

Nachrechnung bestehender Stahl- und Verbundbrücken – Restnutzung

Berichte der
Bundesanstalt für Straßenwesen

Brücken- und Ingenieurbau Heft B 123

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

Nachrechnung bestehender Stahl- und Verbundbrücken – Restnutzung

von

Karsten Geißler
Sebastian Krohn

Technische Universität Berlin
Fachgebiet Entwerfen und Konstruieren- Stahlbau

**Berichte der
Bundesanstalt für Straßenwesen**

Brücken- und Ingenieurbau Heft B 123

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 15.0529/2011/FRB:
Nachrechnung bestehender Stahl- und Verbundbrücken – Restnutzung

Fachbetreuung:

Heinz Friedrich
Thomas Mayer

Herausgeber

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

Redaktion

Stabsstelle Presse und Öffentlichkeitsarbeit

Druck und Verlag

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

ISSN 0943-9293

ISBN 978-3-95606-222-3

Bergisch Gladbach, Januar 2016

Kurzfassung – Abstract

Nachrechnung bestehender Stahl- und Verbundbrücken – Restnutzung

Ziel des Forschungsvorhabens war es, den Verbesserungsbedarf für Ermüdungsnachweise gemäß Nachrechnungsrichtlinie zu identifizieren und darauf aufbauend Anpassungs- und Ergänzungsvorschläge zu formulieren sowie weiteren Forschungsbedarf zu benennen. Da die Gesamtheit aller für den Ermüdungsnachweis an Stahl- und Verbundbrücken infrage kommenden Nachweisverfahren und Anwendungsfälle sehr umfangreich ist, wurden Untersuchungen zu den verschiedenen Nachweiskonzepten an einer repräsentativen Auswahl vorhandener Straßenbrücken durchgeführt und hieraus entsprechende Verbesserungsvorschläge für die Regelungen der Nachrechnungsrichtlinie abgeleitet. Nachfolgend werden die wesentlichen Ergebnisse stichpunktartig zusammengefasst:

1. Die Verwendung von bauwerksspezifischen Daten (z. B. Daten aus Verkehrszählungen) kann die Nachweisgenauigkeit erheblich verbessern. Jedoch bleiben folgende Fragen bisher unbeantwortet:
 - Wie kann das zukünftig steigende Verkehrsaufkommen bzw. das gegenüber der Zählung geringere Verkehrsaufkommen vergangener Jahrzehnte berücksichtigt werden?
 - Wie können die Daten einer Verkehrszählung auch im Zusammenhang mit dem bisherigen Konzept des modifizierten ELM4 der Nachrechnungsrichtlinie verwendet werden?
2. Um das Nachweiskonzept der Nachrechnungsrichtlinie in Stufe 3 nachhaltig zu verbessern, wird die Einführung eines messdatenbasierten Schadensäquivalenzfaktors λ_{meas} vorgeschlagen. Mithilfe dieses Faktors könnten bauwerksspezifische Daten aus einfachen Dehnungsmessungen am Bauwerk unter Berücksichtigung des prognostizierten Verkehrszuwachses in den Nachweis eingehen und erheblich zur Verbesserung der Nachweisgenauigkeit beitragen.
3. Die Anwendung des Strukturspannungskonzeptes ist nur zu empfehlen, wenn folgende Punkte berücksichtigt werden:
 - Das Strukturspannungskonzept sollte aufgrund des hohen Modellierungsaufwandes nur zur Anwendung kommen, wenn keine eindeutige Kerbfallzuordnung nach dem gängigen Nennspannungskonzept möglich ist.
4. Da Stahlbrücken im Straßenbrückenbau häufig große Stützweiten aufweisen, erscheint es lohnenswert, mithilfe von Vergleichsrechnungen für verschiedene Systeme und Stützweiten eine einfache Ausschlussregelung auf Grundlage der Brückenklassen 60 und 60/30 zu entwickeln, bei welcher der Ermüdungsnachweis in Haupttragrichtung generell entfallen kann. Für Neubauten existiert eine derartige Regelung bereits im DIN-Fachbericht 103 für Hauptträger von Straßenbrücken mit Einflusslinienlängen von $L \geq 45$ m und mit Kerbfällen von $\Delta\sigma_C \geq 71$ N/mm².
5. Bezüglich probabilistischer Nachweismethoden enthält die Nachrechnungsrichtlinie bisher weder nähere Angaben zum Ansatz von Lastkollektiven auf Basis von Verteilungen, noch
 - Für die Ermittlung der Hotspot-Spannungen ist die Art der Elementierung von entscheidender Bedeutung. Somit sollte die Nachrechnungsrichtlinie grundsätzliche Regelungen zur Elementierung und zur Spannungsextrapolation enthalten oder zumindest auf entsprechende Regelwerke verweisen.
 - Sind die Spannungspunkte bzw. Stützstellen über die Blechdicke (entlang von Blechkannten) oder entlang nicht flächiger Bauteile (wie z. B. Rundstahlhänger) anzuordnen, sollten Volumenmodelle mit feiner Elementierung und einem quadratischen Extrapolationsansatz (mit 3 Parametern) zur Anwendung kommen.
 - Bei einer Anordnung der Stützstellen über die Blechbreite/oder -länge können die Hotspot-Spannungen auch anhand eines Flächenmodells sowie auf Grundlage eines groben FE-Netzes bestimmt werden. Zur Unterscheidung zwischen grober und feiner Elementierung.
 - Bei tragenden und nicht voll durchgeschweißten Nähten ist ergänzend zum Nachweis des Grundmaterials stets der Ermüdungsnachweis für ein Versagen der Schweißnaht selbst zu führen, da dieser Fall nicht mit dem Strukturspannungskonzept abgedeckt wird.

finden sich Angaben zu statistischen Parametern auf der Widerstandsseite wie zum Beispiel der Streuung der Wöhlerlinien oder der Grenzsadensumme. Gerade um eine Vergleichbarkeit und Prüfbarkeit für probabilistische Nachweise zu ermöglichen, ist die Festlegung bestimmter Eingangsgrößen in der Richtlinie unabdingbar.

Assessment of existing steel- and composite road bridges – Remaining life

The aim of the research project was to identify requirements for improving the fatigue analysis within the guideline for the assessment of existing road bridges. In addition, recommendations for modifications and complements should be made and the need for further research has to be pointed out. To make recommendations for the improvement of the current guideline several examinations were made. The existing approach for fatigue assessment was applied to a representative selection of road bridges. The significant results are summarized below:

1. By using data related to the structure (e.g. traffic counting) it is possible to improve the accuracy of analysis. However, there are still unanswered questions:
 - How to deal with the increasing road traffic in the future and the lower road traffic of the past?
 - How is it possible to use the data from traffic counting with the existing modified fatigue model ELM4 from the guideline for assessment?
2. To improve the approach for assessment in level 3 of the guideline, a new damage equivalence factor for fatigue λ_{meas} is proposed. This new factor is based on measured data from the structure and substitutes the usual damage equivalence factor for fatigue λ . The factor λ_{meas} accounts for strain measurements from the structure and the foreseeable increase of road traffic. So that there is the possibility to improve the accuracy of the analysis.
3. The application of the approach with structural hot-spot stresses is only recommended if following facts are noticed:
 - Due to the higher efforts required for modelling, it should only be used if there are no appropriate fatigue categories (FAT).
 - The element types in the computational model are essential for the determination of the structural hot-spot stresses. The guideline for assessment should give rules for the element types, the way of generating the computational model and the extrapolation of stresses.
 - For the calculation of structural hot-spot stresses over the plate thickness or for non-planar structural parts (e.g. round or flat steel hanger), small-sized volume elements and a quadratic equation for the extrapolation (3 parameters) should be used.
 - For the calculation of structural hot-spot stresses over the plate length or plate width surface elements can be used.
 - For partial penetration welds the fatigue analysis of the welded joint itself has to be done additionally, because this is not considered by the approach of structural hot-spot stresses.
4. Steel highway bridges are used to span long distances between the supports. It could be worth finding a rule which makes it possible to abstain from fatigue analysis for main support members. For this purpose comparative calculations considering different statical systems, spans and bridge capacities (especially 60 and 60/30) should be used. Such a rule already exists in DIN Technical Report 103 for main girders with influence lines of $L \geq 45$ m and fatigue categories $\Delta\sigma C \geq 71$ N/mm².
5. Until now, there are no specifications to consider load spectrums based on distributions. There are also no specifications for statistical input quantities of the resistance parameters like the statistical scatter of S/N curves and permissible damage sum; values, which are essential for probabilistic analyses and their verification.

Inhalt

1	Aufgabenstellung	7	4	Anwendung des Strukturspannungskonzeptes in Stufe 2	23
2	Einführung	7	4.1	Grundlagen und Anwendungsgrenzen	23
2.1	Regelungen der Nachrechnungsrichtlinie 2011	7	4.2	Beispiel Blockdübel (Bauwerk D)	25
2.2	Bewertung der Regelungen und eigenes Vorgehen	8	4.2.1	Allgemeines zur Spannungsermittlung	25
2.3	Beschreibung der Bauwerke – Stahlbrücken	9	4.2.2	Modellierung	26
2.3.1	Bauwerk A	9	4.2.3	Beanspruchungen	27
2.3.2	Bauwerk B	11	4.2.4	Ermittlung der Strukturspannungen ...	27
2.4	Beschreibung der Bauwerke – Verbundbrücken	12	4.2.5	Ermüdungsnachweise	29
2.4.1	Bauwerk C	12	4.2.6	Zusammenfassung	29
2.4.2	Bauwerk D	13	4.3	Beispiel Hängeranschluss (Bauwerk B)	30
2.5	Allgemeines zur Restnutzungsdauer	13	4.3.1	Modellierung Gesamtsystem	30
2.5.1	Nachweisergebnisse	13	4.3.2	Beanspruchungen	30
2.5.2	Nachweis mit schädigungsäquivalenter Schwingbreite	14	4.3.3	Modell des untersuchten Hängeranschlusses	31
2.5.3	Berechnung der Schadenssumme bzw. der Restnutzungsdauer	14	4.3.4	Ermittlung der Strukturspannungen	31
3	Nachweisführung in den Stufen 1 und 2 sowie unter Ansatz von Daten aus Verkehrszählungen	14	4.3.5	Nachweis	33
3.1	Vorgehen	14	4.3.6	Zusammenfassung	33
3.2	Beispiel Bauwerk A	15	5	Nachweis mit Schadensäquivalenzfaktoren aus Bauwerksmessungen in Stufe 3	33
3.2.1	Modellierung	15	5.1	Allgemeines	33
3.2.2	Untersuchte Kerbdetails	16	5.2	Schadensäquivalenzfaktor aus Messdaten λ_{meas}	34
3.2.3	Nachweisstufe 1	18	5.2.1	Allgemeine Herleitung	34
3.2.4	Nachweisstufe 2	20	5.2.2	Bestimmung von λ_{meas} unabhängig vom Kerbfall	35
3.2.5	Ansatz von Daten aus Verkehrszählungen	21	5.2.3	Unterschiedliche Einflusslinien innerhalb des statischen Systems	37
3.3	Zusammenfassung	23	5.3	Zusammenfassung	38

6	Anwendung probabilistischer Nachweise in Stufe 4	39
6.1	Grundlagen	39
6.2	Probabilistischer Nachweis am Beispiel Bauwerk C	40
6.2.1	Nachweis entsprechend ELM3	40
6.2.2	Probabilistischer Nachweis	41
6.2.3	Zusammenfassung	44
7	Ergebnisse und Schlussfolgerungen	44
7.1	Einwirkungen und Schaden- äquivalenzfaktoren	44
7.2	Anwendung des Strukturspannungs- konzeptes	45
7.3	Vereinfachung für Brücken mit großen Stützweiten	46
7.4	Probabilistischer Nachweis	46
8	Literatur	47

Anlagen

Die Anlagen zum Bericht sind im elektronischen
BAST-Archiv ELBA unter:

<http://bast.opus.hbz-nrw.de> abrufbar

1 Aufgabenstellung

Die deutliche Zunahme des Schwerverkehrs in den vergangenen Jahrzehnten und der prognostizierte weitere Anstieg führen neben höheren statischen Lasten auch zu einer größeren Beanspruchung hinsichtlich der Materialermüdung. Neben der Bewertung der statischen Tragfähigkeit gewinnt daher die Bewertung der Restnutzungsdauer für bestehende Straßenbrücken zunehmend an Bedeutung. Sie zählt zu einem der wesentlichen Entscheidungskriterien für die Beurteilung der Sinnhaftigkeit von Investitionen in Instandsetzungsmaßnahmen oder Neubau.

Die Richtlinie zur Nachrechnung von Straßenbrücken im Bestand (Nachrechnungsrichtlinie) [1] stellt ein vierstufiges Nachweiskonzept zur Verfügung, welches auch Ermüdungs- bzw. Restnutzungsdauernachweise beinhaltet. Die Richtlinie wurde im Mai 2011 vom Bundesministerium für Verkehr, Bau und Stadtentwicklung in einer Pilotphase eingeführt und zur Anwendung empfohlen. Dabei dient die erste Anwendungsphase auch dazu, das Regelwerk weiter zu optimieren.

Gesamtziel des Forschungsvorhabens ist es, Verbesserungsbedarf für die Nachrechnungsrichtlinie zu identifizieren und darauf aufbauend Anpassungs- und Ergänzungsvorschläge zu formulieren sowie weiteren Forschungsbedarf zu benennen. Hierbei ist der Fokus vor allem auf das derzeit gültige Nachweiskonzept für Ermüdungsnachweise gemäß Nachrechnungsrichtlinie ([1], Abs. 13.10) gerichtet. Es sollen konkrete Vorschläge zur Verbesserung der Regelungen insbesondere in den Nachweisstufen 2 und 4 erarbeitet werden. Alle Verbesserungsvorschläge werden unter der Maßgabe entwickelt, dass erstens die Nachweisgenauigkeit zunimmt, zweitens aber auch die Umsetzbarkeit in der praktischen ingenieurmäßigen Anwendung gewahrt bleibt.

2 Einführung

2.1 Regelungen der Nachrechnungsrichtlinie 2011

Nachfolgend werden die derzeit in der Nachrechnungsrichtlinie (NRR) festgeschriebenen Regelungen stichpunktartig zusammengefasst. Für Ermüdungsnachweise an Stahl- und Verbundbrücken allgemein gelten folgende Hinweise:

- Ermüdungsnachweise an Stahl- und Verbundbrücke sind gem. DIN-Fb 103 und 104 oder EC3-1-9 zu führen.
- Bei Ermüdungsrissen ist die Restnutzungsdauer auf bruchmechanischer Grundlage zu berechnen.
- Die Fahrzeugstellung in Brückenquerrichtung ist zu berücksichtigen.

Für Nachweisstufe 1 sind in der Nachrechnungsrichtlinie folgende Regelungen enthalten:

- Der Nachweis ist unter Ansatz des Ermüdungslastmodells 3 (ELM3) mit Schadensäquivalenzfaktoren zu führen.
- Es folgen diverse Regelungen zu genieteten Konstruktionen (hier nicht näher beschrieben).

Nachweisstufe 2 sieht folgende Berechnungsmethoden vor:

- Nachweis durch direkte Berechnung der Schädigungssumme (ELM4).
- Wenn keine zutreffenden Kerbdetails (Nennspannungskerbfälle) zur Verfügung stehen, darf der Nachweis nach dem Strukturspannungskonzept mit den Strukturspannungskerbfällen nach EC3-1-9, Anhang B geführt werden.
- Beim Nachweis der orthotropen Fahrbahnplatte darf die Position der Radlasten in Querrichtung gem. EC1-2, 4.6.1 (5) angenommen werden.
- Die NRR gibt diverse Randbedingungen vor, bei denen auf einen Nachweis verzichtet werden kann.

Nachweisstufe 3 enthält allgemeine Hinweise zur Einbeziehung von Messdaten aller Art.

In Nachweisstufe 4 werden im Wesentlichen folgende Empfehlungen gegeben:

- Nachweise bzw. Restnutzungsdauerberechnungen dürfen unter Anwendung der Bruchmechanik erfolgen.
- Die Nachweise sollen mit den in Stufe 2 berechneten schädigungsäquivalenten Schwingbreiten erfolgen (ELM4).

2.2 Bewertung der Regelungen und eigenes Vorgehen

Zusammenfassend bieten die in der Nachrechnungsrichtlinie festgeschriebenen Regelungen folgende Alternativen zum Standardnachweis gemäß DIN-Fb:

1. Ansatz des modifizierten Ermüdungslastmodells,
2. Anwendung des Strukturspannungskonzeptes,
3. Anwendung bruchmechanischer Methoden bei erkannten Rissen.

Im Rahmen dieses Forschungsprojektes liegt der Fokus zwar auf der Nachweis- oder Widerstandsseite und weniger auf Seiten der Einwirkungen. Dennoch hat die Wahl der ermüdungsrelevanten Beanspruchung einen derart großen Einfluss auf das Nachweisergebnis, dass eine umfassende Betrachtung des Themas Ermüdung nicht ohne Behandlung der Einwirkungsseite auskommt. So werden einwirkungsseitig neben den bereits existierenden Ermüdungslastmodellen auch Ergebnisse aus Verkehrslastsimulationen, Verkehrszählungen und Bauwerksmessungen herangezogen und in ihrem Einfluss auf die Schadensäquivalenzfaktoren λ des Ermüdungsnachweises beurteilt.

Auf der Widerstandsseite wird die Anwendung verschiedener Nachweiskonzepte im Rahmen einer Aufwand-Nutzen-Analyse gegeneinander abgewogen. Dabei werden die herkömmlichen nennspannungsbasierten Berechnungen den Ergebnissen aus Strukturspannungsberechnungen gegenübergestellt und die Anwendungsgrenzen des Strukturspannungskonzeptes aufgezeigt.

Durch bruchmechanische Methoden lassen sich Resttragfähigkeiten bei vorhandenem Anriss berechnen. Um sich nicht in rein akademischen Überlegungen zu verlieren, ist der anzusetzenden Anriss der Länge L jedoch mindestens so lang zu wählen, dass er gerade noch nicht bei einer durchgeführten Bauwerksprüfung erkannt wird.

Es ist vom Einzelfall abhängig und schwer verallgemeinerbar, ab welcher Länge der Bauwerksprüfer einen Riss sicher erkennen kann. Deshalb sollten die Erwartungen in eine Restnutzungsdauer auf Basis bruchmechanischer Methoden nicht zu hoch angesetzt werden, da die Wachstumsphase bis zum Erreichen der kritischen Risslänge – respektive die Restnutzungsdauer – in vielen Fällen nicht mehr sehr lang ist. Dementsprechend wird das Augenmerk im vorliegenden Bericht eher auf die herkömmlichen Ermüdungsnachweise gelegt als auf die Anwendung bruchmechanischer Methoden. Im Anhang dieses Berichtes findet sich ein kurzer Überblick mit Grundlagen zur Anwendung der Bruchmechanik.

Neben den genannten deterministischen Berechnungsansätzen können alle oben aufgeführten Verfahren auch in ein entsprechendes probabilistisches Nachweiskonzept überführt werden. Anhand eines Beispiels wird das Vorgehen aufgezeigt und kurz bewertet.

Da die Gesamtheit aller Untersuchungen recht umfangreich ist und eine Anwendung auf eine Vielzahl von Brückentypen sowie die Variation von statischen Systemen und Stützweiten den Rahmen dieses Projektes sprengen würde, werden die Untersuchungen an einer repräsentativen Auswahl vorhandener Straßenbrücken durchgeführt und

Problemstellung	Mögliches Vorgehen	Beispiel	Nachweiskonzept
Normgemäße Beanspruchungskollektive sind gemessen an der realen Beanspruchung zu ungünstig	Einbezug von Daten aus Verkehrszählungen Ermittlung eines messwertgestützten Schadensäquivalenzfaktors	Relevante Ermüdungsdetails einer stählernen Deckbrücke (Bauwerk A)	Nennspannungskonzept
Zuordnung zu Nennspannungskerbfall nicht eindeutig	Anwendung des Strukturspannungskonzeptes	Hängeranschluss einer Stabbogenbrücke (Bauwerk B) Blockdübel einer Verbundbrücke (Bauwerk D)	Strukturspannungskonzept
Nachweis ist allgemein nicht erfüllt oder vorhandene Sicherheit ist näher zu bestimmen	Anwendung probabilistischer Methoden	Maßgebende Ermüdungsnachweise einer Deckbrücke in Verbundbauweise (Bauwerk C)	Nennspannungskonzept probabilistisch

Tab. 1: Problemstellungen und mögliche Lösungsansätze

hieraus entsprechende Aussagen abgeleitet. In der Tabelle 1 wird diese Herangehensweise illustriert. Anschließend folgen Erläuterungen zu den Beispielbauwerken.

2.3 Beschreibung der Bauwerke – Stahlbrücken

2.3.1 Bauwerk A

Auswahlkriterien

Deckbrücken weisen den größten Anteil der Bauwerke im Bundesfernstraßennetz auf. Deshalb wurden entsprechende Beispielbauwerke mit einer mittleren, ermüdungsrelevanten Stützweite herangezogen. Der DIN-Fachbericht 103 [33] enthält eine Festlegung, nach der für Hauptträger von Straßenbrücken aus Stahl S235, S275 und S355 mit Einflusslinienlängen von $L \geq 45$ m und mit Kerbfällen von $\Delta\sigma_C \geq 71$ N/mm² kein Ermüdungsnachweis geführt werden muss, vgl. auch Untersuchung in [17]. Diese Begrenzung hinsichtlich der Stützweiten basiert zwar auf den Bemessungslasten des DIN-Fachberichtes und ist daher nicht direkt auf Bestandsbauwerke übertragbar. Dennoch gilt der Grundsatz, dass bei Einzelstützweiten von $L > 45$ m die Spannungsschwingbreiten infolge häufiger Lasten für bestimmte Kerbdetails häufig keinen relevanten Schädigungsbeitrag mehr leisten und sich der Ermüdungsnachweis für die betreffenden Kerbdetails des Hauptträgers erübrigt. Das Beispielbauwerk A fällt mit Einzelstützweiten von 21,5 m nicht in diese Kategorie und erscheint als repräsentative Deckbrücke geeignet.

System und Querschnitt

Das Bauwerk ist ein Zweifeldträger mit gleichen Stützweiten von $2 \times 21,5$ m, vgl. Bild 1. Der Überbau wurde im Jahr 1967 als schiefwinkliger, zweizelliger Stahl-Hohlkastenträger mit konstanter Bauhöhe errichtet. Die Abmessungen der Hohlkästen im Querschnitt betragen jeweils $B \times H = 2,58$ m \times 0,81 m (Bild 2). Beide Hohlkästen sind durch Querträger biegesteif miteinander gekoppelt. Die Fahrbahn ist als orthotrope Fahrbahnplatte mit Längsrippen (Trapezhohlsteifen) und Querträgern ausgeführt. Der Winkel zwischen Straßenachse und Auflagerachse beträgt 45° (Bild 4). 1987 wurden am Bodenblech der Hohlkästen zusätzliche Hohlsteifen zur Verstärkung eingebaut (Bild 3). Die Ausführungsstatik wurde unter Ansatz der Brückenklasse 60 gem. DIN 1072 erstellt. Mit der letzten Einstufungsberechnung konnte das zulässige Lastniveau auf Brückenklasse 60/30 angehoben werden.

Die orthotrope Fahrbahnplatte weist ein 10 mm dickes Deckblech mit 6 mm dicken Trapezhohlsteifen auf. An den Durchdringungsbereichen von Längsrippen und Querträger laufen die Längsrippen ungestoßen durch, während die Querträgerstege entsprechend ausgenommen sind. Freischnitte sind an diesen Stellen nicht vorhanden.

Der Anschluss der Querträgerstege an die Hauptträgerstege wurde mit einer unter dem Gesichtspunkt der Materialermüdung ungünstigen Doppelkehlnaht realisiert.

Die überführte Bundesstraße liegt im Bauwerksbereich in der Geraden. Auf dem Überbau befinden sich 3 Fahrstreifen mit einer Gesamtbreite von

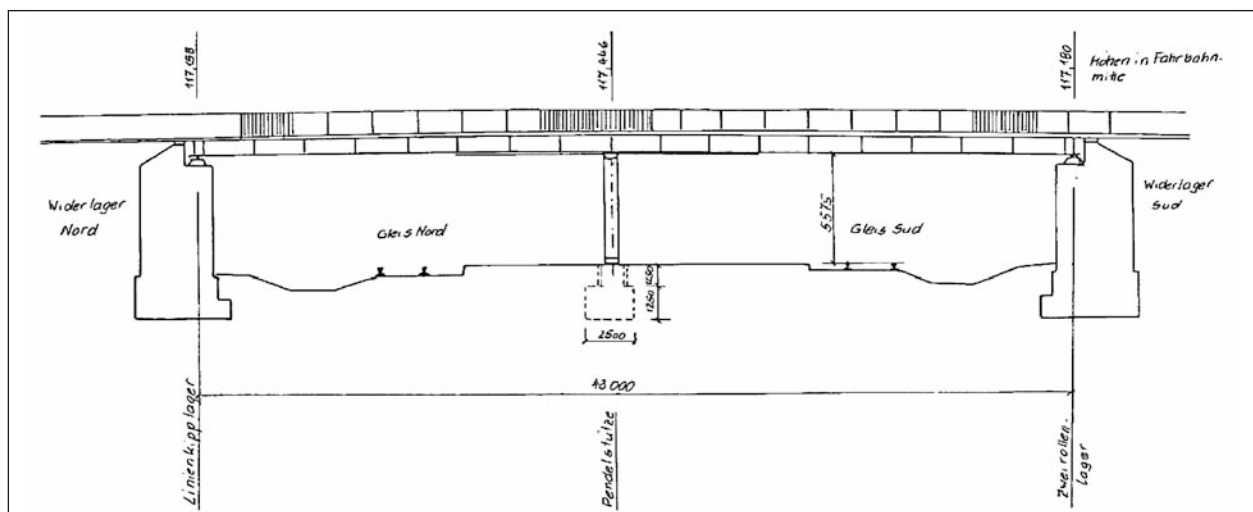


Bild 1: Längsschnitt Bauwerk A

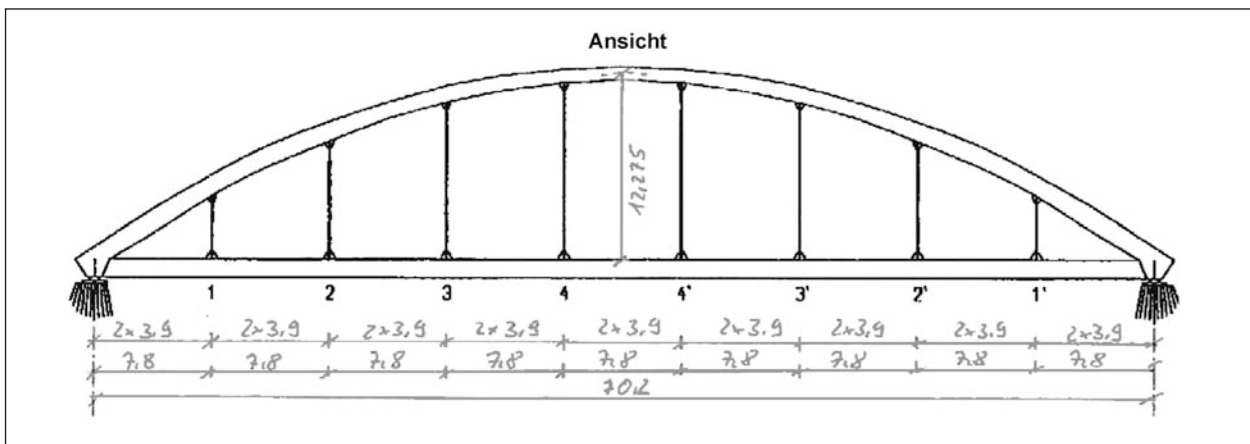


Bild 7: Ansicht

schen Höhe von rd. 1.260 mm sowie die Querträger mit einer statischen Höhe von ca. 1.000 mm sind vergleichsweise schlank ausgeführt. Die Konstruktion der orthotropen Platte erfolgte mit einem 12 mm dicken Deckblech und Trapezhohlsteifen.

Die überführte Bundesstraße liegt im Bauwerksbereich in der Geraden. Auf dem Überbau befinden sich zwei Fahrstreifen mit einer Gesamtbreite von 7,50 m sowie beidseitige Gehwege von jeweils 2,75 m Breite.

Die Versteifungsträger sind als offene Profile ausgeführt, wobei das Fahrbahnblech einseitig den Obergurt bildet. Die Bögen wurden als gevoutete Hohlkästen mit einer Breite von 1.000 mm ausgeführt. Der Abstand der Rundstahlhänger in Brückenlängsachse beträgt jeweils 7,8 m. Der Anschluss an den Bogen erfolgt mit Hängeranschlussblechen, die eine Quereinspannung verursachen. An den Versteifungsträgern wurden die Hängeranschlussbleche in Längsrichtung ausgerichtet.

2.4 Beschreibung der Bauwerke – Verbundbrücken

2.4.1 Bauwerk C

Auswahlkriterien

Um das Themenfeld „Ermüdungsnachweise an Verbundbrücken“ möglichst allgemeingültig abdecken zu können, war es erforderlich ein Bauwerk zu finden, welches erstens ausreichend alt ist, zweitens ein relativ simples und repräsentatives statisches System besitzt, drittens keine zu großen Stützweiten aufweist und dessen Bestandsunter-

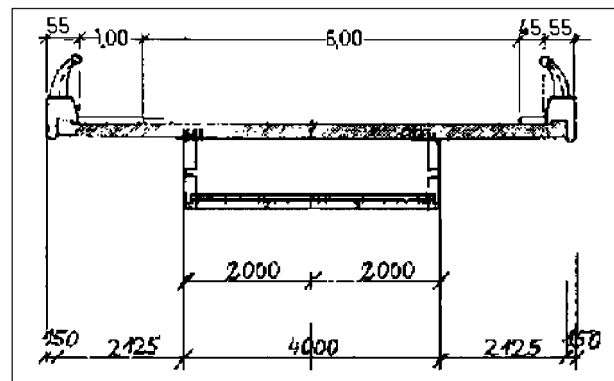


Bild 8: Querschnitt

lagen vollständig zur Verfügung stehen. Mit Beispielbauwerk C wurde eine gerade verlaufende, dreifeldrige Straßenbrücke in Verbundbauweise mit kleinen bis mittleren Einzelstützweiten von rund 3 x 25 m gefunden, welche alle oben stehenden Anforderungen erfüllt.

System und Querschnitt

Der Überbau besteht aus drei Feldern mit Stützweiten von 25,17 – 25,16 – 25,17 m. Die Gesamtbreite beträgt 7,56 m. Insgesamt überführt das Bauwerk zwei Fahrstreifen. Das Bauwerk wurde 1968 errichtet und für die Brückenklasse 60 gemäß DIN 1072 bemessen. Als Bemessungsfahrzeug wurde ebenfalls ein Schwerlastwagen SLW 90 in Alleinfahrt angesetzt.

Der einzellige Hohlkasten wurde als Stahlverbund-Konstruktion konzipiert. Die Stege und das Bodenblech bilden einen Stahltrug und werden durch Betonfertigteileplatten zu einem Verbundquerschnitt ergänzt. Vorgespannte Schrauben, die die Betonfertigteileplatten an den Obergurt pressen, gewährleisten die Verbundwirkung.

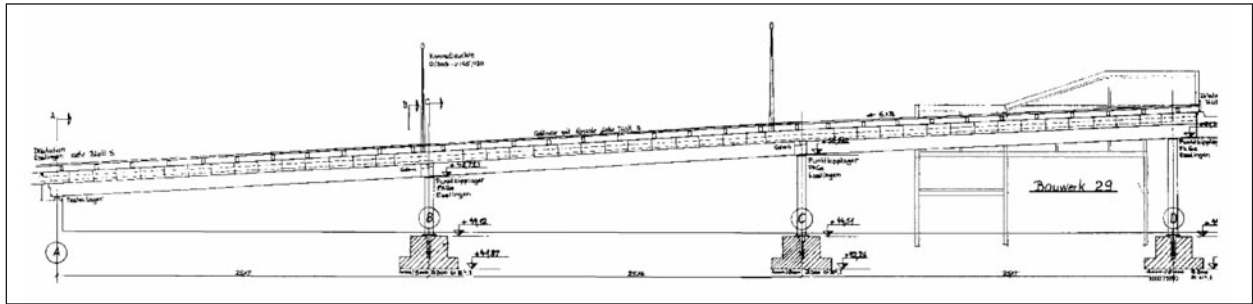


Bild 9: Längsschnitt, Stützweiten 3 x 25 m

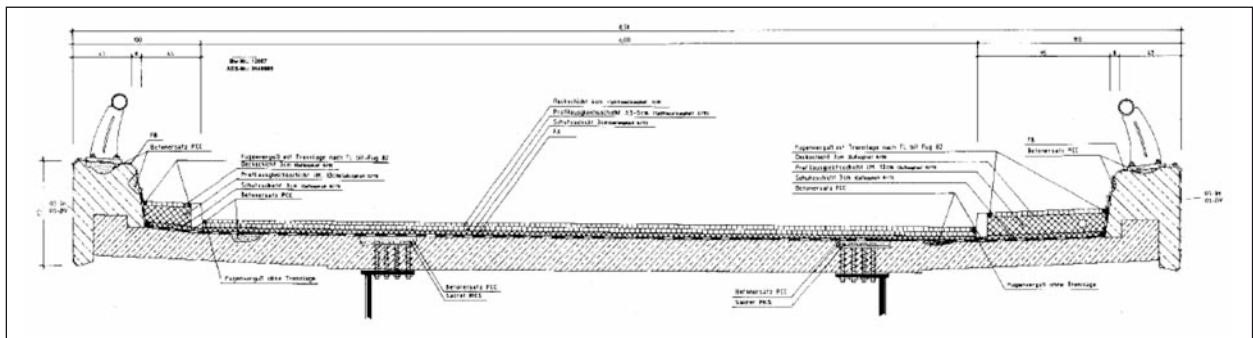


Bild 10: Querschnitt Fahrbahnplatte mit Schraubverbindung zur Verbundsicherung

2.4.2 Bauwerk D

Auswahlkriterien

Nachdem die Verbundmittel bei Bauwerk C nicht als Standardlösung einzustufen sind, wurde eine weitere Verbundbrücke mit Blockdübeln als Verbundmittel gesucht. Für diese Verbundmittel gibt es bisher keine allgemeingültige Einordnung in einen Kerbfall, sodass sich die Frage stellt, ob hier der Ermüdungsnachweis mittels Strukturspannungskonzept vorteilhaft ist. Da im Rahmen dieses Forschungsprojektes keine reale Verbundbrücke mit Blockdübeln zur Nachrechnung zur Verfügung stand, wurde ein fiktiver Durchlaufträger von 2 x 30 m Stützweite mit praxisrelevanten Detailabmessungen und Belastungszuständen vordimensioniert und der Untersuchung zugrunde gelegt.

System und Querschnitt

Zur Untersuchung der Ermüdungsproblematik von Blockdübeln wird eine fiktive Verbundbrücke festgelegt. Das gewählte statische System ist ein Zweifeldträger mit Einzelstützweiten von 30 m.

Die Fahrbahnplatte der Deckbrücke wird mit den zwei Hauptträgern über die Blockdübel schubfest verbunden. Der Querschnitt ist in Bild 12 dargestellt.

Das Beispielbauwerk wurde unter Ansatz von Verkehrslasten nach DIN 1072 (1985) bemessen.

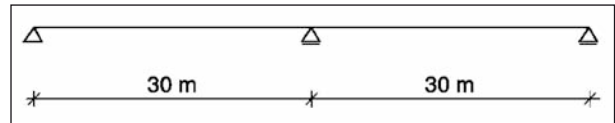


Bild 11: Statisches System

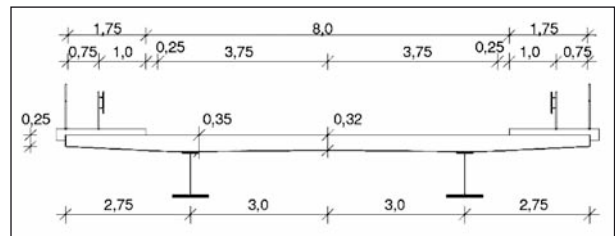


Bild 12: Querschnitt Verbundbrücke Bauwerk D

2.5 Allgemeines zur Restnutzungsdauer

2.5.1 Nachweisergebnisse

Grundsätzlich kann das Ergebnis eines Ermüdungsnachweises auf drei unterschiedlichen Wegen ausgedrückt werden:

1. als Spannungsauslastung η mit schädigungsäquivalenten Schwingbreiten,
2. als Schadenssumme D ,
3. als Restnutzungsdauer t_{rest} .

Die folgenden Kapitel beleuchten kurz die Hintergründe dieser drei unterschiedlichen Schreibwei-

sen. Wesentlich ist, dass alle drei Varianten gleichwertig sind und sich in einander überführen lassen.

2.5.2 Nachweis mit schädigungsäquivalenter Schwingbreite

Die schädigungsäquivalente Schwingbreite $\Delta\sigma_E$ bezieht sich im Stahlbau auf den Nennwert der Ermüdungsfestigkeit bei $N_C = 2 \cdot 10^6$ Lastwechseln. Dies wird durch den Index 2 zum Ausdruck gebracht:

$$\Delta\sigma_{E,2} = \lambda \cdot \Delta\sigma_{ELM3}$$

Der Ermüdungsnachweis unter Ansatz schädigungsäquivalenter Schwingbreiten wird mit folgenden Nachweisgleichungen gegen die Nennfestigkeit für Normalspannungen $\Delta\sigma_C$ bzw. für Schubspannungen $\Delta\tau_C$ geführt:

$$\frac{\gamma_{Ff} \cdot \Delta\sigma_{E,2}}{\Delta\sigma_C / \gamma_{Mf}} \leq 1,0 \quad \text{bzw.} \quad \frac{\gamma_{Ff} \cdot \Delta\tau_{E,2}}{\Delta\tau_C / \gamma_{Mf}} \leq 1,0$$

2.5.3 Berechnung der Schadenssumme bzw. der Restnutzungsdauer

Die Gültigkeit der linearen Schadensakkumulation nach Palmgren-Miner vorausgesetzt, lässt sich die Schadenssumme eines k-stufigen Beanspruchungskollektives allgemein ausdrücken mit:

$$D = \frac{\sum_i^k \Delta\sigma_i^m \cdot n_i}{\Delta\sigma_c^m \cdot N_c}$$

Mit dieser Gleichung wird im Übrigen deutlich, warum Abweichungen bei den Spannungsschwingbreiten einen deutlich größeren Einfluss auf die Schadenssumme haben als Abweichungen bei der Lastspielzahl. Grund ist, dass Spannungsschwingbreiten $\Delta\sigma$ mit der m-ten Potenz (Exponent i. d. R. $m = 5$) in die Schadenssumme eingehen und die Lastspielzahl n lediglich einfach.

Nach Umformen kann der akkumulierte Schaden auch über die folgende Nachweisgleichung berech-

$$D_{Ed} = \sum_i^k \frac{n_i}{N_i} \leq D_{lim}$$

net und mit der zulässigen Schadenssumme verglichen werden:

Dabei sind:

n_i Anzahl der Spannungsschwingspiele der Klasse i mit der Spannungsschwingbreite $\gamma_{Ff} \cdot \Delta\sigma_i$

N_i Anzahl der ertragbaren Schwingspiele für die Schwingbreite $\gamma_{Ff} \cdot \Delta\sigma_i$ bei Ansatz der Bemessungswöhlerlinie mit $\Delta\sigma_C / \gamma_{Ff}$

D_{lim} Grenzwert der Schadenssumme. Nach EC-1-9 ist $D_{lim} = 1,0$. In den IIW-Empfehlungen [8] wird z. T. $D_{lim} = 0,5 \dots 0,2$ verwendet.

Grundsätzlich berechnet sich die Restnutzungsdauer t_{rest} aus der noch möglichen Restschädigung:

$$D_{rest} = D_{lim} - D_{vorh}$$

Soll eine zeitliche Dauer z. B. in Jahren ausgedrückt werden, gilt bei konstanter Schädigungsrate:

$$t_{rest}[a] = \frac{D_{rest}}{D_{year}}$$

Dabei steht D_{year} für die Schadenssumme, die innerhalb eines Jahres zu erwarten ist. Sofern diese jährliche Schadenssumme D_{year} nicht konstant im gesamten Nutzungszeitraum ist, sondern z. B. aufgrund eines steigenden Verkehrsaufkommens stetig zunimmt, ist D_{year} durch die durchschnittliche jährliche Schadenssumme, die zukünftig bis zum Ende der Nutzungsdauer zu erwarten ist, zu ersetzen.

3 Nachweisführung in den Stufen 1 und 2 sowie unter Ansatz von Daten aus Verkehrszählungen

3.1 Vorgehen

Die Berechnungen in Kapitel 3 zeigen beispielhaft am Bauwerk A die Ermüdungsnachweise unter Ansatz verschiedener Ermüdungslastmodelle und Verkehrskategorien in den Nachweisstufen 1 und 2. Um den Umfang dieser Kapitel zu begrenzen, wird nur die Berechnung unter Ansatz von $N_{obs} = 0,5$ Mio. Fahrzeugen pro Jahr (Verkehrskategorie 2) sowie unter Ansatz der Daten aus Verkehrszählungen explizit gezeigt. Zu Vergleichszwecken werden in der Zusammenfassung zusätzlich die Ergebnisse dargestellt, die sich ohne Vorinformationen, also bei Ansatz des nach DIN-Fb bzw. EC empfohlenen Wertes von $N_{obs} = 2$ Mio. ergeben (Verkehrskategorie 1), vgl. Kapitel 3.3. In Tabelle 2 ist eine Übersicht zu den durchgeführten Berechnungsvarianten enthalten.

Nachweisstufe	Lastmodell	Verkehr	Bemerkung
Stufe 1 – ohne Informationen zur Verkehrskategorie	ELM3	Kategorie 1 $N_{\text{obs}} = 2,0 \text{ Mio.}$	N_{obs} entspricht dem empfohlenen Wert. Berechnung ist nachfolgend nicht explizit aufgeführt.
Stufe 1 – mit realistischer Vorgabe zur Verkehrskategorie	ELM3	Kategorie 2 $N_{\text{obs}} = 0,5 \text{ Mio.}$	N_{obs} kommt dem Wert aus Verkehrszählungen am nächsten, daher ist die Berechnung in folgenden Kapiteln aufgeführt.
Stufe 2 – ohne Informationen zur Verkehrskategorie	ELM4 (NRR)	Kategorie 1 ($N_{\text{obs}} = 2,0 \text{ Mio.}$ für 1990-2010)	N_{obs} entspricht dem empfohlenen Wert. Berechnung ist nachfolgend nicht explizit aufgeführt.
Stufe 2 – mit realistischer Vorgabe zur Verkehrskategorie	ELM4 (NRR)	Kategorie 2 ($N_{\text{obs}} = 0,5 \text{ Mio.}$ für 1990-2010)	N_{obs} kommt dem Wert aus Verkehrszählungen am nächsten, daher ist die Berechnung in folgenden Kapiteln aufgeführt.
Stufe 2 – mit N_{obs} aus Verkehrszählung	ELM3	$N_{\text{obs}} = 0,26 \text{ Mio.}$	Gemäß NRR Abs. 10.1.4 (5) ist hier die Zustimmung der obersten Straßenbaubehörde der Länder erforderlich.
Stufe 2 – mit N_{obs} aus Verkehrszählung	ELM4 (NRR)	$N_{\text{obs}} = 0,26 \text{ Mio.}$	Gemäß NRR Abs. 10.1.4 (5) ist hier die Zustimmung der obersten Straßenbaubehörde der Länder erforderlich.
Nachweis gemäß DIN-Fb, an Stufe 2 angelehnt	ELM4 (EC1-2)	Kategorie 1 $N_{\text{obs}} = 2,0 \text{ Mio.}$	Wird informativ zu ELM4 (NRR) ausgegeben, um Vergleich zu ermöglichen.
Nachweis gemäß DIN-Fb, an Stufe 2 angelehnt	ELM4 (EC1-2)	Kategorie 2 $N_{\text{obs}} = 0,5 \text{ Mio.}$	Wird informativ zu ELM4 (NRR) ausgegeben, um Vergleich zu ermöglichen.
Nachweis gemäß DIN-Fb, an Stufe 2 angelehnt	ELM4 (EC1-2)	$N_{\text{obs}} = 0,26 \text{ Mio.}$	Wird informativ zu ELM4 (NRR) ausgegeben, um Vergleich zu ermöglichen.

Tab. 2: Übersicht zu durchgeführten Berechnungen in verschiedenen Nachweisstufen

3.2 Beispiel Bauwerk A

3.2.1 Modellierung

Für die Nachweise im Haupttragsystem wird das Bauwerk mit einem Stabwerksmodell untersucht (Bild 13). Jeder Hauptträger wird mit seinem Hohlkastenquerschnitt in ein 3-Stab-Modell (2 Träger für jeden Hohlkastensteg mit einem mittig liegenden Torsionsträger ohne Biegesteifigkeit) gegliedert, um so die unterschiedlichen Beanspruchungen beider Kastenstege zu erfassen (Bild 14). Die mitwirkenden Gurtbreiten werden entsprechend DIN-Fachbericht 103 [33] Abs. III-3 ermittelt.

Die Stegzahnspannungen im Querträger werden unter Berücksichtigung der Vierendeelwirkung mit einem Ersatzsystem berechnet. Die Zusatzspannungen in den Trapezsteifen der orthotropen Fahrbahnplatte bzw. im Fahrbahnblech werden anhand eines gesonderten FE-Modells unter Verwendung von Flächenelementen berechnet. Bild 15 zeigt die Fahrzeugstellung in FS1 relativ zu den Hauptträgerstegen bzw. den vorhandenen Längsrippen.

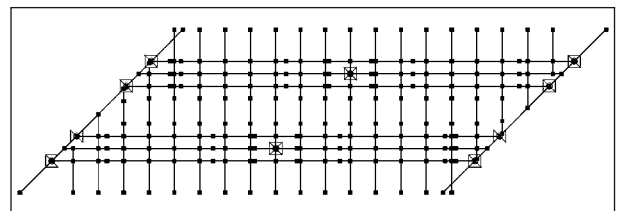


Bild 13: Stabwerksmodell im Grundriss

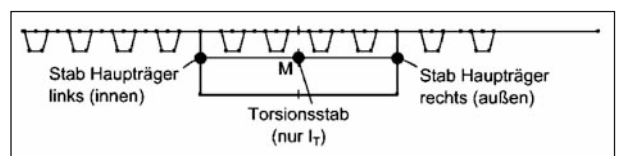


Bild 14: Beispielhafte Darstellung des 3-Stab-Modells

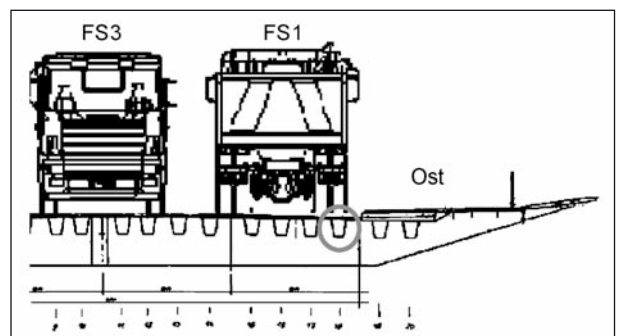


Bild 15: Höchstbeanspruchte Längsrippe unter FS1

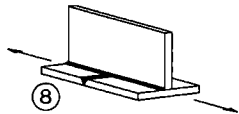
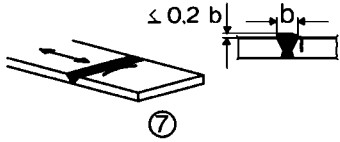
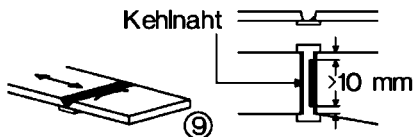

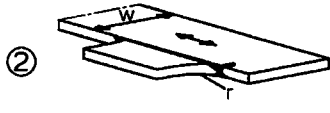
3.2.2 Untersuchte Kerbdetails

Alle untersuchten Kerbdetails werden in Tabelle 3.1 bis Tabelle 3.3 aufgeführt und kurz beschrieben.

Einige Ermüdungsfestigkeitswerte unterscheiden sich z. T. zwischen EC 3-1-9 [48] und DIN-Fachbe-

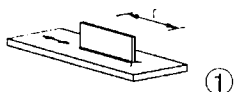
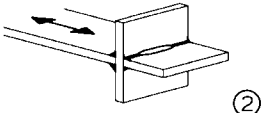

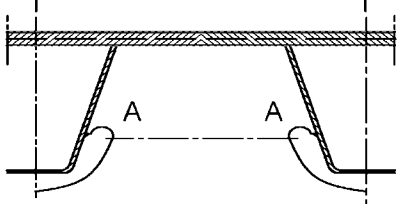
richt 103 [33], weshalb stets die Werte beider Normen verzeichnet sind.

Für Deckblech und Längssteifen kommen zusätzlich Kerbfälle in Frage.

Nr.	Konstruktionsdetail	Kerbfall	Nachweisstelle
1	 <p>Nahtkreuz ohne Freischnitt DIN-Fb [33]Tab.II-L.2</p>	DIN-Fb: 80 EC3-1-9: 71 ¹	Hauptträger: Kreuzung der Stegblechhalsnähte mit Stumpfnähten des Boden- bzw. Fahrbahnbleches. Querträger: Kreuzung der Stegblechhalsnähte mit Stumpfnähten des Untergurtes bzw. Fahrbahnbleches.
2	 <p>DIN-Fb [33]Tab.II-L.3</p>	DIN-Fb: 80 EC3-1-9: 80	Hauptträger: Alle Quernähte (durchgeschweißte Stumpfnähte) im Bodenblech, Stegblech bzw. Fahrbahnblech. Querträger: Alle Quernähte in Untergurt, Stegblech und Fahrbahnblech.
3	<p>Kehlnaht</p>  <p>DIN-Fb [33]Tab.II-L.3</p>	DIN-Fb: 71 EC3-1-9: 71	Querträger: Längsnaht im Fahrbahnblech am Baustellenstoß in Brückenmitte, Wurzelunterlage nicht entfernt.
4	 <p>DIN-Fb [33]Tab.II-L.3</p>	DIN-Fb: 50 EC3-1-9: 50	Hauptträger: Quernäht im Bodenblech am Baustellenstoß ca. 6,4 m von der Mittelstütze entfernt, Wurzelunterlage nicht entfernt und außerhalb der Schweißnaht geheftet, daher keine Einordnung in KF 71.
5	 <p>DIN-Fb [33]Tab. II-L.4</p>	DIN-Fb: 56 EC3-1-9: 50	Hauptträger: Anschluss Querträger-UG an Hauptträger-UG, $w = 2,525 \text{ m}$, $r = 80 \text{ mm}$, $r/w < 1/6$

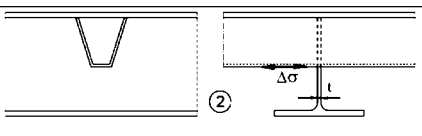
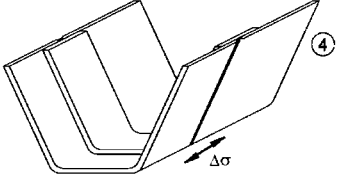
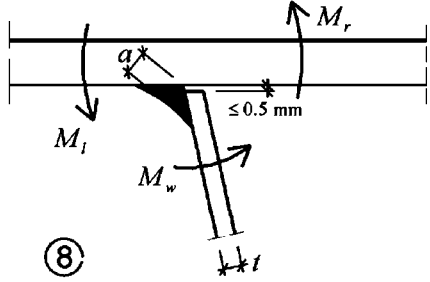
¹ Im EC3-1-9 ist nur eine Nahtkreuzung mit Freischnitt als KF 71 enthalten

Tab. 3.1: Relevante Kerbdetails mit Kerbfällen aus DIN-Fb [33] und EC [48]

Nr.	Konstruktionsdetail	Kerbfall	Beschreibung
6	 DIN-Fb [33]Tab. II-L.4	DIN-Fb: 56 EC3-1-9: 56	Hauptträger: am Ende der Beulsteifen auf dem Bodenblech am Montagestoß bei $x = 6,4$ m und Ende der Hohlsteifen auf Bodenblech bei $x = 2,575$ m von der Mittelstütze
7	 DIN-Fb [33]Tab. II-L.5	Für σ : DIN-Fb: 36* EC3-1-9: 36* Für τ ($m=5$): DIN-Fb: 80 EC3-1-9: 80	Querträger: Kreuzung der QT-Stegbleche mit den HT-Stegblechen. (Nachweis für das Grundmaterial wird hier nicht maßgebend)
8	 DIN-Fb [33]Tab. II-L.5	Für τ : DIN-Fb: 80 EC3-1-9: 80 ($m=5$)	Querträger: Steghalsnähte (Kehlnähte) am Deckblech mit Spannungserhöhung durch Längssteifenausnehmung.
9	 DIN-Fb [33]Tab. II-L.8	DIN-Fb: 112 EC3-1-9: 112 Da hier kein Freischnitt vorliegt gilt: DIN-Fb: 100 ¹ EC3-1-9: 100 ¹	Querträger: Vertikale Zahnspannungen an Längssteifen-Durchführungen. Im vorliegenden Fall werden die Längsrippen jedoch ohne Freischnitt durch den QT-Steg geführt, sodass der untersuchte Schnitt auf Höhe der Längssteifen-Unterkante liegt.

¹ Ohne Freischnitt ist gem. EC3-2 die Mitwirkung des Steifenblechs (Gurte) bei der Spannungsermittlung zu berücksichtigen, somit wird der Kerbfall in DIN-Fb [33]Tab. II-L.2 Nr. 5 herangezogen

Tab. 3.2: Relevante Kerbdetails mit Kerbfällen aus DIN-Fb [33] und EC [48]

Nr.	Konstruktionsdetail	Kerbfall	Beschreibung
10	 EC3-1-9 [48]Tab. 8.8	DIN-Fb: 80 EC3-1-9: 80	Quernaht an durchgehender Längsrippe ohne Freischnitt am QT ($t = 10$ mm), Kerbfall 80 nachzuweisen an Rippe und Deckblech
11	 EC3-1-9 [48]Tab. 8.8	DIN-Fb: 71 EC3-1-9: 71	Stoß der Längsrippe als voll durchgeschweißte Stumpfnah mit Badsicherung
12	 EC3-1-9 [48]Tab. 8.8	DIN-Fb: 50 EC3-1-9: 50	5 mm Kehlnah entlang der Längsrippe, nicht durchgeschweißst

Tab. 3.3: Relevante Kerbdetails mit Kerbfällen aus DIN-Fb [33] und EC [48]

3.2.3 Nachweisstufe 1

Einwirkungen und Schnittgrößen gemäß Stufe 1

In Nachweisstufe 1 werden die ermüdungsrelevanten Spannungsschwingbreiten durch Ansatz des ELM3 auf dem Fahrstreifen 1 bzw. 2 erzeugt, um den Nachweis gemäß DIN-Fb 103 [33] mithilfe schädigungsäquivalenter Schwingbreiten führen zu können.

In Bild 16 ist die Einhüllende der Schnittgrößenverläufe am äußeren Hauptträgersteg für das ELM3 auf Fahrstreifen 1 dargestellt.

Bei den Querträgern ergeben sich je betrachteter Fahrtrichtung zwei maßgebende Träger (Bild 17). Je nachdem, welcher Hauptträger befahren wird, weist Querträger Nr. 5 bzw. 18 die größte Momentenschwingbreite ΔM_y auf. Die maximale Querkraftschwingbreite ΔV_z wird bei Querträger Nr. 10 bzw. 13 erreicht (Bild 18 und 19).

Die Maximalwerte der Schnittgrößenschwingbreiten sind in Tabelle 4 zusammengefasst.

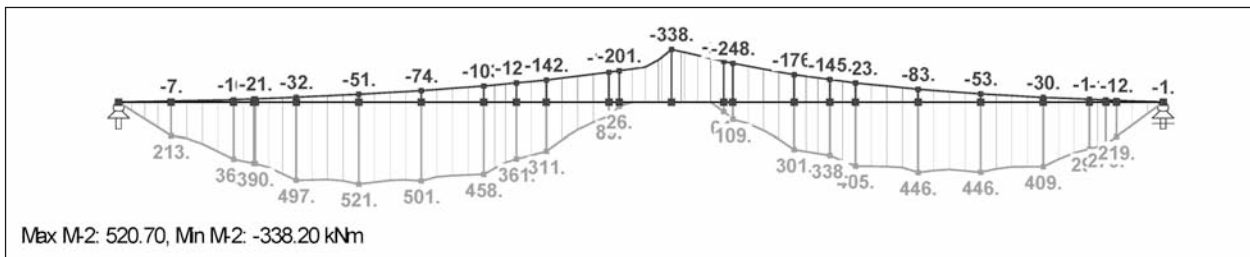


Bild 16: Max/min M_y infolge ELM3 am äußeren Hauptträgersteg

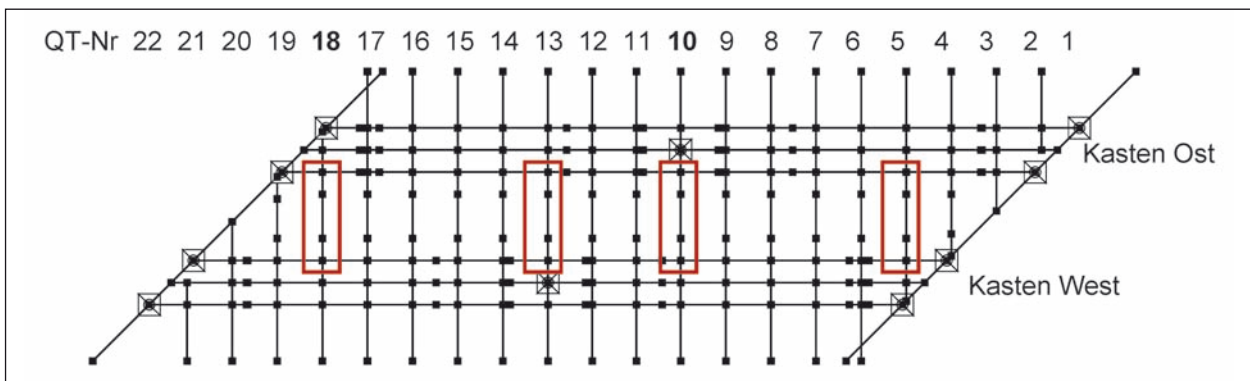


Bild 17: Stabwerksmodell und Querträger mit maximalen Schnittgrößen

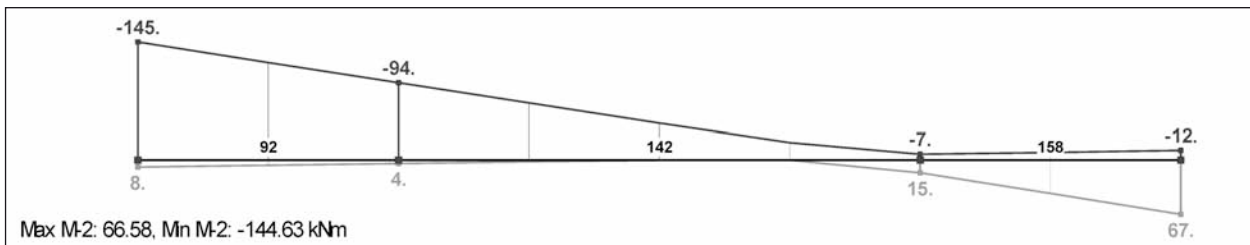


Bild 18: Max/min M_y infolge ELM3 an Querträger 18

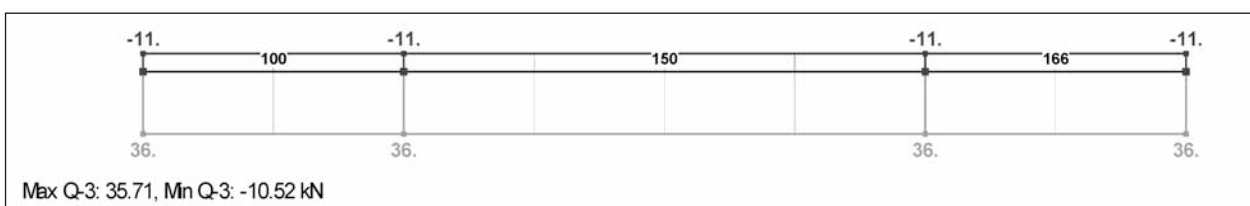


Bild 19: Max/min V_z infolge ELM3 an Querträger 10

Detail	Schnittgröße	QT-Nr.	Stab-Nr.	ΔM_y [kNm]	ΔV_z [kN]
Anschluss QT-HT	max ΔM_y	18	92	153	45
Mitte QT	max ΔM_y	18	142	98	45
Anschluss QT-HT	max ΔV_z	10	100	101	47
Mitte QT	max ΔV_z	10	150	74	47

Tab. 4: Maßgebende Querträger mit ihren Schnittgrößenschwingbreiten

Schadensäquivalenzfaktoren λ

Folgende Randbedingungen liegen der Ermittlung der Schadensäquivalenzfaktoren in Nachweisstufe 1 zugrunde, vgl. Kapitel 3.1:

- Befahren wird nur FS1 bzw. FS2 über jeweils einem der Hauptträger,
- $N_{\text{obs}} = 0,5 \cdot 10^6$ Fzg./Jahr auf FS1 (Verkehrskategorie 2 gem. DIN-Fb 103/EC3-2),
- Gesamtgewicht i. M. $Q_{m1} = 400$ kN (empfohlener Wert gem. DIN-Fb 103/EC3-2),
- Nutzungsdauer $t_{\text{nd}} = 80$ Jahre,
- Es wird davon ausgegangen, dass die ermüdungsrelevante Einwirkung vorwiegend aus der direkten Beanspruchung der Hauptträger auf FS1 bzw. FS2 resultiert.

Somit ergeben sich die in Tabelle 5 zusammengefassten Schadensäquivalenzfaktoren für die Spannungsberechnung in Nachweisstufe 1 unter Ansatz der Verkehrskategorie 2 mit $N_{\text{obs}} = 0,5 \cdot 10^6$.

Ergebnisse in Stufe 1 mit Verkehrskategorie 2

Im Rahmen einer Verkehrszählung im Jahr 2008 wurden auf FS1 von Bauwerk A lediglich 590 Fahrzeuge pro Tag und Fahrrichtung gezählt, die dem Schwerverkehr zuzuordnen sind. Dies entspricht 147.500 SV-Fzg./Jahr. Dementsprechend wäre das Bauwerk in die Verkehrskategorie 2 gemäß DIN-Fb 101 [31] mit $N_{\text{obs,Kat2}} = 500.000$ Fzg./Jahr einzuordnen. Tabelle 6 fasst die wesentlichen Nachweisergebnisse bei Ansatz von $N_{\text{obs,Kat2}} = 0,5 \cdot 10^6$ zusammen. Die Nachweise sind in keiner Bauteilgruppe durchgängig erfüllt.

Bauteil	λ -Feld	λ -Stütze	λ_{max} -Feld	λ_{max} -Stütze
Hauptträger	1,94	1,46	2,12	1,80
Querträger	2,07	1,46	2,67	1,80
Längsrippen	2,07	1,65	2,66	1,80
FB-Blech	2,05	1,62	2,58	1,80

Tab. 5: Übersicht zu λ (Kat. 2) und λ_{max}

Bauteilgruppe	Maßgeb. Detail	Lage	$\eta = \frac{\gamma_{F,f} \cdot \Delta \sigma_{E,2}}{\Delta \sigma_C / \gamma_{M,f}}$
Hauptträger	Anschluss QT-UG an HT-UG	Feldbereich	1,30
Querträger	Anschluss QT-Steg an HT-Steg	Feldbereich	4,04
Längsrippen	Anschl. Rippenstegblech an Deckblech	gesamte Länge	2,00

Tab. 6: Zusammenfassung der Ergebnisse in Nachweisstufe 1 mit Verkehrskategorie 2

3.2.4 Nachweisstufe 2

Ansatz des Ermüdungslastmodells 4

Der Ansatz des ELM4 erfolgt ebenfalls unter Verkehrskategorie 2 „Mittlere Entfernung“.

- $N_{\text{obs}} = 0,5 \cdot 10^6$ Fzg./Jahr,
- Nutzungsdauer $t_{\text{nd}} = 80$ Jahre.

Die Verkehrszusammensetzung für ELM4 wird gemäß Tabelle 7 festgelegt und vorerst über den gesamten Betrachtungszeitraum konstant gehalten.

Die Ergebnisse von ELM3 und 4 sind nicht direkt vergleichbar, da beim der Auslastungsgrad η (ELM3) ein Quotient aus Spannungsschwingbreiten vorliegt und bei Ansatz des ELM4 eine Schädigungssumme D berechnet wird, in der die Spannungsschwingbreite in der dritten oder fünften Potenz eingeht.

Um die Ergebnisse dennoch anschaulich miteinander vergleichen zu können, wird η zusammen mit

der fünften Wurzel der Schädigungssumme in einem Diagramm in Bild 20 dargestellt. Dort zu sehen sind die Ergebnisverläufe für den äußeren Hauptträger zwischen Endauflager und Stützenachse. Der Nachweis mit ELM4 ist nur geringfügig günstiger als mit schädigungsäquivalenten Schwingbreiten und ELM3. Lediglich ein Querschnitt (bei $x = 5,56$ m) weist bei ELM4 ein positives Nachweisergebnis auf, während der gleiche Nachweis mit ELM3 nicht erfüllt war.

Die Ergebnisse an den maßgebenden Querschnitten für Haupt- und Querträger sind in Tabelle 8 verzeichnet.

Abschließend wird mit dem modifizierten ELM4 gezeigt, welchen Einfluss die Berücksichtigung der Verkehrsentwicklung der Vergangenheit innerhalb von Kategorie 2 auf das Nachweisergebnis hat. In Tabelle 9 werden die Überfahrten über den Betrachtungszeitraum von 80 Jahren aufsummiert.

Der Gesamtvergleich zwischen ELM3 und den berechneten Schädigungssummen des ELM4

Lkw 1	Lkw 2	Lkw 3	Lkw 4	Lkw 5
40 %	10 %	30 %	15 %	5 %

Tab. 7: Verkehrszusammensetzung für „Mittlere Entfernungen“ gem. EC1-2 [38] bzw. NRR [1] für Zeitraum 1990-2010

Bauteilgruppe	Maßgeb. Detail	Lage	D	$\sqrt[5]{D}$
Hauptträger	Anschluss QT-UG an HT-UG	Feldbereich	2,17	1,17
Querträger	Anschluss QT-Steg an HT-Steg	Feldbereich	14,92	1,72

Tab. 8: Zusammenfassung der Ergebnisse mit ELM4 in Nachweisstufe 2

Bj: 1967	Lkw 1	Lkw 2	Lkw 3	Lkw 4	Lkw 5
1950-1970	1,80E+05	9,00E+04	0,00E+00	0,00E+00	3,00E+04
1970-1990	2,50E+06	1,00E+06	5,00E+05	7,50E+05	2,50E+05
1990-2010	4,00E+06	1,00E+06	3,00E+06	1,50E+06	5,00E+05
ab 2010	8,88E+06	2,22E+06	6,66E+06	3,33E+06	1,11E+06
Summe	1,56E+07	4,31E+06	1,02E+07	5,58E+06	1,89E+06

Tab. 9: Verkehrszusammensetzung für „Mittlere Entfernung“, NRR [1] Tabelle 10.6

Bauteilgruppe	Maßgeb. Detail	Lage	D	$\sqrt[5]{D}$
Hauptträger	Anschluss QT-UG an HT-UG	Feldbereich	1,91	1,14
Querträger	Anschluss QT-Steg an HT-Steg	Feldbereich	13,35	1,68

Tab. 10: Zusammenfassung der Ergebnisse mit modifiziertem ELM4 in Nachweisstufe 2

entlang des Hautträgers ist in Bild 21 dargestellt.

Die Verbesserung des Nachweisergebnisses ist bei Ansatz des ELM4 gemäß Nachrechnungsrichtlinie und unter Einbeziehung der Verkehrsentwicklung der Vergangenheit gegenüber dem Ansatz des

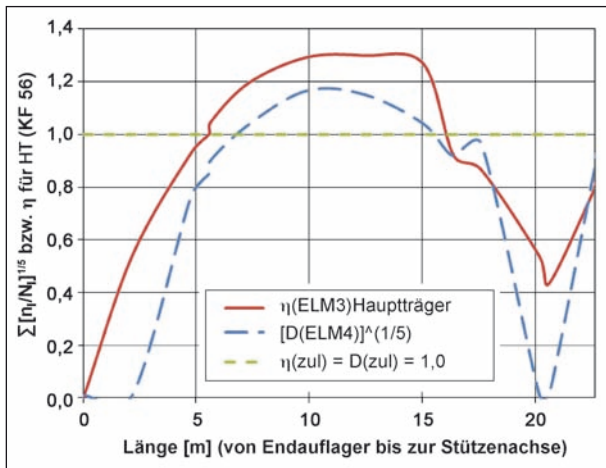


Bild 20: Vergleich zwischen η infolge ELM3 und $\sum[n_i/N_i]^{1/5}$ infolge ELM4 für äußeren Hauptträgeruntergurt mit $\Delta\sigma_C = 56 \text{ N/mm}^2$, mit Lasten aus Verkehrskategorie 2 „mittlere Entfernung“

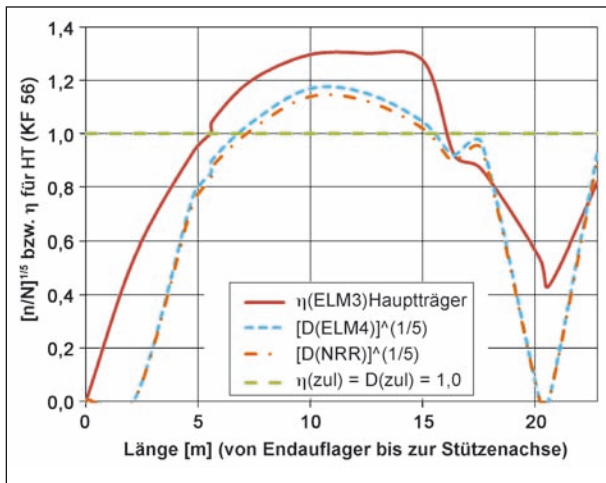


Bild 21: Vergleich zwischen η infolge ELM3 und $\sum[n_i/N_i]^{1/5}$ infolge ELM4 für äußeren Hauptträger mit $\Delta\sigma_C = 56 \text{ N/mm}^2$ an SP4, mit Lasten aus Verkehrskategorie 2 „mittlere Entfernung“

ELM4 gemäß EC1-2 im vorliegenden Fall nur relativ klein. Bei älteren Bauwerken können im Übrigen deutlich größere Verbesserungen bei Ansatz des modifizierten ELM4 erreicht werden, da sich dann die verkehrsschwachen Jahrzehnte stärker und somit günstig auf das Nachweisergebnis auswirken.

3.2.5 Ansatz von Daten aus Verkehrszählungen

ELM3

Die Ergebnisse der in direkter Nachbarschaft zum Bauwerk durchgeführten Verkehrszählung sind in Tabelle 11 zusammengestellt.

Darüber hinaus wird der prognostizierte, zukünftige Verkehrszuwachs ab dem Jahr der Verkehrszählung mit 2 % p. a. in Ansatz gebracht. Ausgehend von den in [19] berechneten minimalen und maximalen prognostizierten Verkehrszuwachsraten ergibt sich ein mittlerer Wert einer jährlichen Verkehrszunahme von 2 %. Eine Abminderung der Verkehrsstärke für den Zeitraum zwischen dem Baujahr 1967 und dem Zeitpunkt der Verkehrszählung erfolgt nicht, weshalb der gewählte Ansatz auf der sicheren Seite liegen dürfte.

Aus 147.500 Fzg./Jahr in 2008 ergibt sich unter Berücksichtigung des jährlichen Wachstums von 2 % ab 2008 ein durchschnittliches Jahresverkehrsaufkommen als Mittelwert über $t_{nd} = 80$ Jahre von $N_{obs} = 260.000 \text{ Fzg./Jahr}$ auf FS1. Es wird weiterhin von einem durchschnittlichen Fahrzeugesamtwert von $Q_{m1} = 400 \text{ kN}$ (empfohlener Wert gem. DIN-Fb 103/EC3-2) wie bereits in Nachweisstufe 1 ausgegangen.

Insgesamt verbesserten sich die Nachweisergebnisse bzw. die Auslastung η im Vergleich zum Ansatz der Verkehrskategorie 2 in Nachweisstufe 1 um 12-32 % (Tabelle 12).

Wie in Tabelle 12 gezeigt, lassen sich beim Nachweis mit schädigungsäquivalenten Schwingbreiten

Fahrstreifen	KfZ/24 h	SV/24 h	SV/Jahr ¹
FS1	9.780	590	147.500
FS2	3.060	270	67.500
FS3	7.190	370	92.500

¹ Es wurden 250 Verkehrstage pro Jahr angesetzt

Tab. 11: Daten aus Verkehrszählungen in direkter Nähe zum Bauwerk, Tag der Zählung: Dienstag 02.09.2008

Bauteilgruppe	Maßgeb. Detail	Lage	$\eta = \frac{\gamma_{F,f} \cdot \Delta\sigma_{E,2}}{\Delta\sigma_C / \gamma_{M,f}}$
Hauptträger	Anschluss QT-UG an HT-UG	Feldbereich	1,14
Querträger	Anschluss QT-Steg an HT-Steg	Feldbereich	2,73
Längsrippen	Anschl. Rippenstegblech an Deckblech	gesamte Länge	1,76

Tab. 12: Zusammenfassung der Ergebnisse mit ELM3 in Nachweisstufe 2 unter Berücksichtigung von Verkehrszählungen

Bauteilgruppe	Maßgeb. Detail	Lage	D	$\sqrt[5]{D}$
Hauptträger	Anschluss QT-UG an HT-UG	EC1-2	1,13	1,02
Hauptträger	Anschluss QT-UG an HT-UG	NRR	0,99	0,99

Tab. 13: Ergebnisse mit ELM4 und Daten aus Verkehrszählungen

und dem ELM3 die Daten aus Verkehrszählungen durch eine Korrektur von N_{obs} berücksichtigen. Der oben gezeigte Ansatz zur Berücksichtigung der Verkehrsentwicklung ist jedoch ingenieurmäßig gewählt und sollte durch Auswertung von Zählungsdaten neu wissenschaftlich belegt bzw. verbessert werden, um eine allgemeingültige Vorgehensweise zu gewährleisten. Derzeit ist hierfür keine Regelung in der Nachrechnungsrichtlinie enthalten.

ELM4

Die Verknüpfung von Daten aus Verkehrszählungen mit dem modifizierten Ermüdungslastmodell 4 der NRR (oder dem ELM4 gemäß EC1) ist nicht im Rahmen der Nachrechnungsrichtlinie geregelt, kann jedoch zu einer erheblichen Verbesserung des Nachweisergebnisses beitragen. Für diese Nachweisvariante wird, ohne Rückgriff auf bestehende Regelungen, folgendes Vorgehen gewählt:

- Der auf Grundlage der Verkehrszählung (09/2008) ermittelte Wert von 260.000 Fzg./Jahr enthält bereits eine Prognose für den Verkehrszuwachs ab dem Jahr 2008 von 2 %/Jahr, vgl. Kapitel 3.2.5.
- Vereinfacht wird dieser Wert mit dem Verkehrsaufkommen für Kategorie 2 in dem Zeitraum 1990-2010 gemäß Nachrechnungsrichtlinie ins Verhältnis gesetzt: Faktor $f = 0,26 / 0,50 = 0,52$.
- Mit diesem Faktor f wird das Verkehrsaufkommen für alle Zeiträume gemäß Nachrechnungsrichtlinie Tabelle 10.6 (bzw. N_{obs} für ELM4 auf EC1-2) pauschal abgemindert.

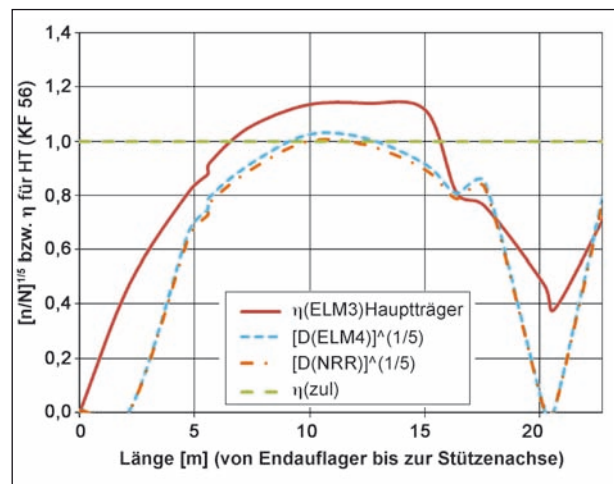


Bild 22: Vergleich zwischen η infolge ELM3 und $\sum [n/N_i]^{1/5}$ infolge ELM4 für äußeren Hauptträger mit $\Delta\sigma_C = 56 \text{ N/mm}^2$ an SP4, mit Daten aus Verkehrszählung

Die Ergebnisse sind in Bild 22 dargestellt. Zu erkennen ist, dass die mit dem modifizierten ELM4 ermittelten Schädigungssummen $D(\text{NRR})$ unterhalb von 1,0 bleiben ($D_{\text{NRR,max}} = 0,99$).

Mit einem Ansatz von $t_{\text{nd}} = 80$ Jahre und $D_{\text{NRR}} \approx 1,0$ bedeutet dies für die Restnutzungsdauer:

$$t_{\text{rest}} = 1967 + 80 - 2014 = 33 \text{ Jahre.}$$

An dieser Stelle sei angemerkt, dass möglicherweise geeignetere Ansätze existieren, um die Daten aus Verkehrszählungen mit dem modifizierten Lastmodell 4 zu verknüpfen und ähnlich günstige Ergebnisse zu erhalten. Jedoch soll dieses Beispiel genügen, um das Potenzial für die Verwendung von Daten aus Verkehrszählungen aufzuzeigen.

3.3 Zusammenfassung

Im Wesentlichen lassen sich Berechnungsergebnisse in 3 Szenarien zur anzusetzenden Verkehrsstärke unterteilen:

- $N_{\text{obs}} = 2,00$ Mio. Fzg/Jahr – Verkehrskategorie 1 wenn keine Informationen vorliegen,
- $N_{\text{obs}} = 0,50$ Mio. Fzg/Jahr – zum Bauwerk passende Verkehrskategorie 2,
- $N_{\text{obs}} = 0,26$ Mio. Fzg/Jahr – aus Verkehrszählung (inkl. Zuwachs von 2 %/Jahr ab 2008).

Szenario 1 und 2 entsprechen der Nachweisstufe 1 (NWS1). Szenario 3 ist in Nachweisstufe 2 (NWS2) einzuordnen. Bild 23 zeigt die maximale Auslastung $\eta = \Delta\sigma_{E,2}/(\Delta\sigma_{C,E}/\gamma_{M,1})$ für alle untersuchten Bauteilgruppen bei Ansatz des Ermüdungslastmodells 3 und verschiedenen Verkehrsbelastungen in den Nachweisstufen 1 bzw. 2.

Zunächst ist festzustellen, dass die in Nachweisstufe 2 der Nachrechnungsrichtlinie [1] bisher enthaltenen Ansätze das Nachweisergebnis gegenüber Stufe 1 zwar verbessern, jedoch ist das Ausmaß der erreichten Verbesserung in vielen Fällen nicht ausreichend, um alle Nachweise innerhalb einer der drei Bauteilgruppen (Hauptträger, Querträger, Längsrippen) zu erfüllen. Jedoch verbessert sich das Ergebnis durch den Ansatz von Daten aus Verkehrszählungen. Der große Unterschied zwischen Szenario 1 und 2 verdeutlicht im Übrigen, wie wichtig die Kenntnis der korrekten Verkehrskategorie ist, die in aller Regel durch die Straßenbauverwaltung vorgegeben werden muss.

Bild 24 zeigt die Wirkung verschiedener Ermüdungslastmodelle im Zusammenhang mit dem angesetzten Verkehrsaufkommen. Erst unter Ansatz der Daten aus Verkehrszählungen sind die Nachweise für alle Hauptträgerquerschnitte erfüllt.

Hierbei ist zu bedenken, dass die Nachrechnungsrichtlinie derzeit weder für ELM3 noch für ELM4 Regelungen enthält, wie Daten aus Verkehrszählungen direkt ins Nachweiskonzept integriert werden können. Es fehlt ein allgemeingültiger Ansatz zur Berücksichtigung des Verkehrswachstums der Zukunft und des geringeren Verkehrsaufkommens der Vergangenheit.

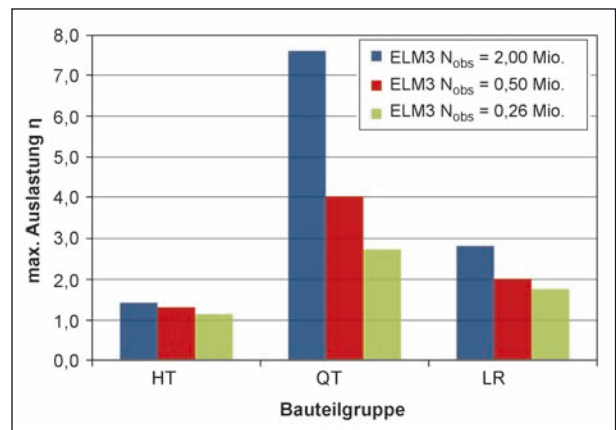


Bild 23: Auslastung für verschiedene Bauteilgruppen

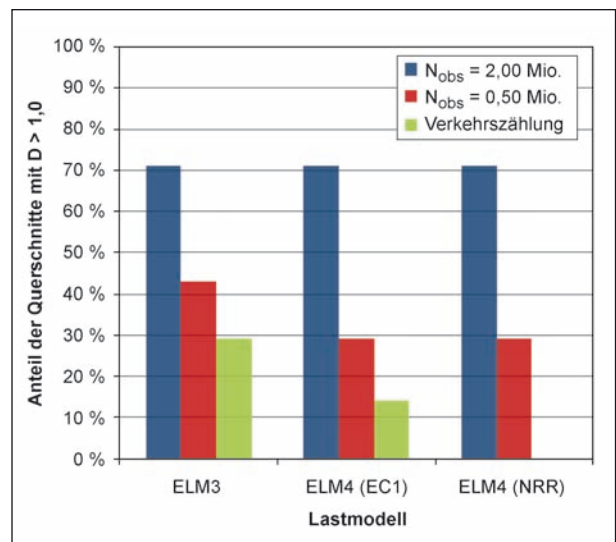


Bild 24: Vergleich der Auswirkungen verschiedener Verkehrslastmodelle auf das Nachweisergebnis am Hauptträger-UG in Feldmitte mit $\Delta\sigma_C = 56$ N/mm²

4 Anwendung des Strukturspannungskonzeptes in Stufe 2

4.1 Grundlagen und Anwendungsgrenzen

Das Strukturspannungskonzept ist ursprünglich für den Nachweis an Schweißnähten entwickelt worden, wird aber in der Praxis in etwas abgewandelter Form z. T. auch für nicht geschweißte Details herangezogen. Im Unterschied zum Nennspannungskonzept werden keine Nennspannungen gemäß der technischen Mechanik verwendet. Strukturspannungen enthalten bereits alle Spannungserhöhungen, die durch geometrische Diskontinuitäten wie Blechdickensprünge, Löcher, anschließende Bleche etc. entstehen. Dies hat den

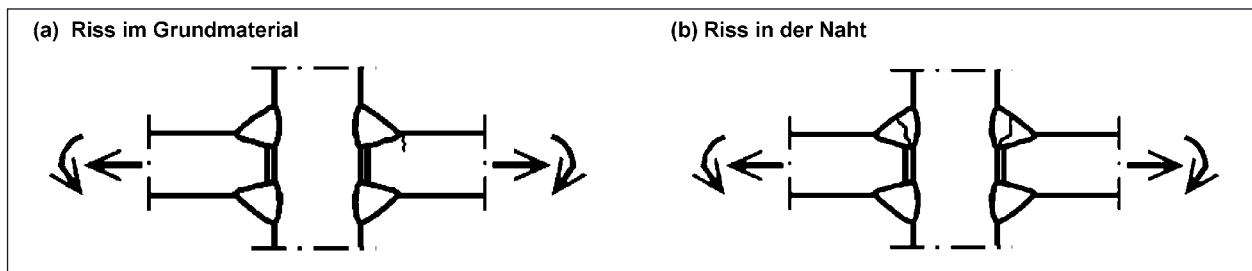


Bild 25: (a) Strukturspannungskerbfall; (b) deckt nicht das Versagen in der Naht ab

Nachteil, dass sich diese Strukturspannungen nur mit vergleichsweise aufwändigen FE-Modellen ermitteln lassen. Vorteilhaft ist aber, dass alle geometrischen (makroskopischen) Kerbwirkungen bereits durch das Strukturmodell abgebildet werden, so dass nicht mehr eine Fülle von Kerbfällen zur Erfassung aller geometrisch möglichen Fälle erforderlich ist. Die im EC3-1-9 enthaltenen Strukturspannungskerbfälle beschränken sich lediglich auf 7 verschiedene Schweißnahtarten. Die Unabhängigkeit zur Bauteilgeometrie ist der entscheidende Vorteil des Strukturspannungskonzeptes.

Zusätzlich zum erhöhten Modellierungsaufwand ist vor allem der Fakt zu bedenken, dass nur ein Versagensmechanismus durch das Strukturspannungskonzept abgedeckt ist. Es wird angenommen, dass der Ermüdungsanriss am Schweißnahtfuß (Hotspot) seinen Ausgangspunkt findet und von dort aus ins Grundmaterial wächst. Fälle, in denen der Riss innerhalb des Nahtquerschnittes wächst, werden durch die im EC3-1-9 enthaltenen Strukturspannungskerbfälle nicht erfasst. Für den Ermüdungsnachweis im Nahtquerschnitt (z. B. Kehlnaht eines Konsolanschlusses) gibt es derzeit keine praktikable Alternative zum Nennspannungskonzept (Bild 25).

Die Oberflächenspannungen in der Nähe der Naht werden zum einen durch die Geometrie des Kerbdetails aber auch durch die Geometrie der Naht selbst beeinflusst. Die Nahtgeometrie ist allerdings bereits im jeweiligen Strukturspannungskerbfall enthalten. Hinzu kommt, dass verschiedenen Strukturmodelle (Flächen- oder Volumenelemente) unterschiedliche Spannungen liefern, sodass die Oberflächenspannung am sogenannten Hotspot durch Extrapolation bestimmt werden muss, um in Abhängigkeit vom verwendeten Strukturmodell die zum entsprechenden Kerbfall passenden Strukturspannungen zu erhalten (Bild 26).

Gemäß den Empfehlungen des International Institute of Welding (IIW) [8] hängt das Vorgehen zur Bestimmung von Strukturspannungen maßgeblich vom

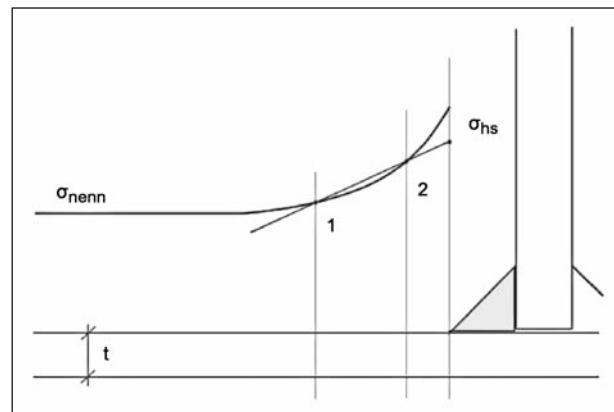


Bild 26: Spannungsverlauf an der Bauteiloberflächenspannung

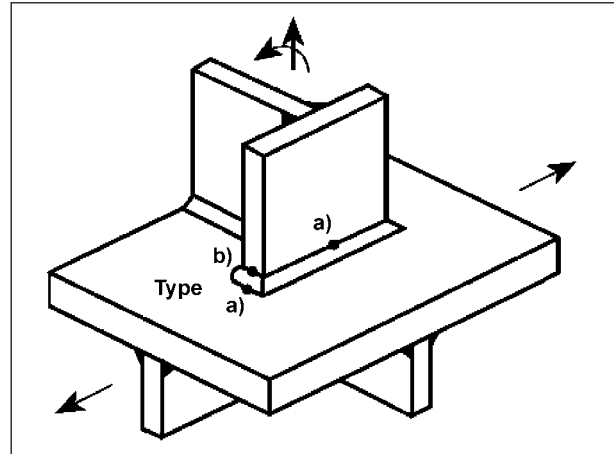


Bild 27: Hotspot Typ a) und b), aus [8]

verwendeten Strukturmodell ab (Bild 27). Dabei wird zwischen fein und grob vernetzten Strukturmodellen sowie zwischen der Verwendung von Flächen- und Volumenelementen unterschieden (Bild 28).

Flächenelemente eignen sich besonders für plattenartige Modelle aus dünnen Blechen. Die Lagerung und Lasteinleitung kann direkt in der Mittelfläche ohne Exzentrizität erfolgen. Der Modellierungsaufwand verringert sich dadurch, dass die Kanten verschweißter Bleche einfach linienförmig aufeinander stoßen können, ohne die Schweißnähte modellieren zu müssen.

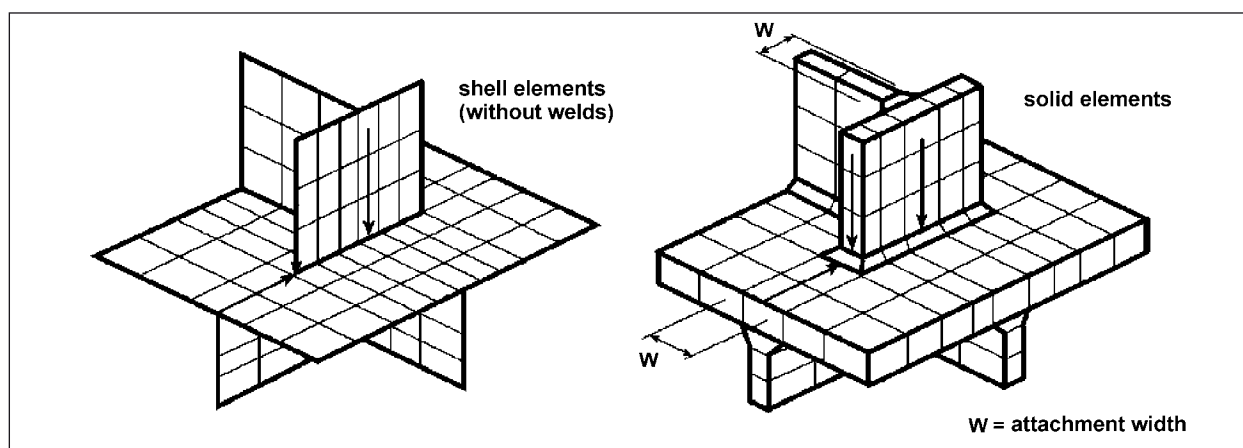


Bild 28: Unterschiedliche Spannungspfade für Flächen- und Volumenmodelle, aus [8]

Weiterhin besteht die Möglichkeit der Elementierung mittels Volumenelementen. Volumenelemente sind sowohl für dünne Bleche, als auch für gedrungene Bauteile geeignet. Die Elementierungsfeinheit ist nach IIW Empfehlung [8] oder EC3 nicht festgelegt, sollte aber auf eine Elementlänge von maximal t bzw. 10 mm begrenzt sein. Die Elementlänge wirkt sich direkt auf die Lage der Stützstellen für die Extrapolation der Strukturspannungen aus. Es empfiehlt sich daher eine blechdickenunabhängige Festlegung der Elemente bzw. Stützstellen. Geeignete Extrapolationsansätze (linear oder quadratisch) zur anschließenden Bestimmung der Hot-spot-Spannungen werden durch die Empfehlungen des International Institute of Welding (IIW) [8] bereitgestellt. Aufgrund des relativ großen Modellierungsaufwandes zur Berechnung von Strukturspannungen sollte das Strukturspannungskonzept nur zur Anwendung kommen, wenn entweder die Geometrie oder der Belastungszustand deutlich von den bekannten Kerbfällen abweicht.

4.2 Beispiel Blockdübel (Bauwerk D)

Die Ermüdungsfestigkeit des Obergurtes bei aufgeschweißten Blockdübeln lässt sich zwar durch einen ähnlichen Nennspannungskerbfall erfassen, vgl. EC 3-1-9 [48], Tabelle 8.4, Kerbfall (6), jedoch ist nicht klar, inwieweit die Anwendung des Strukturspannungskonzeptes Vor- oder Nachteile gegenüber den nennspannungsbasierten Nachweisen bietet. In diesem Beispiel wird daher die Anwendung des Strukturspannungskonzeptes für Blockdübel von bestehenden Verbundbrücken erprobt und bewertet.

Bauwerk D wurde als Zweifeldträger mit Stützweiten von $2 \times 30\text{ m}$ unter Verwendung verschiede-

Variante	Abstand a	Länge l_b	Höhe l_b	Dicke d_b	Naht a_w
1	50 cm	35 cm	5 cm	6 cm	0,5 cm
2	40 cm	35 cm	4 cm	5 cm	0,4 cm
3	40 cm	30 cm	5 cm	6 cm	0,5 cm
4	35 cm	30 cm	5 cm	5 cm	0,5 cm
5	35 cm	30 cm	5 cm	6 cm	0,4 cm
6	30 cm	25 cm	5 cm	5 cm	0,5 cm

Tab. 14: Untersuchte Varianten für die Blockdübelabmessungen

ner Varianten der Blockdübellänge, -dicke, -höhe vorbemessen (Tabelle 14).

Da die Auswertung aller Varianten den Rahmen dieses Berichtes sprengen würde, werden nachfolgend die Ergebnisse der Variante 3 beispielhaft vorgestellt.

4.2.1 Allgemeines zur Spannungsermittlung

Wie in Bild 29 illustriert, gibt es grundsätzlich verschiedene Vorgehensweisen bei der Ermittlung von Nenn- und Strukturspannungen. Ein wesentlicher Unterschied ist, dass Strukturspannungen nie im Nahtquerschnitt, sondern nur an der Oberfläche des Grundmaterials bzw. am Schweißnahtfußpunkt ermittelt werden. Ein zweiter Unterschied ist, dass Strukturspannungen i. d. R. Hauptspannungen sind, die orthogonal zur Naht wirken. Somit existieren auch keine Schubspannungen im Strukturspannungskonzept, vgl. [8]. Hieraus folgt, dass die Nachweise für die Kehlnaht am Blockdübel nur nach dem Nennspannungskonzept geführt werden können. Daher sind die Ergebnisse beider Nachweiskonzepte auch nur für den Nachweis des Grundmaterials vergleichbar.

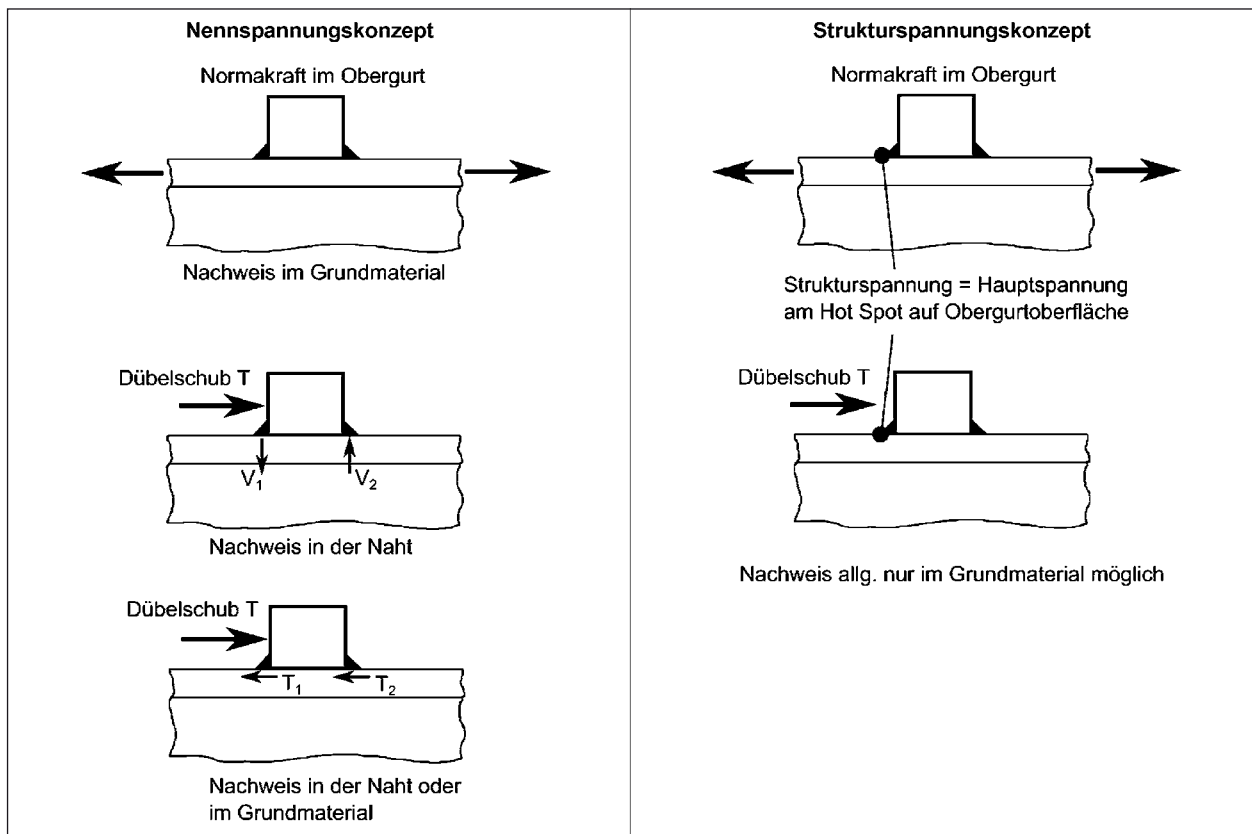


Bild 29: Nachweisvarianten für Blockdübel

Im Folgenden wird die Ermittlung der Strukturspannungen näher beschrieben.

4.2.2 Modellierung

Der zu modellierende Tragwerksausschnitt, in dessen Zentrum sich der Blockdübel befindet, besteht aus einem Teil des Gurtblechs und des Stegblechs. Die Schlaufenanker wurden nicht modelliert. Die Modellierung erfolgte hauptsächlich mit dem Programm Sofistik. Zur Verifizierung der Ergebnisse wurden an einigen Modellen Vergleichsrechnungen mit Ansys durchgeführt. Hintergrund für die Verwendung von Sofistik ist, dass die Erprobung praxistauglicher Lösungen im Vordergrund steht.

Da es sich beim Blockdübel um kein flächiges Bauteil handelt, liegt die Vermutung nahe, dass eine Modellierung mit Flächenelementen, die Realität nicht genau genug abbildet. Um Modellierungsaufwand und Ergebnisgenauigkeit miteinander vergleichen zu können, wurde sowohl ein Flächenelementmodell (Bild 30) als auch ein Volumenelementmodell (Bild 31) des gleichen Details erstellt.

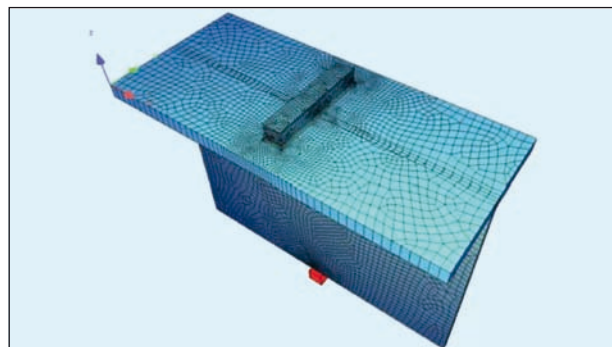


Bild 30: Flächenelementmodell der oberen Trägerhälfte mit Blockdübel

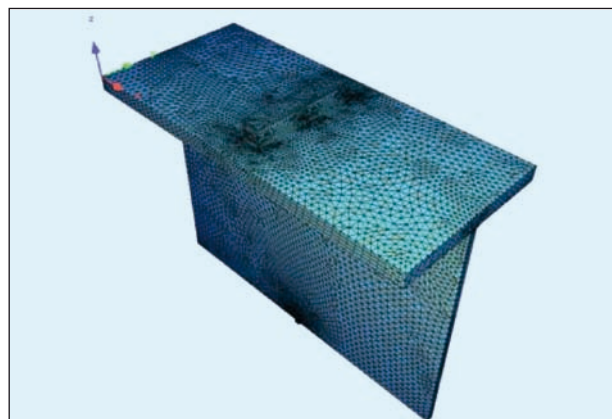


Bild 31: Volumenelementmodell der oberen Trägerhälfte mit Blockdübel

4.2.3 Beanspruchungen

Zur Ermittlung der Hotspot-Spannungen und damit der Spannungsschwingbreiten für die Ermüdungsberechnungen wurde das Ermüdungslastmodell 3 (ELM3) angesetzt. Der maßgebende Querschnitt befindet sich an der Innenstütze mit maximaler Dübelschubkraft T und einer hohen Biegezugspannung σ im Stahloberggurt. In Bild 32 sind die aufgetragenen Belastungszustände für die Nachweise infolge Biegung und Schub dargestellt.



Bild 32: Belastungszustand infolge Biegemoment, rechts: Belastungszustand infolge Schub

4.2.4 Ermittlung der Strukturspannungen

Für die Bestimmung der Strukturspannungen kommen verschiedene Belastungszustände und Hotspots infrage. Bild 33 gibt einen Überblick über die verschiedenen Möglichkeiten.

Im Nahtquerschnitt gibt es zwei mögliche Hotspots, an denen Strukturspannungen berechnet werden können, siehe Bild 33 (1) und (3). Hinzu kommen zwei verschiedene Beanspruchungsarten durch T und σ , siehe Teilbild (1) und (2). Maßgebend wird die kombinierte Beanspruchung in Teilbild (4). Zusätzlich wurden mehrere Schnitte in Dübellängsrichtung betrachtet, die in Bild 34 dargestellt sind.

Für den Fall 1 nach Bild 33 wurden die Strukturspannungen und Spannungskonzentrationsfaktoren in fünf Schnitten entlang der Blockdübellänge bestimmt. Die Wahl der Stützstellen und damit des Extrapolationsansatzes ist im Falle des Hotspots auf dem Obergurtblech nach „type a“ in Abhängigkeit der Blechdicke t getroffen worden. In Tabelle 15 und 16 sind die Ergebnisse für eine relativ feine Elementierung (Index a mit 2 Stützstellen bei 1,0 t; 0,4 t sowie Index b mit 3 Stützstellen bei 1,4 t; 0,9 t; 0,4 t) und für eine relativ grobe Elementierung (Index c mit 2 Stützstellen bei 1,5 t; 0,5 t) berechnet. Dazu werden die Spannungskonzentrationsfaktoren ($SCF = \sigma_{hs}/\sigma_{nenn}$) ausgewiesen.

Zunächst ist festzustellen, dass die Strukturspannungen entlang der Quernaht variieren. Maßgebend ist Schnitt 2 (Bild 34). Des Weiteren liefern für die im Flächenmodell verwendeten Extrapolationsansätze sehr ähnliche Ergebnisse. Für das Volumenmodell sind unter den verschiedenen Extrapolationsansätzen Abweichungen bei den Strukturspannungen von bis zu 10 % zu verzeichnen. Insgesamt sind zwischen Flächen- und Volumenmodell jedoch keine großen Unterschiede zu verzeichnen.

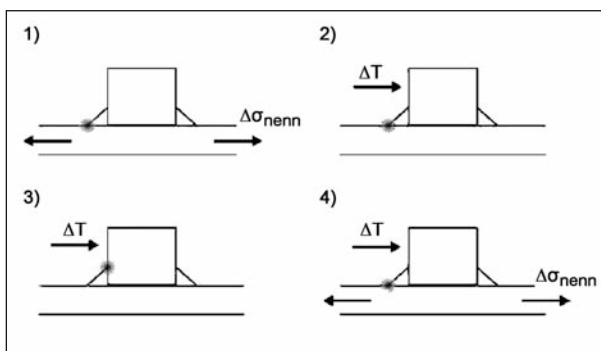


Bild 33: Untersuchte Hotspots und Beanspruchungen

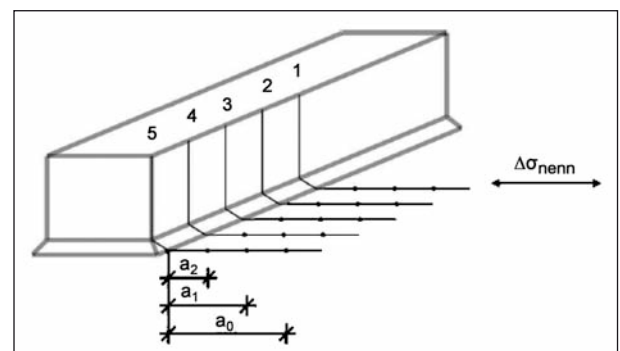


Bild 34: Untersuchte Schnitte (1 bis 5) und Stützstellen

Schnitt	$\sigma(1,0t)$	$\sigma(0,4t)$	$\sigma_{a,hs}$	$\sigma(1,4t)$	$\sigma(0,9t)$	$\sigma(0,4t)$	$\sigma_{b,hs}$	$\sigma(1,5t)$	$\sigma(0,5t)$	$\sigma_{c,hs}$
1	17,20	17,70	18,03	19,83	17,20	17,70	18,19	16,77	17,58	17,98
2	17,76	18,57	19,11	17,33	17,89	18,57	19,21	17,26	18,44	19,03
3	17,76	18,38	18,80	17,45	17,89	18,38	18,82	17,33	18,32	18,82
4	17,51	18,20	18,65	17,26	17,64	18,20	18,78	17,14	18,07	18,54
5	16,64	16,71	16,75	16,64	16,67	16,71	16,80	16,64	16,64	16,64
N/mm ²										
Schnitt	$\sigma_{a,hs}$	SCF	$\sigma_{b,hs}$	SCF	$\sigma_{c,hs}$	SCF				
1	18,03	1,14	18,19	1,15	17,98	1,13				
2	19,11	1,20	19,21	1,21	19,03	1,20				
3	18,80	1,18	18,82	1,19	18,82	1,18				
4	18,65	1,17	18,78	1,18	18,54	1,17				
5	16,75	1,05	16,80	1,06	16,64	1,05				

Tab. 15: Beispiel für Strukturspannungen und Spannungskonzentrationsfaktoren für Zugbeanspruchung im OG (hier aus dem Flächenelementmodell)

Schnitt	$\sigma(1,0t)$	$\sigma(0,4t)$	$\sigma_{b,hs}$	$\sigma(1,4t)$	$\sigma(0,9t)$	$\sigma(0,4t)$	$\sigma_{b,hs}$	$\sigma(1,5t)$	$\sigma(0,5t)$	$\sigma_{c,hs}$
1	16,90	17,80	18,40	16,58	16,87	17,92	19,32	16,56	17,64	18,19
2	17,08	17,84	18,35	16,65	17,10	18,04	19,13	16,70	17,80	18,34
3	16,86	17,88	18,56	16,80	17,13	17,77	18,49	16,53	17,72	18,32
4	16,93	17,95	18,63	16,73	16,94	17,94	19,30	16,68	17,22	17,49
5	16,05	15,98	15,93	16,27	16,02	15,89	15,87	16,15	15,97	15,88
N/mm ²										
Schnitt	$\sigma_{a,hs}$	SCF	$\sigma_{b,hs}$	SCF	$\sigma_{c,hs}$	SCF				
1	18,40	1,16	19,32	1,22	18,19	1,15				
2	18,35	1,16	19,13	1,20	18,35	1,16				
3	18,56	1,17	18,49	1,16	18,32	1,15				
4	18,63	1,17	19,30	1,22	17,49	1,10				
5	15,93	1,00	15,87	1,00	15,88	1,00				

Tab. 16: Beispiel für Strukturspannungen und Spannungskonzentrationsfaktoren für Zugbeanspruchung im OG (hier aus dem Volumenelementmodell)

Schnitt	$\sigma_{a,hs}$	$\sigma_{b,hs}$	$\sigma_{c,hs}$
1	15,40	17,23	14,02
2	17,76	18,75	17,16
3	17,25	17,87	16,86
4	15,44	15,99	15,09
5	10,82	11,10	10,81

Tab. 17: Strukturspannungen bei Dübelschub (Fall 2) am Modell aus Flächenelementen

Schnitt	$\sigma_{a,hs}$	$\sigma_{b,hs}$	$\sigma_{c,hs}$
1	12,63	14,35	10,97
2	13,90	15,52	12,27
3	12,69	13,20	11,84
4	12,76	14,03	11,89
5	7,43	7,59	6,35

Tab. 18: Strukturspannungen bei Dübelschub (Fall 2) am Modell aus Volumenelementen

Auch für den Fall 2 nach Bild 33 (Dübelschub) wurden Strukturspannungen separat bestimmt. Die Stützstellen für die Extrapolation der Strukturspannung stimmen mit denen aus Fall 1 überein. Tabel-

le 17 und 18 zeigen die Strukturspannungen in den Schnitten 1 bis 5 für die Extrapolationsansätze (a), (b) und (c). Die Spannungen in den Stützstellen sind nicht mit aufgeführt.

Das Modell aus Flächenelementen zeigt in allen Schnitten ca. 20 % höhere Strukturspannungen, als das aus Volumenelementen. Die Spannungsvariation entlang der Naht lässt sich auch hier beobachten. Maßgebend bleibt Schnitt 2.

Die Beanspruchungen am Hotspot auf dem Blockdübel (Fall 3 gem. Bild 33) sind nicht maßgebend und werden nicht weiter verfolgt. Für den Ermüdungsnachweis sind die Beanspruchungen Dübelschub und Zug im Obergurt (Fälle 1 und 2) in jedem Fall zu überlagern.

4.2.5 Ermüdungsnachweise

Entsprechend den in Bild 29 gezeigten Beanspruchungen werden nachfolgend die Nachweise beider Konzepte gegenübergestellt.

Nennspannungskonzept – Nachweis des Grundmaterials

Als Kerbfall nach Nennspannungskonzept wird nach EC 3-1-9 [48] Tabelle 8.4 Kerbfall (6) für Normalspannungen $\Delta\sigma_C = 71 \text{ N/mm}^2$ (abhängig von der Dicke des Blockdübels $d = 60 \text{ mm}$) angesetzt. Zusätzlich wird die Schubbeanspruchung aus dem Kopfbolzendübel für die Schädigung des Grundmaterials mit Tabelle 8.5 Kerbfall (4), ebenfalls mit $\Delta\sigma_C = 71 \text{ N/mm}^2$ berücksichtigt. Es wird phasengleiche Beanspruchung unterstellt und $\Delta\sigma$ im Obergurt aus beiden Fällen zusammengefasst.¹

$$\frac{\gamma_{Ff} \cdot \lambda \cdot \Delta\sigma_{nenn}}{\Delta\sigma_c / \gamma_{Mf}} = \frac{1,0 \cdot 1,8 \cdot (15,88 \text{ N/mm}^2 + 5,12 \text{ N/mm}^2)}{71 \text{ N/mm}^2 / 1,15} = 0,61$$

Nennspannungskonzept – Nachweis der Schweißnaht

Für die auf Zug beanspruchte Naht wird der $\Delta\sigma_C = 36 \cdot \text{N/mm}^2$ in EC 3-1-9 [48] Tabelle 8.5 Kerbfall (3) angegeben. Die Kehlnaht mit Schubspannungen entsprechend Tabelle 8.5 Kerbfall (9) der KF 80.

$$\frac{\gamma_{Ff} \cdot \lambda \cdot \Delta\sigma_{nenn}}{\Delta\sigma_c / \gamma_{Mf}} = \frac{1,0 \cdot 1,8 \cdot 18,4 \text{ N/mm}^2}{36 \text{ N/mm}^2 / 1,15} = 1,06$$

$$\frac{\gamma_{Ff} \cdot \lambda \cdot \Delta\tau_{nenn}}{\Delta\tau_c / \gamma_{Mf}} = \frac{1,0 \cdot 1,8 \cdot 19,9 \text{ N/mm}^2}{80 \text{ N/mm}^2 / 1,15} = 0,52$$

$$\left(\frac{\gamma_{Ff} \cdot \lambda \cdot \Delta\sigma_{nenn}}{\Delta\sigma_c / \gamma_{Mf}} \right)^3 + \left(\frac{\gamma_{Ff} \cdot \lambda \cdot \Delta\tau_{nenn}}{\Delta\tau_c / \gamma_{Mf}} \right)^5 = (1,06)^3 + (0,52)^5 = 1,22$$

Strukturspannungskonzept – Nachweis des Grundmaterials

Gemäß Tabelle B.1 im EC3-1-9 [48] beträgt der charakteristische Ermüdungsfestigkeitswert $\Delta\sigma_C = 100 \text{ N/mm}^2$ für die Normalspannungen im Gurt.

Abminderung aufgrund der Blechdicke: $f(t) = \left(\frac{25 \text{ mm}}{35 \text{ mm}} \right)^{0,1} = 0,96$

Für Fall 1 nach Bild 33 mit Kerbfall 100 gemäß Tabelle B.1 im EC3-1-9 [48] für unbelastete Kehlnaht:

$$\frac{\gamma_{Ff} \cdot \lambda \cdot \Delta\sigma_{hs}}{f(t) \cdot \Delta\sigma_{c,hs} / \gamma_{Mf}} = \frac{1,0 \cdot 1,8 \cdot 19,32 \text{ N/mm}^2}{0,96 \cdot 100 \text{ N/mm}^2 / 1,15} = 0,42$$

Für Fall 2 nach Bild 33 mit Kerbfall 90 gemäß Tabelle B.1 im EC3-1-9 [48] für belastete Kehlnaht:

$$\frac{\gamma_{Ff} \cdot \lambda \cdot \Delta\sigma_{hs}}{f(t) \cdot \Delta\sigma_{c,hs} / \gamma_{Mf}} = \frac{1,0 \cdot 1,8 \cdot 15,52 \text{ N/mm}^2}{0,96 \cdot 90 \text{ N/mm}^2 / 1,15} = 0,37$$

Für Fall 4 nach Bild 33 mit Kerbfall 90 gemäß Tabelle B.1 im EC3-1-9 [48] für belastete Kehlnaht:

$$\frac{\gamma_{Ff} \cdot \lambda \cdot \Delta\sigma_{hs}}{f(t) \cdot \Delta\sigma_{c,hs} / \gamma_{Mf}} = \frac{1,0 \cdot 1,8 \cdot 34,84 \text{ N/mm}^2}{0,96 \cdot 90 \text{ N/mm}^2 / 1,15} = 0,83$$

4.2.6 Zusammenfassung

Die Ermüdungsnachweise nach dem Strukturspannungskonzept sind nur mit den für das Grundmaterial geführten Nennspannungsnachweisen vergleichbar, da ein Schweißnahttriss im Strukturspannungskonzept nicht vorgesehen ist. Für die kombinierte Beanspruchung aus Normalspannungen im Obergurt und dem Dübelschub ist der strukturspannungsbasierte Nachweis mit $\eta = 0,83$ sogar ungünstiger als der nennspannungsbasierte mit $\eta = 0,61$.

Für das Grundmaterial sind demnach beide Nachweise erfüllt. Der Nachweis der Schweißnaht gelingt mit $\eta = 1,22 > 1,0$ allerdings nicht. Dieses Beispiel zeigt deutlich, dass das Strukturspannungskonzept vor allem für den Ermüdungsnachweis

¹ Diese Berücksichtigung des Dübelschubes für das Grundmaterial ist als Näherungslösung zu verstehen und darf diskutiert werden.

tragender Schweißnähte nicht anwendbar ist. Darüber hinaus zeigt das Beispiel auch, dass die auf Basis von Strukturspannungen ermittelten Ergebnisse nicht in jedem Fall günstiger als die nach dem Nennspannungskonzept ermittelten Werte sind.

Somit ist der Nachweis nach dem Strukturspannungskonzept nur sinnvoll, wenn kein entsprechender Nennspannungskerbfall zu finden ist und wenn der Ermüdungsnachweis der Schweißnaht gegenüber dem Grundmaterial nicht maßgebend wird.

4.3 Beispiel Hängeranschluss (Bauwerk B)

Zur konstruktiven Ausbildung von Hängeranschlüssen bei Stabbogenbrücken sowie zur Zuordnung von Anschlussdetails und entsprechenden Kerbfällen sind im DIN-Fachbericht [33] zwar Informationen enthalten. Sie gelten allerdings nur bedingt für ältere Konstruktionen, da seinerzeit auch Detaillösungen zur Ausführung kamen, die heute nicht mehr zulässig sind. Im folgenden Beispiel wird die Anwendung des Strukturspannungskonzeptes an

einem bestehenden und ungünstig konstruierten Hängeranschluss vorgestellt.

4.3.1 Modellierung Gesamtsystem

Die Berechnung der Schnittgrößen für den Hänger erfolgte am Gesamtsystem mit einem linear-elastischen Stabwerksmodell. Das Stabwerksmodell enthält die Haupt- und Querträger. Die Längsrippen sind innerhalb der mitwirkenden Breite in den Querschnitten der Versteifungsträger enthalten. Für alle Haupttragelemente wurde Stahl S355 berücksichtigt (Bild 35).

Die Hänger sind Rundstahlquerschnitte $\varnothing 185$ mm. Die Hängeranschlussbleche werden mit ihrer tatsächlichen Steifigkeit modelliert und biegesteif an die Bögen bzw. die Versteifungsträger angeschlossen (Bild 36).

4.3.2 Beanspruchungen

Allgemein wurden die Schnittgrößen für das gesamte Tragwerk bestimmt und die Ermüdungsnachweise an allen relevanten Stellen geführt. Abgesehen von der orthotropen Fahrbahnplatte wei-

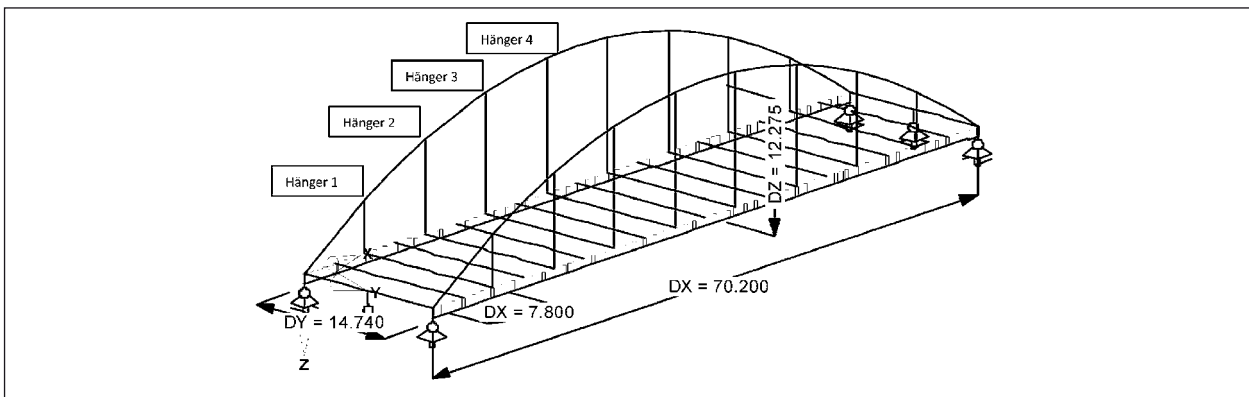


Bild 35: Stabwerksmodell zu Bauwerk B

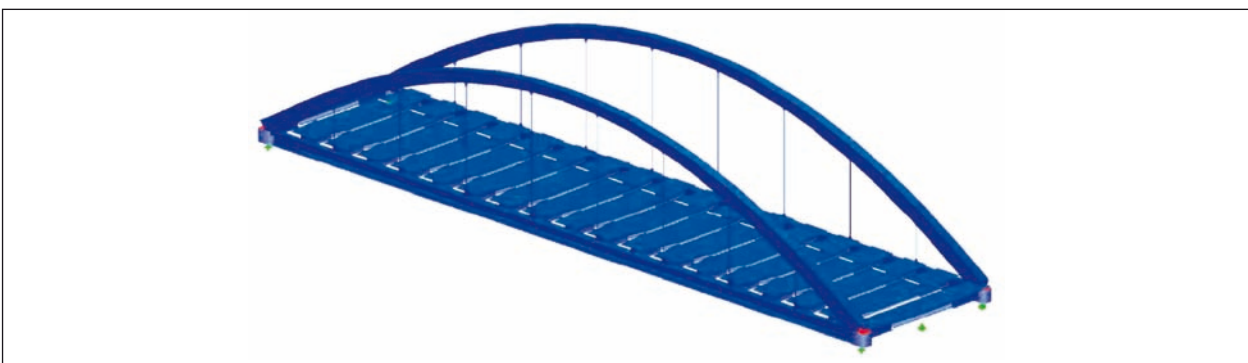


Bild 36: Rendering zu Bauwerk B

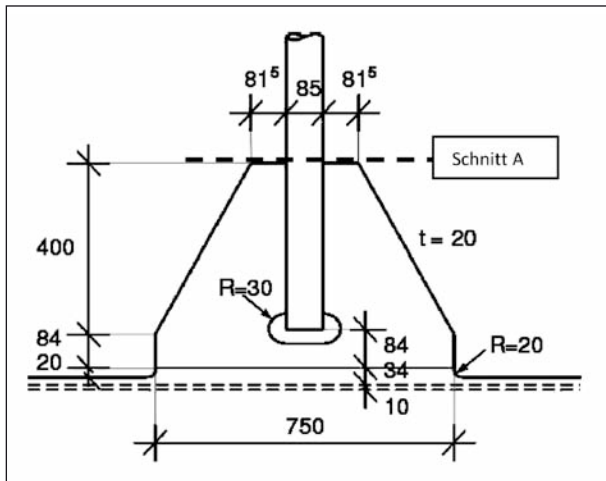


Bild 37: Hängeranschluss an den Versteifungsträger

sen die Hängeranschlüsse die höchsten Überlastungen im Ermüdungsnachweis auf. Maßgebend wird der untere Anschlusspunkt von Hänger Nr. 3. Die Nummerierung wurde dabei vom Auflager beginnend von 1 bis 4 zur Brückenmitte vorgenommen.

Verantwortlich für die ermüdungsrelevanten Beanspruchungen sind vor allem zusätzlichen Biegemomente am Hängeranschlusspunkt, die vor allem mit der Durchbiegung des Versteifungsträgers einhergehen. Der maßgebende Schnitt ist in Bild 37 dargestellt (Schnitt A).

4.3.3 Modell des untersuchten Hängeranschlusses

Das Modell des Hängeranschlusses wurde an zwei Stellen vom Rest des Tragwerks freigeschnitten:

- am Stegblech des Versteifungsträgers (an dieser Stelle ist das Anschlussblech biegesteif mit dem Steg verbunden),
- im Rundstahlhänger etwas oberhalb des Anschlussbleches (an diesem freien Ende soll die Lasteinleitung erfolgen).

Es wurde ein Modell aus Flächenelementen und zusätzlich eines aus Volumenelementen erstellt (Bild 38). Der Kreisquerschnitt des Hängers wurde für das Modell aus Flächenelementen durch einen flächengleichen Quadratquerschnitt ersetzt. Die Stabschnittgrößen wurden aus dem Stabwerksmodell abgegriffen und am Hängerquerschnitt angesetzt. Hierbei wurden stets zugehörige Schnittgrößen verwendet. Das Knotenblech ist am unteren Rand eingespannt. An beiden Modellen wurden zur

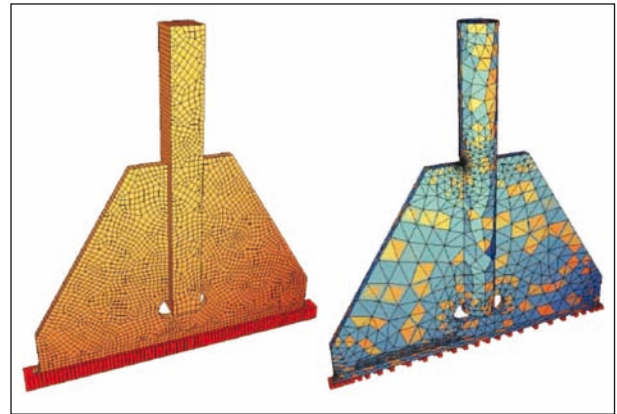


Bild 38: Modell mit Flächenelementen links und Volumenelementen rechts

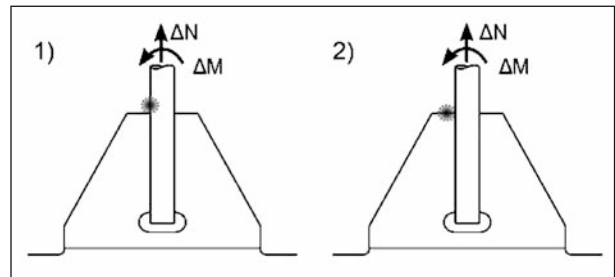


Bild 39: Untersuchte Hotspots und Beanspruchungen

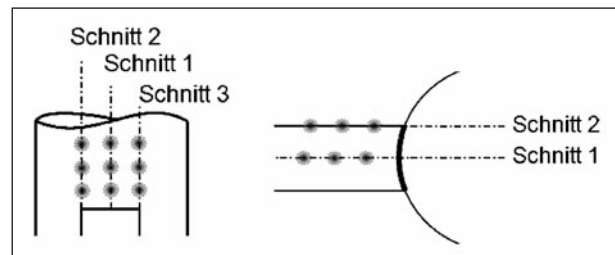


Bild 40: Untersuchte Schnitte an den Hotspots (1) und (2)

Ermittlung der Strukturspannungen lineare und quadratische Extrapolationsansätze verwendet.

4.3.4 Ermittlung der Strukturspannungen

Zur Bestimmung der Strukturspannungen werden die zu maximalen bzw. minimalen Nennschnittgrößen aufgebracht. Die Strukturspannungen werden am Übergang vom Rundstahlhänger zum Anschlussblech ermittelt (Bild 37 und Bild 39).

In drei Schnitten wurden die Strukturspannungen und Spannungskonzentrationsfaktoren am maßgebenden Hotspot bestimmt (Bild 40). Die Wahl der Stützstellen bzw. des Extrapolationsansatzes wird nach „type b“ unabhängig von der Blechdicke t getroffen. In Tabelle 19 und Tabelle 20 sind die Ergebnisse für eine relativ feine Elementierung

(Index a mit 3 Stützstellen bei 12 mm; 8 mm; 4 mm), sowie für eine relativ grobe Elementierung (Index b mit 2 Stützstellen bei 15 mm; 5 mm) dargestellt.

Das Modell aus Flächenelementen liefert für den Hotspot (1) kaum brauchbare Strukturspannungen. Hauptspannungen können hier nur in der Mittelebene ermittelt werden und in den Stützstellen ist eine Spannungsänderung kaum feststellbar (Tabelle 19). Somit ist zum Teil keine sinnvolle Extrapolation möglich.

Das Modell aus Volumenelementen hingegen zeigt einen deutlichen Anstieg der Strukturspannungen zur Schweißnaht. An diesem Modell wurden zwei bzw. drei Stellen auf der Oberfläche des Rundstahlhängers untersucht. Für den Hotspot (1) auf dem Rundstahlhänger ergibt sich eine bogenförmige Linie an deren Anfang (Schnitt 2), deren Ende (Schnitt 3) und in der Mitte (Schnitt 1) die Strukturspannungen ermittelt wurden. Hierbei entspricht die Beanspruchung im Schnitt 3 aufgrund der Symmetrie dem Schnitt 2 und wird nicht eigens aufgeführt (Tabelle 20).

Das Modell aus Volumenelementen zeigt deutlich höhere und plausiblere Spannungserhöhungen als

das Flächenelementmodell. Der maximale Wert der Strukturspannung ergibt sich im Schnitt 1 durch eine feine Modellierung in Verbindung mit einem quadratischen Extrapolationsansatz zu 48,3 N/mm². Das gröbere Elementnetz (Tabelle 20, rechts) scheint allerdings diese hohen Spannungsspitzen nicht mehr zu erfassen. Mit einer Hotspot-Spannung von 35,3 N/mm² liegt die maximale Strukturspannung rund 27% niedriger als mithilfe der feinen Modellvariante (Tabelle 20, links) ermittelt.

Die Spannungen am Hotspot (2) auf dem Anschlussblech werden mit einem Modell aus Flächenelementen im Gegensatz zu Hotspot (1) tendenziell überschätzt. Schnitt 1 und 2 zeigen erwartungsgemäß dieselben Ergebnisse, da ohne Moment um die Y-Achse, die Spannungen in der Blechmittelebene mit denen auf der Blechoberfläche identisch sind (Tabelle 21.)

Tabelle 22 zeigt, dass die mit dem Volumenmodell ermittelte Spannungsschwingbreite am Hotspot (2) bei grobmaschigem Netz und mit linearem Extrapolationsansatz deutlich unterschätzt werden kann (Tabelle 22, rechts). Am Schnitt 1 tritt dieser Fehler am deutlichsten zutage. Dies zeigt wiederum, dass Maschenweite des Netzes und

Schnitt	$\sigma(12)$	$\sigma(8)$	$\sigma(4)$	$\sigma_{a\text{hs}}$	$\sigma(15)$	$\sigma(5)$	$\sigma_{b\text{hs}}$
1	27,40	28,01	28,00	27,37	26,20	28,10	29,05
[N/mm ²]							

Tab. 19: Strukturspannungen am Modell aus Flächenelementen am Hotspot (1)

Schnitt	$\sigma(12)$	$\sigma(8)$	$\sigma(4)$	$\sigma_{a\text{hs}}$	SCF	$\sigma(15)$	$\sigma(5)$	$\sigma_{b\text{hs}}$	SCF
1	22,31	26,33	34,99	48,29	1,82	20,58	30,39	35,30	1,33
2	20,53	22,34	26,24	32,23	1,21	20,01	27,9	31,94	1,20
[N/mm ²]									

Tab. 20: Strukturspannungen am Modell aus Volumenelementen am Hotspot (1)

Schnitt	$\sigma(12)$	$\sigma(8)$	$\sigma(4)$	$\sigma_{a\text{hs}}$	$\sigma(15)$	$\sigma(5)$	$\sigma_{b\text{hs}}$
1	30,30	38,00	45,70	53,40	24,40	43,80	53,50
2	30,30	38,00	45,70	53,40	24,40	43,80	53,50

Tab. 21: Strukturspannungen am Modell aus Flächenelementen am Hotspot (2)

Schnitt	$\sigma(12)$	$\sigma(8)$	$\sigma(4)$	$\sigma_{a\text{hs}}$	$\sigma(15)$	$\sigma(5)$	$\sigma_{b\text{hs}}$
1	11,96	15,66	27,59	47,76	10,26	17,01	20,39
2	12,75	18,77	30,55	48,11	11,13	25,82	33,170

Tab. 22: Strukturspannungen am Modell aus Volumenelementen am Hotspot (2)

die Wahl des Extrapolationsansatzes von entscheidender Bedeutung für das Nachweisergebnis sein können.

4.3.5 Nachweis

Da es sich im vorliegenden Fall um durchgeschweißte Nähte (K-Naht) handelt, entfällt die Unterscheidung in Nachweis des Grundmaterials und der Naht selbst.

Nachweis nach Strukturspannungskonzept

Maßgebend wird Hotspot (1) auf Seiten des Hängerquerschnitts. Als Strukturspannungskerbfall wird mit Kerbfall 90 (belastete Kehlnaht) der ungünstigste Fall gemäß Tabelle B.1 im EC3-1-9 [48] gewählt. Auf eine Berücksichtigung der Blechdickenabhängigkeit im Hinblick auf den Rundstahlquerschnitt mit $d = 85 \text{ mm}$ wird verzichtet:

$$\frac{\gamma_{Ef} \cdot \lambda \cdot \Delta\sigma_{hs}}{\Delta\sigma_{c,hs} / \gamma_{Mf}} = \frac{1,0 \cdot 1,8 \cdot 48,29 \text{ N/mm}^2}{90 \text{ N/mm}^2 / 1,15} = 1,11$$

Der Ermüdungsnachweis kann zwar nicht erbracht werden, allerdings soll hier vor allem die Vorgehensweise diskutiert werden. Auch ist der Ansatz des Teilsicherheitsbeiwertes von 1,15 innerhalb des Strukturspannungskonzeptes bisher keineswegs begründet.

4.3.6 Zusammenfassung

Das Strukturspannungskonzept sollte nur dann Verwendung finden, wenn sich die Kerbdetails nicht eindeutig einem Kerbfall des Nennspannungskonzeptes zuordnen lassen. Dies ist im hier gewählten Beispiel der Fall, sodass der erhöhte Modellierungsaufwand gerechtfertigt erscheint. Die Bandbreite der berechneten Strukturspannungen in diesem Beispiel macht allerdings deutlich, dass die Berechnungsergebnisse erheblich vom vorhandenen Modell und der gewählten Extrapolationsmethode abhängen können und somit die Fehleranfälligkeit gegenüber dem Nennspannungskonzept steigt. Auf Grundlage der durchgeführten Untersuchungen ist folgendes zu empfehlen:

- Sofern das zu beurteilende Bauteil nichtflächige Elemente (z. B. Rundstahlhänger) besitzt oder die Spannungspunkte auf einer Blechkante liegen, lassen sich die Spannungszustände in der Nahtumgebung mittels Flächenelementmodell zum Teil nur ungenau erfassen. In einem sol-

chen Fall ist die Verwendung von Volumenelementen zusammen mit einem feinen Elementnetz zu empfehlen.

- Für Standardfälle mit flächigen Bauteilen, bei denen die Spannungspunkte nicht entlang der Blechkanten liegen, wird eine Modellierung mit Flächenelementen und der Einsatz eines groben Elementnetzes als ausreichend erachtet.

5 Nachweis mit Schadensäquivalenzfaktoren aus Bauwerksmessungen in Stufe 3

5.1 Allgemeines

Während Verkehrszählungen nur eine Aussage zur Anzahl der Überfahrten bzw. Lastwechsel liefern, vgl. Kapitel 3, ist es anhand von Dehnungs- bzw. Spannungsmessungen möglich, die Höhe der tatsächlich am Bauwerk vorhandenen Spannungsschwingbreiten zu erfassen. Da die Lastwechselzahl nur einfach, die Spannungen aber in der fünften Potenz in die Schädigungssumme eingehen, können die Ergebnisse aus Dehnungsmessungen das Ergebnis des Ermüdungsnachweises sehr nachhaltig beeinflussen.

Gemessene Dehnungen lassen sich bei linear-elastischem Werkstoffverhalten leicht in Spannungen umrechnen, sodass sich aus einer Messung unter laufendem Verkehr stets ein Beanspruchungskollektiv für den betreffenden Messpunkt berechnen lässt. Ein gemessenes Beanspruchungskollektiv bildet jedoch nur das Verkehrsgeschehen im Messzeitraum ab. Für Ermüdungsnachweise ist aber auch immer das Wachstum im weiteren Nutzungszeitraum von großer Bedeutung. In [19] werden von FREUNDT et al. jährliche Zuwachsraten für Beispielbauwerke mithilfe von Informationen aus der Verkehrsprognose 2025 [24] ermittelt. Als Mittelwert der minimalen und maximalen prognostizierten, jährlichen Verkehrszuwachsraten lässt sich ein gerundeter Wert von 2 % p. a. angeben.

In zurückliegenden Jahrzehnten war das Verkehrsaufkommen tendenziell geringer als heute, sodass man mit den gemessenen Daten oder einer moderat gewählten Abminderung auf der sicheren Seite liegen sollte. Voraussetzung für die Verwendung von Messdaten ist allerdings ein repräsentativer Messzeitraum. Dieser sollte keinesfalls zu kurz ge-

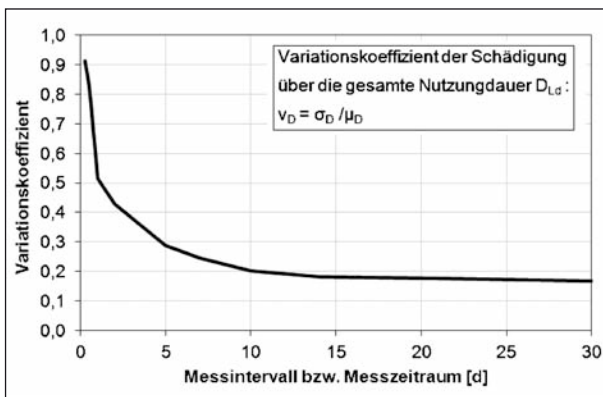


Bild 41: Variationskoeffizient der Schädigungssumme für verschieden lange Messzeiträume, aus [25]

wählt werden. Die Streuung der berechneten Schädigungssummen auf Grundlage von verschiedenen langen Messzeiträumen zeigt beispielhaft Bild 41.

Die Grafik wurde auf Grundlage einer etwa ein Jahr dauernden Langzeitmessung erstellt, in dem für mehrere Messintervalle von jeweils 1 bis 30 Tagen Dauer die Schädigungssummen und der Variationskoeffizient ermittelt wurden. Es ist zu erkennen, dass die Streuung der Schädigungssummen sich erst ab einem Messzeitraum von ca. 10 Tagen auf einem akzeptablen Niveau bewegt.

Allgemein können auf Basis von gemessenen Beanspruchungskollektiven, die auf die planmäßige Nutzungsdauer des Bauwerks extrapoliert worden sind, Ermüdungsnachweise mittels direkter Berechnung der Schädigungssumme geführt werden. Die berechneten Schädigungssummen gelten streng genommen nur für den Punkt, an dem die Dehnungen gemessen worden sind. Die Übertragung der Messergebnisse auf andere Querschnitte des gleichen Systems ist dagegen nicht ohne weiteres möglich, da sich in der Regel die zugehörige Einflusslinie bzw. -fläche und somit auch die Form des Beanspruchungskollektivs verändert.

Da einige Nachweisstellen schwer erreichbar sein können oder die Anzahl notwendiger Messpunkte u. U. sehr groß sein kann, wäre es von Vorteil, wenn sich die Ergebnisse von Dehnungsmessungen an wenigen Punkten auf weitere Tragwerksteile übertragen ließen.

Diese Überlegungen führen zu einem Schadensäquivalenzfaktor λ , der sich durch eine Messung an einem bzw. wenigen Punkten bestimmen lässt, für jeden Kerbfall verwendbar ist und sich auch auf andere Kerbdetails im selben Messquerschnitt anwenden lässt. Darüber hinaus wäre eine Übertrag-

barkeit auf andere Querschnitte, welche nicht messtechnisch erfasst worden sind, wünschenswert.

5.2 Schadensäquivalenzfaktor aus Messdaten λ_{meas}

5.2.1 Allgemeine Herleitung

Allgemein wird die schädigende Wirkung des realen Verkehrs im rechnerischen Nachweis durch ein entsprechendes Ermüdungslastmodell abgebildet. Wesentliches Merkmal aller Ermüdungslastmodelle ist die Schadensäquivalenz zum realen Verkehr, sodass es nahe liegt, das Ermüdungslastmodell anhand der gemessenen Schädigung zu kalibrieren. Setzt man eine Wöhlerlinie mit konstanter Neigung m voraus, ergibt sich der folgende Schadensäquivalenzfaktor aus dem Verhältnis zwischen gemessener und berechneter Schadenssumme:

$$D_{cal} \cdot \lambda_{meas}^m = D_{meas}$$

bzw.

$$\lambda_{meas} = \sqrt[m]{\frac{D_{meas}}{D_{cal}}}$$

Hierbei sind

D_{meas} Schädigungssumme am Messpunkt auf Basis der Messung

D_{cal} Schädigungssumme am Messpunkt auf Basis des Rechenmodells

m Anstieg der konstanten Wöhlerlinie

Setzt man linear-elastisches Tragverhaltens voraus, kann mithilfe von λ_{meas} das Gewicht des Ermüdungslastmodells bzw. die durch das ELM verursachte Spannungsschwingbreite auf ein realistisches Maß abgemindert werden.

Für Bemessungswöhlerlinien mit Bereichen unterschiedlicher Neigung m_1 und m_2 ist die Bestimmung von λ_{meas} aufwendiger als in oben stehender Gleichung. Bild 42 zeigt eine im Stahlbau übliche Bemessungswöhlerlinie. Dazu sind ein gemessenes Beanspruchungskollektiv und ein 5-stufiges Kollektiv infolge des ELM4 qualitativ dargestellt. Die Summe der Lastspielzahlen ist zunächst in beiden Kollektiven identisch und beide Kollektive lassen sich entsprechend der Wöhlerlinienabschnitte mit unterschiedlichem Anstieg in drei Zonen unterteilen.

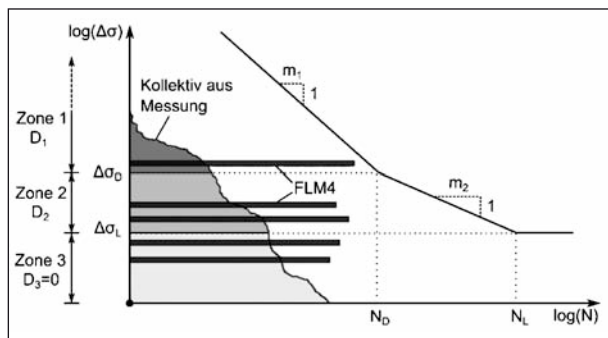


Bild 42: Wöhlerlinie mit Zonen unterschiedlicher Neigung, aus [25]

Grundsätzlich können die Schädigungsanteile jeder Zone separat ermittelt und zur Bestimmung der Gesamtschädigung aufaddiert werden. Da Zone 3 keinen Beitrag zur Schädigung liefert, gilt für die Schädigungssumme D :

$$D = D_1 + D_2$$

Wird die Schädigungsäquivalenz nur innerhalb einer Zone definiert, gilt z. B. in Zone 1:

$$\lambda_{meas}^{m_1} \cdot D_{cal,1} = D_{meas,1}$$

Somit ergibt sich:

$$\begin{aligned} \lambda_{meas}^{m_1} \cdot D_{cal,1} + \lambda_{meas}^{m_2} \cdot D_{cal,2} \\ = D_{meas,1} + D_{meas,2} \end{aligned}$$

Somit lässt sich λ_{meas} bei diskontinuierlichen Wöhlerlinien nur durch ein Polynom vom Grad m_2 bestimmen:

$$D_{cal,2} \cdot \lambda_{meas}^{m_2} + D_{cal,1} \cdot \lambda_{meas}^{m_1} - D_{meas} = 0$$

Da für m_2 im Regelfall $m_2 \geq 5$ gilt, ist λ_{meas} nicht mehr explizit, sondern nur mithilfe numerischer Methoden bestimmbar. Jedoch stellt die Berechnung mithilfe gängiger Softwarelösungen kein Problem dar.

Mit λ_{meas} steht demnach ein Schadensäquivalenzfaktor zur Verfügung, mit dessen Hilfe sich die berechneten Spannungsschwingbreiten $\Delta\sigma_{ELM}$ des Ermüdungslastmodells bzw. die Schädigungssumme D_{cal} anhand der gemessenen Schädigungssumme D_{meas} kalibrieren lassen. Zur Beantwortung der Frage, unter welchen Randbedingungen der Schadensäquivalenzfaktor λ_{meas} auf messtechnisch nicht erfasste Bauteile übertragen werden kann, sind die Einflussgrößen für die Bestimmung von λ_{meas} sowie für die Übertragung von λ_{meas} auf andere Querschnitte zu diskutieren. Die Schadenssumme D ist allgemein abhängig von

1. den auftretenden Achs- bzw. Fahrzeuglasten und deren Häufigkeit,
2. dem vorliegenden Kerbfall, bzw. der zu verwendenden Wöhlerlinie,
3. der zum betrachteten Spannungspunkt bzw. Querschnitt gehörenden Einflusslinie bzw. Einflussfläche, wobei sich einerseits die Einflusslinien verschiedener Querschnitte andererseits auch berechnete und gemessene Einflusslinien für den gleichen Querschnitt voneinander unterscheiden können,
4. der Querschnittsgeometrie inklusive mittragender Breiten, da eine Veränderung der Querschnittswerte die Spannungsschwingbreiten beeinflusst.

Während die unter Punkt 1 genannten Einflussgrößen durch λ_{meas} abgebildet werden sollen, ist bei den unter Punkt 2 bis 4 genannten Einflüssen dafür Sorge zu tragen, dass sie für die Bestimmung von λ_{meas} möglichst realitätsnah erfasst bzw. auf der sicheren Seite festgelegt werden. Daher werden diese Einflüsse im Folgenden vertiefend untersucht.

5.2.2 Bestimmung von λ_{meas} unabhängig vom Kerbfall

Für verschiedene Kollektivformen und unterschiedliche Wöhlerlinien konnte im Rahmen von Vergleichsrechnungen gezeigt werden, dass der unter Ansatz einer konstanten Wöhlerlinienneigung mit $m_1 = m_2 = m_3$ ermittelte Schadensäquivalenzfaktor λ_{meas} unabhängig vom vorliegenden Kerbfall ist. Das heißt, der Faktor λ_{meas} lässt sich unter dieser Voraussetzung bei Ansatz eines beliebigen Kerbfalles für die Berechnung von D_{meas} und D_{cal} bestimmen und kann dann für beliebige Kerbfälle an anderen Querschnitten Verwendung finden. Bild 43 zeigt

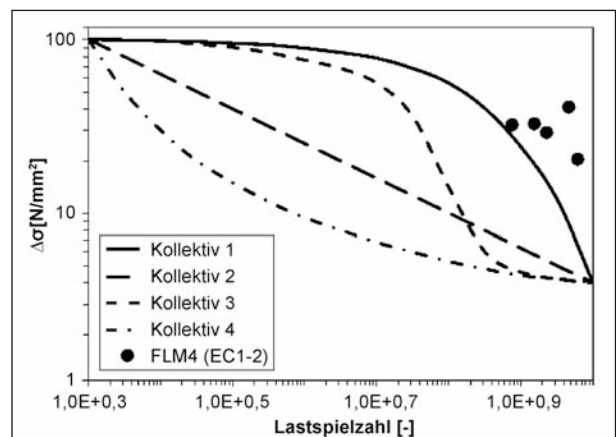


Bild 43: Vier Kollektive aus Messungen und ein Kollektiv infolge ELM4, aus [25]

die verschiedenen Kollektivformen, die in den Vergleichsrechnungen verwendet wurden. In Bild 44 sind die drei unterschiedlichen Wöhlerlinienarten dargestellt, welche zur Bestimmung von λ_{meas} herangezogen wurden.

Die Berechnungsergebnisse für λ_{meas} sind in Bild 45 bis Bild 48 dargestellt.

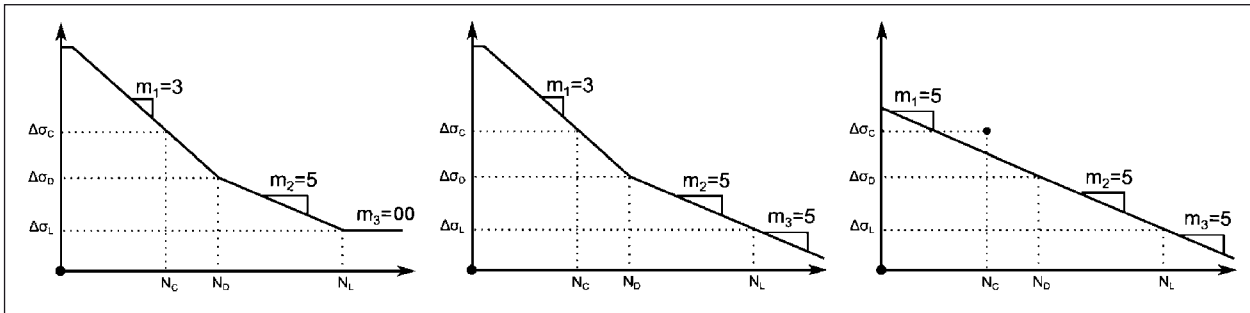


Bild 44: Verschiedene Wöhlerlinienarten zur Bestimmung von λ_{meas} , aus [25]

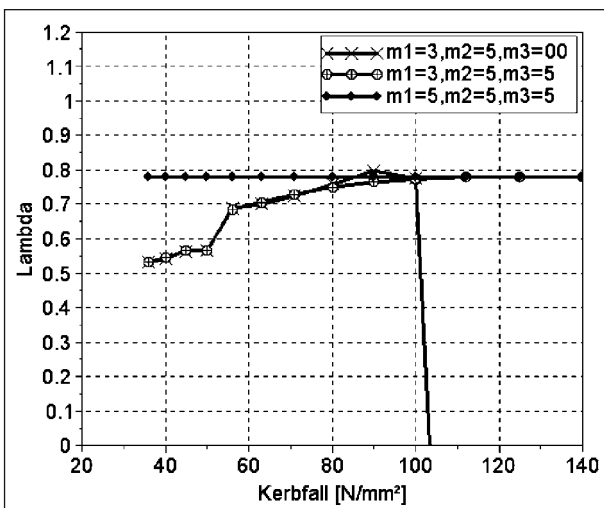


Bild 45: λ_{meas} für verschiedene Kerbfälle und Wöhlerlinien bei Kollektiv 1, aus [25]

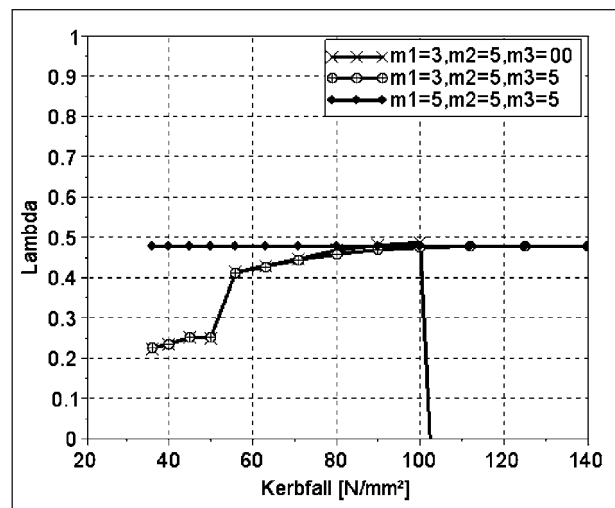


Bild 47: λ_{meas} für verschiedene Kerbfälle und Wöhlerlinien bei Kollektiv 3, aus [25]

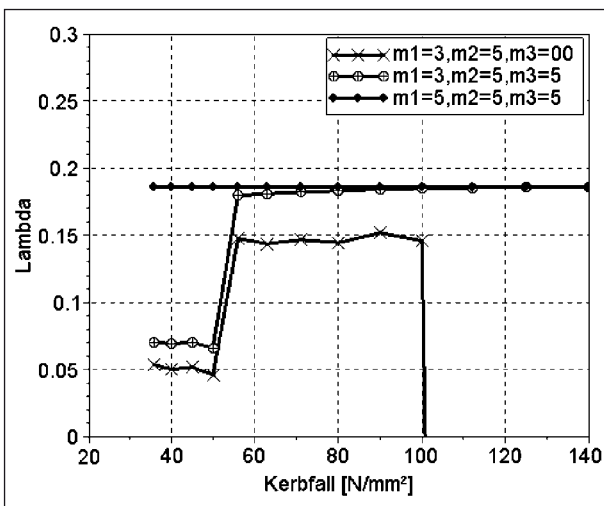


Bild 46: λ_{meas} für verschiedene Kerbfälle und Wöhlerlinien bei Kollektiv 2, aus [25]

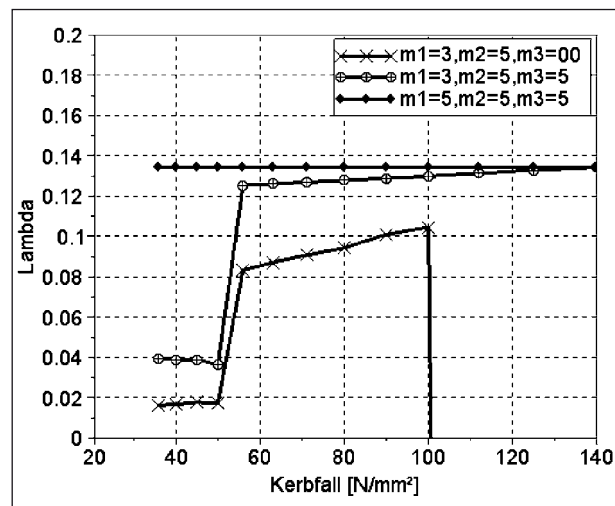


Bild 48: λ_{meas} für verschiedene Kerbfälle und Wöhlerlinien bei Kollektiv 4, aus [25]

5.2.3 Unterschiedliche Einflusslinien innerhalb des statischen Systems

Die Übertragung von λ_{meas} auf einen benachbarten Querschnitt ist nur möglich, wenn die zugehörigen Einflusslinien eine ausreichende Ähnlichkeit besitzen. Demnach sollte die Übertragung grundsätzlich nur innerhalb einer Bauteilkategorie erfolgen. Gehört der Messquerschnitt also zum Hauptträger, sollte der dort ermittelte Faktor λ_{meas} auch nur auf die Hauptträger angewandt werden, da für alle Hauptträgerquerschnitte zumindest näherungsweise die gleichen Einflusslängen vorliegen. Für Querträger gilt sinngemäß das Gleiche.

Natürlich hat neben der Einflusslänge vor allem die Form der Einflusslinie einen entscheidenden Einfluss auf das Beanspruchungskollektiv und somit auf die Bestimmung und die korrekte Verwendung von λ_{meas} . Demnach ist zu berücksichtigen, dass sich die Einflusslinien von Messquerschnitt und Nachweisquerschnitt unterscheiden können.

Um den Einfluss der Variation der Einflusslinien und der damit verbundenen Änderung der Kollektivform abschätzen zu können, wird auf Untersuchungen von MERZENICH und SEDLACEK in [13] zurückgegriffen (Bild 49 und 50).

Die in [13] dargestellten Verläufe für $\lambda = (D_{SIM}/D_{ELM})^{1/5}$ zeigen die Auswirkungen verschiedener Systemlängen bzw. Einflusslinien auf die Bestimmung eines Schadensäquivalenzfaktors bei Ansatz des immer gleichen Lastmodells, in diesem Fall ELM3 bzw. ELM4, sowie des gleichen simulierten Fahrzeugstromes, in diesem Fall der Auxerre-Verkehr. Die zugehörigen Einflusslinien für die Durchlaufträger sind in Bild 51 dargestellt.

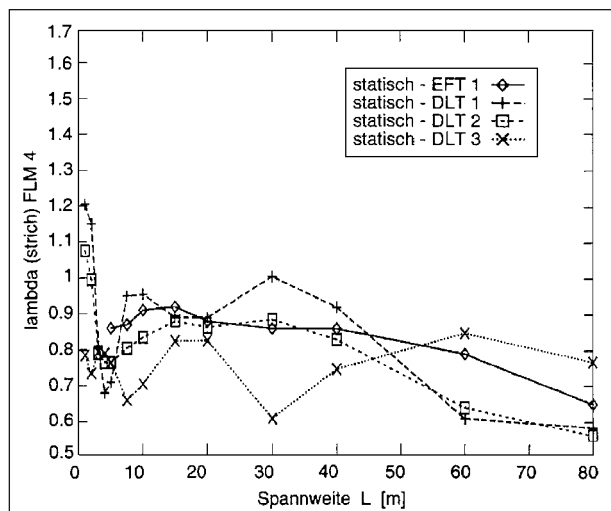


Bild 49: Verlauf von $\lambda = (D_{SIM}/D_{ELM3})^{1/5}$ für verschiedene Einflusslinien, aus [13]

Anhand dieser Daten lassen sich zumindest für Durchlaufträger Verhältniswerte f zwischen λ -Werten verschiedener Einflusslinien bei gleicher Stützweite angeben. Der Faktor f kann auch als Übertragungsfaktor für λ_{meas} bezeichnet werden, da in ihm das Verhältnis zwischen zwei Einflusslinien bezüglich der Berechnung des Schadensäquivalenz-

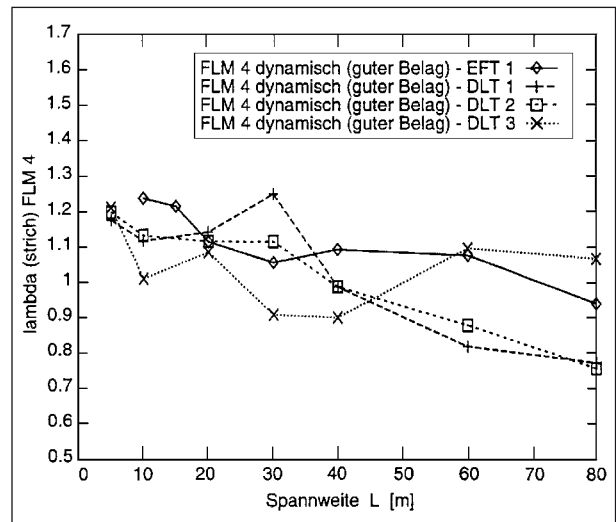


Bild 50: Verlauf von $\lambda = (D_{SIM}/D_{ELM4})^{1/5}$ für verschiedene Einflusslinien, aus [13]

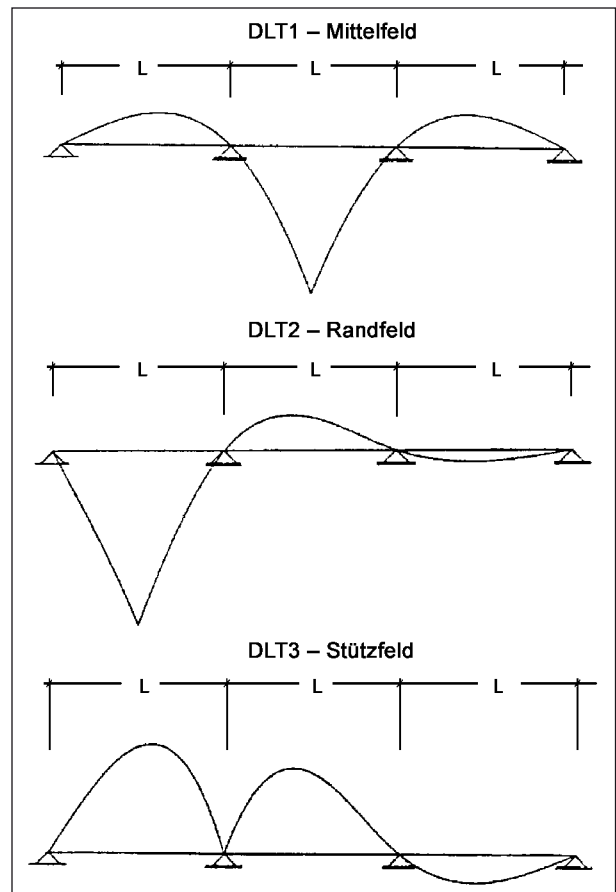


Bild 51: Einflusslinien aus [13]

Faktor f = b/a für		Spannweite [m]								MAX
a) Messung	b) Nachweis	1	5	10	20	30	40	60	80	
Randfeld	Mittelfeld	1,04	0,88	1,17	1,00	1,16	1,15	0,96	1,06	1,17
Randfeld	Stützbereich	0,78	1,00	0,81	0,98	0,74	0,95	1,15	1,46	1,46
Mittelfeld	Randfeld	0,96	1,14	0,86	1,00	0,86	0,87	1,04	0,94	1,14
Mittelfeld	Stützbereich	0,75	1,14	0,70	0,98	0,64	0,83	1,19	1,38	1,38
Stützbereich	Randfeld	1,29	1,00	1,23	1,02	1,36	1,05	0,87	0,69	1,36
Stützbereich	Mittelfeld	1,34	0,88	1,43	1,02	1,57	1,20	0,84	0,73	1,57
MAX		1,34	1,14	1,43	1,02	1,57	1,20	1,19	1,46	

Tab. 23: Übertragungsfaktor f für λ_{meas} auf Grundlage der Untersuchungen in [13] für ELM3

Faktor f = b/a für		Spannweite [m]							MAX
a) Messung	b) Nachweis	5	10	20	30	40	60	80	
Randfeld	Mittelfeld	0,98	0,99	1,02	1,12	1,00	0,93	1,03	1,12
Randfeld	Stützbereich	1,01	0,89	0,96	0,80	0,92	1,24	1,41	1,41
Mittelfeld	Randfeld	1,02	1,01	0,98	0,90	1,00	1,07	0,97	1,07
Mittelfeld	Stützbereich	1,03	0,90	0,95	0,72	0,92	1,33	1,37	1,37
Stützbereich	Randfeld	0,99	1,12	1,04	1,24	1,09	0,81	0,71	1,24
Stützbereich	Mittelfeld	0,98	1,11	1,06	1,39	1,09	0,75	0,73	1,39
MAX		1,03	1,12	1,06	1,39	1,09	1,33	1,41	

Tab. 24: Übertragungsfaktor f für λ_{meas} auf Grundlage der Untersuchungen in [13] für ELM4

faktors enthalten ist (s. Tabelle 23 und 24). Die Bestimmungsgleichung für λ_{meas} ist somit um den Übertragungsfaktor f zu erweitern:

$$\lambda_{meas} = f \cdot \sqrt[m_2]{\frac{D_{meas}}{D_{cal}}}$$

Zusammenfassend ist festzustellen, dass sich die Variation der Einflusslinien bei Ansatz des ELM3 geringfügig stärker auswirkt als für das ELM4. Demnach liegt λ_{meas} für eine Übertragung des Schadensäquivalenzfaktors vom Messquerschnitt auf den Nachweisquerschnitt auf der sicheren Seite, sofern es mit Übertragungsfaktoren f_{max} erhöht wird (Tabelle 25).

Es sei nochmals darauf hingewiesen, dass diese Übertragungsfaktoren nur für die Übertragung zwischen benachbarten Feldern oder zwischen Feld- und Stützbereich bei Durchlaufträgersystemen und darüber hinaus nur für den Auxerre-Verkehr gelten. Weitere Untersuchungen zur Absicherung der vorhandenen und zur Bestimmung weiterer Werte sind notwendig. Auf Basis weiterer Untersuchung ist es möglich einen allgemein abgesicherten Schadensäquivalenzfaktor abzuleiten und darüber hinaus die Festlegung von Messstellen bzw. Messquerschnitten am Bauwerk sehr effizient zu gestalten.

Ermüdungs- lastmodell	Messquer- schnitt	Nachweis- querschnitt	Übertra- gungsfaktor f_{max}
ELM3	Feld	Feld	1,20
ELM4			1,15
ELM3	Feld/Stütze	Stütze/Feld	1,60
ELM4			1,45

Tab. 25: Maximalwerte f_{max} zur Berücksichtigung der unterschiedlichen der Einflusslinien an Nachweis- und Messquerschnitt

5.3 Zusammenfassung

Mit dem Schadensäquivalenzfaktor λ_{meas} steht ein Beiwert zur Verfügung, mit dem das rechnerische Lastniveau der verwendeten Ermüdungslastmodelle bzw. deren Spannungsschwingbreiten auf Basis von Messdaten korrigiert werden können. Die dafür notwendigen Dehnungsmessungen sind im Regelfall nicht sehr aufwändig, zumal sich λ_{meas} unter bestimmten Bedingungen von wenigen Messpunkten auf andere Querschnitte des gesamten Bauwerks übertragen lässt.

Die Integration der Messergebnisse in den üblichen rechnerischen Nachweis erfolgt durch den Austausch des rechnerischen Schadensäquivalenzfaktors λ durch den auf Messdaten basierenden Faktor λ_{meas} . Für den normierten Nachweis mit ELM3 muss λ_{meas} zusätzlich auf den Bezugswert $N_C = 2$ Mio. transformiert werden. Bei Standard-Wöhlerlinien für Baustahl gemäß EC3-1-9 und für eine Lastwechselzahl im gesamten Nutzungszeitraum von n_{Ld} lautet die Anpassung:

$$\lambda_{meas,E2} = \lambda_{meas} \cdot \sqrt[5]{\frac{n_{Ld}}{5 \cdot 10^6}} \cdot 1,357$$

In Kombination mit dem ELM4 ist λ_{meas} als Vorfaktor zu verstehen, mit dem sich die berechneten Spannungsschwingbreiten bzw., bei linear-elastischem Tragverhalten, die Gesamtgewichte der Einzelfahrzeuge anpassen lassen.

Weitere Hintergründe zu λ_{meas} sind in [25] enthalten. Es sei allerdings darauf hingewiesen, dass weitere Untersuchungen zur Absicherung der vorhandenen und zur Bestimmung weiterer Übertragungsfaktoren f für verschiedene Systeme in Längs- und Querrichtung notwendig sind, um die Berechnungsmethoden zu präzisieren und eine breite Anwendung von λ_{meas} zu ermöglichen.

6 Anwendung probabilistischer Nachweise in Stufe 4

6.1 Grundlagen

Grundsätzlich wird im probabilistischen Nachweis-konzept davon ausgegangen, dass die wesentlichen Einwirkungen, Materialparameter oder geometrischen Größen statistisch beschreibbaren Verteilungen unterliegen, die korreliert oder nicht korreliert auftreten können. Diese Basisvariablen X_i werden in der Regel durch Verteilungsfunktionen mit ihrem statistischen Mittelwert, der Standardabweichung und ggf. weiterer Parameter charakterisiert. Das Versagen eines Bauteils oder Tragwerks tritt dann ein, wenn die Beanspruchung S die Beanspruchbarkeit R erreicht oder überschreitet bzw. $Z = R - S \leq 0$ wird. Daraus leitet sich auch die Grenzzustandsbedingung G als der Punkt ab, in dem gerade noch Beanspruchung und Beanspruchbarkeit im Gleichgewicht sind:

$$G = R(X_i) - S(X_i) = 0$$

Die Summation der Realisationen $R \leq S$ über alle möglichen Kombinationen $f_S(s)$ und $f_R(r)$ liefert damit den gesuchten Wert für die Versagenswahrscheinlichkeit P_f . Der Zuverlässigkeitsindex β ist direkt mit der Versagenswahrscheinlichkeit über die inverse Normalverteilung verknüpft.

$$P_f = P(R \leq S) = \int_{-\infty}^{+\infty} f_S(s) \times \left\{ \int_{-\infty}^{+\infty} f_R(r) dr \right\} ds$$

Mindestwerte des Zuverlässigkeitsindex β als Maß für die gesellschaftlich anerkannte öffentliche Sicherheit sind in Eurocode 0 bzw. DIN 1055-100 angegeben.

Eine der einfachsten Lösungsmethoden ist die sogenannte Monte-Carlo-Simulation. Hierbei werden sehr viele zufällige Realisierungen einer auf verteilten Ausgangsgrößen basierenden Zustandsgröße erzeugt. Im Nachgang wird die Anzahl der Realisierungen aus dem Versagensbereich der Gesamtanzahl der Realisierungen aus Versagens- und Überlebensbereich gegenübergestellt und so eine Versagenswahrscheinlichkeit ermittelt.

Alternativ bietet sich zur Lösung die Zuverlässigkeitstheorie erster bzw. zweiter Ordnung an. Die auf der Einwirkungs- und Widerstandsseite mit entsprechenden Verteilungen definierten Eingangsgrößen werden in der Grenzzustandsgleichung zusammengefasst. Nach dem Rackwitz-Fießler-Algorithmus als einem typischen Lösungsalgorithmus werden die Ausgangsverteilungen in der Nähe des Bemessungspunktes in normalverteilte Größen transformiert. Die Zuverlässigkeitstheorie 1. Ordnung (FORM – First Order Reliability Method) nähert die sich ergebende Hyperfläche nun mit einer am Bemessungspunkt tangential liegenden Ebene, der sogenannten Tangentialhyperebene, an und liefert als Näherungslösung 1. Ordnung eine Versagenswahrscheinlichkeit für das vorliegende Problem. Bei der Zuverlässigkeitstheorie 2. Ordnung (SORM – Second Order Reliability Method) wird die den Grenzzustand darstellende gekrümmte Funktion bzw. Hyperfläche nicht durch eine Tangente bzw. Tangentialhyperebene, sondern besser durch eine ebenfalls gekrümmte Funktion bzw. Hyperfläche im Bemessungspunkt angenähert, um so eine Genauigkeitssteigerung zu erzielen. Ein großer Vorteil der Berechnung nach Zuverlässigkeitstheorie ist die Ermittlung der Wichtungsfaktoren α für die verwendeten Basisvariablen. Der zu einer Basisvariable gehörende Wichtungsfaktor ist ein Maß für den Einfluss dieser Variable auf den

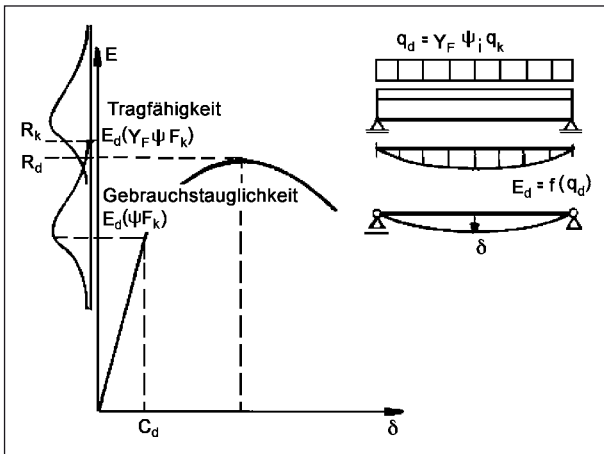


Bild 52: Zusammenhang zwischen Einwirkung und Widerstand eines Verbundträgers, aus [21]

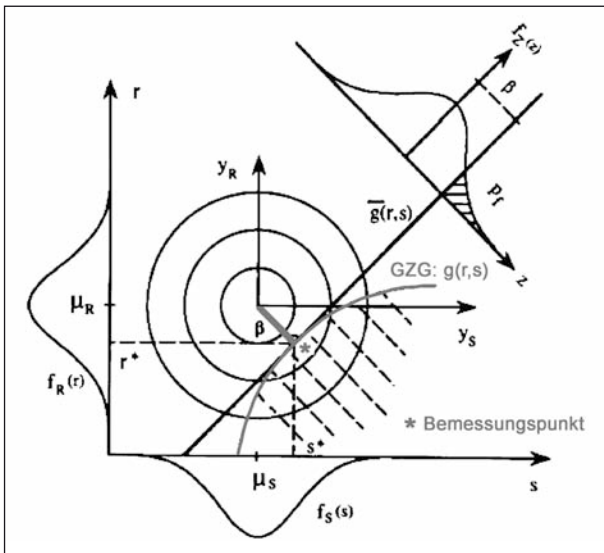


Bild 53: Grenzzustandsgleichung und Bemessungspunkt bei 2 Basisvariablen

Versagenszustand. Er spiegelt also die Bedeutung der streuenden Größe für das Endergebnis wider.

6.2 Probabilistischer Nachweis am Beispiel Bauwerk C

Der Ermüdungsnachweis gemäß Stufe 1 der Nachrechnungsrichtlinie an einem relevanten Detailpunkt des Hauptträgers konnte auf der Basis des ELM3 kein zufriedenstellendes Ergebnis liefern. Es handelt sich um die Kreuzung der Halsnaht zum Anschluss des Bodenbleches an den Steg mit der Quernaht im Bodenblech. An dieser Stelle erfolgt gleichzeitig ein Dickensprung des Bodenblechs (Bild 54).

Für das 1968 erbaute Bauwerk stellt das ELM3 eine ungünstige und sehr konservative Belastung

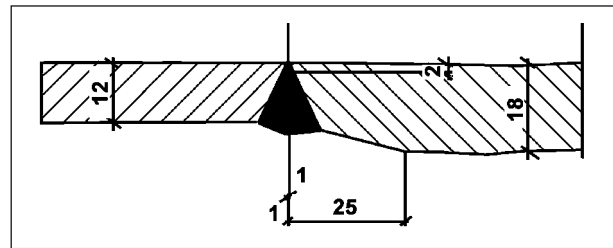


Bild 54: Stoß im Bodenblech mit Dickensprung (Auszug aus Bestandsplan)

dar, die zum Zeitpunkt der Bemessung keine Rolle spielte. Unter Berücksichtigung einer genaueren Verkehrszusammensetzung kann der tatsächlichen Belastungsgeschichte Rechnung getragen werden. Hierzu wird das modifizierte Ermüdungslastmodell ELM4 herangezogen. Auf Grundlage dieses Beanspruchungskollektives wird die probabilistische Nachweisführung im Folgenden erläutert.

6.2.1 Nachweis entsprechend ELM3

Für einen Hauptträger ergibt sich an der rot markierten Nachweisstelle infolge des ELM3 die nachfolgend dargestellte Spannungsschwingbreite (Bild 55).

Das Anschlussdetail wird der Kerbgruppe 80 zugeordnet (Bild 56). Gemäß DIN-FB 103, Abs. II-9.5.1, (bzw. analog des Eurocode 3-2) muss der Ermüdungsnachweis folgende Bedingung erfüllen:

$$\text{Normalspannungen: } \gamma_{Ff} \cdot \Delta\sigma_{E,2} \leq \frac{\Delta\sigma_C}{\gamma_{Mf}}$$

Der Teilsicherheitsbeiwert für Ermüdungslasten ist mit $\gamma_{Ff} = 1,0$ festgelegt.

Für den Ermüdungswiderstand γ_{Mf} müssen die folgenden Teilsicherheitsbeiwerte bei Straßenbrücken angesetzt werden:

$$\gamma_{Mf} = 1,15 \text{ für Haupttragelemente,}$$

$$\gamma_{Mf} = 1,0 \text{ für sekundäre Bauteile.}$$

Die schadensäquivalente Spannungsschwingbreite $\Delta\sigma_{E,2}$ wird wie folgt ermittelt:

$$\Delta\sigma_{E,2} = \lambda \cdot \Phi \cdot \Delta\sigma_P$$

mit

$$\text{Schadensäquivalenzfaktor } \lambda = \lambda_1 \cdot \lambda_2 \cdot \lambda_3 \cdot \lambda_4$$

Anpassungsbeiwert Φ

Spannungsschwingbreite $\Delta\sigma_P$ infolge ELM3

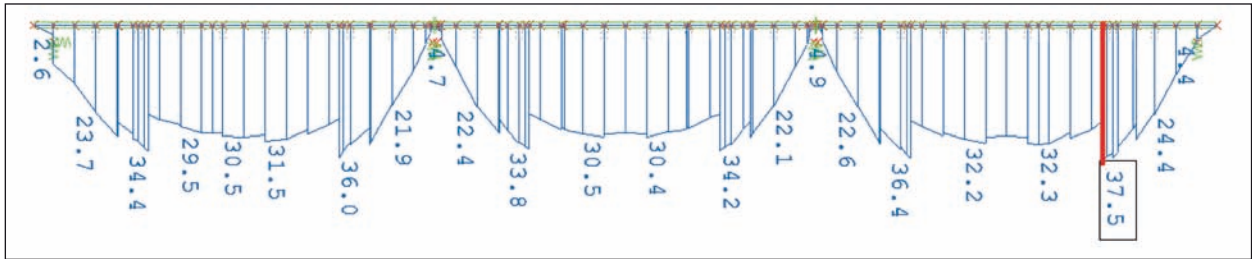


Bild 55: Spannungsschwingbreite [N/mm²] am Hauptträger infolge ELM3

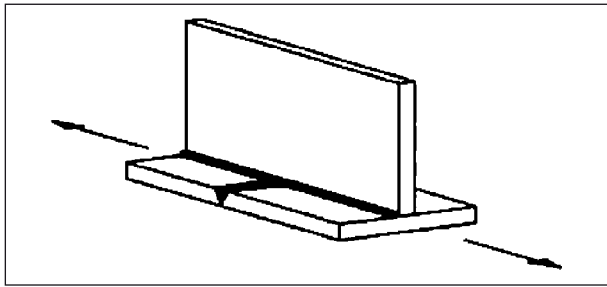


Bild 56: Kerbdetail KG 80 aus DIN-Fb 103 [33]

λ	$\Delta\sigma_P$ [N/mm ²]	$\Delta\sigma_{E,2}$ [N/mm ²]	λ_{Ff}	KG [N/mm ²]	λ_{Mf}	$\Delta\sigma_{c,d}$ [N/mm ²]	η
2.00	37.50	75.00	1.00	80.00	1.15	69.57	1.08

Tab. 26: Ermüdungsnachweis nach Nennspannungskonzept mit ELM3

Bei Straßenbrücken ist der Schwingbeiwert bereits in den Verkehrslastbildern enthalten ($\Phi = 1,0$).

Das Nachweisergebnis ist in Form des Auslastungsfaktors η in Tabelle 26 dargestellt.

Es ergibt sich eine (geringfügige) Überschreitung von 8 % gegenüber der ertragbaren Spannungsschwingbreite.

6.2.2 Probabilistischer Nachweis

Wie im vorhergehenden Kapitel beschrieben, wird zur Ermittlung der Versagenswahrscheinlichkeit und dem anschließenden Vergleich mit dem Zielwert die Grenzzustandsgleichung (für das Ermüdungsproblem) benötigt:

$$g = D_R(X_1) - D_S(X_2, X_3) = 0$$

mit

D_R ertragbare Schadenssumme

D_S vorhandene Schadenssumme

In der Grenzzustandsgleichung sind die Variablen X_1 bis X_3 enthalten, auf die noch eingegangen wird. Der Term für die vorhandene Schadenssumme beträgt:

$$D_S = \sum \frac{n_i}{N_{Ri}}$$

mit

n_i Anzahl der Spannungsspiele einer zugehörigen Spannungsschwingbreite i innerhalb des Lastkollektivs $n_i = p_i \cdot n_{ges}$

p_i prozentuale Anzahl eines Fahrzeugs aus ELM4 an der Gesamtanzahl n_{ges}

N_{Ri} ertragbare Anzahl des Spannungsspiele einer zugehörigen Spannungsschwingbreite i entsprechend der Wöhlerlinie

Die auf der Stufe i ertragbare Lastspielzahl N_{Ri} lässt sich anhand der Ermüdungsfestigkeitskurve (Wöhlerlinie) ausdrücken als

$$N_{Ri} \cdot \Delta\sigma_i^m = N_D \cdot \Delta\sigma_D^m$$

$$N_{Ri} = \frac{N_D \cdot \Delta\sigma_D^m}{\Delta\sigma_i^m}$$

Damit kann die vorhandene Schadenssumme in Abhängigkeit der Spannungsspiele wie folgt formuliert werden:

$$D_S = \sum \frac{n_i \cdot \Delta\sigma_i^m}{N_D \cdot \Delta\sigma_D^m} = \sum \frac{p_i \cdot n_{ges} \cdot \Delta\sigma_i^m}{N_D \cdot \Delta\sigma_D^m}$$

Der Wert für die Dauerfestigkeit kann entsprechend dem vorhandenen Kerbfall (hier KG 80) mit folgender Gleichung ausgedrückt werden:

$$N_C \cdot \Delta\sigma_C^m = N_D \cdot \Delta\sigma_D^m$$

$$\Delta\sigma_D = \sqrt[m]{\frac{N_C}{N_D}} \cdot \Delta\sigma_C; \text{ mit } m = 3$$

Die Grenzzustandsgleichung ergibt sich damit zu:

$$g = D_R(X_1) - \sum \frac{p_i \cdot n_{ges}(X_2) \cdot \Delta\sigma_i^m}{N_D(X_3) \cdot \Delta\sigma_D^m} =$$

$$D_R(X_1) - \frac{n_{ges}(X_2)}{N_D(X_3)} \cdot \sum \frac{p_i \cdot \Delta\sigma_i^m}{\Delta\sigma_D^m}$$

Verteilung	Mittelwert	Standardabweichung	Variationskoeffizient	Quelle
Ertragbare Schadenssumme $D_R (X_1)$				
Logarithmisch Normalverteilt	1	0,3	0,3	[22, 23]
Gesamtlastwechselzahl $n_{ges} (X_2)$				
Logarithmisch Normalverteilt	1	0,3	0,3	[13]
Wöhlerlinie $N_D (X_3)$				
Logarithmisch Normalverteilt	1	0,43	0,43	[6]

Tab. 27: Normierte stochastische Parameter

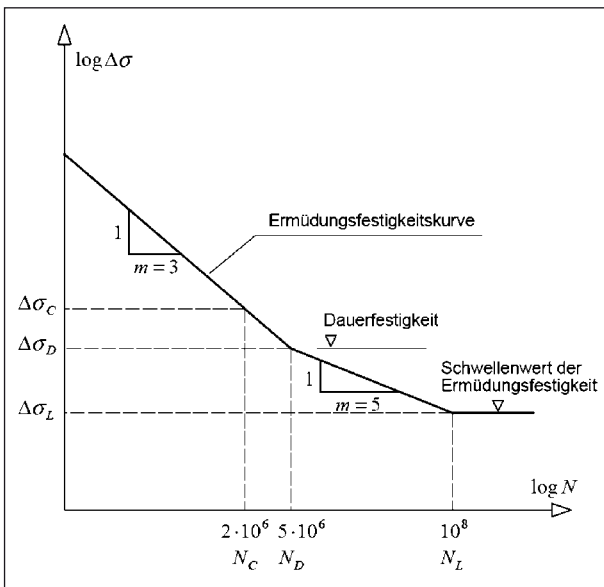


Bild 57: Ermüdungsfestigkeitskurve nach EC 3-1-9 (bzw. analog DIN-Fachbericht 103)

In der Grenzzustandsgleichung wurden für den probabilistischen Nachweis folgende drei streuende Größen festgelegt:

- Die Variable X_1 berücksichtigt die Streuung für die Anwendung der Miner-Regel bei einem Mehrstufenkollektiv.
- Mit der Variable X_2 wird die Streuung in der Gesamtlastwechselzahl berücksichtigt.
- Die Variable X_3 berücksichtigt die Streuung der Wöhlerlinie.

Die einwirkenden Spannungsspiele infolge des ELM4 können zusätzlich einer Streuung unterliegen, dies wurde jedoch im Rahmen dieser (beispielhaften) Untersuchung nicht berücksichtigt. Hierzu sind dann weitere Modifikationen des ELM4 notwendig, siehe [16].

Verteilung	Mittelwert	Standardabweichung	Variationskoeffizient
Wöhlerlinie $N_D (X_3)$			
Logarithmisch Normalverteilt	$11,09 \times 10^6$	$4,77 \times 10^6$	0,43

Tab. 28: Stochastische Parameter für N_D

Zur Beschreibung der Variablen werden die in Tabelle 27 normierten, stochastischen Parameter verwendet.

Dabei wird die ertragbare Schadenssumme $D_R = 1,0$ und die Gesamtlastwechselzahl $n_{ges} = 50.000.000$ Lkw (500.000 Lkw/Jahr · 100 Jahre) als Mittelwert gesetzt. Da es sich bei dem Wert für $N_D = 5 \times 10^6$ um den 5 % Fraktilwert handelt, muss zunächst noch mittels der Verteilungsfunktion der logarithmischen Normalverteilung der Mittelwert bestimmt werden (Tabelle 28).

Die verbleibenden Eingangswerte der Grenzzustandsgleichung werden nachfolgend angegeben:

$$\Delta\sigma_D = \sqrt[3]{\frac{2 \cdot 10^6}{5 \cdot 10^6}} \cdot 80 = 58,9 \text{ N/mm}^2$$

p_i wird entsprechend der Vorgabe aus dem ELM4 angesetzt,

$\Delta\sigma_i$ wird für jeden Lkw i am statischen Modell ermittelt.

In Bild 58 ist die ausgewertete Einflusslinie der Spannung an der maßgebenden Nachweisstelle (Schnitt) dargestellt. Sowohl für die 5 Lkw des ELM4 als auch für das ELM3 sind die Spannungen am Nachweisschnitt je nach Position des Lkw aufgetragen. Als Bezugspunkt ist das letzte Rad des von links nach rechts fahrenden Lkw gewählt.

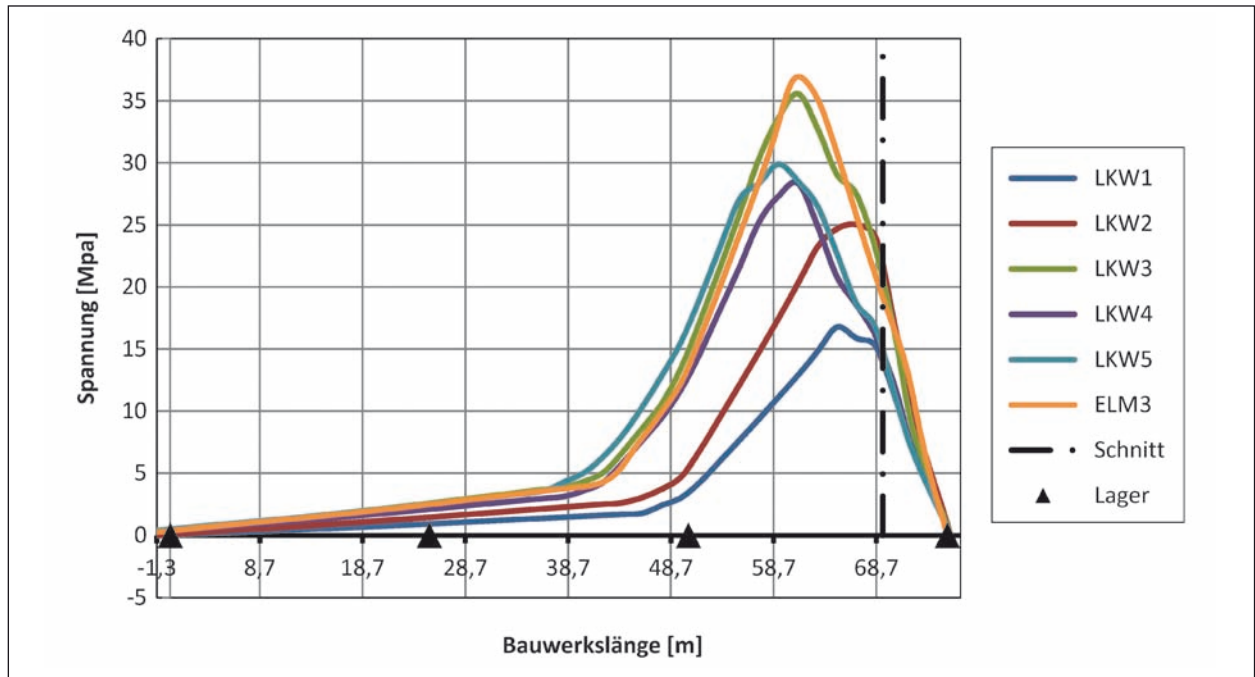


Bild 58: Ausgewertete Einflusslinie für σ infolge verschiedener Lkw an der maßgebenden Stelle (Schnitt)

	Lkw 1	Lkw 2	Lkw 3	Lkw 4	Lkw 5
max. $\Delta\sigma_i$ [N/mm ²]	16,8	25,0	35,6	28,3	29,9

Tab. 29: Maximale Spannungsdifferenz je Lkw

Der Quotient im Summenterm der Grenzzustandsgleichung enthält den Exponenten m (Steigung der Wöhlergeraden) und die Spannungsschwingbreite i . Dabei geht nicht jeder Quotient i mit dem gleichen Anstieg m in die Summe ein, sodass im Vorfeld der Auswertung der Grenzzustandsgleichung eine Fallunterscheidung für jede Spannungsdifferenz der Stufe i erfolgen muss. Es sind 3 Fälle zu unterscheiden:

1. $\Delta\sigma_i < \Delta\sigma_L$: das Spannungsspiel ist geringer als der Schwellwert der Ermüdungsfestigkeit, d. h. es ist nicht ermüdungswirksam,
2. $\Delta\sigma_L < \Delta\sigma_i < \Delta\sigma_D$: das Spannungsspiel ist größer als der Schwellwert der Ermüdungsfestigkeit und geringer als die Dauerfestigkeit, d. h. $m = 5$,
3. $\Delta\sigma_i > \Delta\sigma_D$: das Spannungsspiel ist größer als die Dauerfestigkeit, d. h. $m = 3$.

Der Vergleich der fünf Spannungsspiele $\Delta\sigma_i$ mit den Werten $\Delta\sigma_D = 58,9$ N/mm² und

$$\Delta\sigma_L = \sqrt[m]{\frac{N_D}{N_L}} \cdot \Delta\sigma_D = \sqrt[5]{\frac{5 \cdot 10^6}{10^8}} \cdot 58,9 = 32,4 \text{ N/mm}^2$$

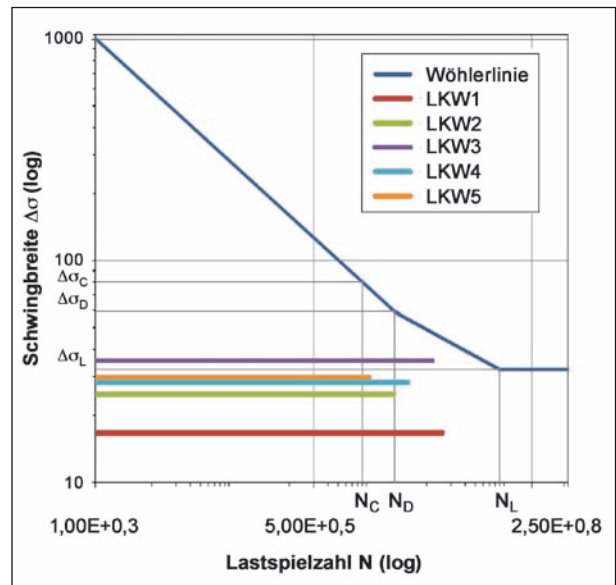


Bild 59: Spannungsspiele der 5 Lkw gegen die Wöhlerlinie aufgetragen

zeigt, dass bei diesem Bauwerk nur der Lkw 3 eine ermüdungswirksame Belastung erzeugt. Die Spannungsspiele sind in Bild 59 im Vergleich zur Wöhlerlinie Kerbgruppe 80 aufgetragen.

In die Grenzzustandsgleichung fließen somit für die äußeren Lasten lediglich $p_i = 0,3$ sowie $\Delta\sigma_i = 35,6$ N/mm² ein.

Die Versagenswahrscheinlichkeit P_f wurde mittels Zuverlässigkeitstheorie 2. Ordnung (SORM) berechnet. Es ergibt sich eine Versagenswahrschein-

Streuende Größe X_i	Wichtungsfaktor α [-]
Ertragbare Schadenssumme $D_R (X_1)$	+0,5
Gesamlastwechselzahl $n_{ges} (X_2)$	-0,5
Wöhlerlinie $N_D (X_3)$	+0,7

Tab. 30: Wichtungsfaktoren der einzelnen streuenden Größen

Grenzzustand	Zielwert des Zuverlässigkeitsindex	
	1 Jahr	50 Jahre
Tragfähigkeit	4,7	3,8
Ermüdung		1,5 bis 3,8 ^b
Gebrauchstauglichkeit (nicht umkehrbar)	2,9	1,5

Tab. 31: Zielwert des Zuverlässigkeitsindex aus [37]

lichkeit $P_f = 1,28 \times 10^{-4}$ bzw. ein Zuverlässigkeitsindex von $\beta = 3,66$. Aus der Berechnung der Versagenswahrscheinlichkeit sind außerdem die Wichtungsfaktoren der einzelnen streuenden Größen bekannt.

Letzterer ist im Vergleich zu den normativen Werten – abhängig von der Schadenstoleranz und der Inspizierbarkeit (Tabelle 31) – relativ groß. Zu den Zielwerten für den Zuverlässigkeitsindex für Ermüdung müssen zukünftig noch detailliertere Untersuchungen erfolgen.

6.2.3 Zusammenfassung

Unter Verwendung des ELM4 (Verkehrskategorie 2 – Verkehrsart: mittlere Entfernung) und eigener Festlegungen zu den Streuungen der einzelnen Parameter wurde der probabilistische Nachweis beispielhaft geführt. Die Überschreitung von 8 % im deterministischen Ermüdungsnachweis unter Berücksichtigung des ELM3 kann damit toleriert werden. Im Ergebnis sollten in der Nachrechnungsrichtlinie Vorgaben zum anzuwendenden probabilistischen Verfahren, zu den statistischen Werten der einzelnen Einflussparameter (zu den Einwirkungen, den Ermüdungsfestigkeitwerten sowie dem „Rechenmodell“ der Schadensakkumulation) sowie zu den Zielwerten für den Zuverlässigkeitsindex β ergänzt werden.

7 Ergebnisse und Schlussfolgerungen

7.1 Einwirkungen und Schadenäquivalenzfaktoren

Aus den Untersuchungen am Bauwerk A geht hervor, dass die genaue Kenntnis der am Bauwerk vorhandenen Verkehrslasten das Nachweisergebnis entscheidend verbessern kann. Zum einen sollte die Anzahl der ermüdungsrelevanten Fahrzeuge (N_{obs}) möglichst gut bestimmt werden. Vor allem aber hat das durchschnittliche Fahrzeuggewicht sehr großen Einfluss auf das Nachweisergebnis, vgl. Kapitel 2.5.3.

In Bild 60 sind die Ergebnisse verschiedener Ermüdungslastmodelle mit Ansatz verschiedener Verkehrsstärken gegenübergestellt. Die Ergebnisse des Ermüdungslastmodells 3 sind der Nachweisstufe 1 zuzuordnen, während das Ermüdungslastmodell 4 gemäß Eurocode bzw. das modifizierte Ermüdungslastmodell 4 der Nachrechnungsrichtlinie [1] der Nachweisstufe 2 zuzuordnen sind. Die Nachweisergebnisse bei Ansatz von Daten aus Verkehrszählungen für Bauwerk A sind ebenfalls dargestellt und verdeutlichen, dass die ermüdungsrelevanten Beanspruchungen bei Ansatz der normativ festgelegten Werte im Einzelfall z. T. deutlich überschätzt werden.

Die Ergebnisse zeigen den hohen Stellenwert, welchen bauwerksspezifische Daten beim Nachweis bestehender Bauwerke haben. Generell ist die Verwendung von Daten aus Verkehrszählungen mit Zustimmung der obersten Straßenbaubehörde bereits jetzt zulässig. Jedoch ist nicht geregelt in welcher Art und Weise diese Daten aus Verkehrszählungen (oder auch Bauwerksmessungen, vgl. unten) in die Berechnung zu integrieren sind. Es ergeben sich daraus folgende Fragestellungen:

- Wie wird das zukünftig steigende Verkehrsaufkommen berücksichtigt?
- Wie kann das gegenüber der Zählung geringere Verkehrsaufkommen vergangener Jahrzehnte berücksichtigt werden?
- Wie können die Daten einer Verkehrszählung auch im Zusammenhang mit dem bisherigen Konzept des modifizierten ELM4 der Nachrechnungsrichtlinie verwendet werden?

Um das Nachweiskonzept der Nachrechnungsrichtlinie [1] in Stufe 3 nachhaltig zu verbessern, wird die

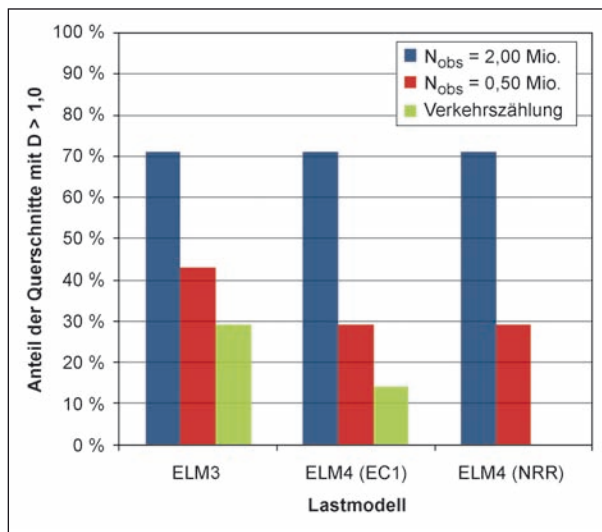


Bild 60: Ergebnisse bei Ansatz von Daten aus Verkehrslastmessungen auf das Nachweisergebnis für Bauwerk A

Einführung eines messdatenbasierten Schadensäquivalenzfaktors λ_{meas} vorgeschlagen. Mithilfe dieses Faktors könnten bauwerksspezifische Daten aus einfachen Dehnungsmessungen am Bauwerk unter Berücksichtigung des prognostizierten Verkehrszuwachses in den Nachweis eingehen. So würden insbesondere die Form und Größe von gemessenen Beanspruchungskollektiven den Faktor beeinflussen, und so verbesserte Ermüdungsnachweise für das gesamte Bauwerk ermöglichen. Zudem könnte das bisherige Nachweiskonzept des Eurocodes bestehen bleiben und würde lediglich durch einen modifizierten Faktor der Nachrechnungsrichtlinie ergänzt werden. Neben der Anwendung von λ_{meas} auf das Ermüdungslastmodell 3 ließe sich der Faktor auch im Zusammenhang mit Ermüdungslastmodell 4 und im Übrigen auch mit anderen Nachweiskonzepten (z. B. Strukturspannungskonzept oder der Probabilistik) verwenden. Um diese Berechnungsmethode zur Anwendungsreife zu bringen, sind allerdings noch weitere Untersuchungen notwendig.

7.2 Anwendung des Strukturspannungskonzeptes

Einige Kerbfälle werden in DIN-Fb 103 und EC3-2 unterschiedlich definiert. Für die widerspruchsfreie Anwendung der Nachrechnungsrichtlinie müssen dazu Klarstellungen erfolgen.

Das Strukturspannungskonzept ist dann anzuwenden, wenn keine eindeutige Kerbfallzuordnung möglich ist. Durch die deutlich aufwendigere Modellierung des nachzuweisenden Details lassen

sich nahezu beliebige Geometrien und die daraus folgenden Spannungserhöhungen im Modell erfassen, sodass sich die Auswahl der Kerbfälle auf nur 7 verschiedene Schweißnahtvarianten vereinfacht. Beispielhaft wurden dazu für eine fiktive Verbundbrücke das Detail eines Blockdübels mit Schlaufenanker und die unteren Hängeranschlüsse einer Stabbogenbrücke im Hinblick auf deren Ermüdungsfestigkeit untersucht.

Am Beispiel des Blockdübels konnte gezeigt werden, dass das Strukturspannungskonzept im Falle tragender und nicht voll durchgeschweißter Blechstöße an seine Grenzen stößt. Die Vergleichsrechnung zeigte ebenso, dass die strukturspannungsbasierten Ergebnisse nicht immer günstiger ausfallen als die nach dem Nennspannungskonzept berechneten Werte.

Am Beispiel des betrachteten Hängeranschlusses lassen sich die Einflüsse unterschiedlicher Modelle und Extrapolationsmethoden innerhalb des Strukturspannungskonzeptes ablesen. Grundsätzlich ist die Anwendung des Strukturspannungskonzeptes nur zu empfehlen, wenn folgende Punkte berücksichtigt werden:

- Das Strukturspannungskonzept sollte aufgrund des hohen Modellierungsaufwandes nur zur Anwendung kommen, wenn keine eindeutige Kerbfallzuordnung nach dem gängigen Nennspannungskonzept möglich ist.
- Für die Ermittlung der Hotspot-Spannungen ist die Art der Elementierung von entscheidender Bedeutung. Somit sollte die Nachrechnungsrichtlinie grundsätzliche Regelungen zur Elementierung und zur Spannungsextrapolation enthalten oder zumindest auf entsprechende Regelwerke verweisen, z. B. IIW-Empfehlungen [8].
- Sind die Spannungspunkte bzw. Stützstellen über die Blechdicke (entlang von Blechkanten) oder entlang nicht flächiger Bauteile (wie z. B. Rundstahlhänger) anzuordnen, sollten Volumenmodelle mit feiner Elementierung und einem quadratischen Extrapolationsansatz (mit 3 Parametern) zur Anwendung kommen.
- Bei einer Anordnung der Stützstellen über die Blechbreite/oder -länge können die Hotspot-Spannungen auch anhand eines Flächenmodells sowie auf Grundlage eines groben FE-Netzes bestimmt werden. Zur Unterscheidung zwischen grober und feiner Elementierung siehe u. a. IIW-Empfehlungen [8].

- Bei tragenden und nicht voll durchgeschweißten Nähten ist ergänzend zum Nachweis des Grundmaterials stets der Ermüdungsnachweis für ein Versagen der Schweißnaht selbst zu führen, da dieser Fall nicht mit dem Strukturspannungskonzept abgedeckt wird.

7.3 Vereinfachung für Brücken mit großen Stützweiten

Im DIN-Fachbericht 103 [33] wurde vereinfachend festgelegt, dass für Hauptträger von Straßenbrücken aus Stahl S235, S275 und S355 mit Einflusslinienlängen von $L \geq 45$ m und mit Kerbfällen von $\Delta\sigma_C \geq 71$ N/mm² kein Ermüdungsnachweis geführt werden muss, vgl. auch Untersuchung in [17]. Diese Regel zur Berechnungsvereinfachung gilt auch für Verbundträger, vgl. [34], und basiert auf einer Querschnittsdimensionierung unter Ansatz der Bemessungslasten (LM1) des DIN-Fachberichtes 101 [31]. Sie ist daher nicht ohne Weiteres auf Bestandsbauwerke, die nach Brückenklasse 60 oder 60/30 bemessen worden sind, übertragbar. Da Stahlbrücken im Straßenbrückenbau häufig große Stützweiten aufweisen, vgl. [18], erscheint es lohnenswert, mithilfe von Vergleichsrechnungen für verschiedene Systeme und Stützweiten eine ähnlich einfache Ausschlussregelung unter Berücksichtigung der Einflusslinienlänge und des Kerbfalles auch für Bemessungslasten der Brückenklassen 60 und 60/30 zu entwickeln.

7.4 Probabilistischer Nachweis

Die Nachrechnungsrichtlinie bietet im Kapitel 4.2 mit der Nachweisstufe 4 die Möglichkeit, eine ausreichende Tragsicherheit auch über die Ermittlung der Versagenswahrscheinlichkeit mithilfe von probabilistischen Methoden nachzuweisen. Auf der Einwirkungsseite enthält die Nachrechnungsrichtlinie dabei keine näheren Angaben zum Ansatz der Lastkollektive. Dabei wären die Anwendung des modifizierten ELM4 der Nachrechnungsrichtlinie und auch weitergehende Lastmodelle, s. u. a. [15] und [16], bzw. Verkehrslastsimulationen sowie der Ansatz von Lastkollektiven, die durch Messungen ermittelt worden sind, möglich.

Auch zu den statistischen Parametern auf der Widerstandsseite wie zum Beispiel der Streuung der Wöhlerlinien oder der Grenzschaadensumme sind in der Nachrechnungsrichtlinie Festlegungen notwen-

dig. Gerade um eine Vergleichbarkeit und Prüfbarkeit für probabilistische Nachweise zu ermöglichen, ist die Festlegung bestimmter Eingangsgrößen für probabilistische Betrachtungen unabdingbar.

Nach dem Vorbild des Probabilistic Model Code [26], welcher allgemein anerkannte wahrscheinlichkeitstheoretische Eingangsparameter für den allgemeinen Ingenieurbau zusammenfasst (Ermüdung wird allerdings ausgespart), sollte eine entsprechende Zusammenstellung für die Nachrechnungsrichtlinie für Straßenbrücken erarbeitet werden.

Sinnvoll wäre in diesem Zusammenhang ein dreistufiges Vorgehen. An erster Stelle steht das Zusammentragen aller probabilistischen Ausgangsgrößen (Verteilungen für Einwirkung und Widerstand), die sich in der Literatur wiederfinden. Im Anschluss wären Beispielrechnungen und eine entsprechende Sensitivitätsanalyse sinnvoll (zweiter Schritt), um die Gewichtung der verschiedenen Eingangsgrößen vorzunehmen und den Focus weiterer Untersuchungen (dritter Schritt) nur auf die maßgebenden Parameter (z. B. die Verteilung der Verkehrsbeanspruchung) zu lenken.

Voraussichtlich liegen im Ergebnis dieser Untersuchungen die größten Unsicherheiten auf der Widerstandsseite. Die Streuungen bzw. Unsicherheiten, die in der Ermüdungsfestigkeit selbst sowie in dem mit Unsicherheiten behafteten Berechnungsverfahren (Miner-Regel) stecken, sind so groß, dass probabilistische Ermüdungsnachweise z. T. nur eine höhere Genauigkeit vortäuschen, aber im Ergebnis letztendlich vergleichbar sind mit den herkömmlichen Nachweisen. Um Abhilfe zu schaffen, wären grundlegende und umfangreiche Forschungsarbeiten vor allem auf dem Gebiet der Schadensakkumulationshypothesen bzw. der Erforschung der Ermüdungsfestigkeit notwendig.

Um ein effizientes probabilistisches Nachweiskonzept für die Nachrechnungsrichtlinie zu erstellen, müssten zusätzlich Ziel-Zuverlässigkeiten für Ermüdungsberechnungen an Straßenbrücken diskutiert und definiert werden. Hierzu wäre eine Studie zum Versagen bzw. den Versagensfolgen verschiedener Bauteile (z. B. Hauptträger, Querträger, Fahrbahn etc.) notwendig. Auf dieser Basis kann eine Diskussion zum akzeptierten Risiko geführt und Zielwerte für den Zuverlässigkeitsindex bauteilspezifisch festgelegt werden. Mit diesen Ergebnissen ließen sich auch materialseitige Teilsicherheitsbeiwerte neu diskutieren.

8 Literatur

- [1] Nachrechnungsrichtlinie: Richtlinie zur Nachrechnung von Straßenbrücken im Bestand. Bundesministerium für Verkehr, Bau und Stadtentwicklung – Abteilung Straßenbau, Ausgabe 05/2011
- [2] RADAJ, D.; VORMWALD, M.: Ermüdungsfestigkeit – Grundlagen für Ingenieure. 3. Auflage, Springer-Verlag, 2007, ISBN 978-3-540-71458-3
- [3] PETERSEN, C.: Stahlbau – Grundlagen der Berechnung und baulichen Ausbildung von Stahlbauten. 3. Auflage, Vieweg-Verlag, Braunschweig/Wiesbaden 1993, ISBN 3-528-28837-X
- [4] NUSSBAUMER, A.; GÜNTHER, H.-P.: Grundlagen und Erläuterung der neuen Ermüdungsnachweise nach Eurocode 3. Stahlbau-Kalender 2006, S. 381-484
- [5] GEIßLER, K.; GRAßE, W.; BRANDES, K.: Bewertung bestehender Stahlbrücken. Stahlbau-Kalender 2006, S. 485-548
- [6] HAIBACH, E.: Betriebsfestigkeit – Verfahren und Daten zur Bauteilberechnung. 3. Auflage, Springer-Verlag, 2006, ISBN 978-3-540-29363-7
- [7] BS 7608: 1993, Code of practice for fatigue design and assessment of steel structures. British Standard Institute, U.K. 1993
- [8] HOBACHER, A.: Recommendations for fatigue design of welded joints and components. International Institute of Welding (IIW), Document IIW-1823-07 ex XIII-2151r4-07/XV-1254r4-07, 12/2008
- [9] GUANYING, L.; YIDONG, W.: A study of the thickness effect in fatigue design using the Hot Spot stress method. Master of Science Thesis, Chalmers University of Technology, Göteborg Sweden, 2010
- [10] ZHAO, X.-L. et al.: Geschweißte Anschlüsse von runden und rechteckigen Hohlprofilen unter Ermüdungsbelastung. CIDECT Design Guide Nr. 8, TÜV-Verlag GmbH, Köln 2002, ISBN 3-8249-0688-0
- [11] BLUMENAUER, H.; PUSCH, G.: Technische Bruchmechanik. Deutscher Verlag für Grundstoffindustrie Leipzig, 3. Auflage, 1993, ISBN 3-342-00659-5
- [12] DANDER, W.: Einführung in die Grundlagen der Bruchmechanik. Zeitschrift für Werkstofftechnik 13 (1982), Verlag Chemie GmbH, D-6940 Weinheim, S. 69-76
- [13] MERZENICH, G.; SEDLACEK, G.: Hintergrundbericht zum Eurocode 1 – Teil 3.2: Verkehrslasten auf Brücken. Forschung Straßenbau und Straßenverkehrstechnik, Heft 711, herausgegeben vom Bundesministerium für Verkehr, Abteilung Straßenbau, Bonn-Bad Godesberg, August 1996, ISDN 0228-7669123
- [14] GEIßLER, K.: Auswirkungen der 60t-Fahrzeugkombination auf Brücken. Abschlussbericht zum Forschungsprojekt Nr. 15.409/2004/FRB. In: Berichte der Bundesanstalt für Straßenwesen, Abteilung Brücken- und Ingenieurbau, Heft B 68, Teil 4, Bergisch Gladbach, 07/2009, ISBN 978-3-86509-940-2
- [15] GEIßLER, K.: Beitrag zur probabilistischen Berechnung der Restnutzungsdauer stählerner Brücken. Dissertation, veröffentlicht in der Schriftenreihe des Instituts für Tragwerke und Baustoffe der Technischen Universität Dresden, Heft 2, Dresden, 1995, ISSN 0947-4218
- [16] POHL, S.: Definition von charakteristischen Werten für Straßenverkehrsmodelle auf Basis der Fahrzeuge sowie der Fraktilwerte der Lasten des Eurocode 1-Modells. Interner Forschungsbericht der Bundesanstalt für Straßenwesen, 1993
- [17] KUHLMANN, U.; DÜRR, A.; ROOS, F.: Ermüdungsnachweis für Straßenbrücken nach DIN-Fachbericht. Stahlbau 72 (2003), Heft 9, S. 679-682
- [18] HANSWILLE, G.; NEUMANN, W.: Erläuterungen und Hintergründe zur Nachrechnungsrichtlinie – Stahl- und Stahlverbundbrücken. Bauingenieur 87 (01/2012), Heft 1, S. 36-51
- [19] FREUNDT, U.; BÖNING, S.; KASCHNER, R.: Einwirkungen aus Straßenverkehr für Bestandsbrücken. Bauingenieur 87 (01/2012), Heft 1, S. 10-14

- [20] Messbericht der GMG-Ingenieurgesellschaft mbH (09/2008), nicht veröffentlicht
- [21] GEIßLER, K.; HEYDE, S.: Zum zuverlässigkeitstheoretischen Konzept der Verbundträger-bemessung. Stahlbau 2008, Heft 4, S. 274-283
- [22] STRAUB, D.: Generic Approaches to Risk Based Inspection Planning for Steel Structures. Dissertation No. 15529, Online-Publikation, ETH Zürich, 04/2004
- [23] THÖNS, S. et al.: Bewertung der Ermüdungsfestigkeit von Baustrukturen in Offshore-Windenergie-Anlagen. Stahlbau 77 (2008), Heft 9, S. 630-638
- [24] BMVBS: Prognose der deutschlandweiten Verkehrsverflechtungen 2025. Forschungsbericht FE-Nr. 96.0857/2005, Bundesministerium für Verkehr, Bau und Stadtentwicklung, 11/2007
- [25] KROHN, S.: Messwertgestützte Ermüdungsnachweise an bestehenden Straßenbrücken. Dissertation, Institut für Bauingenieurwesen – Fachgebiet Stahlbau der Technischen Universität Berlin, 2013
- [26] Joint Committee on Structural Safety (JCSS): Probabilistic Model Code, Part 1 – Basis of Design 08/2001, Part II – Load Models 08/2001, Part III – Resistance Models 05/2002, www.jcss.byg.dtu.dk, ISBN 978-3-909386-79-6
- [27] Richtlinie 805: Nachrechnung bestehender Brücken. Deutsche Bahn, Stand: 5. Aktualisierung vom 17.06.2010
- [28] DS 804: Vorschrift für Eisenbahnbrücken und sonstige Ingenieurbauwerke (VEI). DB-Netz, Ausgabe 09/2000, mit Bekanntgaben B1 bis B6
- [29] DIN 18009 (9/1987): Stählerne Straßen- und Wegbrücken – Bemessung, Konstruktion, Herstellen. Herausgeber: Normausschuss Bauwesen im DIN Deutsches Institut für Normung e. V.
- [30] DIN 1072 (12/1985): Straßen- und Wegbrücken – Lastannahmen. Herausgeber: Normausschuss Bauwesen im DIN Deutsches Institut für Normung e. V.
- [31] DIN-Fachbericht 101: Einwirkungen auf Brücken, Ausgabe 03/2009
- [32] DIN-Fachbericht 102: Betonbrücken, Ausgabe 03/2009
- [33] DIN-Fachbericht 103: Stahlbrücken, Ausgabe 03/2009
- [34] DIN-Fachbericht 104: Verbundbrücken, Ausgabe 03/2009
- [35] DIN V ENV 1991-3, Eurocode 1: Grundlagen der Tragwerksplanung und Einwirkungen auf Tragwerke – Teil 3: Verkehrslasten auf Brücken. Ausgabe 08/1996
- [36] DIN EN 1991-2, Eurocode 1: Einwirkungen auf Tragwerke – Teil 2: Verkehrslasten auf Brücken. Ausgabe 05/2004 (Deutsche Fassung der DIN EN 1991-2:2003)
- [37] DIN EN 1990, Ausgabe 12/2010
- [38] DIN EN 1991-2, Ausgabe 12/2010
- [39] DIN EN 1991-2/NA, Ausgabe 12/2010
- [40] DIN EN 1992-1-1, Ausgabe 12/2010
- [41] DIN EN 1992-1-1/NA, Ausgabe 12/2010
- [42] DIN EN 1992-2, Ausgabe 12/2010
- [43] DIN EN 1992-2/NA, Ausgabe 12/2010
- [44] DIN EN 1993-1-1, Ausgabe 12/2010
- [45] DIN EN 1993-1-1/NA, Ausgabe 12/2010
- [46] DIN EN 1993-2, Ausgabe 12/2010
- [47] DIN EN 1993-2/NA, Ausgabe 12/2010
- [48] DIN EN 1993-1-9, Ausgabe 12/2010
- [49] DIN EN 1994-1-1, Ausgabe 12/2010
- [50] DIN EN 1994-1-1/NA, Ausgabe 12/2010
- [51] DIN EN 1994-2, Ausgabe 12/2010
- [52] DIN EN 1994-2/NA, Ausgabe 12/2010

Schriftenreihe

Berichte der Bundesanstalt für Straßenwesen

Unterreihe „Brücken- und Ingenieurbau“

2010

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

2011

- B 76: Instandsetzung und Verstärkung von Stahlbrücken unter Berücksichtigung des Belagssystems
Sedlacek, Paschen, Feldmann, Geßler, Möller, Steinauer, Scharnigg € 17,00
- B 77: Anpassung von DIN-Fachberichten „Brücken“ an Eurocodes
Teil 1: DIN-FB 101 „Einwirkung auf Brücken“
Teil 2: DIN-FB 102 „Betonbrücken“
Teil 3: DIN-FB 103 „Stahlbrücken“
Teil 4: DIN-FB 104 „Verbundbrücken“
Freundt, Böning, Maurer, Arnold, Gedwien, Müller, Schrick, Tappe, Kuhlmann, Rasche, Froschmeier, Euler, Hanswille, Brauer, Bergmann
Dieser Bericht liegt nur in digitaler Form vor und kann kostenpflichtig unter www.nw-verlag.de heruntergeladen werden. € 29,50
- B 78: Bemessung von Wellstahlbauwerken – Vergleich nach den bisherigen und den neuen Richtlinien
Kuhlmann, Günther, Krauss
Dieser Bericht liegt nur in digitaler Form vor und kann kostenpflichtig unter www.nw-verlag.de heruntergeladen werden. € 18,50
- B 79: Untersuchungen zur Querkraftbemessung von Spannbetonbalken mit girlandenförmiger Spannliedführung
Maurer, Kiziltan, Zilch, Dunkelberg, Fitik
Dieser Bericht liegt nur in digitaler Form vor und kann kostenpflichtig unter www.nw-verlag.de heruntergeladen werden. € 15,50
- B 80: Lautsprecheranlagen und akustische Signalisierung in Straßentunneln
Mayer, Reimann, Löwer, Brettschneider, Los € 16,00
- B 81: Quantifizierung der Lebensdauer von Betonbrücken mit den Methoden der Systemanalyse
Müller, Vogel, Neumann € 14,50
- B 82: Verkehrslastmodelle für die Nachrechnung von Straßenbrücken im Bestand
Freundt, Böning € 16,00
- B 83: Konzeption zur Nachrechnung bestehender Straßenbrücken
Maurer, Kolodziejczyk, Zilch, Dunkelberg € 16,00

- B 84: Prüfung des Frost-Tausalz-Widerstandes von Beton mit dem modifizierten CDF-Verfahren (XF2)
Gehlen, Lowke, Milachowski € 15,00
- B 85: Entwicklung von Verfahren einer zuverlässigkeitsbasierten Bauwerksprüfung
Zilch, Straub, Dier, Fischer € 19,50
- B 86: Untersuchungen an Bauwerken aus hochfesten Beton
Nguyen, Freitag € 13,50

2012

- B 87: Vermeidung von Glättebildung auf Brücken durch die Nutzung von Geothermie
Feldmann, Döring, Hellberg, Kuhnhenne, Pak, Mangerig, Beucher, Hess, Steinauer, Kemper, Scharnigg € 17,00
- B 88: Anpralllasten an Schutteinrichtungen auf Brücken – Anpassung der DIN-Fachberichte „Stahlbrücken“ und „Verbundbrücken“ an endgültige Eurocodes und nationale Anhänge einschließlich Vergleichsrechnungen
Kuhlmann, Zizza, Günther € 15,50
- B 89: Nachrechnung von Betonbrücken zur Bewertung der Tragfähigkeit bestehender Bauwerke
Maurer, Heeke, Kiziltan, Kolodziejczyk, Zilch, Dunkelberg, Fitik € 19,50
- B 90: Fugenbewegung an der Ruhrtalbrücke Mintard
Eilers, Quaas, Staack € 14,00

2013

- B 91: Priorisierung und Nachrechnung von Brücken im Bereich der Bundesfernstraßen – Einfluss der Einwirkungen aus Verkehr unter besonderer Berücksichtigung von Restnutzungsdauer und Verkehrsentwicklung
Freundt, Böning € 15,00
- B 92: Kriterien für die Anwendung von unbewehrten Innenschalen für Straßentunnel
Kaundinya € 14,00
- B 93: Querkrafttragfähigkeit von Fahrbahnplatten – Anpassung des DIN-Fachberichtes „Betonbrücken“ an die endgültige Eurocodes und nationale Anhänge einschließlich Vergleichsabrechnungen
Hegger, Reißer € 17,50
- B 94: Baulicher Brandschutz für Tunnel in offener Bauweise – Rechnerischer Nachweis
Peter, Knief, Schreyer, Piazzola
Dieser Bericht liegt nur in digitaler Form vor und kann unter <http://bast.opus.hbz-nrw.de/> heruntergeladen werden.
- B 95: Erfahrungen mit selbstverdichtendem und hochfestem Beton im Brücken- und Ingenieurbau an Bundesfernstraßen
Tauscher € 17,00
- B 96: Geothermischen Anlagen bei Grund- und Tunnelbauwerken
Adam € 17,00
- B 97: Einfluss der veränderten Verkehrsführung bei Ertüchtigungsmaßnahmen auf die Bauwerksbeanspruchungen
Freundt, Böning € 15,00

2014

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

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

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

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

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

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

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

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

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

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

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

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

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

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

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

2015

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

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

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

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

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

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

B 118: Überwachungskonzepte für Bestandsbauwerke aus Beton als Kompensationsmaßnahme zur Sicherstellung von Stand-sicherheit und Gebrauchstauglichkeit
Siegert, Holst, Empelmann, Budelmann
Dieser Bericht liegt nur in digitaler Form vor und kann unter <http://bast.opus.hbz-nrw.de/> heruntergeladen werden.

B 119: Untersuchungen zum Brandüberschlag in Straßentunneln
Schmidt, Simon, Guder, Juknat, Hegemann, Dehn € 16,00

B 120: Untersuchungen zur Querkrafttragfähigkeit an einem vorgespannten Zweifeldträger
Maurer, Gleich, Heeke, Zilch, Dunkelberg
Dieser Bericht liegt nur in digitaler Form vor und kann unter <http://bast.opus.hbz-nrw.de/> heruntergeladen werden.

B 121: Zerstörungsfreie Detailuntersuchungen von vorgespannten Brückenplatten unter Verkehr bei der objektbezogenen Schadensanalyse
Diersch, Taffe, Wöstmann, Kurz, Moryson
Dieser Bericht liegt nur in digitaler Form vor und kann unter <http://bast.opus.hbz-nrw.de/> heruntergeladen werden.

B 122: Gussasphalt mit integrierten Rohrregistern zur Temperierung von Brücken
Eilers, Friedrich, Quaas, Rogalski, Staeck
Dieser Bericht liegt nur in digitaler Form vor und kann unter <http://bast.opus.hbz-nrw.de/> heruntergeladen werden.

2016

B 123: Nachrechnung bestehender Stahl- und Verbundbrücken – Restnutzung
Geißler, Krohn € 15,50

Alle Berichte sind zu beziehen im:

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

Dort ist auch ein Kompletverzeichnis erhältlich.