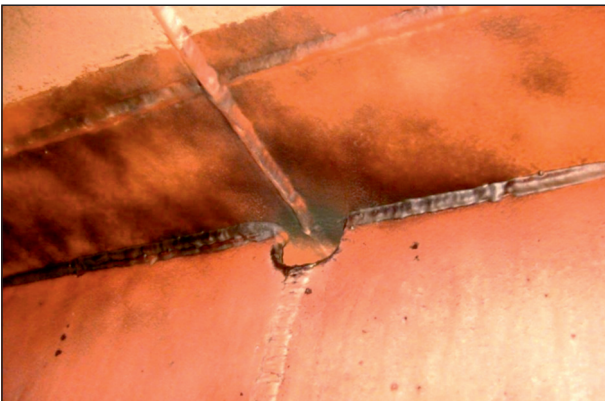


Bild 73: Innenansicht Querträgersteg/ Unteransicht Deckblech im Bereich des Montagestoßes



Bild 74: Blechdickenabstufung Hauptträgeruntergurt

sorgfältigster Ausführung, nicht dauerhaft aufgenommen werden. Eine Ertüchtigung derartiger De-

tailpunkte ist wirtschaftlich nur vertretbar, wenn ein Bauwerk ansonsten keine weiteren Defizite aufweist und die Gesamtkosten für die Ertüchtigung im Rahmen bleiben.

Die Nachrechnungsergebnisse zeigen auf, dass die Anbindung von Querrahmen an die Obergurte im Allgemeinen hinsichtlich der Dauerhaftigkeit als problematisch zu bezeichnen sind und die Allgemeingültigkeit der aktuell vorgegebenen Detailausbildung in Anbetracht der weiter steigenden Verkehrsbelastung in jedem Anwendungsfall projektspezifisch zu hinterfragen ist. Der Bau zu weicher Fahrbahnplatten ist unter diesem Aspekt zu vermeiden.

4.1.6 Stahlbrücke mit orthotroper Fahrbahnplatte

Bauwerksbeschreibung

Baujahr:	1970
Bauart:	Deckbrücke in Stahlbauweise mit orthotroper Fahrbahnplatte, Voutenträger, Durchlaufträger über 11 Felder
Max. Stützweite:	ca. 222 m
Bauwerkslänge:	1497,5m
Brückenbreite:	29,0 m
Haupttragwerk:	Stahlträgerrost aus zwei torsionsweichen Vollwandträgern mit einem Achsabstand von 7,7 m
Brückenklasse:	BK 60 gem. DIN 1072

Ergebnisse der Nachrechnung

Die Nachrechnung des Überbaus zeigt Defizite im Grenzzustand der Tragfähigkeit auf. Die Stabilitätsnachweise für die Stege (Beulen) und die Untergurte (Knicken) können nicht erbracht werden.

Durch verkehrliche Kompensationsmaßnahmen, Nachweise zum Stegbeulen unter Ausfall lokaler Stegblechfelder und durch lokale Verstärkung der

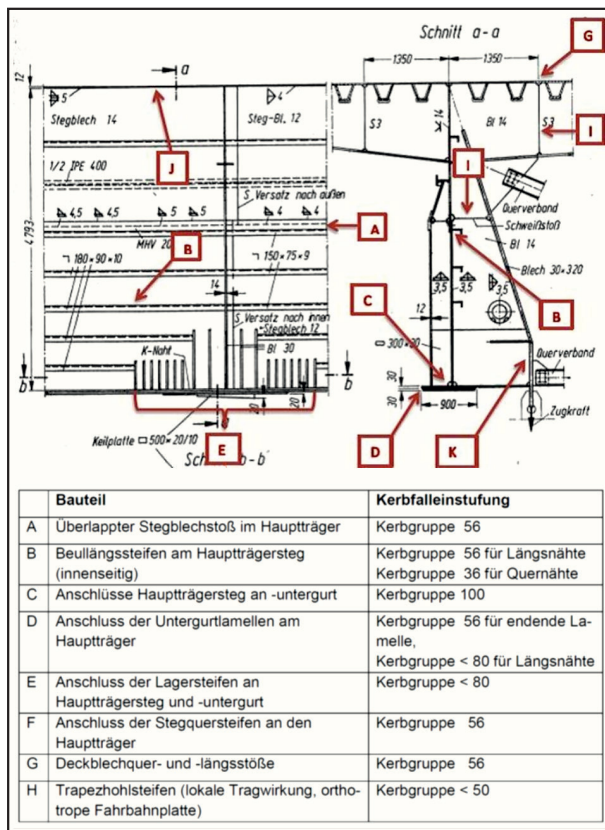


Bild 75: Kerbfalleinstufung der Bestandskonstruktion

Hauptträgeruntergurte konnte nachgewiesen werden, dass die Brücke für einen absehbaren Zeitraum bis zur Fertigstellung des Ersatzneubaus unter Betrieb gehalten werden kann.

Eine grundlegende Bedingung für die Erreichung der erforderlichen Restnutzungsdauer ist die Vermeidung bzw. Minimierung ermüdungsrelevanter Beanspruchungen aus dem Schwerverkehr.

Die verkehrliche Gesamtsituation im weiteren Bauwerksbereich erfordert die Abwicklung von Sondertransporten über das Bauwerk. Um hier Aussagen über das zulässige Gesamtgewicht und etwaige Fahrhinweise für die Sondertransporte treffen zu können, ist eine belastbare Kerbfalleinstufung der vorhandenen Schweißnahtdetails erforderlich. Die hierzu notwendigen Grundlagen kann eine Objektbezogene Schadensanalyse (OSA) liefern.

Die Schweißnähte der Bestandsbauwerke unterliegen den seinerzeit gültigen technischen Vorschriften und können zwangsläufig die Voraussetzungen zu einer DIN-FB-konformen Kerbfalleinstufung nicht

einhalten. Die nachfolgenden Bilder zeigen exemplarisch die Schweißnahtqualität von Werkstattnähten für die Beullängsteifen an den Hauptträgerstegen (Bild 72) und die Montageschweißnähte im hochbeanspruchten Deckblech der orthotropen Fahrbahnplatte und der Querträgerstege (Bild 73).

Die Detailausbildung einer Lamellenabstufung im Untergurt ist Bild 74 zu entnehmen. Hier liegt statt der aktuell in den technischen Vorschriften geforderten Anarbeitung in einer Neigung von 1:4 im Bestand eine Anarbeitung der Lamellenenden in einer Neigung von 1:2 vor.

Entsprechende Bewertungen am Bauwerk sind daher im Einzelfall erforderlich, um die notwendigen Grundlagen für die zu führenden Ermüdungsnachweise zu schaffen.

Bild 75 zeigt exemplarisch eine vorgenommene Einstufung vorhandener Schweißnahtdetails in die bekannten Kerbfallgruppen.

Es handelt sich bei den vorgenommenen Einstufungen um Abschätzungen; eine exakte Bestimmung der Kerbgruppe wäre nur über Versuche zu erbringen. Insofern können die auf diesen Abschätzungen beruhenden Berechnungsergebnisse lediglich Tendenzen aufzeigen und dienen ausschließlich der qualitativ zutreffenden Entscheidungsfindung für den weiteren Umgang mit dem Bauwerk.

4.2 Zusammenfassende Erkenntnisse aus eigener Erfahrung

Im Rahmen einer der eigentlichen Nachrechnung vorangestellten Plausibilitätskontrolle der Bestandunterlagen kann tendenziell auf Grundlage des Baujahrs (Stand der Normung), der Bauart (z. B. Montagevorspannung bei Verbundbrücken in Kombination mit Spanngliedvorspannung bei extrem niedrigem Bewehrungsprozentsatz in der Fahrbahnplatte), des Bauverfahrens, projektspezifischer Ausführungsdetails mit bereits bekannten Mängeln und der dem Bau zu Grunde liegenden Vertragssituation (z. B. Umsetzung eines Sondervorschlags oder Umsetzung eines Behördenentwurfes) das grundsätzlich zu erwartende Ergebnis der Nach-

rechnung prognostiziert werden. Die Notwendigkeit von verkehrlichen Kompensationsmaßnahmen kann damit frühzeitig abgeschätzt werden mit den entsprechend zu erwartenden Konsequenzen für überregionale Verkehrsplanungen. Auch kann die Wahrscheinlichkeit der Notwendigkeit eines Ersatzneubaues abgeschätzt werden.

Insbesondere kann die Plausibilitätskontrolle die innerhalb des betrachteten Streckenzuges aufzustellende Prioritätenliste maßgeblich bestimmen. Die lediglich an der Brückenklasse orientierte Prioritätenliste deckt nicht die wesentlichen Einflussfaktoren auf die zukünftige Standsicherheit von Bauwerken ab. Beispielhaft sind hier die einspurig zu nutzenden Zubringerbauwerke zu nennen, die bei entsprechendem Baujahr auch bei Bemessung für die Brückenklasse BK 60 einer umgehenden Nachrechnung keinesfalls bedürfen, wenn man das Problem der Schubtragfähigkeit für die Fahrbahnplatten zunächst ausklammert.

Die Nachrechnung selbst liefert dann im nachgeordneten Schritt die notwendigen Aussagen über die grundsätzliche Machbarkeit von Verstärkungsmaßnahmen unter Berücksichtigung der projektspezifischen, auch wirtschaftlichen, Randbedingungen und/ oder bestätigt die Notwendigkeit eines Ersatzneubaues auf Grund der Schwere und/ oder Häufigkeit der festgestellten Defizite.

5 Leitfaden zur vereinfachten Tragwerksbeurteilung im Vorfeld einer Nachrechnung

Als Ergebnis aus den in Kapitel 3 herausgestellten häufigen Defiziten, die bei der Nachrechnung von Stahl- und Stahlverbundbrücken aufgetreten sind, lassen sich erste allgemeingültige Erkenntnisse zu Beurteilungskriterien im Hinblick auf eine Priorisierung durchzuführender Nachrechnungen bzw. Untersuchungen ableiten. Auf deren Grundlage lassen sich Empfehlungen für einen zu erstellenden Leitfaden zur Vorbewertung eines Tragwerks hinsichtlich der zu erwartenden Defizite im Vorfeld einer aufwendigen Nachrechnung formulieren.

Generell ist das Alter des Bauwerkes der erste Indikator, um mögliche Defizite einzugrenzen. Wie in

Kapitel 2 bereits beschrieben worden ist, haben sich durch die konstruktive Entwicklung der Bauweisen im Laufe der Zeit Verbesserungen hinsichtlich der Tragfähigkeit und Ermüdungssicherheit ergeben. Besondere Entwicklungsschritte sind

- 1952 Einführung der Brückenklasse 60, Einführung DIN 4114 [18] – Beulen
- 1967 Festlegung eines vertikalen Temperaturgradienten bei Stahlbrücken
- 1970 Vergleichsspannungsnachweis, Verbesserung bei der Ermittlung der mittragenden Gurtbreite
- 1978 Einführung DASt-Richtlinie 012 [5], Plattenbeulen von gedrückten Gurten, Berücksichtigung des knickstabähnlichen Verhaltens
- 1985 Lastmodell BK 60/30
- 1987 Einführung DIN 18809 [19], ermüdungsgerechte Ausbildung der Konstruktion, insbesondere von orthotropen Fahrbahnplatten
- 2003 Einführung DIN-Fachberichte, Anhebung des Verkehrslastniveaus (LM 1)

Der Einfluss der Entwicklungsschritte kann grundsätzlich anhand der Auswertung der Nachrechnungsdokumentationen abgelesen werden. So treten rechnerische Defizite in den Ermüdungsnachweisen bei Bauwerken auf, die bis Mitte der 1980er Jahre errichtet wurden. Defizite in den Beulnachweisen ergeben sich bei Bauwerken, die bis 1983 errichtet wurden. Der Vergleichsspannungsnachweis liefert allerdings auch für Bauwerke, die bis Mitte der 1980er Jahre errichtet wurden, Defizite, obgleich die Forderung der Führung eines Vergleichsspannungsnachweises mit dem Entwurf der DIN 1073 bereits seit 1970 bestand. Hier ist eher der Einfluss der Erhöhung der Verkehrslasten mit Einführung der DIN 1072 [11] im Jahr 1985 erkennbar.

Aus der Auswertung der Nachrechnungsergebnisse bei zusätzlicher Berücksichtigung der Entwicklungsschritte in den Regelwerken wird nachfolgend eine Matrix erstellt, die in Abhängigkeit des Zeit-

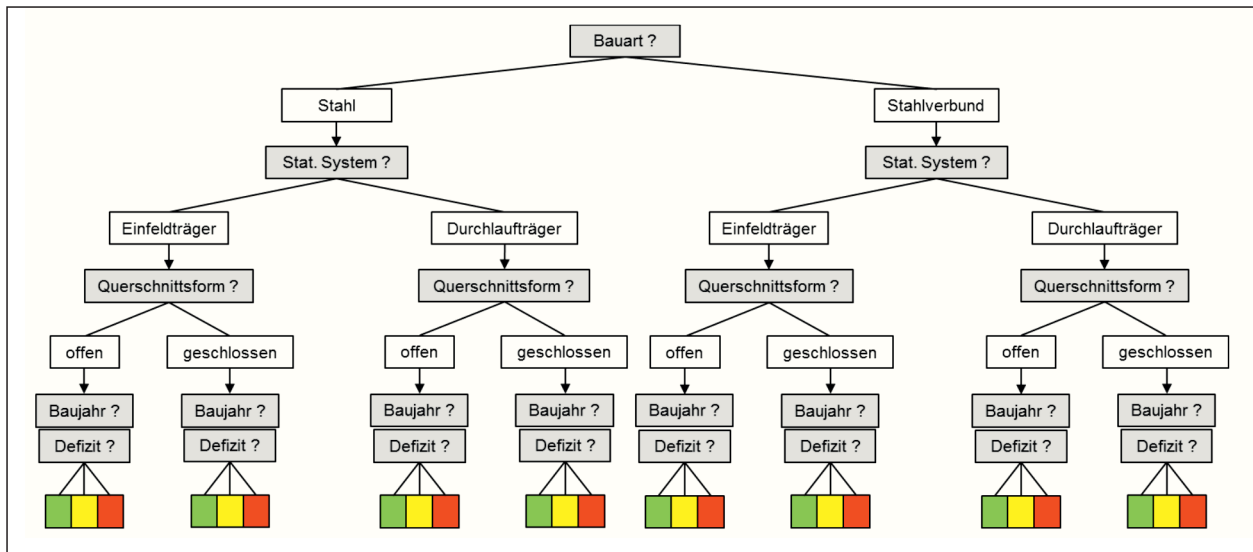


Bild 76: Ablaufdiagramm zur Ermittlung der Defizitgefährdung bei Brücken in Stahl- und Stahlverbundbauweise

punktes der Errichtung des Brückenbauwerkes und in Abhängigkeit einiger Randbedingungen eine Bewertung der Defizitwahrscheinlichkeit in verschiedenen Nachweisen gibt. Die Bewertung ist dabei zur Verdeutlichung nach dem Ampelsystem aufgebaut. Darin bedeuten:

- grün Defizit unwahrscheinlich
- gelb Defizit wahrscheinlich
- rot Defizit höchstwahrscheinlich

Die Bewertungsmatrix kann noch in Bezug auf weitere Randbedingungen, wie z. B. das statische System oder die konstruktive Ausbildung des Haupttragwerkes, verfeinert werden. Das zugehörige Ablaufdiagramm zeigt Bild 76.

In Bild 77 ist exemplarisch die sich aus dem Ablaufdiagramm ergebende Bewertungsmatrix für Brücken in Stahlbauweise dargestellt. Als Kriterien sind dabei Nachweise gewählt worden, die sich im Zuge der Auswertung der Nachrechnungsdokumentation häufig als defizitär erwiesen haben.

Dies sind im Einzelnen die Nachweise

- Stegblechbeulen,
- Beulen des Untergurtes (Bodenblechs) von Kastenträgern im negativen Momentenbereich,
- Vergleichsspannungsnachweis im Hauptträgersteg,

- Orthotrope Fahrbahnplatte im Hinblick auf die Ermüdung,
- Stabilität der Hauptträgeruntergurte,
- Montagestöße und
- Schweißnähte.

Es ist ersichtlich, dass einige der Kriterien bei speziellen Randbedingungen oder der Kombination von Randbedingungen nicht maßgebend werden. So ist der Nachweis des Gurtbeulens lediglich bei Hohlkastenträgern, die als Durchlaufträger ausgebildet werden, zu führen. Der Stabilitätsnachweis der Hauptträgeruntergurte hingegen ist nur bei durchlaufenden offenen Plattenbalkenquerschnitten maßgebend.

Die signifikantesten Änderungen in der Bewertung der einzelnen Nachweise haben sich in dem Zeitraum zwischen 1967 und 1978 eingestellt. Bei Brücken, die vor 1967 errichtet worden sind, ist die Wahrscheinlichkeit einer Vielzahl an Defiziten sehr groß, während sie für Brücken, die nach 1978 gebaut worden sind, recht überschaubar wird. Mithilfe der Zeitskala kann in der Bewertungsmatrix die für das zu untersuchende Bauwerk zutreffende Spalte gefunden und dort für die maßgebenden Nachweise die jeweilige Defizitwahrscheinlichkeit abgelesen werden. Anhand der farblichen Bewertung der Nachweise ist eine Gesamtbewertung des Brückenbauwerkes möglich.

Zur Berücksichtigung der Auswirkung einzelner Defizite, insbesondere auf den Umfang von möglichen Ertüchtigungsmaßnahmen, kann eine Wertigkeit der unterschiedlichen Nachweise über ein Punktesystem vorgenommen werden. So betrifft beispielsweise ein Defizit in der Ermüdungssicherheit der orthotropen Fahrbahnplatte nahezu das gesamte Brückenbauwerk, während ein Defizit beim Stabilitätsnachweis des Hauptträgeruntergurtes in der Regel nur in Nähe der Pfeiler auftritt und mit einem vergleichsweise überschaubaren Aufwand behoben werden kann. Eine Übersicht über die festgelegten Wichtungsfaktoren der einzelnen Nachweise zeigt Tabelle 14.

Den farblichen Bewertungen der Defizitwahrscheinlichkeiten aus der Bewertungsmatrix werden ebenfalls Zahlenwerte zugewiesen, die folgendermaßen festgelegt werden:

- grün: 0
- gelb: 1
- rot: 2

Durch Multiplikation der Wichtungsfaktoren mit den Bewertungsfaktoren der einzelnen Nachweise und anschließender Aufsummierung ergibt sich eine Kennzahl mit der ein Brückenbauwerk hinsichtlich seines möglichen Instandsetzungs- und Ertüchtigungsbedarfes bewertet werden kann.

Als Beispiel für die Ermittlung der Bewertungskennzahl wird eine Stahlbrücke mit den folgenden Randbedingungen herangezogen:

- Stahlhohlkastenquerschnitt
- Bauwerk über 3 Felder
- Baujahr 1972

Bei den aufgeführten 7 Kriterien nach Bild 77 werden 4 Kriterien mit der Stufe „rot“, 1 Kriterium mit der Stufe „gelb“ und 2 Kriterien mit der Stufe „grün“ bewertet.

Aus Bewertung und Wichtung der Nachweise ergibt sich mit Tabelle 15 eine Bewertungskennzahl von 19. Die Bewertungskennzahl kann sich in einem Spektrum von 0 bei Brücken ohne Gefährdungspotential

Nachweis	Wichtungsfaktor
Stegblechbeulen	1
Beulen des Untergurtes	1
Vergleichsspannungsnachweis	3
Ermüdung orthotrope Fahrbahnplatte	4
Stabilität der Hauptträgeruntergurte	1
Montagestöße	2
Schweißnähte	2
$\Sigma =$	14

Tab. 14: Wichtung der Auswirkungen von Defiziten bei Stahlbrücken

und 28 bei Brücken mit dem höchsten Gefährdungspotential bewegen. In der Gesamtbewertung wäre das als Beispiel verwendete Brückenbauwerk mit hoher Wahrscheinlichkeit rechnerisch nicht nachzuweisen und umfangreiche Instandsetzungs- und Ertüchtigungsmaßnahmen wären erforderlich.

Die bislang an nachgerechneten Brückenbauwerken gewonnenen Erfahrungswerte hinsichtlich der unter wirtschaftlichen Gesichtspunkten zu treffenden Entscheidung zwischen Instandsetzung/Ertüchtigung oder Ersatzneubau können in die Festlegung von Grenzwerten der Bewertungskennzahl einfließen. Der Vergleich der Bewertungskennzahl mit dem Grenzwert, ab wann Instandsetzungsmaßnahmen gegenüber einem Ersatzneubau höchstwahrscheinlich als unwirtschaftlich eingestuft werden müssen, kann als erster Indikator für die Einschätzung der Dringlichkeit und der Auswirkung einer Nachrechnung verstanden werden. Eine detaillierte Bewertung der Situation im Nachgang zu jeder Nachrechnung ist dadurch selbstverständlich nicht zu ersetzen und bleibt unumgänglich.

Auf die Bewertungsmatrix für Verbundbrücken wird an dieser Stelle nur kurz eingegangen, da sich der Aufbau nicht und der Inhalt nur in den Nachweisen von der Matrix für Stahlbrücken unterscheiden. Die Bewertungsmatrix für Verbundbrücken gemäß Bild 78 enthält als wesentlichen Unterschied zu den Stahlbrücken folgende Nachweise zur Verbund-sicherheit und zur Stahlbetonfahrbahnplatte:

- Nachweis der Verbundmittel,
- Nachweis der Dekompression bei vorgespannten Stahlbeton-Fahrbahnplatten,

		Stahlbauweise																	
		2000	1995	1990	1987	1985	1980	1978	1976	1975	1974	1970	1969	1967	1965	1960			
		Zeitskala			DIN 18809 Stählerne Straßen- und Wegbrücken - Bemessung, Konstruktion und Herstellung	DIN 1072 Straßenbrücken - Lastannahmen	DAST-Richtlinie 012 Beulsicherheits- nachweise für Platten	ZTV-K 76 Zusätzliche technische Vertrags- bedingungen für Kunstbauten	DIN 4101 Geschweißte stählerne Straßenbrücken -Berechnung und bauliche Durchbildung	DIN 4101 Geschweißte stählerne Straßenbrücken -Berechnung und bauliche Durchbildung	Entwurf DIN 4101 Geschweißte stählerne Straßenbrücken -Berechnung und bauliche Durchbildung	Entwurf DIN 1073 Stählerne Straßenbrücken, Berechnungs- grundlagen	Entwurf DIN 1072 Straßenbrücken - Lastannahmen						
statisches System Einfeldträger	Querschnittsform offener Querschnitt	Zu erwartende Defizite																	
		Beulen Stegblech																	
		Beulen Bodenblech																	
		Vergleichspannungsnachweis Stegblech																	
		Orthotrope Fahrbahnplatte, Ermüdung																	
		Stabilität Hauptträgeruntergurte																	
		Montagestoße																	
		Schweißnähte																	
		Beulen Stegblech																	
		Beulen Bodenblech																	
Durchlaufträger	geschlossener Querschnitt	Vergleichspannungsnachweis Stegblech																	
		Orthotrope Fahrbahnplatte, Ermüdung																	
		Stabilität Hauptträgeruntergurte																	
		Montagestoße																	
		Schweißnähte																	
		Beulen Stegblech																	
		Beulen Bodenblech																	
		Vergleichspannungsnachweis Stegblech																	
		Orthotrope Fahrbahnplatte, Ermüdung																	
		Stabilität Hauptträgeruntergurte																	

Bild 77: Bewertungsmatrix zur Beurteilung der Defizitgefährdung bei Brücken in Stahlbauweise

Nachweis	Bewertung	Wichtung	Produkt
Beul Steg	2	1	2
Beul Gurt	2	1	2
BK/BDK	1	3	3
OT_Ermüdung	2	4	8
StabJJG	0	1	0
Montagestoß	0	2	0
Schweißnähte	2	2	4
Summe (= Bewertungskennzahl)			19

Tab. 15: Ermittlung der Bewertungskennzahl am Beispiel einer Verbundbrücke

Nachweis	Wichtungsfaktor
Verbundsicherheit	2
Dekompression	3
Schubtragfähigkeit	4
Längsbewehrung	2
Querbewehrung	4
Stegblechbeulen	1
Beulen des Untergurtes	1
Vergleichsspannungsnachweis	3
Stabilität der Hauptträgeruntergurte	1
Montagestoße	2
Schweißnähte	2
$\Sigma =$	25

Tab. 16: Wichtung der Auswirkungen von Defiziten bei Verbundbrücken

Nachweis	Bewertung	Wichtung	Produkt
Verbund	0	2	0
Dekomp.	2	3	6
Schubtragfähigkeit	2	4	8
Längsbew.	2	2	4
Quersbew.	1	4	4
Beul Steg	2	1	2
Beul Gurt	2	1	2
BK / BDK	1	3	3
Stab_UG	0	1	0
Montagestoß	0	2	0
Schweißnähte	2	2	4
Summe (= Bewertungskennzahl)			33

Tab. 17: Ermittlung der Bewertungskennzahl am Beispiel einer Verbundbrücke

- Schubtragfähigkeit der Fahrbahnplatte,
- Längsbewehrung der Fahrbahnplatte und

- Querbewehrung der Fahrbahnplatte.

Die Änderungen der Bewertung in Abhängigkeit des statischen Systems oder der Ausbildung des Haupttragwerkes betreffen den Beulnachweis des Bodenblechs des Hohlkastenquerschnitts sowie den Stabilitätsnachweis der Hauptträgeruntergurte und entsprechen denen bei den Stahlbrücken. Die Bewertung der Nachweise zur Stahlbeton-Fahrbahnplatte ist unabhängig von den aufgeführten Randbedingungen und ändert sich somit nicht.

Die Wichtung der einzelnen Nachweise in Bezug auf die Auswirkungen von Defiziten bei Verbundbrücken ist Tabelle 16 zu entnehmen. Die Summe der Wichtungsfaktoren beträgt 25 und unterscheidet sich aufgrund der größeren Anzahl an Kriterien von der Summe der Wichtungsfaktoren bei Stahlbrücken.

Eine direkte Vergleichbarkeit ist daher nicht möglich.

In Tabelle 17 wird die Bewertungskennzahl für eine Verbundbrücke mit den gleichen Randbedingungen (Hohlkastenquerschnitt, 3-Feld-Bauwerk, Baujahr 1972) wie die zuvor beispielhaft betrachtete Stahlbrücke ermittelt. Die Bewertungskennzahl von 33 ist deutlich größer als die Bewertungskennzahl für die vergleichbare Stahlbrücke. Im Verhältnis zu der maximal möglichen Bewertungskennzahl für Verbundbrücken von 50 liegt die vorhandene Kennzahl bei $33/50 = 66\%$. Bei der Stahlbrücke ergibt sich ein Verhältniswert von $19/28 = 68\%$. Die Verhältniswerte der Bewertungskennzahl zur jeweils maximal möglichen Kennzahl liegen für beide Brücken in einer ähnlichen Größenordnung, so dass hierüber eine Vergleichbarkeit der Brücken bei unterschiedlicher Bauart möglich wäre.

6 Verbesserungspotentiale in der Nachrechnungsrichtlinie

Die Verbesserungspotentiale in der Darstellung der Ergebnisse der Nachrechnungsrichtlinie [2] und deren Nachvollziehbarkeit aber auch inhaltliche Verbesserungspotentiale lassen sich weitestgehend aus den Erkenntnissen der Kapitel 3 und 4 ableiten.

6.1 Ergebnisdarstellung und Nachvollziehbarkeit

6.1.1 Allgemeines

Hinsichtlich der Nachvollziehbarkeit der Nachrechnungen besteht ein Verbesserungspotenzial um einen einheitlichen Überblick über die Ergebnisse zu bekommen ohne die Nachrechnung im Detail nachvollziehen zu müssen. Die zur Verfügung gestellten Nachrechnungsdokumentationen lagen in der Regel nur in Form der tabellarischen Zusammenfassung gemäß Anlage 2 der Nachrechnungsrichtlinie [2] vor. In einzelnen Fällen waren zusätzlich Protokolle der Abschlussbesprechungen zwischen Vertretern der obersten Bauaufsichtsbehörde und verantwortlichen Ingenieuren der Büros, die die Nachrechnung durchgeführt haben, vorhanden. Die Auswertung hat gezeigt, dass ohne die Kenntnis der statischen Nachrechnung selbst eine Bewertung der festgestellten Defizite nur eingeschränkt möglich war, da der Umfang der Defizite mit der Anlage 2 der NaRiLi nicht ohne weiteres dargestellt werden kann und mit anderen Hilfsmitteln bis auf wenige Ausnahmen nicht dargestellt worden ist. In der Zusammenfassung der Nachrechnung sollten daher Darstellungstiefe und Anschaulichkeit optimiert werden.

Insbesondere in diesem Punkt hat der Auftragnehmer aufgrund der eigenen Erfahrungen mit der Nachrechnung ein eigenes Schema entwickelt, wie Nachrechnungen dokumentiert und die Nachrechnungsergebnisse dargestellt werden können. Diese werden teilweise hier aufgegriffen und um weitere Aspekte ergänzt. Die im Folgenden aufgeführten Ergänzungen sollten in das Formblatt aufgenommen werden bzw. als zusätzliche Anlage verbindlicher Bestandteil der Nachrechnung werden.

6.1.2 Tabellarisches Formblatt nach NaRiLi

Die Ergebnisse der im Rahmen dieses Forschungsvorhabens untersuchten Nachrechnungen lagen überwiegend in Form des tabellarischen Formblattes gemäß Anlage 2 der Nachrechnungsrichtlinie (siehe Bild 79) vor.

Das Bild zeigt ein Formblatt für die Zusammenfassung der Berechnungsergebnisse für Stahlbrücken. Es enthält folgende Hauptbereiche:

- Übersicht:** Bauwerksnummer, Bemerkungen, DIN FE 103, Bemessung, DIN FE 103, Statiktyp, Statikgüte.
- Brückenplan:** Technische Zeichnung der Brücke mit Beschriftungen wie 'Mittelpunkt der Brücke', 'Länge der Brücke' und 'Anzahl der Stützen'.
- 0 Allgemeines:**
 - 0.1 Brückenzustand:** Notizen zur Brückeninspektion, Gefährdungsgrad, Zustand, Bewertung der Schäden.
 - 0.2 Angaben zur Modellierung des Systems bei der Nachrechnung:**
 - 0.2.1 Spannungsmodell:** Spannung, Beanspruchung.
 - 0.2.2 Beanspruchungsmodell:** Beanspruchung mit Bemessungswert.
- 1 Überbau-Längsrichtung:** Felder: 1 (Stp 1), Spannweite: 60m (Stp 1).
 - 1.1 Grenz Zustand der Gebrauchstauglichkeit:** Tabelle mit Spalten: Nachweis, Nachweisstelle, E_d , R_d , Auslastungsgrad, $\kappa = \frac{E_{d,i,LM-Ziel}}{R_{d,i}}$, Bewertung. Zeilen: 1.1.1 Spannungsbegrenzung, 1.1.2 Verformungen, 1.1.3 Tragverhalten, 1.1.4 orthotrope Parameterpunkte.
 - 1.2 Grenz Zustand der Tragfähigkeit:** Tabelle mit Spalten: Nachweis, Nachweisstelle, E_d , R_d , Auslastungsgrad, $\kappa = \frac{E_{d,i,LM-Ziel}}{R_{d,i}}$, Bewertung. Zeilen: 1.2.1 Spannungszustand, 1.2.2 Querschnittsprüfung, 1.2.3 Knoten / BCK, 1.2.4 Beanspruchung, 1.2.5 Schweißnähte, 1.2.6 Anschlüsse, 1.2.7 orthotrope Parameterpunkte.
 - 1.3 Ermittlung:** Tabelle mit Spalten: Ermittlungsweg nach DIN FE 103, Ermittlungsweg nach DIN FE 103, Ermittlungsweg nach DIN FE 103, Ermittlungsweg nach DIN FE 103, Ermittlungsweg nach DIN FE 103, Ermittlungsweg nach DIN FE 103, Ermittlungsweg nach DIN FE 103, Ermittlungsweg nach DIN FE 103.

Bild 79: Muster des tabellarischen Formblattes für Stahlbrücken gemäß Nachrechnungsrichtlinie [2]

Die Auswertung zeigte in verschiedenen Punkten Verbesserungsbedarf in Umfang und Inhalt sowie Anwendung des tabellarischen Formblattes auf. Im Einzelnen betrifft dies folgende Punkte:

- Genaue Angabe zur Lage des Nachweisortes
- Unterschied Auslastungsgrad – κ ?
- Getrennte Anlage für verschiedene Ziellastniveaus
- Angabe zum Jahr und Aufsteller der Nachrechnung

In vielen Fällen ist die Nachweisstelle für die unterschiedlichen Nachweise aus den vorhandenen Angaben nicht eindeutig erkennbar. Häufig beschränken sich die aufgeführten Beanspruchungen nur auf die maximale Ausnutzung in den einzelnen Nachweisen. Weitere Stellen mit Nachweisdefiziten werden nicht ausgewiesen, so dass der Umfang des Defizites nicht erkennbar wird. Für viele Nachweise existiert eine Spalte „Auslastungsgrad“ und eine Spalte „ $\kappa_i = E_{d,i,LM-Ziel} / R_{d,i}$ “. κ ist in der NaRiLi als Auslastungsgrad definiert, so dass ein Unterschied zwischen beiden Spalten nicht erkennbar ist.

Einige Nachrechnungsdokumentationen beinhalten eine Ergebnistabelle, in der Auslastungsgrade für unterschiedliche Ziellastniveaus zusammengefasst waren. Diese Tatsache ist darauf zurückzuführen.

ren, dass manche Nachweise für das ursprünglich angestrebte Ziellastniveau nicht erfolgreich zu führen waren und mit abgemindertem Ziellastniveau erneut geführt wurden. Für die Anschaulichkeit entstehen dadurch jedoch Nachteile.

6.1.3 Angabe historischer Normen und Regelwerke

Die in Kapitel 2 dargestellte technische Entwicklung im Stahl- und Verbundbrückenbau und die in Kapitel 3 aufgezeigten Zusammenhänge zwischen Bauwerksalter und Art der vorhandenen Defizite verdeutlichen, dass die Kenntnis des Baujahrs und der bei der Planung verwendeten technischen Regelwerke einen ersten und häufig bereits sehr zutreffenden Eindruck im Hinblick auf zu erwartende Defizite zulässt.

In den tabellarischen Formblättern gemäß Nachrechnungsrichtlinie sind diese Angaben allerdings überhaupt nicht vorgesehen, so dass die Erkenntnisse daraus auch nicht auf Anhieb in eine Bewertung einfließen können.

Daher wäre eine verbindliche Angabe über das Baujahr des Bauwerkes bzw. über den Zeitpunkt der Erstellung der statischen Unterlagen sowie die darin verwendeten Regelwerke in Bezug auf die Einwirkungen und die Bemessung innerhalb der tabellarischen Zusammenfassung sehr wünschenswert.

6.1.4 Zuordnung zu Nachweisklassen

Die Nachrechnungsrichtlinie [2] sieht als Abschluss einer durchgeführten Nachrechnung die Einstufung des Brückenbauwerks in eine Nachweisklasse vor. In Abhängigkeit der verwendeten Bemessungsregeln und der ermittelten Nachrechnungsergebnisse eine Zuordnung zu einer der folgenden Nachweisklassen.

- Nachweisklasse A
Tragfähigkeit und Gebrauchstauglichkeit werden gemäß Stufe 1 der NaRiLi ohne Einschränkungen nachgewiesen
- Nachweisklasse B
Aus der Nachrechnung gemäß Stufe 2, 3 oder 4 der NaRiLi ergeben sich keine Nutzungseinschränkungen

- Nachweisklasse C
Aus der Nachrechnung gemäß Stufe 2, 3 oder 4 der NaRiLi ergeben sich einschränkende Nutzungsauflagen

Bislang ist eine Angabe über die ermittelte Nachweisklasse innerhalb des tabellarischen Formblattes nicht vorgesehen. Aus den durchgeführten Untersuchungen zeigt es sich jedoch, dass auch eine Angabe der als Ergebnis der Nachrechnung festgelegten Nachweisklasse in der tabellarischen Zusammenfassung sinnvoll erscheint, da dort momentan eine abschließende Bewertung fehlt.

Unabhängig von der Angabe der Nachweisklasse ist die Aussagekraft auf das Tragfähigkeitsniveau nicht eindeutig, da mit der Nachweisklasse kein Bezug auf das Lastniveau verbunden ist. Die Nachweisklasse bewertet das Bauwerk lediglich auf Grundlage des zu Beginn der Nachrechnung festgelegten Ziellastniveaus.

Daher wäre eine mit der Nachweisklasse verbundene Einstufung in eine Tragfähigkeitsklasse wünschenswert, die eine uneingeschränkte Vergleichbarkeit der Brückenbauwerke erlaubt. Ein Vorschlag hierzu wird in Kapitel 6.2.4 dargestellt.

6.1.5 Vorgeschlagene Maßnahmen oder Konsequenz aus der Nachrechnung

Im Rahmen der statischen Nachrechnung eines Brückenbauwerkes werden im Normalfall als Resultat der Nachrechnungsergebnisse Vorschläge zur weiteren Vorgehensweise gemacht. Diese betreffen einerseits verkehrliche Kompensationsmaßnahmen, um für den Ist-Zustand eine befriedigende Sicherheit zu gewährleisten, und andererseits Instandsetzungs- bzw. Ertüchtigungsmaßnahmen, die zum Erreichen des vorab definierten Ziellastniveaus erforderlich wären. Eine zusammenfassende Darstellung lag innerhalb der vorliegenden Nachrechnungsdokumentationen in der Regel nicht vor. Sie war häufig nur über die lediglich in Einzelfällen vorliegenden Protokolle der Abschlussgespräche über die durchgeführten Nachrechnungen in Erfahrung zu bringen.

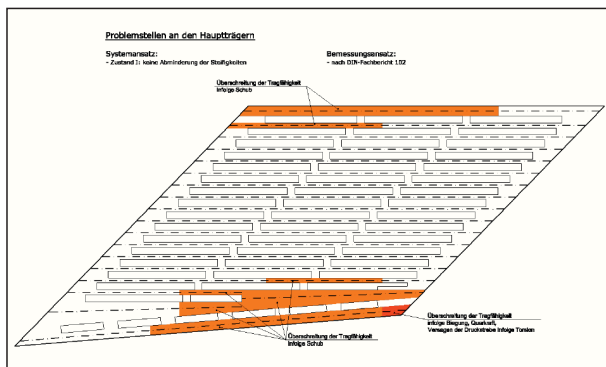


Bild 80: Visualisierung von Defiziten anhand farblicher Kennzeichnung [35]

Auch hier wäre eine Erweiterung der tabellarischen Zusammenfassung um den Punkt „vorgeschlagenen Maßnahmen als Konsequenz aus der Nachrechnung“ von Vorteil.

6.1.6 Benennung der umgesetzten Maßnahmen

Welche der vorgeschlagenen Maßnahmen tatsächlich umgesetzt werden ist im Zuge der Nachrechnung zunächst nicht bekannt. Dies wird nach abschließender Bewertung der Nachrechnungsergebnisse von der obersten Bauaufsichtsbehörde festgelegt, wobei die Umsetzung aufgrund der Planungsabläufe mit einem zeitlichen Versatz erfolgt. Durchgeführte Instandsetzungs- und/oder Ertüchtigungsmaßnahmen sollten letztendlich aus dem zugehörigen Bauwerksbuch hervorgehen. Ein Bezug zu der vorangegangenen Nachrechnung als Erläuterung würde sicherlich zum besseren Verständnis beitragen.

6.1.7 Grafische Darstellung kritischer Bereiche

Um besonders kritische Bereiche direkt erkennen zu können, ist eine Ergänzung der tabellarischen Zusammenfassung der Nachrechnungsergebnisse um eine grafische Darstellung sinnvoll. Dafür sollten die rechnerisch ermittelten Defizite in einer schematischen Darstellung des Tragsystems mit Angabe über die Größe und genaue Lokalisierung bzw. Ausdehnung innerhalb des Bauwerkes farblich gekennzeichnet werden.

Der Auftragnehmer hat für die von ihm durchgeführten Nachrechnungen intern ein solches Vorgehen

definiert. Bild 80 zeigt exemplarisch die Visualisierung von Defiziten mit zusätzlichen erläuternden Angaben über die Art der Defizite anhand des Beispiels einer Massivbrückenkonstruktion. Das Verfahren ist ohne weiteres auf Stahl- und Verbundbrücken übertragbar.

Auf diese Weise lässt sich mit einfachen Mitteln der Umfang eines Defizites gut veranschaulichen und mögliche Auswirkungen können einfacher abgeschätzt werden.

6.2 Inhaltliche Verbesserungspotentiale

Durch inhaltliche Optimierungen ergeben sich Möglichkeiten der Verbesserung der Aussagekraft und Wirklichkeitsnähe einer Nachrechnung. Die im Folgenden angeführten Aspekte könnten in eine Novellierung der Nachrechnungsrichtlinie vor diesem Hintergrund eingebracht werden.

6.2.1 Nachrechnung von WiB-Überbauten

Überbauten aus Walzträgern in Beton (WiB) werden üblicherweise für Überführungen von Eisenbahnstrecken errichtet und sind im Straßenbau ausgesprochen selten anzutreffen. Demzufolge entstammen spezifische statisch-konstruktive Regelungen zur WiB-Bauweise dem Regelwerk der Deutschen Bahn. Bestehende Straßenbrücken mit WiB-Überbauten sind in Stufe 1 der Nachrechnungsrichtlinie [2] nach DIN-Fachbericht 104 [27] nachzurechnen. Darin sind in Anhang K für Verbundbrücken mit einbetonierten Stahlträgern nach Bild 85 Regelungen zur Bemessung angegeben. Diese entsprechen weitestgehend den Regelungen der Deutschen Bahn. Für die Anwendung des Anhangs K wird eine Reihe von Konstruktionsregeln formuliert, die einzuhalten sind.

- Die Schiefe zwischen Auflagerachse und Brückenachse sollte zwischen 60° und 120° liegen.
- Der Achsabstand s_w der Träger darf nicht größer als der kleinere Wert von $h/3 + 600$ mm oder 750 mm sein.

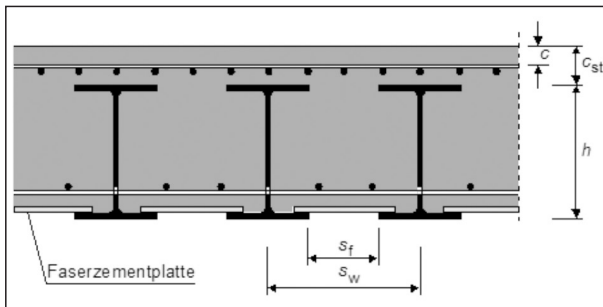


Bild 81: Querschnitt einer WiB-Brücke nach DIN-Fachbericht 104 [27]

- Der lichte Abstand s_f der oberen Flansche der Stahlträger sollte nicht kleiner als 150 mm sein.
- Die Betondeckung muss den Bedingungen $c_{St} \geq 70 \text{ mm}$, $c_{St} \leq 300 \text{ mm}$, $c_{St} \leq h/2$, $c_{St} \leq z_{pl} - t_f$ genügen. (z_{pl} = Abstand zwischen plastischer Nulllinie und äußerer Randfaser der Betondruckzone, t_f = Flanschdicke des Stahlträgerobergurtes)
- Die untere Lage der Querbewehrung wird durch Bohrungen in den Stegen der Stahlträger geführt.
- Die Querbewehrung muss folgende Grenzwerte einhalten:
 - Durchmesser: $d_s \geq 16 \text{ mm}$
 - Abstand: $s_s \leq 300 \text{ mm}$.

Ältere Brückenbauwerke in WiB-Bauweise erfüllen in der Regel nicht alle diese Randbedingungen, so dass die Bemessungsregeln in DIN-Fachbericht 104, Anhang K hier nicht anwendbar sind. Insbesondere eine durchlaufende untere Querbewehrung ist in Bestandsbauwerken häufig nicht vorhanden. Die Querbewehrung ist zur Aufnahme von Querkraften bei örtlich eingeleiteten Lasten, beispielsweise den Radlasten des Schwerverkehrs, erforderlich und stellt die Annahmen bzgl. der im Einflussbereich der lokalen Lasten mittragenden Stahlträger sicher.

Die Nachrechnung von Verbundbrücken mit WiB-Überbauten müsste in Fällen, in denen die Randbedingungen für die Anwendung der Stufe 1 nicht erfüllt sind, somit nach Stufe 2 oder 3 der Nachrechnungsrichtlinie erfolgen. Allerdings stellt die NaRiLi keine weiterführenden Rahmenbedin-

gungen zur Verfügung, so dass hier eine Lücke in den Regelwerken besteht.

Im Zuge von Nachrechnungen von Verbundbrücken mit WiB-Überbau, die in den vergangenen Jahren durch den Auftragnehmer durchgeführten worden sind, wurde in solchen Fällen daher auf das Regelwerk der Deutschen Bahn zurückgegriffen. Dort finden sich in Richtlinie 805 [6] konkrete Angaben zur Berechnung der WiB-Überbauten, falls die Randbedingungen nach DS 804 [7], die mit denen des DIN-Fachberichtes 104 [27] vergleichbar sind, nicht eingehalten sind.

1. Ril 805.0202 Abschnitt 4 (2)

„Tragwerke aus Walzträgern in Beton sind entsprechend Anlage 8 der DS 804 nachzurechnen, wenn die Betongüte $> B 15$ ist, der Beton keine starken Risse und/oder Ausbrüche aufweist und eine entsprechende Querbewehrung vorhanden ist. Sofern diese Bedingungen für den Beton nicht erfüllt sind, ist der Nachweis für die Stahlträger ohne Mitwirkung des Betons zu führen.“

2. Ril 805.0202 Abschnitt 4 (4)

„Sind die Voraussetzungen für eine Nachrechnung nach Anlage 8 der DS 804 erfüllt (vgl. Abs. 2) gelten auch die diesbezüglichen Regelungen zur mittragenden Breite. Sofern die Tragwirkung lediglich von den Stahlträgern übernommen wird, darf die mittragende Breite unabhängig von der Stützweite nur mit 3,50 m angenommen werden.“

Unter mittragender Breite ist hierbei die Lastausbreitung in Querrichtung unter lokalen Lasten zu verstehen, wodurch sich die Anzahl der mittragenden Stahlträger definiert. Das bahnspezifische Maß von 3,50 m resultiert aus einem Lastausbreitungswinkel unter 45° und basiert auf folgenden baulichen Randbedingungen:

- Breite der Schwellen von 2,60 m
- Dicke der Schotterschicht von UK Schwelle bis OK Überbau von 30 cm
- Abstand von OK Überbau bis Mitte Stahlträger unter Berücksichtigung der Mindestabmessungen des Stahlträgers von 15 cm

$$b_{\text{eff}} = 2,60 + 2 \cdot 0,3 + 2 \cdot 0,15 = 3,50 \text{ m}$$

Werden diese Regelungen auf Verbundbrücken mit WiB-Überbauten im Straßenbau übertragen, so ergeben sich aufgrund der fehlenden Querbewehrung die beiden folgenden Bedingungen für ein statisches Berechnungsmodell:

- Der Lastabtrag erfolgt über die Stahlträger ohne Mitwirkung des Betons.
- Beim Nachweis des Abtrags örtlicher Radlasten kann maximal eine Lastausbreitung unter 45° von OK Straße bis Mitte Stahlträger angesetzt werden.

Nachfolgend wird ein zusammenfassender Vorschlag für die Berücksichtigung dieser Hinweise formuliert, der im Zuge der Fortschreibung in Abschnitt 13 der Nachrechnungsrichtlinie aufgenommen werden kann.

13.x Verbundbrücken mit einbetonierten Stahlträgern

- (1) „Brückentragwerke, die in Längsrichtung aus einbetonierten Stahlträgern in Kombination mit Betonstahl bestehen, sind nach DIN-Fachbericht 104, Anhang K nachzuweisen.
- (2) Sofern die Bedingungen zur Anwendung von DIN-Fachbericht 104, Anhang K, die die konstruktive Ausbildung der Querbewehrung betreffen, nicht eingehalten sind, ist der Nachweis für die Stahlträger ohne Mitwirkung des Betons zu führen.
- (3) Wird die Tragwirkung rechnerisch lediglich von den Stahlträgern übernommen, darf für den Nachweis des Abtrags örtlicher Lasten maximal eine Lastausbreitung unter einem Winkel von 45° von OK Straße bis Mitte Stahlträger angesetzt werden. Eine darüber hinaus gehende Lastverteilung ist nicht zulässig. Am Querschnittsrand sowie im Bereich von Bauwerksfugen sind die Auswirkungen einer gestörten Lastausbreitung zu berücksichtigen.
- (4) Bei einbetonierten Walzprofilen ohne Schweißstoß darf auf einen Nachweis im Grenzzustand der Ermüdung verzichtet werden. Für geschweißte Stahlbauteile ist eine ausreichende Ermüdungssicherheit nachzuweisen.“

6.2.2 Objektbezogene Schadensanalyse

Unabhängig von dem bei der Bauausführung geltenden Stand der Technik kann jedes Bauwerk spezifische Schwachpunkte aufweisen. Diese Schwachpunkte können z. B. in den konstruktiven, herstellereigenen Detailausbildungen, der persönlichen Interpretation von Vorschriften durch die Aufsteller der statischen Berechnung und in einer extrem auf Materialeinsparung ausgerichteten Konstruktionsweise begründet sein. Ohne ein fundiertes Wissen über die bereits aufgetretenen Schäden am Bauwerk und die tatsächlichen bauwerksspezifischen Charakteristika ist eine Nachrechnung nur schwer realitätsnah durchführbar. Eine Möglichkeit zur detaillierten Erfassung des Bauwerkszustandes steht mit der Erstellung einer Objektbezogenen Schadensanalyse (OSA) auf Grundlage der RI-ERH-ING [1] zur Verfügung.

Im Vorfeld einer Nachrechnung ist gemäß Abschnitt 6.2 der Nachrechnungsrichtlinie [2] von der Straßenbauverwaltung in Abstimmung mit dem für die Nachrechnung verantwortlichen Ingenieur festzulegen, ob zusätzlich zu den vorliegenden Erkenntnissen über den Bauwerkszustand durch die regelmäßigen Brückenprüfungen nach DIN 1076 [15] eine objektbezogene Schadensanalyse (OSA) durchzuführen ist. In der Regel wird jedoch auf eine detaillierte Untersuchung des Bauwerks zunächst verzichtet. Dies ist vor dem Hintergrund des durch eine OSA zu erwartenden Erkenntnisgewinns als äußerst unbefriedigend zu bewerten. Durch eine im Vorfeld einer Nachrechnung durchgeführte OSA ist es möglich den Bauwerkszustand realistisch zu erfassen und erforderliche Berechnungsgrundlagen realitätsnah festzulegen. Hierbei sind folgende Punkte von besonderem Interesse:

- Ermittlung der tatsächlichen Materialkennwerte,
- Kerbfallklassifizierung der ermüdungsrelevanten Detailpunkte,
- Überprüfung von ursprünglichen Berechnungsannahmen und
- Erfassung vorhandener Imperfektionen.

Die in der Tragwerksplanung ursprünglich festgelegten Materialfestigkeiten stellen häufig nur Min-

destwerte dar. Vor allem die Nacherhärtung des Betons führt in der Realität teilweise zu deutlich größeren Betondruckfestigkeiten als dies in der Ausführungsplanung berücksichtigt worden ist. Auch bei den eingebauten Stahlerzeugnissen sind Überfestigkeiten anzutreffen, so dass die Konstruktion Tragfähigkeitsreserven aufweisen kann.

Die Kerbfallklassifizierung im Zuge einer Nachrechnung erfolgt grundsätzlich nach DIN-Fachbericht 103 [25]. Die dort festgelegten Kerbfälle beruhen auf dem heutigen Stand der Schweiß- und Fertigungstechnik. An bestehenden Brücken durchgeführte Materialuntersuchungen zeigen jedoch deutlich, dass die Qualität der ausgeführten Schweißnähte zum Zeitpunkt der Errichtung der Brückenbauwerke den heutigen Anforderungen in der Regel nicht genügt. Mit einer Einstufung der jeweiligen Anschlussdetails in die Kerbfalltabellen nach DIN-Fachbericht 103 wird daher die Schweißnahtqualität mitunter überschätzt und führt zu auf der unsicheren Seite liegenden Annahmen. Zur Festlegung realistischer Kerbfalleinstufungen ist daher eine genaue Untersuchung der Schweißnahtqualität erforderlich.

Zur Einhaltung vorgegebener Randbedingungen sind bei der Errichtung von Brückentragwerken mitunter besondere Maßnahmen ausgeführt worden. Darunter fällt beispielsweise das Vorspannen eines einfeldrigen Stahlüberbaus mit vertikal angeordneten Spannsträngen hinter den Endauflagern zur Erhöhung der aufnehmbaren Biegebeanspruchung aus veränderlichen Lasten. Eine Überprüfung der Spannsträngen einschließlich der Verankerungskonstruktion ist hier von besonderer Bedeutung, da der durch die Vorspannung eingeprägte Spannungszustand durch lose Spannmuttern de facto nicht vorhanden wäre, so dass sich innerhalb des Tragwerkes signifikante Spannungsumlagerungen einstellen würden.

Bei der Berechnung von Tragwerken sind Imperfektionen grundsätzlich zu berücksichtigen. Dabei wird zwischen geometrischen und strukturellen Imperfektionen unterschieden. Unter dem Begriff der geometrischen Imperfektionen fallen u. a. Vorkrümmungen, Schiefstellungen oder unplanmäßige Lastexzentrizitäten. Unter strukturellen Imperfektionen

versteht man z. B. Eigenspannungen aus dem Schweißen oder eine Streuung der Streckgrenze im Querschnitt. Bei der Bemessung werden beide Arten von Imperfektionen als geometrische Ersatzimperfektionen zusammengefasst. Durch ein örtliches Aufmaß der tatsächlich vorhandenen Imperfektionen lässt sich feststellen, ob die laut Regelwerk anzusetzenden Werte zutreffend sind oder ob im Rahmen der Nachrechnung erhöhte Verformungen berücksichtigt werden müssen, aus denen in der Regel größere Bauteilbeanspruchungen resultieren. Häufig sind erhöhte Verformungen ein erstes Indiz auf eine örtliche Überbeanspruchung.

Die Ausführungen zeigen, dass eine objektbezogene Schadensanalyse die Grundlage einer jeden Nachrechnung bilden sollte. Es wäre daher zu überlegen, im Rahmen der Fortschreibung der Nachrechnungsrichtlinie die Erstellung einer OSA im Vorfeld einer Nachrechnung verbindlich zu fordern.

6.2.3 Bewertung der Bauwerkshistorie im Hinblick auf die Restlebensdauer

Die Lebensdauer eines Bauwerkes hängt maßgeblich von der durch Anzahl und Größe immer wiederkehrender wechselnder Spannungszustände bestimmten Schädigung während der Nutzung ab. Die Gesamtschädigung D ergibt sich dabei aus der Summe der durch einzelne Belastungszustände hervorgerufenen Einzelschädigungen. Für Brückenneubauten wird auf Grundlage von Verkehrsprognosen über die zukünftige Entwicklung des Schwerlastverkehrs die Ermüdungssicherheit bis zum Ende der festgelegten Nutzungsdauer nachgewiesen. Für Bestandsbauwerke ist der Nachweis im Grenzzustand der Ermüdung bei Verwendung des für Neubauten verwendeten Ermüdungslastmodells 3 in der Regel nicht erfolgreich zu führen. Hier ist eine differenzierte Betrachtung der ermüdungsrelevanten Beanspruchungen erforderlich, da die Belastung im Nutzungszeitraum von Bestandsbauwerken durch den erheblichen Anstieg des Schwerlastverkehrs in den vergangenen Jahrzehnten deutlich geringer war als die dem Ermüdungslastmodell 3 zugrunde liegende prognostizierte Verkehrsbelastung. Die Nachrechnungsrichtlinie stellt daher in Stufe 2 der Nachrechnung ein modifiziertes Ermü-

dungslastmodell 4 für den Nachweis im Grenzzustand der Ermüdung zur Verfügung, das die Verkehrsentwicklung in den vergangenen Jahrzehnten berücksichtigen soll. Trotzdem kann es sinnvoll sein, darüber hinaus die reale Nutzungshistorie des Bauwerkes zu betrachten. Durch Berücksichtigung der tatsächlichen Nutzung des Bauwerkes in der Vergangenheit und den damit verbundenen Einwirkungen aus Verkehr besteht gegenüber den Annahmen des modifizierten Ermüdungslastmodells 4 der NaRiLi die Möglichkeit einer Reduzierung der ermüdungsrelevanten Belastungen. Weiterhin kann es sinnvoll sein die zukünftig geplante Nutzung des Bauwerkes in die Berechnung der Restlebensdauer einzubeziehen. Beispielsweise kann sich durch eine Herabstufung der Straßenkategorie eine deutliche Reduzierung des zukünftigen Schwerlastverkehrs ergeben, so dass hier weitere Reserven bei der Ermittlung der Restlebensdauer vorhanden sind.

6.2.4 Optimierung der Vergleichbarkeit der rechnerischen Tragfähigkeiten

Die in der Nachrechnungsrichtlinie (NaRiLi) [2] definierte Einstufung der Brückenbauwerke aufgrund der Ergebnisse der Nachrechnung beruht auf dem zu Beginn der Nachrechnung von der Obersten Bauaufsichtsbehörde definierten Ziellastniveau. Das Ziellastniveau kann mit Hilfe des Abschnitts 10.1.2 der NaRiLi in Abhängigkeit des Brückenquerschnitts, der Verkehrsart und der durchschnittlichen täglichen Verkehrsstärke des Schwerlastverkehrs (DTV-SV) ermittelt werden. Es beruht auf den Verkehrslastmodellen aus DIN EN 1991-2 [20] in Verbindung mit dem zugehörigen Nationalen Anhang [21], DIN-Fachbericht 101 [23] sowie DIN 1072:1985 [11] und DIN 1072:1967 [10]. Gemäß NaRiLi sind aktuell die in Tabelle 18 zusammengestellten Ziellastniveaus möglich.

Ein Überblick über die in den jeweiligen Lastmodellen anzusetzenden Verkehrslasten ist in Tabelle 18 gegeben. Aus der Lastgröße der Verkehrslastmodelle und den Veränderungen, die sich mit Umstellung der Regelwerke für die Einwirkungen ergeben haben, wird deutlich, dass ein direkter Vergleich zwischen den einzelnen Ziellastniveaus und eine Bewertung der Tragfähigkeit eines Brückenbauwer-

Ziellastniveau	Regelwerk
LMM (LM 1)	DIN EN 1991-2 + NA
LM 1	DIN-Fachbericht 101
BK 60/30	DIN 1072:1985
BK 60	DIN 1072:1967
BK 30/30	DIN 1072:1985

Tab. 18: Ziellastniveaus gemäß Nachrechnungsrichtlinie [2]

kes in Bezug auf das in der Regel anzustrebende Ziellastniveau LM 1 nicht möglich ist.

Zur Vereinheitlichung und besseren Handhabung wird eine Modifikation der verschiedenen Ziellastniveaus durch Einführung eines abgestuften Ziellastniveaus vorgeschlagen. Die Abstufungen des Ziellastniveaus ergeben sich allgemein durch Multiplikation aller Tandem- und Flächenlasten des als Bezugslastniveau festgelegten Lastmodells LMM (LM 1 nach DIN EN 1991-2/NA) mit einem Faktor x , so dass mit der Einstufung direkt das Lastniveau abgelesen werden kann. Bild 86 stellt die Lastbilder der vorgeschlagenen Abstufungen des Bezugslastniveaus dar und stellt Bezüge zu den bisher in der NaRiLi festgelegten Ziellastniveaus her. Die Abstufung 0,8 LMM entspricht dabei ungefähr dem Lastmodell LM 1 gemäß DIN-Fachbericht 101. Die Lasten der Tandemachse in den Fahrstreifen 1 und 2 sind dabei bei beiden Lastbildern exakt gleich. Die Tandemlasten in Fahrstreifen 3 kommen in dem Lastniveau 0,8 LMM hinzu. Die Flächenlasten sind in den Fahrstreifen 1 und 2 in dem Lastniveau 0,8 LMM geringfügig größer, in den übrigen Bereichen minimal geringer als im Lastmodell LM 1 nach DIN-Fachbericht 101. Die weiterhin definierte Abstufung 0,7 LMM ist in etwa mit der Brückenklasse 60/30 vergleichbar. Weitere Zwischenabstufungen des Bezugslastniveaus wären ohne weiteres möglich.

6.2.5 Entscheidungshilfen bei der Maßnahmenfindung als Ergänzung zur Nachrechnung

Die Ergebnisse von durchgeführten Nachrechnungen müssen zunächst unter Abwägung diverser Aspekte bewertet werden, um eine Entscheidung über die Art und Weise von weitergehenden Maßnahmen zu treffen. Folgende mögliche Maßnahmen stehen in Abhängigkeit von Umfang und Größe der ermit-

telten Defizite zur Verfügung und können wahlweise kombiniert werden.

- kurzfristige Ertüchtigungsmaßnahmen des Tragwerks (Ad-hoc Maßnahmen)
- Objektbezogene Schadensanalyse (OSA)
- verkehrliche Nutzungseinschränkungen
- weiterführende rechnerische Untersuchungen
- langfristige Verstärkungsmaßnahmen zur Anhebung der Tragfähigkeit
- Ersatzneubau

Die Hintergründe hierzu werden in den folgenden Abschnitten erläutert.

Ad-hoc Maßnahmen

Als Resultat der Nachrechnung eines Brückenbauwerks in den Nachweisstufen 1 und 2 und darin festgestellter gravierender Defizite müssen oftmals sofortige Maßnahmen zur Sicherstellung der Standicherheit des Tragwerks eingeleitet werden, bevor entweder eine weitergehende Nachrechnung nach Stufe 3 oder 4 der NaRiLi erfolgt oder längerfristige Maßnahmen ergriffen werden können. Für die Veranlassung dieser sogenannten Ad-hoc-Maßnahmen sind Beurteilungskriterien zur Festlegung von Umfang und Dauer der Ertüchtigungsmaßnahmen hilfreich. Im Folgenden werden einige Kriterien herausgearbeitet.

Von entscheidender Bedeutung ist dabei der planmäßige Zeitraum, über den die zur Ertüchtigung des Bauwerks eingesetzte Konstruktion bestehen bleiben soll. Bei einer parallel laufenden Planung einer umfangreichen Instandsetzungsmaßnahme oder gar eines Ersatzneubaus kann von einer zeitlich begrenzten Dauer ausgegangen und durch Verwendung von einfachen Konstruktionselementen mit wenig Planungsaufwand schnell reagiert werden. Soll die Konstruktion zur Ad-hoc-Verstärkung über einen längeren Zeitraum im Bauwerk verbleiben, dann ist aufgrund der längeren erforderlichen Lebensdauer eine ermüdungsgerechte Ausbildung der Verbindungspunkte mit dem Bestand und somit eine umfangreiche, fundierte und dadurch zeitintensivere Planung erforderlich.

Für die Beurteilung der Dringlichkeit solcher Ad-hoc Maßnahmen ist zunächst eine Bewertung der rechnerisch ermittelten Defizite und deren möglicher Auswirkungen vorzunehmen. Hierfür kann eine im Nachgang durchgeführte Objektbezogene Schadensanalyse herangezogen werden.

Modifizierung der Lastansätze zur Erfassung verkehrlicher Kompensationsmaßnahmen

Für den Fall, dass bei der Nachrechnung von Brückenbauwerken das Ziellastniveau LM 1 für die Verkehrsart „Große Entfernung“ nicht nachgewiesen werden kann, stellt die Anlage 1 der Nachrechnungsrichtlinie [2] die Möglichkeit einer Reduzierung des Ziellastniveaus unter gleichzeitiger Anordnung von verkehrlichen Kompensationsmaßnahmen zur Verfügung. Mit der 1. Ergänzung der Nachrechnungsrichtlinie [3] sind die Vorgaben der Anlage 1 in Bezug auf die Art der verkehrlichen Kompensationsmaßnahmen überarbeitet worden. Als verkehrliche Kompensationsmaßnahmen gelten die folgenden Nutzungsaufgaben:

- Abstandsgebot für Schwerlastwagen untereinander von 50 m (A50),
- Überholverbot für Schwerlastwagen (ÜV).

Die reduzierten Ziellastniveaus beziehen sich dabei auf die nach DIN 1072 [10], [11] gültigen Brückenklassen 60 bzw. 60/30.

Bei einer möglichen Neuregelung der Ziellastniveaus gemäß Kapitel 6.2.4 wären auch die in Anlage 1 der Nachrechnungsrichtlinie verwendeten reduzierten Ziellastniveaus auf die Systematik des abgestuften Ziellastniveaus anzupassen.

Objektbezogene Schadensanalyse

Sofern im Vorfeld einer Nachrechnung keine Objektbezogene Schadensanalyse durchgeführt worden ist, kann auch im Nachgang zu einer Nachrechnung eine OSA u. a. aus folgenden Gründen sinnvoll sein:

- Kontrolle von rechnerisch ermittelten Defiziten durch Überprüfung kritischer Stellen am Bauwerk auf Schäden,

- Reduzierung von normativ anzusetzenden Vorverformungen durch Aufmaß der tatsächlichen Verformungen am Bauwerk und
- Erfassung von im Bauwerk verbliebenen Hilfskonstruktionen für die Montage.

Sollte in Tragwerksbereichen, die rechnerische Defizite aufweisen, keine Schädigung erkennbar sein, kann eine weitergehende rechnerische Untersuchung unter Beachtung des vorhandenen Bauwerkszustandes zielführend sein. In diesem Zusammenhang können der Ansatz der tatsächlichen Tragwerksverformungen sowie die rechnerische Berücksichtigung von im Bauwerk verbliebenen Montagehilfen zu günstigeren Ergebnissen im Zuge der weiteren Nachrechnung führen. Im Optimalfall können rechnerische Defizite behoben werden, so dass auf weiterführende Maßnahmen verzichtet werden kann. Bei gravierenden rechnerischen Defiziten sind die Erfolgsaussichten allerdings gering, da die Tragfähigkeitsreserven in der Regel als begrenzt zu bewerten sind.

Verkehrliche Nutzungseinschränkungen

Neben der Abminderung des Ziellastniveaus in Kombination mit verkehrlichen Kompensationsmaßnahmen nach Anlage 1 der NaRiLi sind weitere verkehrliche Nutzungseinschränkungen möglich, deren Auswirkung rechnerisch separat zu erfassen

sind. Hierzu gehören LKW-Gewichtsbeschränkungen, LKW-Achslastbeschränkungen, Ummarkierung von Fahrstreifen oder Einengung und/oder Sperrung von Fahrstreifen. Diese Maßnahmen stellen sicherlich nur eine vorübergehende Lösung dar bis langfristige Lösungen geplant und umgesetzt worden sind. Allerdings bieten sie die Möglichkeit rechnerische Defizite für das Bauwerk zu minimieren oder ganz zu beheben und somit auf Ad-hoc Maßnahmen verzichten zu können.

7 Weiterer Klärungs- und Forschungsbedarf

Der Umfang der vorliegenden Nachrechnungsdokumentationen ist begrenzt, sodass eine umfassende verlässliche Bewertung der Nachrechnungsergebnisse nicht möglich ist. Hier sind die Ergebnisse von weiteren derzeit in der Bearbeitung befindlichen bzw. zukünftig durchzuführenden Nachrechnungen von Stahl- und Verbundbrücken erforderlich, um eine abschließende Bewertung vornehmen und eine Bestätigung der getroffenen Tendenzen erhalten zu können.

Einige Aspekte bei der Nachrechnung von Brückenbauwerken, die sich im Rahmen der Untersuchungen als verbesserungswürdig heraus gestellt ha-

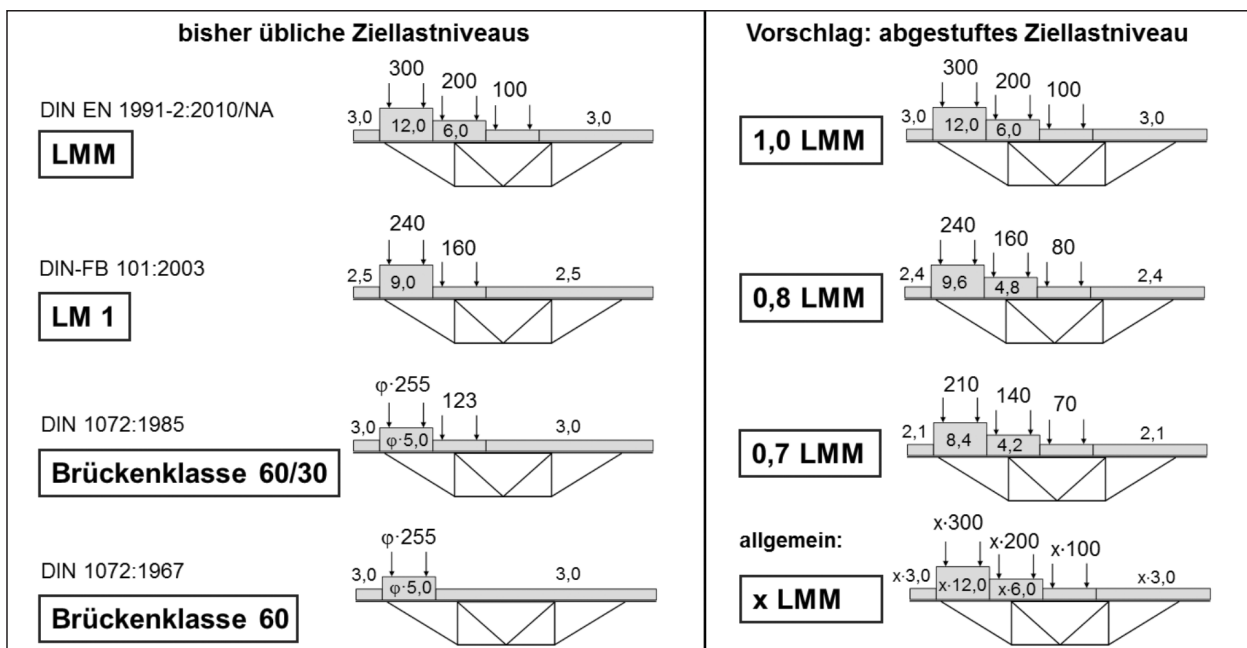


Bild 82: Vorschlag zur Neuregelung der Ziellastniveaus für die Fortschreibung der NaRiLi [2]

ben, bedürfen einer tiefergehenden Betrachtung und konnten im Rahmen dieses Projekts nicht geklärt werden. Daher werden im Folgenden noch nicht oder nicht ausreichend geklärte Nachweismethoden innerhalb der Nachrechnungsrichtlinie herausgestellt.

Ergänzende Regelungen zur Bestimmung der mittragenden Plattenbreite

Die Ermittlung der mittragenden Plattenbreite zur Erfassung von Schubverzerrung bei Trägern mit breiten Gurten erfolgt nach DIN-Fachbericht 103, Kapitel III-3.2 bzw. DIN-Fachbericht 104, Kapitel II-4.2.2 in Abhängigkeit der effektiven Länge L_e . Die effektive Länge (in DIN-Fachbericht 104 als äquivalente Spannweite bezeichnet) ergibt sich allgemein als Abstand der Momentennullpunkte und wird vereinfachend auf Grundlage des für das jeweilige statische System typischen Biegemomentenverlaufes festgelegt. In der Regel wird für alle Einwirkungen ein einheitlicher Ansatz für die mittragenden Breiten gewählt.

Für einige Einwirkungen würden sich allerdings bei einer Berechnung der mittragenden Plattenbreite unter Berücksichtigung des tatsächlichen Schnittgrößenverlaufes günstigere Beanspruchungen ergeben, so dass hier Reserven der Konstruktion im Grenzzustand der Tragfähigkeit bestehen.

Angleichung der Tragfähigkeit von Nietverbindungen

Die Nachrechnungsrichtlinie stellt für den Nachweis von Nietverbindungen im Grenzzustand der Tragfähigkeit Nachweisformate auf Grundlage des semi-probabilistischen Sicherheitskonzeptes zur Verfügung. Im Vergleich mit der Nachweismethodik des globalen Sicherheitskonzeptes aus den früher gültigen nationalen Regelwerken ergeben sich nennenswert niedrigere Tragfähigkeiten des Nietwerkstoffes. Ursächlich hierfür ist der Umstand, dass in DIN 1073 für Niete bei Abscherbeanspruchungen Spannungen zugelassen wurden, die den zulässigen Spannungen aus Druck bzw. Biegedruck des vergleichbaren Grundwerkstoffes entsprechen. Eine verminderte Beanspruchbarkeit infolge von Schub ist seinerzeit nicht berücksichtigt worden.

Dies hat zur Folge, dass vorhandene Nietverbindung bei gleicher Beanspruchung die Tragfähigkeitskriterien nach früher gültigen Regelwerken erfüllen können, während sie nach Nachrechnungsrichtlinie rechnerische Tragfähigkeitsdefizite aufweisen.

8 Zusammenfassung und Ausblick

Die in den vergangenen Jahrzehnten extrem gestiegene Verkehrsbelastung und die weiterhin als steigend prognostizierte Verkehrsentwicklung führt in der Kombination mit altersbedingten Defiziten in der Bauwerkssubstanz zu der Erfordernis einer eingehenden Überprüfung des Brückenbestandes des deutschen Fernstraßennetzes. Seit einigen Jahren steht mit der Nachrechnungsrichtlinie ein Instrument zur einheitlichen Vorgehensweise bei der Nachrechnung und Bewertung von bestehenden Brückenbauwerken zur Verfügung. Mittlerweile liegen erste Erfahrungen zur Anwendung der Nachrechnungsrichtlinie vor, die im Zuge einer Datenauswertung der Nachrechnungsergebnisse bewertet werden können.

Die vorliegende Datenbasis ist insbesondere im Hinblick auf eine vereinfachte Beurteilung von Bauwerken hinsichtlich der Notwendigkeit einer Nachrechnung, auf eine Verbesserung der Darstellung von Nachrechnungsergebnissen sowie auf inhaltliche Verbesserungspotentiale der Richtlinie selbst untersucht worden.

Die Entwicklung der technischen Regelwerke zeigt auf, dass die Regelwerke alter Normengenerationen insbesondere aufgrund der überproportional gestiegenen Verkehrsbelastungen nicht den heutigen Anforderungen genügen. Im Hinblick auf einige Konstruktionsdetails können darüber hinaus aufgrund der Einordnung zu einer bestimmten Normengeneration bauzeittypische Mängel hinsichtlich der Tragsicherheit, Ermüdungssicherheit und Gebrauchstauglichkeit abgeleitet werden. Als kritisch haben sich insbesondere der Vergleichsspannungsnachweis des Hauptträgerstegbleches, Beulsicherheitsnachweise des Hauptträgersteges sowie des gedrückten Bodenbleches bei Hohlkastenquer-

schnitten, Ermüdungsnachweise vor allem im Bereich der orthotropen Fahrbahnplatte und an Gurtlamellenenden sowie der Nachweis der Dekompression bei quervorgespannten Stahlbetonfahrbahnplatten im Grenzzustand der Gebrauchstauglichkeit erwiesen.

Die im Rahmen von Nachrechnungen festgestellten rechnerischen Defizite spiegeln letztendlich die Entwicklung der Regelwerke wider, so dass sich anhand der Normungsentwicklung und der diese Entwicklung begleitenden Fachveröffentlichungen bereits ohne Durchführung einer Nachrechnung Tendenzen der an einem Bauwerk zu erwartenden Defizite prognostizieren lassen.

Der Umfang der zur Verfügung gestellten Nachrechnungsdokumentationen ist derzeit noch zu begrenzt, um eine allgemeingültige verlässliche Systematik herausarbeiten zu können. Daher wurden in einem gesonderten Kapitel am Beispiel von ausgewählten, vom Auftragnehmer selbst nachgerechneten Brückenbauwerken Besonderheiten und spezielle Erkenntnisse bei der Nachrechnung detailliert beschrieben und Erfahrungswerte aufgezeigt.

Die Erkenntnisse aus der Datenauswertung sowie aus der Durchführung von einzelnen Nachrechnungen sind in einen Leitfaden zur vereinfachten Tragwerksbeurteilung im Vorfeld einer Nachrechnung eingeflossen. Dieser soll als weiteres Hilfsmittel dienen, um besonders kritische Bauwerke besser identifizieren zu können und möglicherweise mit gezielten Untersuchungen von Detailpunkten erste Grundlagen für eine Bewertung der Bauwerke schneller zur Verfügung stellen zu können.

Die Auswertung der Nachrechnungsergebnisse hat diverse Verbesserungspotentiale in der Darstellung der Nachrechnungsergebnisse sowie inhaltliche Verbesserungspotentiale in der Nachrechnungsrichtlinie selbst aufgezeigt. Es werden daher Vorschläge zu einer Verbesserung der Ergebnisdarstellung erläutert. Weiterhin werden insbesondere für die Themenbereiche:

- Nachrechnung von WiB-Überbauten,
- Objektbezogene Schadensanalyse,

- Bewertung der Bauwerkshistorie im Hinblick auf die Restlebensdauer,
- Vergleichbarkeit der rechnerischen Tragfähigkeiten,
- Entscheidungshilfen bei der Maßnahmenfindung im Anschluss an eine Nachrechnung

inhaltliche Verbesserungsmöglichkeiten beschreiben, die im Zuge der Fortschreibung der Nachrechnungsrichtlinie Berücksichtigung finden könnten.

Literatur

- [1] Bundesministerium für Verkehr, Bau und Stadtentwicklung: Richtlinien für die Erhaltung von Ingenieurbauten (RI-ERH-ING) - Leitfa- den Objektbezogene Schadensanalyse OSA, 2004
- [2] Bundesministerium für Verkehr, Bau und Stadtentwicklung: Richtlinie zur Nachrechnung von Straßenbrücken im Bestand (Nachrechnungsrichtlinie), Ausgabe 05/2011
- [3] Bundesministerium für Verkehr und digitale Infrastruktur: Richtlinie zur Nachrechnung von Straßenbrücken im Bestand (Nachrechnungsrichtlinie), 1. Ergänzung, Ausgabe 04/2015
- [4] CORNELIUS, W.: Die Berechnung der ebenen Flächentragwerke mit Hilfe der Theorie der orthogonal-anisotropen Platte, Stahlbau 21 (1952), Heft 2, S. 21-24, Heft 3, S. 43-48 und Heft 4, S. 60-64
- [5] DAST-Richtlinie 012: Beulsicherheitsnachweise für Platten, Ausgabe 1978
- [6] DB Netz AG: Richtlinie 805 - Tragsicherheit bestehender Eisenbahnbrücken
- [7] Deutsche Bundesbahn: DS 804 – Vorschrift für Eisenbahnbrücken und sonstige Ingenieurbauwerke (VEI), Ausgabe Januar 1983
- [8] Deutsche Bundesbahn: DV 804: Berechnungsgrundlagen für stählerne Eisenbahnbrücken (BE), 1951-10, berichtigte Ausgabe 1965
- [9] DIN 1072:1952-06: Straßen- und Wegbrücken - Lastannahmen
- [10] DIN 1072:1967-11: Straßen- und Wegbrücken - Lastannahmen
- [11] DIN 1072:1985-12: Straßen- und Wegbrücken - Lastannahmen
- [12] DIN 1072:1988-05 Beiblatt 1 zu DIN 1072: Straßen- und Wegbrücken – Lastannahmen - Erläuterungen
- [13] DIN 1073:1941-01: Berechnungsgrundlagen für stählerne Straßenbrücken
- [14] DIN 1073:1974-07: Stählerne Straßenbrücken – Berechnungsgrundlagen
- [15] DIN 1076:1999-11: Ingenieurbauwerke im Zuge von Straßen und Wegen - Überwachung und Prüfung
- [16] DIN 1078:1955-09: Verbundträger-Straßenbrücken – Blatt 1: Richtlinien für die Berechnung und Ausführung
- [17] DIN 4101: Geschweißte stählerne Straßenbrücken – Berechnung und bauliche Durchbildung. Beuth Verlag, Berlin, Juli 1974
- [18] DIN 4114: Stabilitätsfälle (Knickung, Kippung, Beulung). Blatt 1: Berechnungsgrundlagen, Vorschriften. Blatt 2 : Berechnungsgrundlagen, Richtlinien. Beuth Verlag, Berlin, Juli 1952
- [19] DIN 18809:1987-09: Stählerne Straßen- und Wegbrücken – Bemessung, Konstruktion, Herstellung
- [20] DIN EN 1991-2:2010-12: Eurocode 1: Einwirkungen auf Tragwerke – Teil 2: Verkehrslasten auf Brücken; Deutsche Fassung EN 1991-2:2003 + AC:2010
- [21] DIN EN 1991-2/NA:2012-08: Nationaler Anhang - National festgelegte Parameter - Eurocode 1: Einwirkungen auf Tragwerke – Teil 2: Verkehrslasten auf Brücken
- [22] DIN-Fachbericht 101 – Einwirkungen auf Brücken. Beuth Verlag, Berlin, März 2003
- [23] DIN-Fachbericht 101 – Einwirkungen auf Brücken. Beuth Verlag, Berlin, März 2009
- [24] DIN-Fachbericht 103 – Stahlbrücken. Beuth Verlag, Berlin, März 2003
- [25] DIN-Fachbericht 103 – Stahlbrücken. Beuth Verlag, Berlin, März 2009
- [26] DIN-Fachbericht 104 – Verbundbrücken. Beuth Verlag, Berlin, März 2003
- [27] DIN-Fachbericht 104 – Verbundbrücken. Beuth Verlag, Berlin, März 2009
- [28] DNV-RP-C203: Fatigue Design of Offshore Steel Structures, Det Norske Veritas AS, Oct. 2011

- [29] FIEDLER, E.: Die Entwicklung der orthotropen Fahrbahnplatte in Deutschland, Stahlbau 78 (2009), Heft 8, S. 562-576
- [30] FISCHER, O., LECHNER, T., WILD, M., MÜLLER, A., KESSNER, K.: Nachrechnung von Betonbrücken – Systematische Datenauswertung nachgerechneter Bauwerke, Berichte der BAST, Heft B 124, Wirtschaftsverlag NW, 2016
- [31] HANSWILLE, G., NEUMANN, W.: Erläuterungen und Hintergründe zur Nachrechnungsrichtlinie – Stahl- und Stahlverbundbrücken, Bauingenieur, Band 87, Januar 2012, S. 36-51
- [32] Richtlinien für Bemessung und Ausführung von Spannbetonbauteilen, Juni 1973
- [33] Richtlinien für die Bemessung und Ausführung von Stahlverbundträgern. Beuth Verlag, Berlin, Juni 1974
- [34] Richtlinien für die Bemessung und Ausführung von Stahlverbundträgern. Beuth Verlag, Berlin, März 1981, Ergänzende Bestimmungen, Fassung Juni 1991
- [35] Ruhrberg Ingenieurgesellschaft: Unveröffentlichte Projektdokumentationen
- [36] SCHAECHTERLE, K., LEONHARDT, L.: Stahlbrücken mit Leichtfahrbahnen – Versteifte Tonnenbleche, Versuche und Ausführungen, Bautechnik 14 (1936), Heft 43, S. 626 – 630, und Heft 45, S. 659 – 662
- [37] WEITZ, F.-R.: Entwicklungstendenzen des Stahlbrückenbaus am Beispiel der Rheinbrücke Wiesbaden-Schierstein, Stahlbau 35 (1966), Heft 10, S. 289 – 301, und Heft 12, S. 357 – 365
- [40] Bundesministerium für Verkehr, Bau und Stadtentwicklung: Handlungsanweisung zur Überprüfung und Beurteilung von älteren Brückenbauwerken, die mit vergütetem, spannungsrissskorrosionsgefährdetem Spannstahl erstellt wurden, Ausgabe 06/2011
- [41] FELDMANN, M., HEINEMEYER, C., HINRICHS, H.: Zum Einfluss der Nietkopfabrostung auf die Nietvorspannung und Dauerhaftigkeit alter Stahlkonstruktionen, Bautechnik 85 (2008), Heft 2, S.93-102
- [42] FRIEDRICH, H.: Ertüchtigung im Stahlbrückenbau. Veröffentlichung anlässlich des „Expertengesprächs Stahlbrückenbau“ bei der BAST am 27. Sept. 2011 in Bergisch Gladbach, Download unter www.bast.de
- [43] FRIEDERICH, H., QUAAS, B.: Zukunftsfähigkeit des Bestandes - Zukünftiger Bedarf an Instandsetzungs- und Verstärkungsmaßnahmen bei orthotropen Fahrbahnplatten von Straßenbrücken, Bundesanstalt für Straßenwesen, Bergisch Gladbach, 2010
- [44] GEISLER, K., GRASSE, W., BRANDES, K.: Bewertung bestehender Stahlbrücken, Stahlbau Kalender 2006, Ernst & Sohn Verlag, Berlin, 2006
- [45] HANSWILLE, G.: Zum Nachweis der Ermüdung von Verbundträgern nach Eurocode 4 Teil 1-1, Stahlbau 63 (1994), Heft 9, S. 284 – 289
- [46] HANSWILLE, G., STRANGHÖHNER N.: Leitfaden zum DIN-Fachbericht 104 „Verbundbrücken“ Ausgabe 2003, Ernst & Sohn Verlag, Berlin, 2003

Weiterführende Literatur

- [38] BLEICH, F.: Theorie und Berechnung der eisernen Brücken, Springer Verlag, Berlin, 1924
- [39] BRANDES, K.: Eigenschaften alter Eisen und Stähle und ihre adäquate Materialprüfung und Bewertung, Bautechnik 85 (2008), Heft 6, S. 394- 406
- [47] HENSEN, W.: Grundlagen für die Beurteilung der Weiterverwendung alter Stahlbrücken. Diss., RWTH Aachen, 1992
- [48] KÜHN, B., HELMERICH, R., NUSSBAUMER, A., GÜNTHER, H.-P, HERION, S.: Beurteilung bestehender Stahltragwerke: Empfehlungen zur Abschätzung der Restnutzungsdauer, Stahlbau 77 (2008), Heft 8, S. 595 – 607

-
- [49] KÜHN, B., LUKLIC, M., NUSSBAUMER, A., GÜNTHER, H.-P., HELMERICH, R., HERION, S., KOLSTEIN, M.H., WALBRIDGE, S., ANDROIC, B., DIJKSTRA, O., BUCAK, Ö.: Assessment of Existing Steel Structures: Recommendations for Estimation of Remaining Fatigue Life, JRC Scientific and Technical Reports, First Edition, February 2008
- [50] LANGENBERG, P.: Bruchmechanische Sicherheitsanalyse anrissgefährdeter Bauteile im Stahlbau, Diss. RWTH Aachen, 1996
- [51] SEDLACEK, G., PASCHEN, M., FELDMANN, M., GESSLER, B., MÖLLER, S., STEINAUER, B., SCHARNIGG, K.: Instandsetzung und Verstärkung von Stahlbrücken unter Berücksichtigung des Belagssystems, Berichte der BAST, Heft B 76, Wirtschaftsverlag NW, 2011
- [52] SEDLACEK, G., STÖTZEL, J., KÜHN, B.: Restnutzungsdauer und Ermüdungsbeanspruchung von Stahlbauten, Der Prüferingenieur, April 2005
- [53] STANGENBERG, F., BREITENBÜCHER, R., BRUHNS, O.T., HARTMANN, D., HÖFFER, R., KUHL, D., MESCHKE, G.: Lifetime-Oriented Structural Design Concepts, Springer-Verlag, Berlin Heidelberg, 2009
- [54] ZTV-Ing, Teil 4: Stahlbau, Stahlverbundbau (Abschnitt 1). Bundesanstalt für Straßenwesen (BAST), Januar 2003

Bilder

- Bild 1:** Vergleich der Schwingbeiwerte für Stahl- und Verbundbrücken vor und nach 1967
- Bild 2:** Beanspruchung der Queraussteifung bei Hohlkastenquerschnitten
- Bild 3:** Normative Entwicklung der vertikalen Temperaturdifferenz bei Stahlbrücken
- Bild 4:** Normative Entwicklung der vertikalen Temperaturdifferenz bei Verbundbrücken
- Bild 5:** Prozentuale Vergrößerung der Biegemomente für eine Verbundbrücke aus [31] M (1,0 BK 60 + 0,5 DTM, DIN 1072:1967) / M (1,0 BK 60)
- Bild 6:** Prozentuale Vergrößerung der Biegemomente für eine Verbundbrücke aus [31] M (1,0 LM1 + 0,8 DTM, Fb 101) / M (1,0 BK 60)
- Bild 7:** Varianten orthotroper Fahrbahnplatten mit offenen und geschlossenen Längsrippen, aus [37]
- Bild 8:** Herkunft der Nachrechnungsdokumentationen
- Bild 9:** Verteilung der ausgewerteten Brückenbauwerke auf Bundesländer
- Bild 10:** Verteilung der ausgewerteten Brückenbauwerke nach Straßenkategorien
- Bild 11:** Verteilung der ausgewerteten Brückenbauwerke nach Bauarten
- Bild 12:** Verteilung der ausgewerteten Brückenbauwerke nach Konstruktionstyp des Haupttragwerkes
- Bild 13:** Verteilung der ausgewerteten Brückenbauwerke nach Konstruktionstyp der Fahrbahnplatte
- Bild 14:** Altersstruktur der ausgewerteten Brückenbauwerke
- Bild 15:** statische Systeme der ausgewerteten Brückenbauwerke
- Bild 16:** Stützweiten der ausgewerteten Brückenbauwerke
- Bild 17:** Zustandsnoten der ausgewerteten Brückenbauwerke
- Bild 18:** Verteilung der Defizite nach Grenzzuständen
- Bild 19:** Zeitlicher Verlauf der Defizite im Grenzzustand der Tragfähigkeit (GzT) in Brückenlängsrichtung
- Bild 20:** Zeitlicher Verlauf der Defizite im Grenzzustand der Tragfähigkeit (GzT) in Brückenquerrichtung
- Bild 21:** Zeitlicher Verlauf der Defizite im Grenzzustand der Tragfähigkeit (GzTE) in Brückenlängsrichtung
- Bild 22:** Zeitlicher Verlauf der Defizite im Grenzzustand der Tragfähigkeit (GzTE) in Brückenquerrichtung
- Bild 23:** Zeitlicher Verlauf der Defizite im Grenzzustand der Gebrauchstauglichkeit in Brückenlängsrichtung
- Bild 24:** Zeitlicher Verlauf der Defizite im Grenzzustand der Gebrauchstauglichkeit in Brückenquerrichtung
- Bild 25:** Defizite im Grenzzustand der Tragfähigkeit (GzT) in Brückenlängsrichtung im Verhältnis zu nachgerechneten Bauwerken
- Bild 26:** Defizite im Grenzzustand der Tragfähigkeit (GzT) in Brückenquerrichtung im Verhältnis zu nachgerechneten Bauwerken
- Bild 27:** Defizite im Grenzzustand der Tragfähigkeit (GzTE) in Brückenlängsrichtung im Verhältnis zu nachgerechneten Bauwerken
- Bild 28:** Defizite im Grenzzustand der Tragfähigkeit (GzTE) in Brückenquerrichtung im Verhältnis zu nachgerechneten Bauwerken
- Bild 29:** Defizite im Grenzzustand der Gebrauchstauglichkeit in Brückenlängsrichtung im Verhältnis zu nachgerechneten Bauwerken
- Bild 30:** Defizite im Grenzzustand der Gebrauchstauglichkeit in Brückenquerrichtung im Verhältnis zu nachgerechneten Bauwerken
- Bild 31:** Zeitliche Verteilung der Defizite im Grenzzustand der Tragfähigkeit (GzT) in Brückenlängsrichtung

- Bild 32:** Zeitliche Verteilung der Defizite im Grenzzustand der Tragfähigkeit (GzTE) in Brückenlängsrichtung
- Bild 33:** Zeitliche Verteilung der Defizite im Grenzzustand der Tragfähigkeit (GzT) in Brückenquerrichtung
- Bild 34:** Zeitliche Verteilung der Defizite im Grenzzustand der Tragfähigkeit (GzTE) in Brückenquerrichtung
- Bild 35:** Defizite im Grenzzustand der Tragfähigkeit (GzT) in Längsrichtung bei Brückenbauwerken aus dem Zeitraum 1966-1975
- Bild 36:** Defizite im Grenzzustand der Tragfähigkeit (GzT) in Querrichtung bei Brückenbauwerken aus dem Zeitraum 1966-1975
- Bild 37:** Verteilung der Defizite nach Defizitklassen
- Bild 38:** Verteilung der Defizite im Grenzzustand der Gebrauchstauglichkeit (GzG) nach Defizitklassen
- Bild 39:** Verteilung der Defizite im Grenzzustand der Tragfähigkeit (GzT) nach Defizitklassen
- Bild 40:** Verteilung der Defizite im Grenzzustand der Tragfähigkeit, Ermüdung (GzTE) nach Defizitklassen
- Bild 41:** Brückenuntersicht
- Bild 42:** Einfluss der Rissbildung in der Fahrbahnplatte auf den Biegemomentenverlauf
- Bild 42:** Ausnutzungsgrade für die Hauptträger
- Bild 43:** Verstärkungsmaßnahme für die Hauptträger
- Bild 44:** Ansicht Talbrücke
- Bild 45:** Untersicht Talbrücke
- Bild 46:** Querschnitt Überbau mit Materialangaben
- Bild 47:** Untergurtspannungen σ_x gemäß Bestandsstatik
- Bild 48:** Obergurtspannungen σ_x gemäß Bestandsstatik
- Bild 49:** Gurtabstufung Hauptträger mit Spannungsverlauf δ_x und t_{xy}
- Bild 50:** Vergleichsspannungen δ_v
- Bild 51:** Ausnutzungsgrad Stegblechstöße
- Bild 52:** Gegenüberstellung Biegemomente Bkl 60 / LM 1
- Bild 53:** Beulsicherheiten nach DAST-Richtlinie 012
- Bild 54:** Beulnachweise mit lokalem Stegblechsausfall
- Bild 55:** Defizite der Fahrbahnplatte
- Bild 56:** Ausnutzungsgrad für die schlaife Bewehrung der Fahrbahnplatte
- Bild 57:** Schubnachweise im Grenzzustand der Tragfähigkeit
- Bild 58:** Untersicht Überbau
- Bild 59:** Überbau Teilquerschnitt
- Bild 61:** Bauwerksuntersicht
- Bild 62:** Versuchsaufbau „Leichtfahrbahn mit ausgesteiften Tonnenblechen“
- Bild 63:** Versuchsgrundlagen zur Leichtfahrbahn
- Bild 64:** Untersicht Überbau
- Bild 65:** Querschnitt Überbau
- Bild 66:** Zusatzspannungen im Hauptträgeruntergurt aus Grundrisskrümmung
- Bild 67:** Innenansicht Hauptträgersteg mit Querträgeranschluss
- Bild 68:** Detailausbildung Querrahmenanschluss
- Bild 69:** Randspannungen unter Quervorspannung und Schwinden
- Bild 70:** Randspannungen unter Lastmodell LM 3
- Bild 71:** Seitenansicht
- Bild 72:** Innenansicht Hauptträgersteg mit Beulsteifen
- Bild 73:** Innenansicht Querträgersteg/ Untersicht Deckblech im Bereich des Montagestoßes
- Bild 74:** Blechdickenabstufung Hauptträgeruntergurt
- Bild 75:** Kerbfalleinstufung der Bestandskonstruktion
- Bild 76:** Ablaufdiagramm zur Ermittlung der Defizitgefährdung bei Brücken in Stahl- und Stahlverbundbauweise

- Bild 77:** Bewertungsmatrix zur Beurteilung der Defizitgefährdung bei Brücken in Stahlbauweise
- Bild 78:** Bewertungsmatrix zur Beurteilung der Defizitgefährdung bei Brücken in Verbundbauweise
- Bild 79:** Muster des tabellarischen Formblattes für Stahlbrücken gemäß Nachrechnungsrichtlinie [2]
- Bild 80:** Visualisierung von Defiziten anhand farblicher Kennzeichnung [35]
- Bild 81:** Querschnitt einer WiB-Brücke nach DIN-Fachbericht 104 [27]
- Bild 82:** Vorschlag zur Neuregelung der Ziellastniveaus für die Fortschreibung der NaRiLi [2]
- Tab.13:** Ausnutzungsgrade für die Hauptträger
- Tab.14:** Wichtung der Auswirkungen von Defiziten bei Stahlbrücken
- Tab.15:** Ermittlung der Bewertungskennzahl am Beispiel einer Stahlbrücke
- Tab.16:** Wichtung der Auswirkungen von Defiziten bei Verbundbrücken
- Tab.17:** Ermittlung der Bewertungskennzahl am Beispiel einer Verbundbrücke
- Tab.18:** Ziellastniveaus gemäß Nachrechnungsrichtlinie [2]

Tabellen

- Tab. 1:** Entwicklung der Lastannahmen infolge von Verkehr auf Straßenbrücken in der Bundesrepublik Deutschland
- Tab. 2:** Wesentliche Entwicklungsschritte der Bemessungsregeln im Stahlbrückenbau [31]
- Tab. 3:** Wesentliche Entwicklungsschritte der Bemessungsregeln im Verbundbrückenbau [31]
- Tab. 4:** Kriterien im Grenzzustand der Gebrauchstauglichkeit (GzG)
- Tab. 5:** Kriterien im Grenzzustand der Tragfähigkeit (ohne Ermüdung) (GzT)
- Tab. 6:** Kriterien im Grenzzustand der Tragfähigkeit, Ermüdung (GzTE)
- Tab. 7:** Definition der Defizitklassen
- Tab. 8:** Vergleich der Defizitanteile bei Nachweisen im GzT von Bauteilen in Brückenlängsrichtung
- Tab. 9:** Vergleich der Defizitanteile bei Nachweisen im GzT von Bauteilen in Brückenquerrichtung
- Tab.10:** Ausnutzungsgrade für die Stahlträger
- Tab.11:** Ausnutzungsgrade für weitere Teilbauwerke
- Tab.12:** Biegemomentenvergleich Bestandsberechnung / Nachrechnung

Schriftenreihe

Berichte der Bundesanstalt für Straßenwesen

Unterreihe „Brücken- und Ingenieurbau“

2014

B 98: Brückenseile – Gegenüberstellung von vollverschlossenen Seilen und Litzenbündelseilen

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

B 99: Intelligente Brücke – Zuverlässigkeitsbasierte Bewertung von Brückenbauwerken unter Berücksichtigung von Inspektions- und Überwachungsergebnissen

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

B 100: Roadtraffic Management System (RTMS)

Freundt, Vogt, Böning, Pierson, Ehrle € 15,00

B 101: Adaptive Spannbetonstruktur mit lernfähigem Fuzzy-Regelungssystem

Schnellenbach-Held, Fakhouri, Steiner, Kühn € 18,50

B 102: Adaptive ‚Tube-in-Tube‘-Brücken

Empelmann, Busse, Hamm, Zedler, Girmscheid € 18,00

B 103: Umsetzung des Eurocode 7 bei der Bemessung von Grund- und Tunnelbauwerken

Briebrecher, Städing € 14,00

B 104: Intelligente Brücke – Konzeption eines modular aufgebauten Brückenmodells und Systemanalyse

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

B 105: Intelligente Brücke – Machbarkeitsstudie für ein System zur Informationsbereitstellung und ganzheitlichen Bewertung in Echtzeit für Brückenbauwerke

Schnellenbach-Held, Karczewski, Kühn
Dieser Bericht liegt nur in digitaler Form vor und kann unter <http://bast.opus.hbz-nrw.de/> heruntergeladen werden.

B 106: Einsatz von Monitoringsystemen zur Bewertung des Schädigungszustands von Brückenbauwerken

Freundt, Vogt, Böning, Michael, Könke, Beinersdorf € 17,00

B 107: Materialeigenschaften von Kunststoffdichtungsbahnen bestehender Straßentunnel

Robertson, Bronstein, Brummermann € 16,00

B 108: Fahrzeug-Rückhaltesysteme auf Brücken

Neumann, Rauert € 18,50

B 109: Querkrafttragfähigkeit bestehender Spannbetonbrücken

Hegger, Herbrand € 17,00

B 110: Intelligente Brücke – Schädigungsrelevante Einwirkungen und Schädigungspotenziale von Brückenbauwerken aus Beton

Schnellenbach-Held, Peeters, Miedzinski
Dieser Bericht liegt nur in digitaler Form vor und kann unter <http://bast.opus.hbz-nrw.de/> heruntergeladen werden.

B 111: Erarbeitung von Modellen zur Bestimmung der Schadensumfangsentwicklung an Brücken

Müller € 15,00

2015

B 112: Nachhaltigkeitsberechnung von feuerverzinkten Stahlbrücken

Kuhlmann, Maier, Ummenhofer, Zinke, Fischer, Schneider € 14,00

B 113: Versagen eines Einzelelementes bei Stützkonstruktionen aus Gabionen

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

B 114: Auswirkungen von Lang-Lkw auf die sicherheitstechnische Ausstattung und den Brandschutz von Straßentunneln

Mayer, Brennberger, Großmann
Dieser Bericht liegt nur in digitaler Form vor und kann unter <http://bast.opus.hbz-nrw.de/> heruntergeladen werden.

B 115: Auswirkungen von Lang-Lkw auf die sicherheitstechnische Ausstattung und den Brandschutz von Straßentunneln

Mayer, Brennberger, Großmann
Dieser Bericht liegt nur in digitaler Form vor und kann unter <http://bast.opus.hbz-nrw.de/> heruntergeladen werden.

B 116: Überwachungskonzepte im Rahmen der tragfähigkeitsrelevanten Verstärkung von Brückenbauwerken aus Beton

Schnellenbach-Held, Peeters, Brylka, Fickler, Schmidt
Dieser Bericht liegt nur in digitaler Form vor und kann unter <http://bast.opus.hbz-nrw.de/> heruntergeladen werden.

B 117: Intelligente Bauwerke – Prototyp zur Ermittlung der Schadens- und Zustandsentwicklung für Elemente des Brückenmodells

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 Standsicherheit 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.

B 125: Entwicklung einheitlicher Bewertungskriterien für Infrastrukturbauwerke im Hinblick auf Nachhaltigkeit

Mielecke, Kistner, Graubner, Knauf, Fischer, Schmidt-Thró
Dieser Bericht liegt nur in digitaler Form vor und kann unter <http://bast.opus.hbz-nrw.de/> heruntergeladen werden.

B 126: Konzeptionelle Ansätze zur Nachhaltigkeitsbewertung im Lebenszyklus von Elementen der Straßeninfrastruktur

Mielecke, Graubner, Röth
Dieser Bericht liegt nur in digitaler Form vor und kann unter <http://bast.opus.hbz-nrw.de/> heruntergeladen werden.

B 127: Verstärkung von Stahlbrücken mit Kategorie-2-Schäden

Kuhlmann, Hubmann € 21,50

B 128: Verstärkung von Stahlbrücken mit Kategorie-3-Schäden

Ungermann, Brune, Giese € 21,00

B 129: Weiterentwicklung von Verfahren zur Bewertung der Nachhaltigkeit von Verkehrsinfrastrukturen

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

B 130: Intelligente Straßenverkehrsinfrastruktur durch 3D-Modelle und RFID-Tags

Tulke, Schäfer, Brakowski, Braun
Dieser Bericht liegt nur in digitaler Form vor und kann unter <http://bast.opus.hbz-nrw.de/> heruntergeladen werden.

B 132: Pre-Check der Nachhaltigkeitsbewertung für Brückenbauwerke

Graubner, Ramge, Hess, Ditter, Lohmeier
Dieser Bericht liegt nur in digitaler Form vor und kann unter <http://bast.opus.hbz-nrw.de/> heruntergeladen werden.

B 133: Anforderungen an Baustoffe, Bauwerke und Realisierungsprozesse der Straßeninfrastrukturen im Hinblick auf Nachhaltigkeit

Mielecke, Graubner, Ramge, Hess, Pola, Caspari
Dieser Bericht liegt nur in digitaler Form vor und kann unter <http://bast.opus.hbz-nrw.de/> heruntergeladen werden.

B 134: Nachhaltigkeitsbewertung für Erhaltungs- und Erhaltungskonzepte von Straßenbrücken

Gehrlein, Lingemann, Jungwirth
Dieser Bericht liegt nur in digitaler Form vor und kann unter <http://bast.opus.hbz-nrw.de/> heruntergeladen werden.

2017

B 135: Wirksamkeit automatischer Brandbekämpfungsanlagen in Straßentunneln

Kohl, Kammerer, Leucker, Leismann, Mühlberger, Gast
Dieser Bericht liegt nur in digitaler Form vor und kann unter <http://bast.opus.hbz-nrw.de/> heruntergeladen werden.

B 136: HANV als Verstärkung von Stahlbrücken mit Kategorie-1-Schäden

Stranghöner, Lorenz, Raake, Straube †, Knauff
Dieser Bericht liegt nur in digitaler Form vor und kann unter <http://bast.opus.hbz-nrw.de/> heruntergeladen werden.

B 137: Verstärkung von Stahlbrücken mit hochfestem Beton

Mansperger, Lehmann, Hofmann, Krüger, Lehmann € 14,50

B 138: Rückhaltesysteme auf Brücken – Einwirkungen aus Fahrzeuganprall und Einsatz von Schutzeinrichtungen auf Bauwerken

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

B 139: Unterstützung der Bauwerksprüfung durch innovative digitale Bildauswertung – Pilotstudie

Sperber, Gößmann, Reget, Müller, Nolden, Köhler, Kremkau € 16,50

B 140: Untersuchungen zum Beulnachweis nach DIN EN 1993-1-5

U. Kuhlmann, Chr. Schmidt-Rasche, J. Frickel, V. Pourostad
Dieser Bericht liegt nur in digitaler Form vor und kann unter <http://bast.opus.hbz-nrw.de/> heruntergeladen werden.

B 141: Entwurf von hydrogeothermischen Anlagen an deutschen Straßentunneln

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

B 142: Einsatz von offenporigen Belägen in Einhausungs- und Tunnelbauwerken

Baltzer, Riepe, Zimmermann, Meyer, Brungsberg, Mayer, Brennberger, Jung, Oeser, Meyer, Koch, Wienecke
Dieser Bericht liegt nur in digitaler Form vor und kann unter <http://bast.opus.hbz-nrw.de/> heruntergeladen werden.

2018

B 143: Analyse des menschlichen Verhaltens bei Aktivierung von stationären Brandbekämpfungsanlagen in Straßentunneln

Mühlberger, Gast, Plab, Probst € 15,50

B 144: Nachrechnung von Stahl- und Verbundbrücken – Systematische Datenauswertung nachgerechneter Bauwerke

Neumann, Brauer € 16,50

Fordern Sie auch unser kostenloses Gesamtverzeichnis aller lieferbaren Titel an! Dieses sowie alle Titel der Schriftenreihe können Sie unter der folgenden Adresse bestellen:

Carl Ed. Schünemann KG
Zweite Schlachtpforte 7 · 28195 Bremen
Tel. +(0)421/3 69 03-53 · Fax+(0)421/3 69 03-63

Alternativ können Sie alle lieferbaren Titel auch auf unserer Website finden und bestellen.

www.schuenemann-verlag.de