

**Nachrechnung
bestehender Brücken –
Tagungsband 2021**

**Fachveröffentlichung der
Bundesanstalt für Straßenwesen**

bast

Impressum

Nachrechnung bestehender Brücken – Tagungsband 2021

Fachliche Koordination: Matthias Müller
Referat: Betonbau

Herausgegeben von:

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

Bergisch Gladbach, September 2021

Vorwort

Brückenbauwerke sind unverzichtbarer Bestandteil unseres Straßennetzes. Sie ermöglichen die Überwindung von Tälern, Gewässern oder anderer Verkehrswege und stellen somit die eigentliche Funktion der überführten Straße sicher. Allein im Netz der Bundesfernstraßen gibt es derzeit 39.928 Brückenbauwerke (Stand 09/2020). Die meisten dieser Bauwerke sind bereits viele Jahrzehnte unter Verkehr. Ein großer Teil der bestehenden Spannbetonbrücken ist bereits 40 bis 60 Jahre alt. Die im Netz noch vorhandenen Gewölbebrücken aus Mauerwerk werden vielfach bereits deutlich über 100 Jahre genutzt.

Seither hat sich die Beanspruchung der Bauwerke durch drastisch gestiegene Fahrzeuggewichte und Schwerverkehrsmengen im Vergleich zur ursprünglichen Planung grundlegend geändert. Gleichzeitig haben sich das Wissen um die Bauweisen, die Regeln zur Bemessung und konstruktiven Durchbildung und die Möglichkeiten zur Nutzung genauerer Berechnungsverfahren stark weiterentwickelt.

Mit der Nachrechnungsrichtlinie wird das Ziel verfolgt, Beanspruchungen und Tragwiderstände älterer Bauwerke möglichst wirklichkeitsnah zu ermitteln. Hierfür eröffnet die Richtlinie verschiedene Anpassungsmöglichkeiten bei den Einwirkungen, den Teilsicherheitsbeiwerten und den Bemessungsmodellen in Abhängigkeit der örtlichen und baulichen Gegebenheiten beziehungsweise unter Berücksichtigung kompensierender Maßnahmen.

In den letzten Jahren sind wesentliche Bausteine zur Ermittlung der Tragfähigkeit bestehender Massivbrücken unter Berücksichtigung der seinerzeit vorherrschenden Konstruktionsprinzipien weiterentwickelt worden. Darüber hinaus wurden die Nachrechnungslastmodelle vereinheitlicht und verfeinert.

Mit diesem Tagungsband sollen die neusten Entwicklungen, die die Basis für die 2. Auflage der Nachrechnungsrichtlinie darstellen, und deren Mehrwert für die Anwendung in der Praxis nähergebracht werden. Nach einem allgemeinen Überblick zur Erhaltungsstrategie des Bundes werden zunächst die neusten Entwicklungen für die Nachrechnung bestehender Massivbrücken in sechs Beiträgen dargestellt. Die Themen reichen von Berechnungsansätzen für Querkraft und Torsion, über die rechnerische Berücksichtigung veralteter Bügelformen bei der Tragfähigkeitsbeurteilung von Spannbetonbrücken bis hin zu Nachrechnungsregeln für bestehende Gewölbebrücken aus Mauerwerk. In einem weiteren Themenblock werden in drei Beiträgen künftige Neuerungen für Nachrechnungslastmodelle sowohl für die Berechnung im GZT als auch für die Nachweisführung gegen Ermüdung vorgestellt. Abschließend wird in zwei Beiträgen auf ausgewählte laufende Forschungsaktivitäten eingegangen.

An dieser Stelle sei allen Autoren gedankt, die mit ihren Vorträgen und ihren schriftlichen Beiträgen zum Gelingen der Veranstaltung beigetragen haben.

Inhaltsverzeichnis

1	Erhaltungsstrategie des Bundes - Übersicht zur Fortschreibung der Nachrechnungsrichtlinie	
	Gero Marzahn	5
2	Querkrafttragfähigkeit bestehender Spannbetonbrücken – Fachwerkmodell mit Betontraganteil	
	Josef Hegger, Viviane Adam	9
3	Anrechnung von Spanngliedern auf die Torsionslängsbewehrung	
	Eva Stakalies	18
4	Berücksichtigung veralteter Bügelformen beim Nachweis des Querkraft- und Torsionswiderstandes	
	Oliver Fischer, Nicholas Schramm	28
5	Querkrafttragfähigkeit von Fahrbahnplatten unter konzentrierten Einzellasten	
	Reinhard Maurer	39
6	Nachweis des schubfesten Anschlusses von Druckgurten in Hohlkastenbrücken	
	Matthias Müller	47
7	Nachrechnung von Gewölbebrücken aus Mauerwerk	
	Frank Purtak	56
8	Lastmodelle für die Nachrechnung von Brücken	
	Ursula Freundt, Rolf Kaschner	66
9	Ermüdungslastmodelle für die Nachrechnung von Brücken	
	Josef Karl Kraus, Karsten Geißler, Gero Marzahn	79
10	Lastmodelle und Ermüdungslastmodelle der Stufen 3 und 4 für die Nachrechnung	
	Karsten Geißler, Josef Karl Kraus, Gero Marzahn	87
11	Entwicklung, Anwendung & Fortschreibung des Tools TEK zur Nachrechnung kurzer Brückenbauwerke	
	Daniel Eickmeier	95
12	Nachrechnung bestehender Brücken – Aktuelle Forschungsprojekte	
	Matthias Müller, Ralph Holst	105

MR Prof. Dr.-Ing. Gero Marzahn Bundesministerium für Verkehr und digitale Infrastruktur, Referat StB 24
Ingenieurbauwerke

Erhaltungsstrategie des Bundes – Übersicht zur Fortschreibung der Nachrechnungsrichtlinie

Zusammenfassung

Mit der zweiten Ausgabe der Nachrechnungsrichtlinie werden wieder einige Verbesserungen und Präzisierungen für die Nachrechnung von Bestandsbrücken eingeführt und weißen Flecken getilgt. So konnte das Querkrafttragverhalten von Spannbetonbrücken durch einen additiven Betontraganteil wesentlich ergänzt und der realistischen Tragfähigkeit weiter angenähert werden. Für Mauerwerkbrücken wurde ein geschlossenes Nachweiskonzept erstmalig aufgenommen, welches sowohl die Nachweise im Grenzzustand der Tragfähigkeit, als auch der Dauerhaftigkeit umfasst. Nicht zuletzt wurden die Verkehrslastvorgaben in Form der Ziellastniveaus verfeinert und erweitert und durch die Möglichkeit der Anwendung von faktorisierten Verkehrseinwirkungen auf die zukünftige europäische Entwicklung ausgerichtet.

1 Einleitung

Mit der Erstausgabe der Nachrechnungsrichtlinie im Jahr 2011 [1] wurden für die Brückennachrechnung an den Bestand und seiner Historie angepasste Nachweisformen verbindlich eingeführt. Die Nachrechnungsrichtlinie berücksichtigt u. a. die Anforderungen und Bedingungen, nach denen die bestehenden Bauwerke seinerzeit geplant und gebaut wurden. Heute wissen wir, dass einige Regelungen, die den damaligen Verkehrsverhältnissen genügten, den heutigen und vor allem den zukünftigen Verkehrsanforderungen nicht mehr gewachsen sind. Zahlreiche Schäden der Konstruktionen, insbesondere im Ermüdungsverhalten, zeugen von den Schwächen, die es gilt, rechtzeitig aufzudecken und geeignete Abhilfemaßnahmen zu entwickeln und einzuleiten.

Im Jahre 2015 wurden mit der ersten Ergänzung zur Nachrechnungsrichtlinie [2] wesentliche Erweiterungen vor allem in den Querkraftnachweisformaten für Spannbetonbrücken eingeführt und der Praxis zugänglich gemacht. Allgemeine Erkenntnis ist, dass durch Änderungen in der Nachweismethodik hin zu einem Fachwerkmodell, aber auch durch verzögerte normative Vorgaben von verbindlichen Mindestquerkraftbewehrungsgraden bei alten Spannbetonbauwerken vergleichsweise wenig Querkraftbewehrung eingebaut wurde. Erhebliche Defizite können die Folge sein. Daher ist es umso wichtiger, bisher nicht genutzte Reserven, vor allem durch die rechnerische Beteiligung des Betons beim Querkraftabtrag aufgrund seiner - wenn auch geringen, aber dennoch vorhandenen - Zugtragfähigkeit deutlich realistischer abzubilden. Auch wenn die Zugfestigkeit des Betons sehr volatil ist und ein sprödes Versagen des Betons damit einhergehen kann, sollten diese Reserven mit Augenmaß und experimentell abgesichert durch Mindestduktilitätsanforderungen bei der Nachrechnung von Bestandsbrücken angesetzt werden können. Die Nachweisresultate fielen bei Anwendung der neuen Regeln durchweg besser aus.

Dennoch wurden darüber hinaus Bereiche im Querkrafttragverhalten identifiziert, die Anlass für weitere Untersuchungen zur Hebung von Tragreserven gaben. Diese Untersuchungen sind inzwischen ausgeführt, die Ergebnisse liegen abgesichert vor und sind nun Bestandteil einer weiteren Fortschreibung der Nachrechnungsrichtlinie. Des Weiteren waren inzwischen auch Regelungen erarbeitet worden, wie ältere Bewehrungsformen, die nicht den heutigen Anforderungen genügen, angerechnet werden können. Gerade vor dem Hintergrund, dass vielfach heute übliche Bewehrung entweder gar nicht, nur sehr spärlich, grob abgestuft oder als individuell geformte, meist unzureichende Bewehrungszulagen bei einer minimalen Grundbewehrung eingelegt wurde, ist es wichtig, diese Bewehrung mit anrechnen zu können, sofern diese statisch aktiviert werden kann.

3 Neue Inhalte der Fortschreibungen

Diesen neuen, hilfreichen Erkenntnissen sollten der Praxis über eine Fortschreibung der Nachrechnungsrichtlinie zur Verfügung gestellt werden. Während anfangs noch an eine zweite Ergänzung

gedacht wurde, setzte sich bei der Vielzahl und zum Teil auch grundlegenden Erweiterungen die Erkenntnis durch, anstelle der zweiten Ergänzung besser eine zweite Ausgabe der gesamten Richtlinie herauszugeben. Dieser Schritt war auch der Praxis geschuldet, weil man den Ingenieuren nicht zumuten wollte, drei oder mehr Regelwerke (Richtlinie und Ergänzungen), die sich zudem teilweise überlagern und fortschreiben, zur Hand zu nehmen und simultan zu beachten. Mit der zweiten Ausgabe wird wieder ein kompaktes Regelwerk geschaffen, das alle wichtigen Nachweisschritte inkl. aller gültigen Erweiterungen und Neuerungen in einem Werk vereinigt.

Einige Neuerungen sollen nachfolgend kurz angesprochen werden, um einen inhaltlichen Überblick zu geben, der durch die weiteren Beiträge inhaltlich aufgegriffen wird. Wichtig ist in diesem Zusammenhang, die Neufassung und Erweiterung der Begriffsbestimmungen zu nennen. Neben dem bekannten Ziellastniveau, das unverändert übernommen wurde, wurde ein abgemindertes Ziellastniveau definiert. Das Ziellastniveau stellt das eigentliche anzustrebende Traglastniveau einer Brücke entsprechend dem örtlich vorhandenen Verkehr oder entsprechend übergeordneter administrativer Vorgaben dar. Viele, vor allem ältere Brücken im Autobahnnetz vermögen es oft jedoch nicht, das geforderte, relativ hohe Beanspruchungsniveau trotz evtl. ergriffener Verstärkungsmaßnahmen am Tragwerk sicherzustellen. Der Grund ist, dass Verstärkungen entweder nicht oder nicht im geforderten Maße technisch sinnvoll umsetzbar sind. Weil aber die Bauwerke zur Aufrechterhaltung des Verkehrs weiterhin benötigt werden und ein leistungsfähiger Ersatzneubau erst noch geplant und gebaut werden muss, erlaubt es die Nachrechnungsrichtlinie, die nachzuweisende Verkehrsbeanspruchung einer Brücke abzusenken. Diese Abminderung erfolgt kaskadenartig und orientiert sich an den Brückenklassen bzw. historischen Verkehrslastmodellen der Normenreihe DIN 1072. Kompensationen, z. B. eine Regulierung des Verkehrs durch Abstandsgebote, Überholverbote für LKW etc., können die Folge sein, um das nachgewiesenen Lastniveau nicht zu überschreiten. Diese Kompensationen sind zwingend zu beachten. Aus Gründen der Verkehrssicherungspflicht wird klar, dass jede Nachrechnung einer Brücke mit einer nachgewiesenen Brückenklasse enden sollte, unter der dann der Verkehr ggf. mit Einschränkungen abgewickelt wird.

Für eine gezieltere Festlegung von Ziellastniveaus wurden die bisher genutzten Einstufungskriterien erweitert. So finden sich insbesondere in der Anlage 1 weitergehende Möglichkeiten durch eine größere Variabilität in den Verkehrsstärken mit bisher nicht angewandten Zwischenstufen. Für Sonderfälle, bei denen Ein- und Ausfädelungsspuren zusätzlich zu den Hauptfahrstreifen auf dem Bauwerk angeordnet sind, werden darüber hinaus erstmals Verkehrslastmodelle vorgegeben, die über umfangreiche Berechnungen ermittelt und abgesichert wurden. Hierbei kann, wie auch bei den verkehrlichen Kompensationen, zwischen Autobahnverkehr mit einer hohem LKW-Durchmischung (Verkehrsart GE) und Autobahnverkehr mit geringerem LKW-Anteil (Verkehrsart GE-obj) unterschieden werden.

Die zweite Ausgabe der Nachrechnungsrichtlinie wird dem Wesen und der Notation nach noch den DIN-Fachberichten folgen. Zukünftige Ausgaben werden sich europäisch darstellen und konform zu den europäischen Bemessungsregeln aufgestellt werden. Weil die Eurocodes keine Nachrechnungsklassen kennen, werden zur Definition abgestufter Verkehrsbeanspruchungen faktorisierte Ziellastniveaus in Bezug zu LM 1 von DIN EN 1991-2 [3] und zugehöriges NA [4] vorgegeben werden. Die Faktorisierung wurde bereits erarbeitet. Dabei hat man sich auf Einzelfaktoren beschränkt, zum einen, um die statische Modellierung zu erleichtern, und zum anderen, um bei den Ingenieuren wieder ein Gefühl für Tragfähigkeiten von Brücken und damit eine Vergleichbarkeit von Brücken untereinander zu fördern. So stellt die Faktorisierung quasi die Ausnutzung eines Verkehrslastniveaus, z. B. mit LM 1 zum Neubau, dar. Damit die Ingenieure sich allmählich darauf einstellen und auch üben können, wurden in der Anlage 1 faktorisierte Verkehrseinwirkungen (noch) in Bezug auf LM 1 nach DIN-Fachbericht 101:2009 [5] angegeben, um die Durchgängigkeit des Regelwerks zu gewährleisten. Zukünftig wird der Bezug ausschließlich zu den Eurocodes hergestellt werden müssen.

Eine zuweilen angewandte Alternative, die Nachweise präziser gestalten zu können, besteht darin, die statische Modellierung durch Messwerte am Bauwerk und/oder die anzusetzende Verkehrsbeanspruchung durch ein Monitoring den örtlichen Gegebenheiten entsprechend zuzuschärfen. Für eine messwertgestützte Berechnung nach Stufe drei der Nachrechnungsrichtlinie werden Systemmessungen am Bauwerk mit bekannter Last im Gebrauchslastbereich und anschließender Kalibrierung mit dem Modell des Tragsystems vorgenommen und die Nachweise punktuell wiederholt und verglichen. Werden die Bauwerke zusätzlich durch LKWs unterschiedlicher Geschwindigkeit befahren, lassen sich zudem die dynamischen Eigenschaften der Bauwerke beschreiben und so u. a. realistische Schwingbeiwerte ableiten. Insgesamt helfen die Messungen, die Modellunsicherheiten zu reduzieren und die Nachweisführung präziser zu gestalten.

Sollen darüber hinaus örtliche Verkehrsverhältnisse aufgenommen werden, ist ein Bauwerksmonitoring über eine längere Zeit zur Aufnahme der Beanspruchungskollektive inkl. Extremwerte der

Verkehrsbeanspruchung im Messzeitraum vorzunehmen. Über wahrscheinlichkeitstheoretische Betrachtungen können dann im Anschluss Aussagen zu Auftretenswahrscheinlichkeiten und auf die Restnutzungsdauer des Bauwerks kalibrierte (Ermüdungs-)Beanspruchungen abgeleitet werden. Diese objektspezifischen Lastansätze können insbesondere zur Beschreibung der Ermüdungsbeanspruchung sinnvoll sein, weil das standardmäßig angesetzte und für Neubau kalibrierte Ermüdungslastmodell ELM 3 Reserven besitzt. Um Hilfestellung für derartige Untersuchungen zu geben, hält die neue Ausgabe der Richtlinie Hinweise parat und definiert Anforderungen an die Messungen. Auch wenn diese Methodik prinzipiell auch für die Ableitung von Verkehrsbeanspruchungen für den Traglastfall geeignet ist, dürfen objektbezogene Verkehrsbeanspruchungen für Nachweise im GZT nur mit ausdrücklicher Zustimmung der Straßenbauverwaltung angesetzt werden. Hintergrund ist, dass eine Vielzahl von objektbezogenen Traglasten einen Flickenteppich an unterschiedlichen und kaum vergleichbaren Brückentragfähigkeiten ergeben würden, die schwerlich verwaltbar wären.

Einen wesentlichen Punkt der Erweiterung der Nachweismöglichkeiten nehmen die Regelungen zum Nachweis der Querkrafttragfähigkeit ein. Neu ist hierbei, dass in Abhängigkeit von der vorhandenen Querkraftbewehrung (Querkraftbewehrungsgrad) verschiedene Tragmechanismen aktiviert und angerechnet werden können. Für schwach bewehrte Betonträger darf nun erstmals ein additiver Betontraganteil in Rechnung gestellt werden, der eine wesentliche Lücke in den Querkraftnachweisen schließt.

Ebenso werden die Nachweismöglichkeiten für den Anschluss von Druckgurten erweitert, indem erstmals eine veränderliche Druckstrebenneigung für den Nachweis der erforderlichen Anschlussbewehrung angesetzt werden kann.

Um auch die Querkraftnachweise in der Fahrbahnplatte realitätsnäher gestalten zu können, wurden über umfangreiche FE-Parameterstudien maßgebende Laststellungen für Einzellasten, z. B. Radlasten, und maßgebende Nachweisschnitte definiert. Auf diese Weise soll sichergestellt werden, dass die maßgebenden Schnittgrößen gefunden und die modellabhängigen Rechenergebnisse vergleichbar werden.

Als ein neues Kapitel wurden Nachweise für gemauerte Brücken aufgenommen. Das Besondere daran ist, dass wegen einer lastabhängigen Nichtlinearität und fehlender normativer Vorgaben eine Nachrechnung in Stufe 1 entfällt und sofort in Stufe 2 gerechnet wird. Beim Nachweis von Mauerwerksstrukturen sind im Allgemeinen Nichtlinearitäten durch klaffende Fugen, geometrische Nichtlinearitäten infolge Verformungen und Materialnichtlinearitäten durch das plastische Verhalten der verwendeten Mörtel zu beachten, wenn das Tragverhalten realistisch abgebildet werden soll. Den Nachweisen selbst liegt das einfache Modell der Stützlinie zugrunde. Zum Nachweis der Gebrauchstauglichkeit wird die Exzentrizität der Normalkraft im Nachweisquerschnitt unter der Voraussetzung einer linearen Spannungsverteilung über den Querschnitt mit Ausfall der Zugspannungen begrenzt. Eine direkte Spannungsbegrenzung ist nicht erforderlich.

4 Fazit und Ausblick

Die zweite Ausgabe der Nachrechnungsrichtlinie wartet mit wichtigen Neuerungen und Erweiterungen zu bisherigen Nachweisformen auf. Darüber hinaus leitet diese die Zweitausgabe die Entwicklung zu europäisch geprägten Einwirkungen und Nachweisformaten ein, welche zukünftig in weiteren Fortschreibungen ausschließlich angewandt werden sollen.

Nach einer mehrjährigen Entwicklungszeit und vereinzelt Probeanwendungen hat die zweite Ausgabe einen Stand erreicht, der eine generelle Einführung zur allgemeinen Anwendung rechtfertigt. Die Arbeiten dazu sind fast abgeschlossen, gegenwärtig laufen die letzten Abstimmungen. Mit einer Einführung ist in Kürze zu rechnen.

Literatur

- [1] Richtlinie zur Nachrechnung von Straßenbrücken im Bestand (Nachrechnungsrichtlinie), Ausgabe 05-2011, BMVBS, Berlin/Bonn, 2011.
- [2] Richtlinie zur Nachrechnung von Straßenbrücken im Bestand (Nachrechnungsrichtlinie), 1. Ergänzung, Ausgabe 2015, BMVBS, Berlin/Bonn, 2015.
- [3] DIN EN 1991-2:2010:12: Eurocode 1: Einwirkungen auf Tragwerke – Teil 2: Verkehrslasten auf Brücken; Deutsche Fassung EN 1991-2:2003 + AC:2010. Beuth Verlag, Berlin 2010.

- [4] DIN EN 1991-2/NA:2011-07: Nationaler Anhang – National festgelegte Parameter – Eurocode 1: Einwirkungen auf Tragwerke – Teil 2: Verkehrslasten auf Brücken. Beuth Verlag, Berlin 2011.
- [5] DIN-Fachbericht 101:2009-03: Einwirkungen auf Brücken. Beuth Verlag, Berlin 2009.

Josef Hegger, Viviane Adam
 Institut für Massivbau, RWTH Aachen

Querkrafttragfähigkeit bestehender Spannbetonbrücken – Fachwerkmodell mit Betontraganteil

Zusammenfassung

Neben gestiegenen Verkehrslasten führen mehrfache Weiterentwicklungen der Normen während der vergangenen Jahrzehnte und damit einhergehende strengere normative Regeln zu höheren Anforderungen an Spannbetonbrücken. Die Altersstruktur des Brückenbestands der Bundesfernstraßen in Deutschland ist der wesentliche Grund für allgemein schlechten Gesamtzustand zahlreicher Brückenbauwerke. Einige bestehende Spannbetonbrücken weisen aus den genannten Gründen rechnerische Defizite bei der Querkrafttragfähigkeit auf. Genauere Nachweisformate können unter Umständen Abhilfe schaffen. Diese sind in der Nachrechnungsrichtlinie geregelt, die 2011 erschienen und 2015 erstmals erweitert wurde. Grundlage für die verfeinerten Bemessungsansätze sind im Wesentlichen Ergebnisse aus Forschungsvorhaben der vergangenen ca. 10 Jahre. Durch experimentelle und theoretische Untersuchungen konnten im Zuge eines weiteren Forschungsprojekts für die Bundesanstalt für Straßenwesen (BASt) verfeinerte Berechnungsansätze für Querkraft erarbeitet werden. Auf Basis der Forschungsergebnisse wurde ein verfeinertes Bemessungsmodell entwickelt, das aus einem modifizierten Fachwerkmodell mit additivem Betontraganteil besteht und gegenüber dem Ansatz nach aktueller Nachrechnungsrichtlinie weitere Querkraftreserven berücksichtigt.

1 Einleitung

Der Großteil des Brückenbestands der Bundesfernstraßen in Deutschland wurde vor 1985 gebaut [1]. Aus Verkehrssteigerungen [2] und strengeren normativen Anforderungen folgen häufig rechnerische Defizite [3, 4]. Da ein wesentlicher Anteil der Brücken im Zuge der deutschen Bundesfernstraßen in Massivbauweise realisiert wurde [5], ergibt sich für Stahl- und Spannbetonbrücken ein nennenswerter Bedarf nach Lösungen, um den altersstrukturbedingten Defiziten der Ingenieurbauwerke entgegenzuwirken. Zur Verlängerung der verbleibenden Nutzungsdauer der Bestandbrücken mit rechnerischen Mängeln können verfeinerte Bemessungsansätze Abhilfe schaffen, die höhere rechnerische Tragfähigkeiten ergeben. Diese sind in der Nachrechnungsrichtlinie geregelt [6, 7].

Die auf den Regelungen in den DIN Fachberichten basierende Nachrechnungsrichtlinie ist erstmals 2011 erschienen. Hintergründe sind z. B. in [8–10] zu finden. Die Nachrechnungsrichtlinie beinhaltet ein vierstufiges Verfahren, wie in Bild 1 dargestellt, wobei in der Regel mit aufsteigender Nachrechnungsstufe einerseits die Genauigkeit der Berechnungsverfahren zunimmt, sich andererseits aber auch ein höherer Anwendungsaufwand ergibt. In Stufe 2 sind erweiterte Bemessungsansätze und in Stufe 4 wissenschaftlich basierte Berechnungsverfahren zugelassen. So sind u.a. Modifikationen in der Querkraft- und Torsionsbemessung bei Bestandsbrücken in Massivbauweise erlaubt, die in alten Normengeneration festgeschrieben waren (DIN 4227 vor 2003). Die Anwendung wissenschaftlicher Verfahren in Stufe 4 erfordert die Abstimmung mit der zuständigen obersten Baubehörde. Hierzu sind entsprechende Erfahrungen beim Anwender erforderlich. Weiterhin ist sicherzustellen, dass die verfahrensspezifischen Anwendungsgrenzen eingehalten werden können und das erreichbare Sicherheitsniveau sinnvoll ermittelt werden kann.

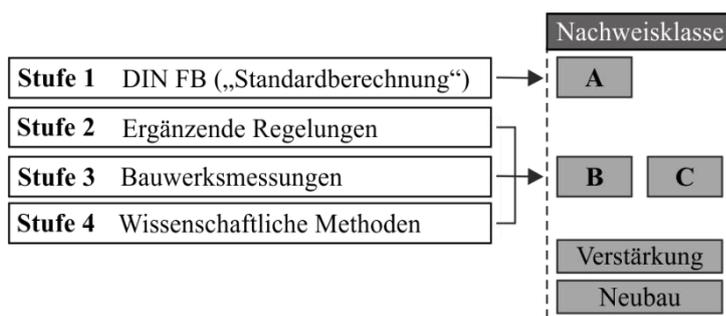


Bild 1: Vierstufiges Verfahren der Nachrechnungsrichtlinie zur Bewertung der Standsicherheit von Brückenbauwerken

In einem Forschungsvorhaben [11–13] wurden u. a. aufgrund mangelnder einheitlicher Vorschriften kurzfristige Lösungen zur Modifikation bestehender Bemessungsansätze auf Grundlage bisher durchgeführter Forschungsvorhaben und gesammelter Erfahrungen im Zuge von Nachrechnungen und Gutachten zur Bewertung von Bestandsbrücken erarbeitet, um auch Modifikationen zuzulassen, die bis dahin nur Anwendung in Gutachten fanden. Die Ergebnisse waren die Grundlage für die erste Ergänzung der Nachrechnungsrichtlinie [6]. Dadurch wurde auch wieder ermöglicht, die Betonzugfestigkeit bei der Bemessung in Ansatz zu bringen.

In einem darauf aufbauenden BAST-Forschungsprojekt mit insgesamt vier Projektpartnern [14] wurden Bemessungsansätze zur Querkraft- und Torsionstragfähigkeit nochmals zugescharft, welche die Grundlage für eine erneute Verfeinerung der Regelungen der Nachrechnungsrichtlinie bilden. Hierbei wurden u. a. Querkraftversuche an Spannbetondurchlaufträgern mit kleinen Querkraftbewehrungsgraden unter Einzel- und Gleichstreckenlasten durchgeführt [15–18]. Die Ergebnisse bildeten die Grundlage für ein erweitertes Fachwerkmodell mit additivem Betontraganteil, das die Querkrafttragfähigkeiten von Spannbetonträgern mit geringem Bügelbewehrungsgrad wirtschaftlicher abbilden kann als aktuelle Ansätze auf Basis eines reinen Fachwerkmodells. Weitere Versuche unter kombinierter Beanspruchung aus Biegung, Querkraft und Torsion dienten dazu, die Anrechenbarkeit von Spanngliedern auf die Torsionslängsbewehrung zu untersuchen [19]. Außerdem wurden basierend auf weiteren Versuchen Konstruktionsregeln formuliert, um nach heutigem Stand nicht normkonforme Bügelformen in Bestandsbrücken bei der Querkraftbemessung in Stufe 2 der Nachrechnungsrichtlinie anzurechnen [20, 21]. Daneben wurden auch theoretische Untersuchungen zu wissenschaftlichen Verfahren für Stufe 4 der Nachrechnungsrichtlinie durchgeführt (z. B. [22, 23]). Diese Forschungsergebnisse sowie weitere Erkenntnisse aus neuesten Forschungsvorhaben bilden die Grundlage für die Regelungen zur Erweiterung der Nachrechnungsrichtlinie, die in der BEM-ING geregelt werden. Nachfolgend wird das erweiterte Fachwerkmodell mit additivem Betontraganteil für die Querkrafttragfähigkeit des Haupttragsystems vorgestellt.

2 Erweitertes Fachwerkmodell mit additivem Betontraganteil für die Erweiterung der Nachrechnungsregelungen in der BEM-ING

2.1 Allgemeines

Zur Bewertung älterer Brücken mit z. B. nach heutiger Definition unzureichender Mindestquerkraftbewehrung sind erweiterte Bemessungsmodelle erforderlich, die gegenüber der 1. Ergänzung der Nachrechnungsrichtlinie für Stufe 2 eine flachere Druckstrebenneigung erlauben. Zur Klärung offener Fragen, wurden in einem weiteren Forschungsprojekt ergänzende experimentelle und theoretische Untersuchungen durchgeführt [14]. Hierfür wurden unter anderem Versuche an elf großformatigen Spannbetondurchlaufträgern [16–18, 24] und elf kurzen Spannbetonträgerschnitten (Substrukturversuche, [20, 25]) durchgeführt, um das Tragverhalten von Durchlaufsystemen unter Querkraftbeanspruchung und teilweise zusätzlicher Torsion zu untersuchen. Dabei konnte u. a. festgestellt werden, dass sich bereits bei kleinen Querkraftbewehrungsgraden ($\rho_{w,vorh} < \rho_{w,min}$) deutlich höhere Querkrafttragfähigkeiten ergeben als rechnerisch über das Fachwerkmodell ermittelt werden. Dies konnte auch durch die Ergebnisse anderer Untersuchungen bestätigt werden [26–28]. Daher wurde ein erweitertes Fachwerkmodell mit additivem Betontraganteil hergeleitet, das die Querkrafttragfähigkeit von Spannbetonträgern mit geringem Bügelbewehrungsgrad wirtschaftlicher abbilden kann als aktuelle Ansätze mit reinem Fachwerkmodell [29]. Weiterhin wurde ein Ansatz zur Anrechenbarkeit von Spanngliedern auf die Torsionslängsbewehrung formuliert [19]. Zudem wurden Möglichkeiten zur rechnerischen Anwendbarkeit von heute nicht mehr zulässigen Bügelformen in Bestandsbrücken vorgeschlagen [20, 25].

2.2 Vorstellung des Berechnungsansatzes

Bereits bei den ersten Überlegungen, die Querkrafttragfähigkeit über ein Fachwerkmodell abzubilden, wurde bereits davon ausgegangen, dass nicht allein die Bügel die einwirkenden Querkräfte aufnehmen, sondern ein zusätzlicher Betontraganteil existiert [30]. Die Addition eines Betontraganteils, der dem Anteil eines unbewehrten Bauteils entspricht, war bereits Teil der Regeln in Model Code 1978 [31]. Auch in Model Code 2010 [32] wird als Ansatz für die Nachrechnung bestehender Tragwerke in LoA III (*Level of Approximation*) ein additiver Betontraganteil aufgeführt. Versuchskörper mit geringen Querkraftbewehrungsgraden wiesen beim Versagen einen einzelnen und konzentrierten Schubriss auf und keine gleichmäßig verteilten Schrägrisse wie bei Bauteilen mit höheren Schubbewehrungsgraden. Zudem verläuft dieser Schubriss

nicht gerade, sondern gekrümmt (z. B. [33, 34]). Dies ist ein typisches Merkmal für das Querkraftversagen von Bauteilen ohne Querkraftbewehrung. Versuche an Spannbetonsträgern zeigen, dass eine Berücksichtigung der veränderlichen Druckzonenhöhe bei Ermittlung der Querkrafttragfähigkeiten zutreffendere Ergebnisse liefert (z. B. [35–37]). Diese und andere Beobachtungen aus experimentellen Untersuchungen [38, 39] belegen, dass ein kontinuierlicher Übergang des Tragverhaltens von Trägern ohne zu Trägern mit geringer Querkraftbewehrung existiert. In Anlehnung an die Regelungen in DIN FB [40] wurde daher ein empirisches Modell für den additiven Betontraganteil vorgeschlagen [14] und der bisherige Ansatz nach Gl. 6.2a aus dem DIB FB 102 übernommen. Der Berechnungsablauf für Bauteile mit geringen Querkraftbewehrungsgraden entsprechend Gln. (1) bis (7) ermöglicht einen rechnerischen Übergang von Bauteilen ohne zu Bauteilen mit Querkraftbewehrung im Zuge der Beurteilung der Querkrafttragfähigkeit von Bestandsbrücken. Details zu den Hintergründen und den zugrundeliegenden experimentellen Untersuchungen, die an der RWTH Aachen durchgeführt wurden, können bspw. [14, 17, 24] entnommen werden. Die aus Beton- und Fachwerktraganteil bestehende Querkrafttragfähigkeit nach dem verfeinerten Modell ergibt sich entsprechend:

$$V_{Rd,sy} = V_{Rd,ct} + \frac{A_{sw}}{S_w} \cdot z \cdot f_{yd} \cdot \cot\beta_r \leq V_{Rd,max} \quad (1)$$

Der Bemessungswert der Querkrafttragfähigkeit $V_{Rd,ct}$ biegebewehrter Bauteile ohne Querkraftbewehrung ist wie folgt zu ermitteln:

$$V_{Rd,ct} = k_{ct} \cdot \left[\frac{0,15}{\gamma_c} \cdot \kappa \cdot (100\rho_l \cdot f_{ck})^{1/3} - 0,15\sigma_{cd} \right] \cdot b_w \cdot d \quad (2)$$

Wobei mit $V_{Rd,ct,min} = k_{ct} [v_{min} - 0,15\sigma_{cd}] \cdot b_w \cdot d$ der Mindest- und mit $V_{Rd,ct,max} \leq 0,2 \cdot b_w \cdot z \cdot v \cdot f_{cd}$ der Höchstwert für den Betontraganteile zu überprüfen sind. Der Duktilitätskoeffizient $k_{ct} = 1,0 + 0,3 \frac{\rho_{w,prov}}{\rho_{w,min}} \leq 1,3$ ermöglicht es, den Übergang vom spröderen Biegeschubversagen zum duktileren Zugstrebenversagen zu berücksichtigen. Dabei ist $\rho_{w,prov}$ der vorhandene Querkraftbewehrungsgrad und $\rho_{w,min}$ der Mindestwert für den Querkraftbewehrungsgrad nach DIN-FB 102.

Entsprechend den Regelungen in DIN FB 102 ergeben sich die nachfolgend aufgelisteten Werte für die einzelnen Parameter:

- γ_c : Teilsicherheitsbeiwert für bewehrten Beton nach DIN FB 102, II 2.3.3.2: $\gamma_c = 1,5$;
- Maßstabsfaktor $\kappa = 1 + \sqrt{\frac{200}{d}} \leq 2,0$; d in [mm];
- Längsbewehrungsgrad $\rho_l = \frac{A_{sl}}{b_w \cdot d} \leq 0,02$
- Fläche der Zugbewehrung A_{sl} , die mindestens um das Maß d über den betrachteten Querschnitt hinausgeführt und dort wirksam verankert ist (siehe DIN FB 102, Abb. 4.12). Bei Vorspannung mit sofortigem Verbund darf die Spannstahlfläche voll auf A_{sl} angerechnet werden.;
- charakteristischer Wert der Betondruckfestigkeit f_{ck} in [N/mm²];
- Bemessungswert der Betondruckspannung im Schwerpunkt des Querschnitts $\sigma_{cd} = \frac{N_{Ed}}{A_c} \leq 0,4 f_{cd}$ in N/mm²;
- Bemessungswert der Längskraft im Querschnitt infolge äußerer Einwirkungen oder Vorspannung N_{Ed} (< 0 für Längsdruckkräfte);
- kleinste Querschnittsbreite innerhalb der Zugzone des Querschnitts b_w ;
- statische Nutzhöhe der Biegezugbewehrung d im betrachteten Bemessungsschnitt;
- $v_{min} = (0,0525/\gamma_c) \cdot k^{3/2} \cdot f_{ck}^{1/2}$ für $d \leq 600$ mm bzw.
 $v_{min} = (0,0375/\gamma_c) \cdot k^{3/2} \cdot f_{ck}^{1/2}$ für $d > 800$ mm
wobei Zwischenwerte linear interpoliert werden dürfen.

Der Beiwert v für die aufnehmbare Druckspannung des gerissenen Betons ergibt sich zu

$$\begin{cases} 0,6 & \text{für } f_{ck} \leq 60 \text{ N/mm}^2 \\ 0,9 - f_{ck}/200 \geq 0,5 & \text{für } f_{ck} > 60 \text{ N/mm}^2 \end{cases} \quad (3)$$

und der rechnerische Schubrisswinkel β_r ist nachfolgend zu begrenzen:

$$\frac{4}{7} \leq \cot\beta_r \leq \min \left\{ \begin{array}{l} 1,2 + \frac{f_{cd}}{70 \rho_{w,prov.} \cdot f_{yd}} - 1,4 \sigma_{cd}/f_{cd} \\ 3,0 - 10 \frac{V_{Rd,ct}}{b_w \cdot z \cdot v \cdot f_{cd}} \\ 2,25 \end{array} \right\} \quad (4)$$

Die Druckstrebenragfähigkeit für eine Querkraftbewehrung rechtwinklig zur Bauteilachse ergibt sich zu

$$V_{Rd,max} = \frac{b_w \cdot z \cdot v \cdot f_{cd}}{\cot\theta + \tan\theta} \quad (5)$$

mit einem rechnerischen Druckstrebenwinkel von:

$$\cot\theta = \cot\beta_r + \frac{V_{Rd,ct}}{(A_{sw}/s_w) \cdot z \cdot f_{yd}} \leq \sqrt{\frac{1}{\omega_w} - 1} \quad (6)$$

Der mechanische Querkraftbewehrungsgrad ergibt sich dabei zu:

$$0,1 \leq \omega_w = \frac{\rho_{w,prov.} \cdot f_{yd}}{v \cdot f_{cd}} \leq 0,5 \quad (7)$$

Eine Veranschaulichung der Auswirkungen verschiedener Druckstrebenneigungen ist über eine Darstellung im Plastizitätskreis möglich, wie Bild 2 zeigt.

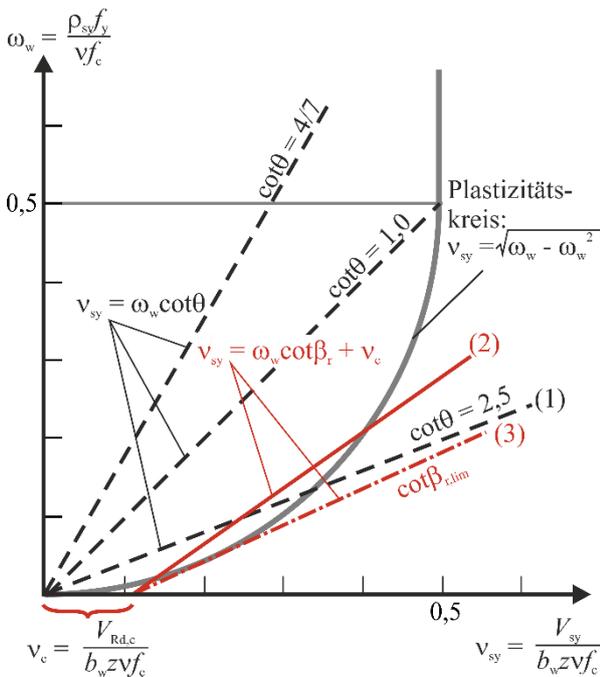


Bild 2: Plastizitätskreis mit (1) Begrenzung des Druckstrebenwinkels θ auf $\cot\theta = 2,5$ und (2) / (3) Fachwerkmodelle mit Betontraganteil nach [14]

Die in schwarz dargestellten Linien zeigen das Fachwerkmodell für verschiedene Druckstrebenwinkelneigungen. Für $\cot\theta = 2,5$ ergibt sich Linie (1). Die rot dargestellten Linien (2) und (3) zeigen Möglichkeiten für das Fachwerkmodell mit additivem Betontraganteil für unterschiedliche Winkel β_r . Da rechnerisch Wertebereiche außerhalb des Plastizitätskreises möglich sind, wird $\cot\beta_r$ entsprechend Gl. (8) begrenzt, Linie (3). Weitergehende Hintergrundinformationen können [14, 29] entnommen werden.

$$\cot\beta_r \leq \frac{0,25 - v_c^2}{v_c} \quad (8)$$

2.3 Anwendung auf Versuchsergebnisse

In Bild 3 werden die im Versuch erreichten Querkrafttragfähigkeiten V_{exp} mit den rechnerischen Querkrafttragfähigkeiten V_{calc} nach Abschnitt 2.2 und der 1. Ergänzung der Nachrechnungsrichtlinie verglichen. Dabei wurde die versuchsbegleitend ermittelte Betonfestigkeit f_{cm} entsprechend Gl. (9) in einen charakteristischen Rechenwert umgerechnet und $\gamma_c = 1,0$ angesetzt. Entsprechend wurde der Duktilitätsbeiwert k_{ct} für die Versuchsauswertungen zu 1,0 gesetzt. Für den Betontraganteil im Bemessungsvorschlag wurde der in [41] empirisch ermittelte Beiwert $C_{Rm,c} = 0,2$ verwendet (anstelle von 0,15 in Gl. (3)).

$$f_{ck} = f_{cm} - 4 \quad (9)$$

Details zu den zugrundeliegenden Versuchen sind z. B. [14–16, 18] in zu finden. Bei der Auswertung wurden die in den jeweiligen Teilversuchen erreichten Bruchlasten getrennt ausgewertet, da im 1. Teilversuch (helle Markierungen) die Belastung nicht bis zum vollständigen Versagen gesteigert wurde, um einen zweiten Teilversuch am Träger durchführen zu können (dunkle Markierungen). Da im 1. Teilversuch die Belastung nicht bis zum Querkraftversagen gesteigert bzw. vorher eine Verstärkung des schwächer bewehrten Schubfelds eingebaut wurde, liegt der Verhältniswert V_{exp}/V_{calc} niedriger als bei der Auswertung für die Belastung bis zum vollständigen Querkraftversagen im 2. Teilversuch im stärker querkraftbewehrten Schubfeld. Mittelwert (MW) und Variationskoeffizient (CoV) wurden auf Basis normalverteilter Daten jeweils für die Ergebnisse aller 17 Großversuche sowie getrennt nach vorzeitig abgebrochenen und bis zum Bruch belasteten Teilversuchen angegeben. Nach dem Vorschlag für die erweiterten Regelungen der Nachrechnungsrichtlinie in der neuen BEM-ING ergeben sich geringere Mittelwerte, was zeigt, dass der Ansatz die Querkrafttragfähigkeiten im Versuch weniger unterschätzt als der Querkraftbemessungsansatz nach der 1. Ergänzung der Nachrechnungsrichtlinie. Weiterhin zeigen die geringeren Variationskoeffizienten, dass sich zudem kleinere Streuungen einstellen. Der Vergleich zeigt eindeutig, dass mit dem hier vorgeschlagenen Bemessungsansatz die vorhandenen Reserven der Querkrafttragfähigkeit von vorgespannten Trägern mit geringen Querkraftbewehrungsgraden zutreffender bewertet werden als mit dem Ansatz aus der 1. Ergänzung der Nachrechnungsrichtlinie.

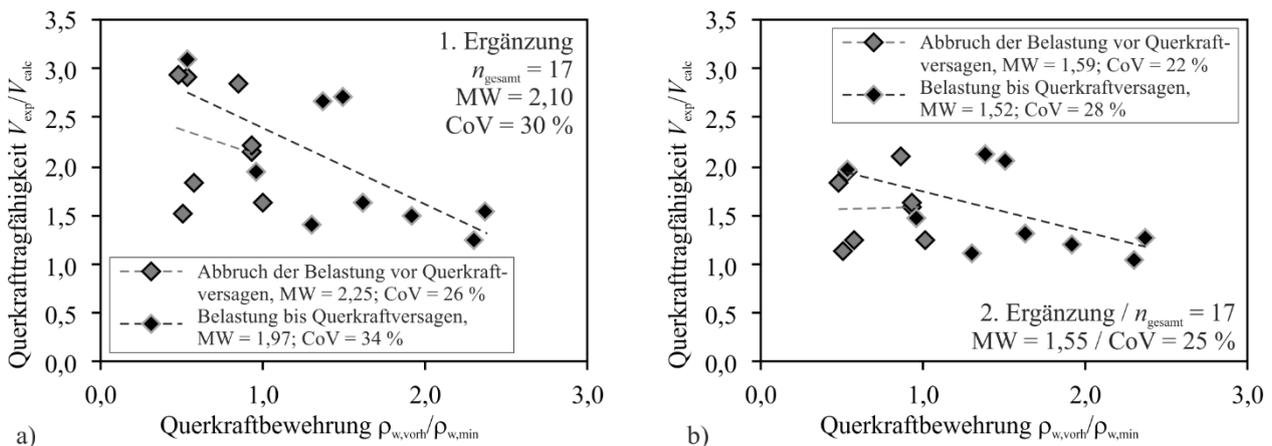


Bild 3: Vergleich der experimentellen Querkrafttragfähigkeiten der Großversuche aus [14] mit den rechnerischen Tragfähigkeiten nach a) der 1. Ergänzung der Nachrechnungsrichtlinie und b) dem in Kap. 4.2 vorgeschlagenen Bemessungsansatz

2.4 Vergleich mit Nachrechnungsbeispiel

In Bild 4 werden die Ergebnisse einer in [13] beschriebenen Beispielbemessung für verschiedene Querkraftbemessungsansätze mit dem hier vorgestellten Fachwerkmodell mit additivem Betontraganteil gegenübergestellt. Dazu wird der Quotient aus der einwirkenden Querkraft V_{Ed} und der Querkrafttragfähigkeit entsprechend dem betrachteten Widerstandsmodell V_{Rd} gebildet.

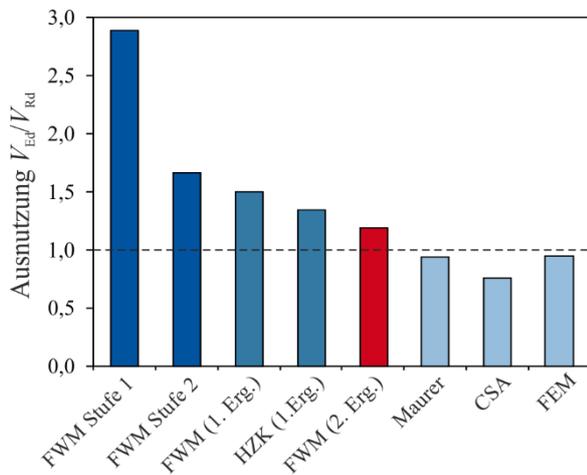


Bild 4: Gegenüberstellung einer Beispielberechnung aus [13] mit dem Ergebnis nach dem vorgestellten Fachwerkmodell mit additivem Betontraganteil

Mit dem erweiterten Modell für Stufe 2 der Nachrechnungsrichtlinie für die Ergänzungen in der BEM-ING ergibt sich eine höhere rechnerische Querkrafttragfähigkeit im Vergleich zu den anderen Ansätzen der Stufe 2. Auch, wenn sich weiterhin ein konservativerer Ausnutzungsgrad als nach den wissenschaftlichen Modellen in Stufe 4 ergibt, ist dennoch der Vorteil des Fachwerkmodells mit additivem Betontraganteil für diese Beispielberechnung deutlich erkennbar. Im Zuge eines aktuellen Forschungsvorhabens [42] erfolgt derzeit die Validierung des Modells anhand weiterer realer Brückenbauwerke als Erweiterung zu den bislang durchgeführten Verifizierungen über Versuchsergebnisse.

3 Zusammenfassung

Zahlreiche Bestandsbrücken sind für das Lastmodell SLW60 (DIN 1072) bemessen, was hinsichtlich der gestiegenen Anforderungen eine Unterbemessung darstellt. Bei einem Nachweis der betroffenen Brücken nach DIN EN 1992-2 ergibt sich im Vergleich zur vorhandenen eine deutlich höhere erforderliche Querkraftbewehrung. Die Nachrechnungsrichtlinie erlaubt eine Reihe von Modifikationen der Querkraft- und Torsionsnachweise in Stufe 2, die teilweise in den alten Normengenerationen (DIN 4227 vor 2003) üblich waren. Weitergehende Nachweisverfahren, die im Rahmen von Gutachten der Stufe 4 angewendet werden, sind in der Nachrechnungsrichtlinie (NRR) für die allgemeine Anwendung in Stufe 2 nach wie vor ausgeschlossen. Im von der Bundesanstalt für Straßenwesen geförderten Forschungsvorhaben (FE 15.0591/2012/FRB) [14] sollten daher verschiedene weitergehende Bemessungsansätze zur Nachrechnung von Brücken unter Querkraft- und Torsionsbeanspruchung hergeleitet und validiert werden. Die Ergebnisse bilden die Grundlage für die Verfeinerungen der Nachrechnungsrichtlinie, die in der neuen BEM-ING geregelt werden.

Im vorliegenden Beitrag wurde ein erweitertes Fachwerkmodell mit additivem Betontraganteil für die Erweiterung der Nachrechnungsrichtlinie für die Querkrafttragfähigkeit des Längssystems von Bestandsbrücken in Massivbauweise vorgestellt. Die Ergebnisse wurden auf Basis theoretischer und experimenteller Untersuchungen im Zuge neuerer Forschungsvorhaben erarbeitet. Durch den erweiterten Ansatz ergibt sich ein stetiger Übergang von Bauteilen ohne zu Bauteilen mit Querkraftbewehrung. Weitere Details zur Brückennachrechnung sind in den anderen Beiträgen dieses Tagungshandbuches oder in [43] zu finden.

4 Zukünftige Untersuchungen

Über den hier vorgestellten verfeinerten Bemessungsansatz hinaus besitzen Spannbetonbrücken im Bestand weitere nicht unerhebliche Tragreserven unter Querkraft- und Torsionsbeanspruchung. Hauptgründe für die vorhandenen Tragreserven sind zum einen die günstigen Einflüsse aus dem statischen System des Durchlaufträgers (geringere Schubslankheit im Vergleich zum Einfeldträger), der Vorspannung (spätere Schubrissbildung) und der Belastungsart (Streckenlasten anstelle von Einzellasten in fast allen Versuchen).

Alle drei Faktoren reduzieren die effektive Schubslankheit und vergrößern die Querkrafttragfähigkeit. Zum anderen wird die Querkrafttragfähigkeit von Bauteilen mit geringen Querkraftbewehrungsgraden (0,5- bis 1,5-fache Mindestbewehrung) maßgeblich durch den Betontraganteil gesteuert. Auch die erweiterten Ansätze der Stufe 2 erfassen die gleichzeitige Wirkung von Beton- und Fachwerkanteil noch nicht im ausreichenden Maß. Der Betontraganteil ist dabei abhängig von der Querschnittsform (Rechteck-, T- und I-

Querschnitt) und dem Vorspanngrad. Neben der Momenten-Querkraftinteraktion (Schubslankheit) ist auch die gleichzeitige Beanspruchung durch Querkraft und Torsion bei Spannbetonbindern teilweise noch ungeklärt. Über neue Versuche mit für die Praxis relevanten Untersuchungsparametern soll die Basis für die erforderliche Weiterentwicklung der Bemessungsansätze in Stufe 2 der NRR geschaffen werden. Dies ist das Ziel eines im September 2020 gestarteten von der BASt geförderten Forschungsvorhabens [44].

Gleichzeitig sollen in diesem Projekt die wissenschaftlichen Verfahren in Stufe 4 der Nachrechnungsrichtlinie adressiert werden. Hierbei ergeben sich Fragen, die insbesondere die verfahrensspezifischen Anwendungsgrenzen oder das erreichbare Sicherheitsniveau betreffen. Gezielte theoretische Untersuchungen in Form von Vergleichsberechnungen und Parameterstudien sollen entsprechende Antworten liefern. Deren strukturierte Dokumentation und die Erarbeitung von Handlungsanweisungen sollen die Anwendung der Stufe 4-Verfahren für Tragwerksplaner und Straßenbauverwaltungen erleichtern und die Vergleichbarkeit verschiedener Stufe 4-Verfahren herstellen.

In dem Forschungsprojekt werden die neuesten Ergebnisse aus einem seit Herbst 2019 laufenden Forschungsvorhaben berücksichtigt [42], bei dem der Einfluss des Längsbewehrungsgrades bei Spannbetonträgern mit schwachem Schubbewehrungsgrad im Vordergrund steht. Zusätzlich werden die Modellvorstellungen, die in die zweite Ergänzung der Nachrechnungsrichtlinie Eingang finden, an realen Brückenbauwerken validiert und eine erste Handlungsanweisung für die Anwendung der Kanadischen Norm im Zuge der Brückennachrechnung in Deutschland entworfen.

Literatur

- [1] NAUMANN, J.: Brücken und Schwerverkehr - Strategie zur Ertüchtigung des Brückenbestands in Bundesfernstraßen (Bauingenieur, Band 85 (2010) Heft 5, S. 210–216)
- [2] Erfinder: BUNDESMINISTERIUM FÜR VERKEHR UND DIGITALE INFRASTRUKTUR: Bericht „Stand der Modernisierung von Straßenbrücken der Bundesfernstraßen“ (Bundesministerium für Verkehr und digitale Infrastruktur, Berlin, 2018)
- [3] HAVERESCH, K.: Nachrechnen und Verstärken älterer Spannbetonbrücken (Beton- und Stahlbetonbau, Band 106 (2011) Heft 2, S. 89–102)
- [4] NAUMANN, J.: Brücken und Schwerverkehr - Eine Bestandsaufnahme (Bauingenieur, Band 85 (2010) Heft 1, S. 1–9)
- [5] Erfinder: BUNDESMINISTERIUM FÜR VERKEHR, BAU UND STADTENTWICKLUNG: Strategie zur Ertüchtigung der Straßenbrücken im Bestand der Bundesfernstraßen (Bundesministerium für Verkehr, Bau und Stadtentwicklung, Berlin, 2013)
- [6] Richtlinie zur Nachrechnung von Straßenbrücken im Bestand 1. Ergänzung. Bonn, April 2015.
- [7] Richtlinie zur Nachrechnung von Straßenbrücken im Bestand. Bonn, Mai 2011.
- [8] HANSWILLE, G.; NEUMANN, W.: Erläuterungen und Hintergründe zur Nachrechnungsrichtlinie - Stahl- und Stahlverbundbrücken (Bauingenieur (2012) Heft 87, 36 – 51)
- [9] MAURER, R., et al.: Erläuterungen und Hintergründe zur Nachrechnungsrichtlinie – Betonbrücken (Bauingenieur (2012) Heft 87, S. 24–35)
- [10] SCHNELL, J., et al.: Erläuterungen und Hintergründe zu den Werkstoffkennwerten der Nachrechnungsrichtlinie für bestehende Straßenbrücken aus Beton (Bauingenieur (2012) Heft 87, S. 15–23)
- [11] HEGGER, J., et al.: Zur Anwendung des Hauptzugspannungskriteriums bei der Nachrechnung bestehender Spannbetonbrücken (Beton- und Stahlbetonbau, Band 110 (2015) Heft 2, S. 82–95)
- [12] HEGGER, J., et al.: Beurteilung der Querkrafttragfähigkeit des Längssystems von Spannbetonbrücken im Bestand (Bauingenieur, Band 89 (2014), S. 500–510)
- [13] J. HEGGER, et al.: Beurteilung der Querkraft- und Torsionstragfähigkeit von Brücken im Bestand - Kurzfristige Lösungsansätze. Fördernummer FE 15.0482/2009/FRB (Institutsbericht des Instituts für Massivbau der RWTH Aachen, 326/2013, 2014)
- [14] HEGGER, et al.: Beurteilung der Querkraft- und Torsionstragfähigkeit von Brücken im Bestand - erweiterte Bemessungsansätze. Fördernummer FE 15.0591/2012/FRB (Brücken- und Ingenieurbau Heft, B 150. Bergisch Gladbach, 2020)
- [15] ADAM, V.; HERBRAND, M.; HEGGER, J.: Querkrafttragfähigkeit von Brückenträgern aus Spannbeton mit geringen Querkraftbewehrungsgraden. Bauingenieur, Band 95 (2020) Heft 11, S. 397–407.
- [16] GLEICH, P.; MAURER, R.: Querkraftversuche an Spannbetondurchlaufträgern mit Plattenbalkenquerschnitt (Bauingenieur, Band 93 (2018) Heft 2, S. 68–72)

- [17] HERBRAND, M.; CLASSEN, M.; ADAM, V.: Querkraftversuche an Spannbetondurchlaufträgern mit Rechteck- und I-Querschnitt (Bauingenieur, Band 92 (2017) Heft 11, S. 465–473)
- [18] GLEICH, P.; MAURER, R.: Das Erweiterte Druckbogenmodell für die Nachrechnung von Spannbetonbrücken – Theoretische Hintergründe (Bauingenieur, Band 95 (2020) Heft 11, S. 430–439)
- [19] MAURER, R.; STAKALIES, E.: Versuche und Bemessungsvorschlag zur Anrechenbarkeit von Spanngliedern auf die Torsionslängsbewehrung (Bauingenieur, Band 95 (2020) Heft 1, S. 1–11)
- [20] SCHRAMM, N.; FISCHER, O.: Zur Anrechenbarkeit von nicht normgemäßen Bügelformen auf die Querkrafttragfähigkeit von Bestandsbrücken (Bauingenieur, Band 95 (2020) Heft 11, S. 408–418)
- [21] SCHRAMM, N.; FISCHER, O.; SCHEUFLER, W.: Experimentelle Untersuchungen an vorgespannten Durchlaufträger-Teilsystemen zum Einfluss nicht mehr zugelassener Bügelformen auf die Querkrafttragfähigkeit (Bauingenieur, Band 94 (2019) Heft 1, S. 9–20)
- [22] GLEICH, P.; KATTENSTEDT, S.; MAURER, R.: Erweitertes Druckbogenmodell für die Bestimmung der Querkrafttragfähigkeit von Stahl- und Spannbetonbalken (Beton- und Stahlbetonbau, Band 111 (2016) Heft 5, S. 268–277)
- [23] ZILCH, K.; TECUSAN, R.: Sicherheitsaspekte bei nichtlinearen FEM Berechnungen (Bauingenieur, Band 92 (2017) Heft 12, S. 518–527)
- [24] HERBRAND, M.; ADAM, V.; HEGGER, J.: Shear Tests on Prestressed Concrete Continuous Beams (The Concrete Convention and Exposition Salt Lake City, UT, USA, March 25–29)
- [25] SCHRAMM, N.; FISCHER, O.; SCHEUFLER, W.: Experimentelle Untersuchungen an vorgespannten Durchlaufträger-Teilsystemen zum Einfluss nicht mehr zugelassener Bügelformen auf die Querkrafttragfähigkeit (Bauingenieur, Band 94 (2019) Heft 1, S. 9–20)
- [26] HUBER, P.; HUBER, T.; KOLLEGGER, J.: Experimental and theoretical study on the shear behavior of single- and multi-span T- and I-shaped post-tensioned beams (Structural Concrete, Band 25 (2019) Heft 3, S. 266)
- [27] HUBER, P., et al.: Rechnerische Beurteilung der Schubtragfähigkeit einer Spannbetonbrücke mit geringem Querkraftbewehrungsgrad (Beton- und Stahlbetonbau, Band 111 (2016) Heft 11, S. 706–715)
- [28] HUBER, P., et al.: Experimentelle Untersuchung zum Querkrafttragverhalten von Spannbetonträgern mit geringer Schubbewehrung (Bauingenieur, Band 91 (2016) Heft 6, S. 238–247)
- [29] HERBRAND, M.: Shear Strength Models for Reinforced and Prestressed Concrete Members (Dissertation RWTH Aachen University, Aachen, 2017)
- [30] TALBOT, A.N.: Tests of reinforced concrete beams: resistance to web stresses (Series of 1907 and 1908, 1909)
- [31] Model Code 1978: CEB-FIP-Mustervorschrift für Tragwerke aus Stahlbeton und Spannbeton (Übersetzung der französischen Originalfassung). Paris, Lausanne, 1978.
- [32] fib Model Code for Concrete Structures 2010. Berlin: Ernst & Sohn, 2013.
- [33] FROSCHE, R.J.: Behavior of Large-Scale Reinforced Concrete Beams with Minimum Shear Reinforcement (ACI Structural Journal, Band 97 (2000) Heft 6, S. 814–820)
- [34] LIMA DE RESENDE, T.; DA CONCEIÇÃO DOMINGUES SHEHATA, L.; ABD EL MALIK SHEHATA, I.: Shear strength of self-compacting concrete beams with small stirrups ratios (Structural Concrete, Band 17 (2016) Heft 1, S. 3–10)
- [35] HERBRAND, M.; HEGGER, J.: Experimentelle Untersuchungen zum Einfluss einer externen Vorspannung auf die Querkrafttragfähigkeit vorgespannter Durchlaufträger (Bauingenieur, Band 88 (2013) Heft 12, S. 428–437)
- [36] MAURER, R., et al.: Querkraftversuch an einem Durchlaufträger aus Spannbeton (Beton- und Stahlbetonbau, Band 109 (2014) Heft 10, S. 654–665)
- [37] MAURER, R.; KIZILTAN, H.: Zum Einfluss des Druckbogens auf den Querkraftwiderstand von Spannbetonbalken (Bauingenieur, Band 88 (2013) Heft 4, S. 165–176)
- [38] HUBER, P.; HUBER, T.; KOLLEGGER, J.: Influence of loading conditions on the shear capacity of post-tensioned beams with low shear reinforcement ratios (Engineering Structures, Band 170 (2018), S. 91–102)
- [39] HUBER, P., et al.: Berechnungsansatz zur Ermittlung der Schubtragfähigkeit bestehender Spannbetonbrückenträger mit geringem Querkraftbewehrungsgrad (Bauingenieur, Band 91 (2016) Heft 6, S. 227–237)

- [40] DIN-Fachbericht 102:2009-03 93.040: DIN-Fachbericht 102 – Betonbrücken (Berlin: Beuth, März 2009)
- [41] DEUTSCHER AUSSCHUSS FÜR STAHLBETON (Hrsg.): Erläuterungen zu DIN 1045-1. DAfStb-Heft 525. Beuth, 2003.
- [42] FISCHER, O., et al.: Weiterentwicklung der Nachrechnungsrichtlinie - Validierung erweiterter Nachweisformate zur Ermittlung der Schubtragfähigkeit bestehender Spannbetonbrücken (Aktuelles Forschungsprojekt BAST FE 15.0661/2018/FRB, 2019)
- [43] HEGGER, J.; MARK, P. (Hrsg.): Stahlbetonbau-Fokus: Brückenbau. Beispiele zu Entwurf, Bemessung und Konstruktion (Beuth, 2021)
- [44] HEGGER, J., et al.: Experimentelle und theoretische Untersuchungen zur Querkraft- und Torsionstragfähigkeit von Betonbrücken im Bestand (Aktuelles Forschungsprojekt BAST FE 15.0664/2020/DRB, 2020)

Eva Stakalies (M.Sc.)
TU Dortmund, Lehrstuhl Betonbau

Anrechnung von Spanngliedern auf die Torsionslängsbewehrung

Zusammenfassung

Die Bewertung der Tragfähigkeit von bestehenden älteren Spannbetonbrücken durch eine Nachrechnung nach heutigem Stand der Technik führt besonders bei Querkraft und Torsion in der Regel zu deutlichen rechnerischen Defiziten. Dies ist in erste Linie eine Folge der Weiterentwicklung der Bemessungsmodelle sowie der dazugehörigen Konstruktionsregeln. Zudem ist der Schwerverkehr in der Vergangenheit stetig angestiegen und wird Prognosen zufolge künftig weiter ansteigen.

Die o.g. rechnerischen Defizite betreffen die Bügel für Querkraft und Torsion sowie die Torsionslängsbewehrung. Während beim Spannbeton die Bügel bei der Querkrafttragfähigkeit durch einen relativ großen Betontraganteil aus der Druckbogenwirkung entlastet werden, ist dies, abgesehen vom Betontraganteil infolge Rissreibung bei den Torsionsbügeln nicht der Fall. Zudem gilt das Bemessungsmodell für Torsion im EC2 [1] für reine Torsionsbeanspruchung. Die für reine Torsion hergeleiteten Bemessungsmodelle werden näherungsweise auch bei kombinierten Beanspruchungen angewendet, wobei der positive Effekt, der sich bei überwiegender Biegung aus einer Berücksichtigung der in beliebiger Lage angeordneten Spannglieder im Querschnitt ergibt, nicht voll ausgeschöpft wird und daraus resultierende Tragreserven bei der Brückennachrechnung bisher vernachlässigt werden.

Die näherungsweise Anwendung des Bemessungsmodells für Torsion nach EC2 [1] bei kombinierter Beanspruchung, wobei die Biegebeanspruchung üblicherweise überwiegt, ergibt eine zutreffende Torsionsbügel- aber konservative Torsionslängsbewehrung. Vor diesem Hintergrund stellt sich die Frage nach der Anrechenbarkeit der Spannglieder auf die erforderliche Torsionslängsbewehrung.

Hierzu wurden an der TU Dortmund, basierend auf Versuchen mit reiner Momenten-Querkraft-Interaktion (M+V) zusätzlich erste Versuche an Spannbeton-Durchlaufträgern mit kombinierter Beanspruchung aus Biegung, Querkraft und Torsion (M+V+T) durchgeführt, anhand derer ein Bemessungsvorschlag, ausgehend von theoretischen Betrachtungen, basierend auf elementaren mechanischen Grundlagen, vorgestellt wird. Dabei ist vor allem die realitätsnahe Bestimmung der Torsionslängsbewehrung unter dieser Beanspruchungskombination sowie die Anrechenbarkeit von Spanngliedern auf die erforderliche Torsionslängsbewehrung bei beliebiger Lage im Querschnitt von Interesse.

1 Motivation

Auf Grund des stetig steigenden Verkehrsaufkommens und der zunehmenden Anzahl von Schwerlasttransporten werden bestehende Spannbetonbrücken im Bundesfernstraßennetz seit einigen Jahren einer Bestandsaufnahme und Bewertung nach heutigem Stand der Technik unterzogen [2]. Die Bewertung der Tragfähigkeit bestehender, besonders älterer Spannbetonbrücken wird durch eine Nachrechnung gemäß Nachrechnungsrichtlinie [3] geregelt und führt häufig zu deutlichen rechnerischen Defiziten.

Neben dem gestiegenen Verkehrsaufkommen ist dies eine Folge der Weiterentwicklung der Bemessungsmodelle sowie der Konstruktionsregeln und der fortlaufenden Anpassung der werkstoffbezogenen Bemessungsnormen an neue wissenschaftlich basierte Erkenntnisse [4], [5]. Neben den Nachweisen für Biegung und Querkraft, für die inzwischen eine Vielzahl von Forschungsansätzen zur Lösung des rechnerischen Defizits existieren [6], [7], [8], [9] führt insbesondere der Nachweis der Torsionstragfähigkeit häufig zu einem deutlichen rechnerischen Defizit bei der Brückennachrechnung.

Dieses rechnerische Defizit beim Nachweis der Torsionstragfähigkeit lässt sich maßgeblich auf die in EC2 [1] enthaltenen Bemessungsmodelle für reine Torsion, ohne gleichzeitige Wirkung von Biegung und Querkraft zurückführen. Das Bemessungsmodell für Torsion wurde seinerzeit an Versuchen unter reiner Torsionsbeanspruchung kalibriert. Auf dieser Grundlage ist zwar eine sichere Bemessung der Torsionsbügel und Torsionslängsbewehrung möglich, bei Spannbetonbrücken kommt jedoch i.A. keine reine Torsion ohne die gleichzeitige Wirkung von Biegung und Querkraft vor. Wie bereits Kordina und Teutsch [10] im Jahr 1982 bei Ihren Versuchen an Spannbetonbalken unter einer kombinierten Beanspruchung aus Biegung, Querkraft und Torsion erkannten, ist das Tragverhalten im Zustand II unter dieser Beanspruchungskombination sehr stark abhängig vom Größenverhältnis dieser Schnittgrößen untereinander. Überwiegt z.B. das Biegemoment stellt sich eine andere Rissbildung ein, als bei starker Torsion mit kleinem Biegemoment. Außerdem bestimmt das Verhältnis von V zu T , ob eine Seite frei von Schubrisen bleibt oder sich bei entsprechend großer Torsion die Neigung der Schubrisse sogar umkehrt.

Die für reine Torsion hergeleiteten Bemessungsmodelle werden näherungsweise auch bei kombinierten Beanspruchungen angewendet, wobei der positive Effekt, der sich bei überwiegender Biegung aus der in beliebiger Lage angeordneten Spannglieder ergibt, nicht voll ausgeschöpft wird und daraus resultierende Tragreserven bei der Brückennachrechnung bisher vernachlässigt werden. Darüber hinaus wird die erforderliche Torsionsbewehrung maßgeblich von der Wahl des Druckstrebenwinkels beeinflusst, da hier eine direkte Abhängigkeit zwischen erforderlicher Bügel- und Torsionslängsbewehrung gegeben ist. So wird die Menge der erforderlichen Bügelbewehrung bei Wahl eines flachen Druckstrebenwinkels zwar reduziert, in gleichem Zuge steigt jedoch die Querschnittsfläche der erforderlichen Torsionslängsbewehrung an.

Bei Brückennachrechnungen im Rahmen der Nachweisstufe 1 und 2 werden die Nachweise auf Querschnittsebene für die Schnittgrößen M , V und T jeweils getrennt geführt und die Bewehrungen anschließend überlagert. Daraus folgt bei der Brückennachrechnung häufig ein Defizit beim Nachweis der Torsionslängsbewehrung. Für dieses Defizit stellt sich aufgrund der räumlichen Fachwerkwirkung infolge Torsion die Frage, in welchem Umfang nicht voll ausgenutzte Spannglieder, die häufig nicht, wie in der Nachrechnungsrichtlinie [3] gefordert, in den Ecken des Querschnitts angeordnet sind, mit zur Torsionstragfähigkeit beitragen und auf die Torsionslängsbewehrung angerechnet werden können.

2 Grundlagen

Die Bemessungsformeln in EC2 [1] gelten für reine Torsionsbeanspruchung bei einem Stahlbetonstab. Während beispielsweise bei den Stegen die vertikalen Kraftkomponenten der unter dem Winkel θ geneigten Betondruckstrebenkräfte durch die Bügel aufgenommen werden, müssen deren horizontalen Kraftkomponenten an der Stirnfläche durch die Torsionslängsbewehrung ins Gleichgewicht gesetzt und zurückverankert werden (Bild 1a).

Im Falle einer zusätzlichen äußeren Druckkraft P auf die Stirnflächen, z. B. aufgebracht über eine starre Platte durch eine Vorspannkraft, reduziert sich die erforderliche Torsionslängsbewehrung, bzw. bei ausreichend großer Kraft P ist sie nicht mehr erforderlich (Bild 1b). Die horizontalen Kraftkomponenten der geneigten Druckstrebenkräfte werden durch die Vorspannkraft P ins Gleichgewicht gesetzt.

Bei einem Spannbetonbalken sind die Trägerenden mit den Spanngliedverankerungen i. d. R. ungerissen, so dass sich vergleichbare Verhältnisse ergeben, die eine Reduzierung der Torsionslängsbewehrung gemäß EC2-2 [11] erwarten lassen (Bild 2). Basierend auf diesen Modellvorstellungen wurde die nachfolgend beschriebene Vorgehensweise bei der Ermittlung der Torsionslängsbewehrung für die Auslegung der Versuchsträger mit kombinierter Beanspruchung (M+V+T) zur Verifizierung des Bemessungsmodells zugrunde gelegt. Dabei wurde die Belastung zur Erzeugung einer zusätzlichen Torsion gegenüber den Referenzversuchen exzentrisch zur Balkenachse aufgebracht.

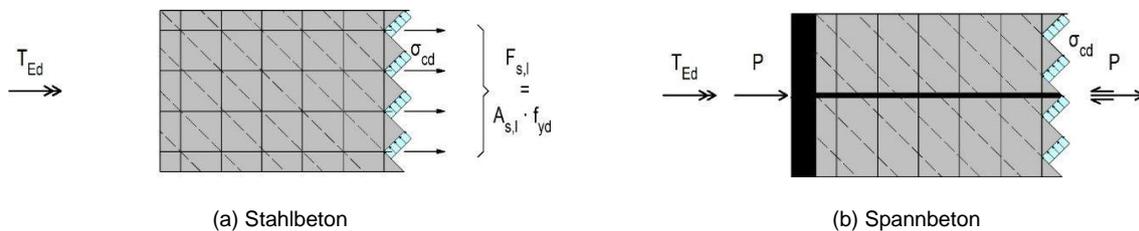


Bild 1: reine Torsion

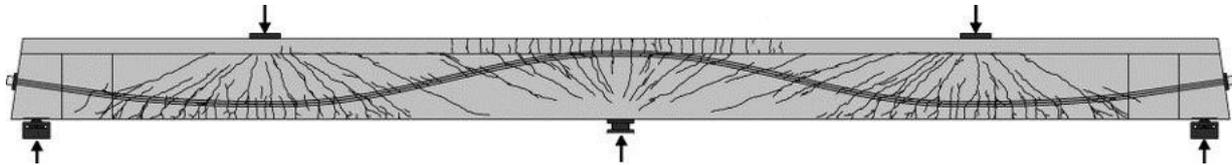


Bild 2: Kombinierte Beanspruchung – M+V+T

3 Bemessungsvorschlag

3.1 Ermittlung der zusätzlichen Bügelbewehrung infolge Torsion (M+V+T)

Die gesamte erforderliche Bügelbewehrung resultiert aus der Querkraftbewehrung nach dem Fachwerkmodell mit Betontraganteil oder dem Druckbogenmodell, superponiert mit dem zusätzlichen Anteil der nach DIN EN 1992-2 erforderlichen Torsionsbügelbewehrung (Gl. (1)).

$$a_{sw} = \frac{T_{Ed}}{2 \cdot A_k \cdot f_{yd}} \cdot \tan \theta \quad (1)$$

Während bei Querkraftbeanspruchung eine deutlich reduzierte Bügelbewehrung aus dem Betontraganteil resultiert, wird die erforderliche Torsionsbügelbewehrung nach Norm vollständig eingebaut, da bei Torsion keine Druckbogenwirkung als zusätzlicher Betontraganteil analog zur Querkraft / Momentenbeanspruchung zu erwarten ist.

3.2 Ermittlung der zusätzlichen Längsbewehrung infolge Torsion (M+V+T)

Bei der Ermittlung der zusätzlichen Längsbewehrung infolge Torsion wird zunächst von dem, durch die Torsionslängsbewehrung aufnehmbaren Torsionsmoment $T_{Rd,sl}$ nach EC2-2 [11] ausgegangen.

$$T_{Rd,sl} = \frac{\sum A_{sl} \cdot f_{yd}}{u_k} \cdot 2 A_k \cdot \tan \theta \geq T_{Ed} \quad (2)$$

Daraus geht durch Umstellung der Gl. (2) die zugehörige Längskraft aus Torsion N_{Td} hervor, die im Schwerpunkt des Querschnitts bei der Biegebemessung mit angesetzt wird (Gl. (3)):

$$N_{Td} = \sum A_{sl} \cdot f_{yd} = \frac{T_{Ed}}{2 \cdot A_k} \cdot u_k \cdot \cot \theta \quad (3)$$

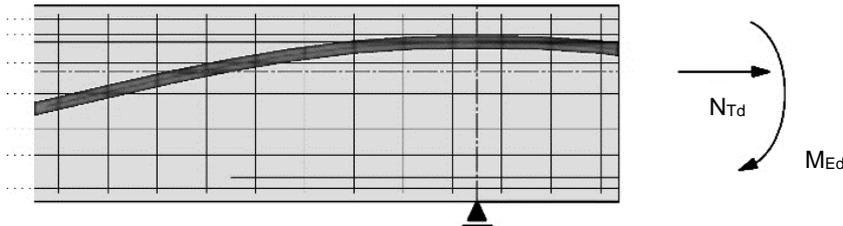


Bild 3. Längsbewehrung infolge $M_{Ed} + N_{Td}$: $A_{s(M,T)}$

Bei dieser Vorgehensweise und überwiegender Biegebeanspruchung wird der positive Effekt aus der Überdrückung der Torsionslängszugkräfte im Bereich der Biegedruckzone infolge Biegung sowie der Tragwirkung der Spannglieder entsprechend ihrer Lage im Querschnitt bei der Bemessung automatisch mitberücksichtigt (Bild 3). Auf diese Weise kann die Längsbewehrung gegenüber einer Bemessung bei reiner Torsion deutlich reduziert werden.

4 Verifikation des Bemessungsmodells durch experimentelle Untersuchungen

4.1 Versuchskonzept

Das Bemessungsmodell wurde durch Großversuche an der TU Dortmund mit kombinierter Beanspruchung aus Biegung, Querkraft und Torsion verifiziert [12,13]. Die experimentellen Untersuchungen umfassen insgesamt drei Großversuche (12,0 m) an vorgespannten Durchlaufträgern mit kombinierter Beanspruchung aus Biegung, Querkraft und Torsion, die den Ausschnitt einer Plattenbalkenbrücke repräsentieren (Bild 4).

Durch die Variation des Bewehrungsgrades je Feld, können an jedem Versuchsträger zwei Bauteilversuche durchgeführt werden, so dass nach Abschluss der experimentellen Untersuchungen in Summe sechs Versuchsergebnisse vorliegen. Darüber hinaus stellen die Versuche von Gleich [14] mit reiner Querkraftbiegung die Grundlage für die Erweiterung um die Torsionsbeanspruchung dar und können als Referenzträger herangezogen werden.

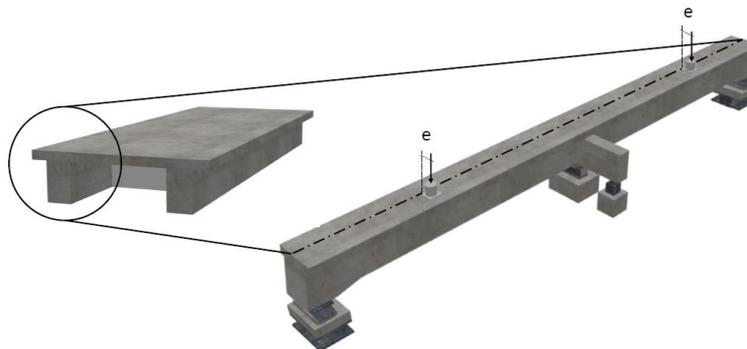


Bild 4: Konzeptskizze Großversuche

4.2 Bemessung für kombinierte Beanspruchung aus M+V+T

4.2.1 Ermittlung der Bügelbewehrung

Die Bügelbewehrung der Versuchsträger DLT 2.5 – DLT 2.7 wurde auf Grundlage des Referenzversuchsträgers mit eingebauter Querkraftbewehrung (Bügel) $a_{sw,V}$ und zugehöriger Versuchstraglast bestimmt. Dabei wurde ein zusätzlicher Torsionsbügelanteil aus Torsion überlagert. Die Torsion wurde erzeugt, indem die Versuchstraglast mit einer Ausmitte e aufgebracht wurde.

Die erforderliche Schubbewehrung je Bügelschenkel ergibt sich für die Versuchsträger DLT 2.5 – DLT 2.7 entsprechend Gl. 4 zu:

$$erf a_{sw,V+T} = \frac{a_{sw,V}}{2} + erf a_{sw,T} \quad (4)$$

Für den ersten Versuchsträger DLT 2.5 wurden die Bügelbewehrung feldweise variiert (siehe Tabelle 1). Diese Bügelbewehrung wurde für den Versuchsträger DLT 2.6 übernommen. Hier wurde die Torsionslängsbewehrung weggelassen. Bei dem Versuchsträger DLT 2.7 wurde die Exzentrizität als Haupteinflussparameter feldweise variiert ($e_1 = 11,3$ cm, $e_2 = 15$ cm), so dass sich entsprechend der unterschiedlichen Torsionsbeanspruchung eine unterschiedlich große Bügelbewehrung ergab. Eine Übersicht über die Bügelbewehrung enthält Tabelle 1.

Tabelle 1: Übersicht Schubbewehrung - Versuchsträger DLT 2.5 - DLT 2.7

Versuchsträger	cot θ [-]	$a_{sw,V}$ [cm ² /m]	erf $a_{sw,T}$ [cm ² /m]	erf $a_{sw,V+T}$ [cm ² /m]	vorh a_{sw} [cm ² /m]	$\frac{vorh a_{sw}}{erf a_{sw,V+T}}$
DLT 2.5	2,5	2,83	2,40	3,82	2,51 (Ø8/20)	65%
	2,5	2,83	2,40	3,82	3,93 (Ø10/20)	103%
DLT 2.6	2,5	2,83	2,40	3,82	2,51(Ø8/20)	65%
	2,5	2,83	2,40	3,82	3,93(Ø10/20)	103%
DLT 2.7	1,88	2,83	6,38	7,80	7,85(Ø8/10)	101%
	2,5	2,83	3,62	5,03	5,03(Ø10/10)	100%

4.2.2 Ermittlung der zusätzlichen Längsbewehrung aus Torsion

Im Hinblick auf die Torsionslängsbewehrung wurde das zuvor beschriebene Konzept (Abschnitt 3.2) der äquivalenten Längszugkraft aus Torsion bei der Biegebemessung berücksichtigt und so die zusätzlich erforderliche Torsionslängsbewehrung bestimmt. In Tabelle 2 ist eine Übersicht über die zusätzliche Torsionslängsbewehrung gegeben. DLT 2.5 stimmt mit DLT 2.6 überein, allerdings wurde bei DLT 2.6 die Torsionslängsbewehrung vollständig weggelassen.

Tabelle 1: Übersicht zusätzliche Torsionslängsbewehrung – Versuchsträger DLT 2.5 – DLT 2.7

Versuchsträger	Referenzlast [kN]	Exzentrizität [cm]	zus. Torsion [kNm]	erf $A_{sl,T}$ nach DIN EN 1992-1-1 [cm ²]	vorh $A_{sl,T}$ [cm ²]	$\frac{vorh A_{sl,T}}{erf A_{sl,T}}$
DLT 2.5	1607	7,5	120,53	28,94	13,07	45%
	1607	7,5	120,53	28,94	13,07	45%
DLT 2.6	1607	7,5	120,53	28,94	0,00	0%
	1607	7,5	120,53	28,94	0,00	0%
DLT 2.7	1607	15,0	241,05	43,6	20,11	46%
	1607	11,3	181,59	43,6	20,11	46%

4.3 Versuchsergebnisse

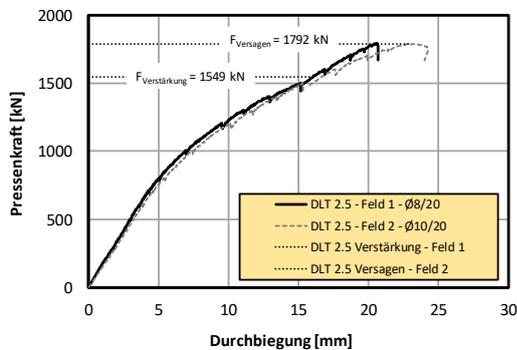
4.3.1 Last-Verformungs-Kurven

In Bild 5 sind die Last-Durchbiegungskurven der Träger DLT 2.5 bis DLT 2.7 jeweils für den ersten Teilversuch, bis zur Verstärkung des schwächer bewehrten bzw. belasteten Feldes und den zweiten Teilversuch, bis zum Bruch des stärker bewehrten bzw. belasteten Feldes, dargestellt. Versagen der Versuchsträger DLT 2.5 und DLT 2.6 trat jeweils im stärker bewehrten Feld an der Lasteinleitung durch Bruch der Druckzone ein. Bei dem Versuchsträger DLT 2.7 trat das Versagen an der Innenstütze durch Druckstrebenbruch in Feld 2 auf. Dem Bruch ging ein Abplatzen der Betondeckung voraus. Dabei kam es auch zum Durchreißen einiger Bügel.

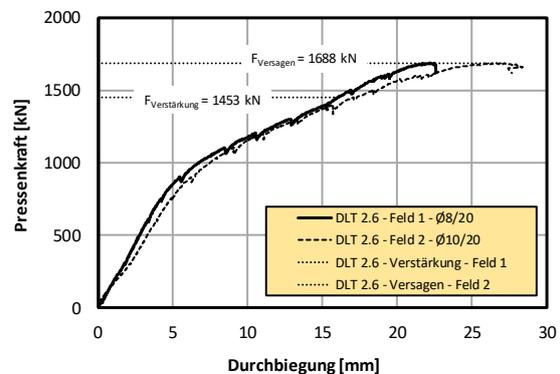
Das Bemessungskonzept in Abschnitt 3 für die Bewehrung konnte bei Versuchsträger DLT 2.5 durch das Erreichen von 97 % der Traglast im Vergleich zu den Referenzversuchen bestätigt werden.

Der Versuchsträger DLT 2.6 konnte dagegen erwartungsgemäß nur ca. 90 % der Traglast der Referenzversuche erreichen (Tabelle 3), da er gänzlich ohne zusätzliche Torsionslängsbewehrung ausgeführt wurde. Von einer Mitwirkung der Spannglieder kann dementsprechend ausgegangen werden. Das endgültige Versagen trat bei beiden Trägern in Feld 2 nahe der Lasteinleitungsstelle letztlich durch den Bruch der stark eingeschnürten Betondruckzone auf. Primäre Ursache für das Versagen war das Fließen der Bewehrung in Verbindung mit großen Stahldehnungen.

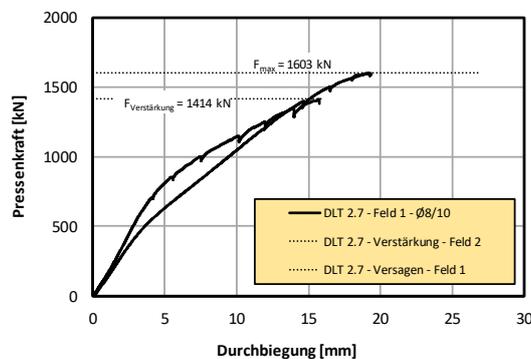
Bei dem Versuchsträger DLT 2.7 kam es durch die starke Vergrößerung der Exzentrizität, ausgehend von 11,3cm (Feld 1) bzw. 15,0cm (Feld 2), zu Effekten nach Theorie II. Ordnung, die das Torsionsmoment stark überproportional vergrößert haben. In beiden Feldern konnte die Traglast des Referenzversuchsträgers trotz überproportionaler Vergrößerung der Exzentrizität und der damit verbundenen höheren Torsionsbeanspruchung erreicht werden. Das Betondruckstrebenversagen, trat schlussendlich im Bereich der Innenstütze des durch Torsion wesentlich höher belasteten Feld 2 auf. Eine Übersicht über die erreichten Traglasten im Verhältnis zu den Referenzversuchsträgern gibt Tabelle 3.



(a) DLT 2.5



(b) DLT 2.6



(c) DLT 2.7

Bild 5: Experimentell ermittelte Last-Durchbiegungskurven

Tabelle 3: Vergleich Versuchstraglasten

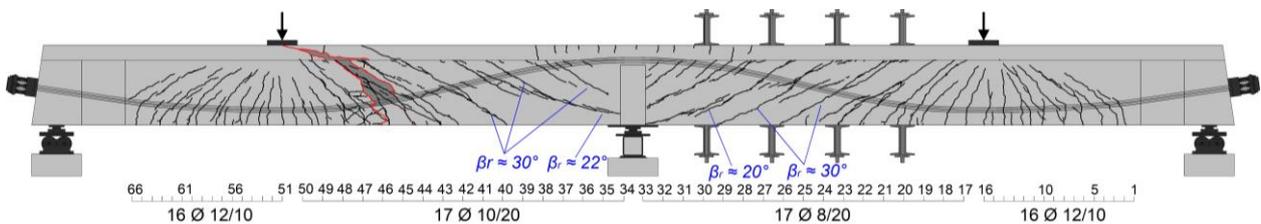
	Referenztraglast	Traglast	Abweichung
	[kN]	[kN]	[%]
DLT 2.5	1607	1549	-3,6
	1607	1792	+11,5
DLT 2.6	1607	1453	-9,2
	1607	1688	+5,0
DLT 2.7	1607	1603	-0,3
	1607	1603	-0,3

4.3.2 Rissbilder

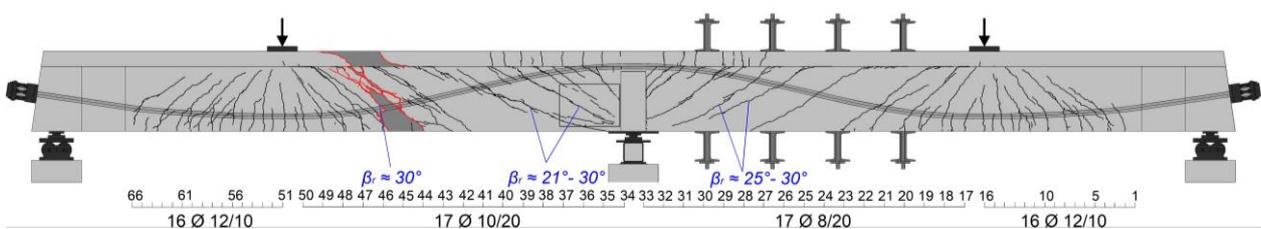
In Bild 6 sind die Rissbilder der Versuchsträger im Bruchzustand dargestellt. Im Bruchzustand sind die Versuchsträger über die gesamte Länge gerissen, wobei die kritischen Risse, die im stärker bewehrten Feld zum endgültigen Bruch geführt haben, rot eingezeichnet sind.

Während der Versuchsträger DLT 2.5 durch eine Überbeanspruchung der Bügelbewehrung versagte, zeigte sich bei dem Versuchsträger DLT 2.6 ohne zusätzliche Torsionslängsbewehrung eine deutliche Zunahme der Rissbildung bis in den Bereich der Druckzone an der Innenstütze hinein. Dies ließ ein bevorstehendes gleichzeitiges Versagen sowohl der Bügel als auch der Druckzone an der Innenstütze vermuten. Beim Versuchsträger DLT 2.7 führte ein Versagen der Druckstreben in Feld 2 zum Bruchzustand.

DLT 2.5



DLT 2.6



DLT 2.7

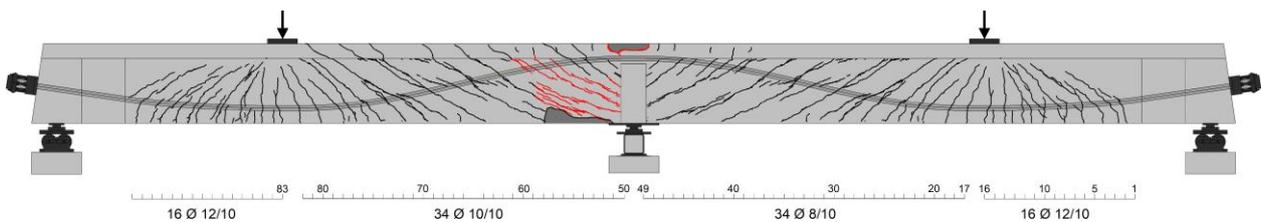


Bild 6 Rissbilder im Bruchzustand (Versagensrisse rot)

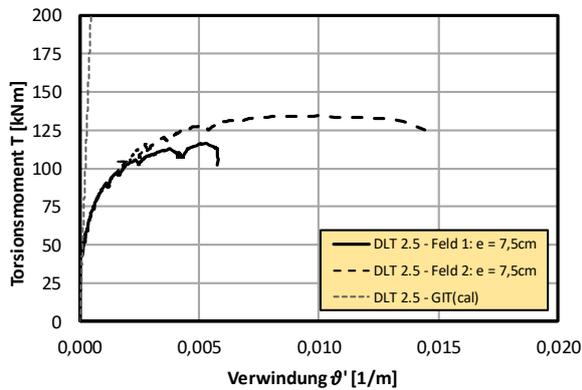
Wie die Beobachtungen aus den Versuchen an Plattenbalken mit kombinierter Beanspruchung aus Biegung, Querkraft und Torsion gezeigt haben, stellen sich unter dieser Beanspruchungskombination steilere Risswinkel als unter reiner Querkraftbiegung ein. Die Empfehlungen für den Ansatz des Druckstrebenwinkels θ für die Nachrechnung von Bestandbauwerken gemäß Nachrechnungsrichtlinie lauten daher:

- Für Plattenbalkenquerschnitte sollte der Druckstrebenwinkel $\cot \theta$ innerhalb der folgenden Grenzen gewählt werden: $1,75 \leq \cot \theta \leq 2,0$
- Für die Stege von Hohlkastenquerschnitten kann der Druckstrebenwinkel für den Nachweis der kombinierten Beanspruchung aus Querkraft und Torsion innerhalb der folgenden Grenzen frei gewählt werden: $1,75 \leq \cot \theta \leq 2,5$

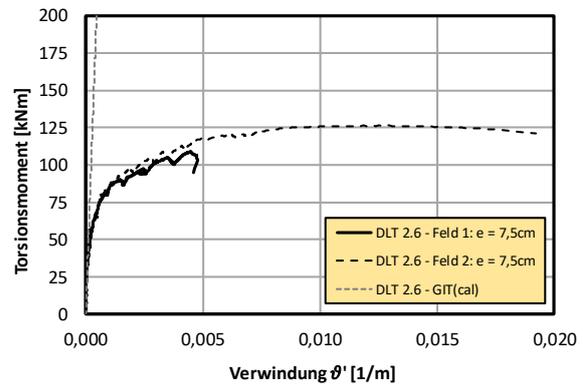
4.3.3 Torsionssteifigkeit

Anhand von Versuchsträgern unter kombinierter Beanspruchung aus Biegung, Querkraft und Torsion [14] konnte der Abfall der Torsionssteifigkeit durch kontinuierliche Messung der Torsionsmomenten-Verdrehungs-Beziehung analysiert werden und der rechnerischen Torsionssteifigkeit nach Zustand I (Ursprungsgerade) gegenübergestellt werden.

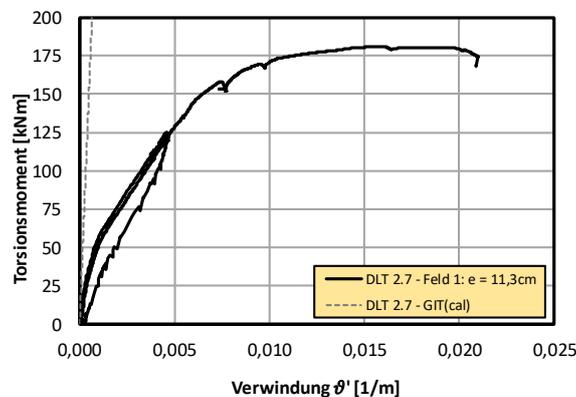
Bild 7a-c zeigen die feldweise dargestellten Torsionsmomente-Verwindungs-Beziehung für die Versuchsträger DLT 2.5 bis DLT 2.7. Ähnlich den Momenten-Krümmungs-Linien bei Biegebeanspruchung weisen die Torsionsmomente-Verwindungs-Linien drei charakteristische Phasen auf, den ungerissenen Zustand I, den gerissenen Zustand II und das Fließen der Bewehrung. Bei allen Versuchsträgern ist ein deutlicher Übergang vom linearelastischen ungerissenen Zustand I in den gerissenen Zustand II zu erkennen. Auch der Übergang zum Fließen der Bewehrung unter deutlicher Zunahme der Verdrehung bei nur noch sehr geringer Laststeigerung ist deutlich für alle Versuchsträger zu erkennen.



(a) DLT 2.5



(b) DLT 2.6



(c) DLT 2.7

Bild 7: Torsionsmomenten-Verwindungs-Beziehungen

Zur Quantifizierung des Abfalls der Torsionssteifigkeit wurde die Entwicklung der effektiven Torsionssteifigkeit in Abhängigkeit vom Torsionsmoment anhand der im Versuch ermittelten Verdrillung auf Basis von Differenzenquotienten als Steigung der $T-\vartheta$ -Kurve in Bild 8 dargestellt. Die Verwindung ϑ' wurde näherungsweise als Mittelwert aus der Verdrehung an der Messstelle dividiert durch den Abstand zur Gabelanlagerung im Innenaufleger bestimmt.

$$GI_T = \frac{M_T}{\vartheta'} \quad (5)$$

Zu erkennen ist, dass die Torsionssteifigkeit der Versuchsträger bereits im Zustand I auf Werte zwischen 85-90% der Torsionssteifigkeit nach Elastizitätstheorie bedingt durch eine Mikrorissbildung reduziert wurde. Wie in Bild 8 zu erkennen erfolgt der Abfall der Torsionssteifigkeit im gerissenen Zustand II bei 40 bis 50% der Traglast zunächst aufgrund von Biegerissen. Durch fortschreitende Biege- und Torsionsrissentwicklung setzte sich der Abfall der Torsionssteifigkeit bis zu einem Lastniveau von etwa 60-80% der Traglast auf 20-40% des Ausgangswertes fort. Im Versagenszustand erreichte die Torsionssteifigkeit in Feld 1 nur noch 7-20% des linear-elastischen Wertes nach Zustand I bzw. fällt in Feld 2 auf null ab.

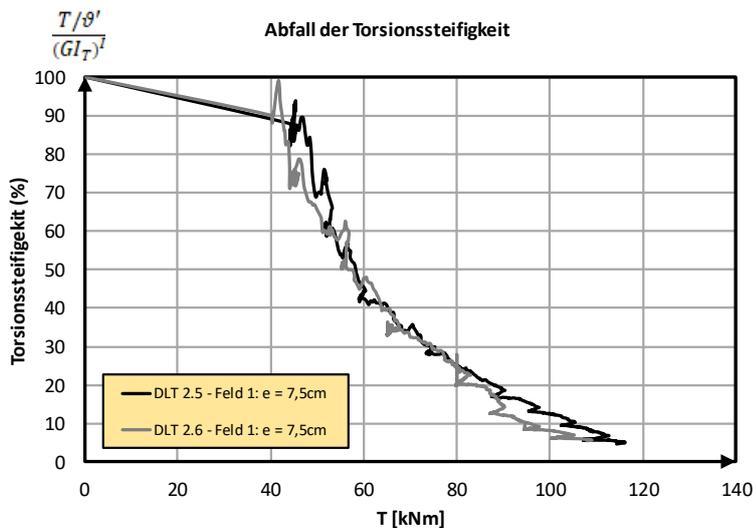


Bild 8: Entwicklung der effektiven Torsionssteifigkeit aus den Versuchen DLT 2.5 und DLT 2.6

5 Zusammenfassung

Es wurde ein Ansatz auf Grundlage eines mechanischen Modells für die Bestimmung der Torsionslängsbewehrung unter Anrechnung der Spannglieder bei beliebiger Lage im Querschnitt dargestellt, der anhand der Ergebnisse erster experimenteller Untersuchungen bestätigt werden konnte. Außerdem wurde gezeigt, dass die ermittelte Bügelbewehrung aus dem analytischen Druckbogenmodell oder dem Fachwerkmodell mit Betontraganteil, mit der vollen Torsionsbügelbewehrung nach EC2 überlagert werden muss [3]. Durch den beschriebenen, genaueren Bemessungsvorschlag, welcher bei überwiegender Biegung die Berücksichtigung der Interaktion von Biegung, Querkraft und Torsion erlaubt, ist es somit möglich, Tragreserven aus der Mitwirkung der Spannglieder zu aktivieren. Bei dieser Vorgehensweise wird für überwiegend biegebeanspruchte Bauteile der positive Effekt aus der Überdrückung der Torsionslängszugkräfte im Bereich der Biegedruckzone infolge Biegung, sowie der Tragwirkung der Spannglieder entsprechend ihrer Lage im Querschnitt bei der Bemessung berücksichtigt. Auf diese Weise kann die Längsbewehrung gegenüber einer Bemessung bei reiner Torsion deutlich reduziert werden.

Darüber hinaus wurde gezeigt, dass die Abminderung der Torsionssteifigkeit GI_T für die Nachweise im Grenzzustand der Tragfähigkeit auf 40% des linearelastischen Wertes nach Zustand I bei der Schnittgrößenermittlung im Zuge der Nachrechnung von Plattenbalkenbrücken berechtigt ist. Damit kann das Tragverhalten zutreffend und realitätsnah abgebildet werden.

Literatur

- [1] DIN EN 1991-1-1: EUROCODE 2: BEMESSUNG UND KONSTRUKTION VON STAHLBETON- UND SPANNBETON-TRAGWERKEN – TEIL 1-1: ALLGEMEINE BEMESSUNGSREGELN UND REGELN FÜR DEN HOCHBAU; DEUTSCHE FASSUNG, AUSGABE APRIL 2013.
- [2] NAUMANN, J.: Brücken und Schwerverkehr – Eine Bestandsaufnahme. *In: Bauingenieur* 85 (2010), Heft 1, S. 1-9.
- [3] RICHTLINIE ZUR NACHRECHNUNG VON STRAßENBRÜCKEN IM BESTAND (NACHRECHNUNGSRICHTLINIE). Bundesministerium für Verkehr, Bau und Stadtentwicklung, Berlin, 2011.
- [4] HAVERESCH, K.-H.: Erfahrungen bei Nachrechnung und Verstärkung von Brücken. *In: Beton- und Stahlbetonbau* 110 (2015), Heft 2, S. 96-112.
- [5] MARZAHN, G.; HEGGER, J.; MAURER, R.; ZILCH, K.; DUNKELBERG, D.; KOLODZIEJCZYK, A.; TEWORTE, F.: Die Nachrechnung von Betonbrücken – Fortschreibung der Nachrechnungsrichtlinie. *In: Beton-Kalender* (2015), S. 820-904.
- [6] HEGGER, J.; MAURER, R.; ZILCH, K.; HERBRAND, M.; KOLODZIEJCZYK, A.; DUNKELBERG, D.: Beurteilung der Querkrafttragfähigkeit des Längssystems von Spannbetonbrücken im Bestand. *In: Bauingenieur* 89 (2014), Heft 12, S. 500-510.
- [7] GLEICH, P.; KATTENSTEDT, S.; MAURER, R.: Erweitertes Druckbogenmodell für die Bestimmung der Querkrafttragfähigkeit von Stahl- und Spannbetonbalken. *In: Beton- und Stahlbetonbau* 111 (2016), Heft 5
- [8] HERBRAND, M.; KUERES, D.; CLASSEN, M. ET AL.: Einheitliches Querkraftmodell zur Bemessung von Stahl- und Spannbetonbrücken im Bestand. *In: Beton- und Stahlbetonbau* 111 (2016), Heft 2, S. 58-67.
- [9] HUBER, P.; KROMOSER, B.; HUBER, T. ET AL.: Berechnungsansatz zur Ermittlung der Schubtragfähigkeit bestehender Spannbetonbrückenträger mit geringem Querkraftbewehrungsgrad. *In: Bauingenieur* 91 (2016), Heft 6, S. 227-237.
- [10] KORDINA, K.; TEUTSCH, M.: Versuche an Spannbetonbalken unter kombinierter Beanspruchung aus Biegung, Querkraft und Torsion. Deutscher Ausschuss für Stahlbeton, Heft 334, Berlin, 1982.
- [11] DIN EN 1992-2: EUROCODE 2: BEMESSUNG UND KONSTRUKTION VON STAHLBETON- UND SPANNBETON-TRAGWERKEN – TEIL 2: BETONBRÜCKEN – BEMESSUNG UND KONSTRUKTIONSREGELN, DEUTSCHE FASSUNG, AUSGABE APRIL 2013.
- [12] HEGGER, J. ET AL.: BEURTEILUNG DER QUERKRAFT- UND TORSIONSTRAGFÄHIGKEIT VON BRÜCKEN IM BESTAND – ERWEITERTE BEMESSUNGSANSÄTZE. SCHLUSSBERICHT ZU BAST FE 15.0591/2012/FRB, 2018.
- [13] MAURER, R.; STAKALIES, E.: VERSUCHE UND BEMESSUNGSVORSCHLAG ZUR ANRECHENBARKEIT VON SPANNGLIEDERN AUF DIE TORSIONSLÄNGSBEWEHRUNG, IN: BAUINGENIEUR 95 (2020), HEFT 1.
- [14] GLEICH, P.: Das erweiterte Druckbogenmodell zur Beschreibung des Betontraganteils bei Querkraft. Dortmund, Technische Universität Dortmund, Dissertation, 2019.

Berücksichtigung veralteter Bügelformen beim Nachweis des Querkraft- und Torsionswiderstandes

Zusammenfassung

Aufgrund von gestiegenen Anforderungen an Bestandsbrücken zeigen sich bei der Nachrechnung von Spannbetonbrücken häufig ausgeprägte rechnerische Defizite bezüglich der Querkrafttragfähigkeit, obwohl in der Praxis oftmals keine entsprechenden Schadensbilder am Bauwerk erkennbar sind. Diese Diskrepanz ist aktuell Gegenstand mehrerer Forschungsvorhaben. In diesem Zusammenhang stellt sich auch die Frage nach dem Einfluss von aktuell nicht mehr zugelassenen Bügelformen, sowie generell von einem geringen Querkraftbewehrungsgehalt, auf die Querkrafttragfähigkeit von Spannbetonbrücken. Diesbezüglich wurden durch den Lehrstuhl für Massivbau der Technischen Universität München (TUM) umfangreiche experimentelle Untersuchungen an insgesamt 14 Spannbetonträgerschnitten mit einem innovativen Versuchskonzept unter Anwendung der Substrukturtechnik durchgeführt. Hierbei konnten wichtige neue Erkenntnisse zum Einfluss der Bügelform auf das Querkrafttragverhalten gewonnen werden. Auf Grundlage der experimentellen Untersuchungen wurden Vorschläge zur teilweisen Anrechnung dieser Bügelformen auf die Querkrafttragfähigkeit erarbeitet. Der Beitrag stellt die Ergebnisse der experimentellen Untersuchungen sowie ein Bemessungskonzept zur Anrechenbarkeit nicht normgemäßer Bügelformen auf die Querkrafttragfähigkeit dar.

1 Einleitung

Bei der Nachrechnung von Massivbrücken finden sich häufig Querkraftbewehrungsformen, die nach heutigen Vorschriften nicht mehr zulässig sind, da sie die Anforderungen an die derzeit geforderte konstruktive Durchbildung nicht erfüllen. Bisher dürfen solche Bügelformen bei der Nachrechnung auf Grundlage der Nachrechnungsrichtlinie [1], [2] rechnerisch nicht für den Nachweis der Querkrafttragfähigkeit in Ansatz gebracht werden. In der Baupraxis finden sich diverse Abweichungen. So wurden in der Vergangenheit häufig zweiteilige Bügel mit kurzen Übergreifungslängen der vertikalen Bügelschenkel (vgl. Bild 1 a)), oben offene Bügel mit geraden Stabenden oder Steckbügel, die nicht über die gesamte Steghöhe reichen (vgl. Bild 1 (b)), verwendet.

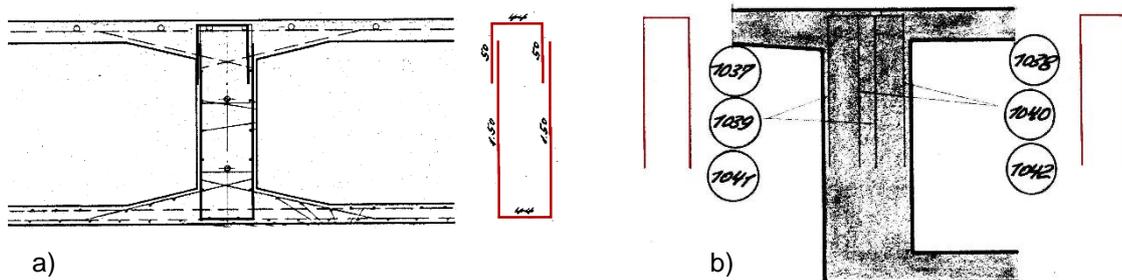


Bild 1: a) Zweiteilige Bügelbewehrung mit kurzer Übergreifungslänge der Bügelschenkel in einem Feldquerträger
b) einseitig offene Steckbügel mit geraden Stabenden, die nicht über die gesamte Querschnittshöhe reichen [3]

Zum Einfluss der genannten Bügelformen auf die Querkrafttragfähigkeit finden sich, wenngleich diese zur damaligen Zeit normativ zulässig waren, nur wenige Versuche zur Absicherung der Wirksamkeit für die Abtragung von Querkraften.

Vor diesem Hintergrund wurden am Lehrstuhl für Massivbau der Technischen Universität München im Rahmen eines großen Verbundforschungsvorhabens [4] (siehe hierzu auch [5], [6], [7]) umfangreiche experimentelle Untersuchungen zum Einfluss nicht mehr zugelassener Bügelformen auf die Querkrafttragfähigkeit durchgeführt. Um möglichst viele Versuche (für verschiedene Bügelformen) mit vergleichsweise geringem Aufwand durchführen zu können und um gleichzeitig die Beanspruchungsverhältnisse im Bereich

der Innenstütze von Spannbetonbrücken möglichst realitätsnah abbilden zu können, wurde hierbei ein neuartiges Versuchskonzept angewendet und es wurden lediglich Ausschnitte von Spannbetonträgern (sogenannte Substrukturen) geprüft (für nähere Informationen vgl. [4], [8], [9] und [10]). In dieser Weise wurden für die genannten Bügelformen (inkl. Referenzversuchen mit konventioneller und ohne Bügelbewehrung) insgesamt 14 Versuche durchgeführt.

Der vorliegende Beitrag stellt die experimentellen Untersuchungen vor, geht auszugsweise auf die Versuchsergebnisse ein und legt ein Bemessungskonzept zur Anrechenbarkeit nicht normgemäßer Bügelformen auf die Querkrafttragfähigkeit dar.

2 Experimentelle Untersuchungen

2.1 Allgemeines

Um die Beanspruchungsverhältnisse im Bereich der Innenstütze eines vorgespannten Durchlaufträgers zu simulieren, wurde der entsprechende Teilbereich aus dem Gesamtsystem herausgelöst betrachtet (vgl. Bild 2).

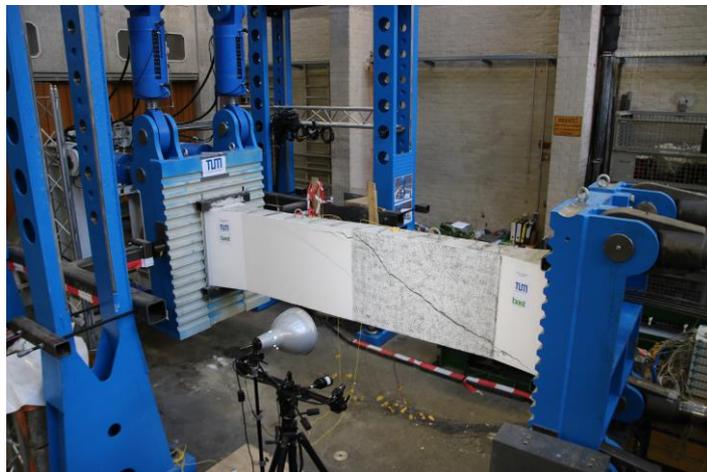


Bild 2: Betrachtetes Teilsystem im Bereich der Innenstütze eines Durchlaufträgers [3]

Es wurden zwei verschiedene Prüfkörpergeometrien, Rechteckquerschnitte und T-Querschnitte, untersucht und jeweils die Bügelform, der Querkraftbewehrungsgehalt sowie (für die T-Querschnitte) der Vorspanngrad als Parameter variiert. Insgesamt wurden elf Versuche mit Rechteckquerschnitt und drei Versuche mit Plattenbalkenquerschnitt durchgeführt.

2.2 Versuchstechnik

Die experimentellen Untersuchungen wurden in einem neuartigen Versuchstand am Lehrstuhl für Massivbau der TUM durchgeführt. Dabei ist es mittels der realisierten Echtzeitsteuerung von sechs Hydraulikzylindern (doppeltwirkend, max. Druckkraft je Zylinder 1.600 kN, max. Zugkraft je 1.100 kN) und massiven Stahl-Lasteinleitungsplatten möglich, vorgespannte Trägerschnitte mit Querschnittshöhen bis 1,8 m mit einer Querkraft von bis zu 3,2 MN und einem maximalen Moment von bis zu 3,2 MNm zu belasten. Somit lässt sich, wie es bei den hier vorgestellten Versuchen der Fall war, z. B. auch die Momenten-Querkraft Interaktion im Bereich der Innenstütze eines Durchlaufsystems mit feldweisen Einzellasten (vgl. Bild 2) simulieren, siehe hierzu auch [11]. Die so untersuchten Trägerelemente werden dann jeweils durch eine konstante Querkraft sowie ein linear veränderliches Biegemoment (mit Momentennullpunkt in Trägermitte) beansprucht. [9]

2.3 Versuchsträger und -programm

Die Versuchsträger mit Rechteckquerschnitt waren alle 3,5 m lang, 80 cm hoch und 25 cm breit. An den beiden Enden wurden diese jeweils auf eine Breite von 45 cm linear aufgeweitet. Die Prüflinge mit T-Querschnitt waren 1,10 m hoch, 1,05 m breit und besaßen eine Stegbreite von 40 cm. Für beide Versuchsreihen wurde ein geringer Querkraftbewehrungsgrad gewählt und die Bügelform variiert. Bei den Versuchen mit Plattenbalkenquerschnitt wurde ein glatter Betonstahl aus Baustahl S 275 verwendet. Für die Versuche mit Rechteckquerschnitt kam ein Betonstahl B500B zur Anwendung. Als Längsbewehrung wurden 6Ø25 (Rechteckquerschnitte) bzw. 10Ø25 (T-Querschnitte) gewählt. Die Trägerelemente wurden stirnseitig über Schubnocken an die Einleitungsplatten des Versuchstands angeschlossen. Bei den Versuchskörpern mit Rechteckquerschnitt wurden oben offene Bügel mit geraden Stabenden (vgl. Bild 3a), zweiteilige Bügel mit geraden Stabenden und geringer Übergreifungslänge (vgl. Bild 3b) sowie einseitig offene Steckbügel, die nicht über die gesamte Steghöhe reichen (vgl. Bild 3c), untersucht. Bis auf Referenzversuche ohne und mit erhöhter ($\text{Ø}10/25$, geschlossen) Querkraftbewehrung wurde die Bügelbewehrung für die Versuche mit Rechteckquerschnitt mit $\text{Ø}6/25$ gewählt. Für die T-Querschnitte wurden lediglich geschlossene und einseitig (im Gurt) offene Bügel mit geraden Stabenden aus glattem Betonstahl untersucht.

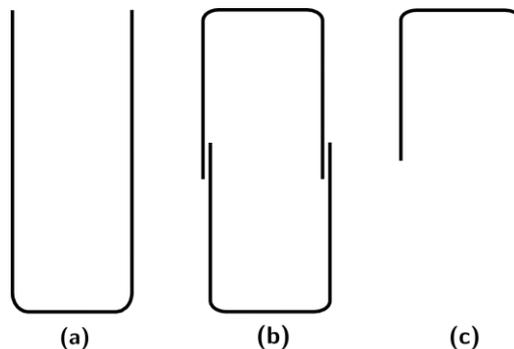


Bild 3: Untersuchte Bügelformen a) oben offene Bügel mit geraden Stabenden b) Zweiteilige Bügel mit geraden Stabenden und kurzer Übergreifungslänge c) einseitig offene Steckbügel, die nicht über die gesamte Querschnittshöhe reichen [3]

In den Versuchen kam eine sehr umfangreiche Messtechnik zum Einsatz. Zum einen wurde konventionelle Messtechnik wie Weg- und Neigungssensoren und bis zu 71 Dehnmessstreifen je Versuch auf der Bügel- und Längsbewehrung verwendet. Darüber hinaus wurde ein kamerabasiertes optisches Messsystem mit einer Messfeldbreite von ca. 90 cm eingesetzt, um das Riss- und Verformungsverhalten (sowie insbesondere die Risskinematik) zu erfassen. Zudem wurden auf der Bügelbewehrung faseroptische Sensoren angebracht, wodurch die Beanspruchungen in der Bewehrung nicht nur sehr lokal, sondern quasi-kontinuierlich entlang der Bügelchenkel gemessen werden konnten. Dadurch war eine detaillierte Erfassung des Trag- und Verankerungsverhaltens der unterschiedlichen Bügelformen möglich. [9]

Im Rahmen von Begleitversuchen wurde eine Würfeldruckfestigkeit zwischen 36,9 und 48,1 MPa ermittelt.

2.4 Versuchsergebnisse

Bei allen 14 Trägern trat ein Querkraftversagen auf. Die Bruchquerkräfte lagen dabei zwischen 596 und 1.455 kN bei einer Schubrissneigung zwischen 17 und 35°. Das Verhältnis der Bruchquerkräfte zur Bruchlast des Versuchsträgers ohne Querkraftbewehrung von 1,0 (Versuchsträger ohne Querkraftbewehrung) bis 1,53 (Versuchsträger mit geschlossenen Bügeln $\text{Ø}10/25$) für die Prüflinge mit Rechteckquerschnitt verdeutlicht den dominanten Betontraganteil der untersuchten Spannbetonträgerelemente.

Um den Einfluss der Bügelform auf die Querkrafttragfähigkeit zu bewerten, wurde der Traganteil der Querkraftbewehrung für die Versuche mit Rechteckquerschnitt aus der Differenz der gemittelten Bruchlasten des jeweiligen Versuchsträgers (mit entsprechender Bügelform) und dem Mittelwert der Bruchlasten aus den Versuchen ohne Querkraftbewehrung errechnet (vgl. Bild 4). Für diesen vereinfachten Vergleich wurde der geringe Einfluss abweichender Betondruckfestigkeiten der einzelnen Versuche nicht berücksichtigt. Hierbei sei ferner erwähnt, dass der Bügeltraganteil bei Ermittlung aus der Differenz der Bruchlasten mit und ohne Bügelbewehrung unterschätzt wird, da keine Rissreibungsanteile des unbewehrten Trägers berücksichtigt werden. Für die grundsätzliche Betrachtung des Einflusses unterschiedlicher Bügelformen ist dies jedoch vernachlässigbar.

Es zeigt sich, dass der Bügeltraganteil für zweiteilige Bügel mit reduzierten Übergreifungslängen im Vergleich zu konventionellen, geschlossenen Bügeln nur unerheblich geringer ausfällt. Dies ist vor allem darauf zurückzuführen, dass die Tragwirkung im Vergleich zu einem geschlossenen Bügel lediglich in den Bereichen reduziert ist, in denen die Übergreifung der beiden Bügelteile durch Schubrisse gekreuzt wird. Zudem zeigen die Dehnungsmessungen (vgl. Bild 5), dass trotz der geringen Übergreifungslänge selbst im Stoßbereich nahezu die volle Bügelkraft übertragen werden kann. Diese Erkenntnisse decken sich auch mit den Untersuchungen von [12]. [3]

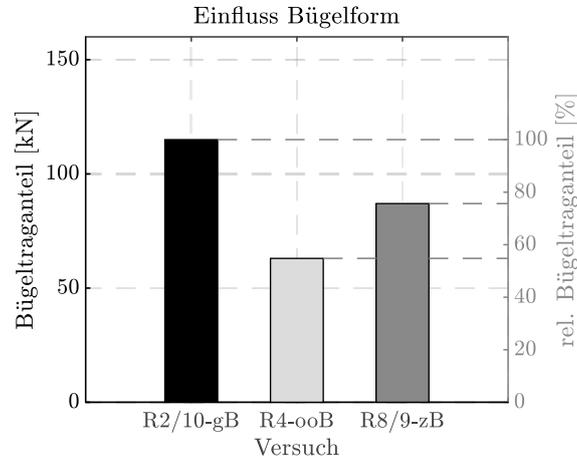


Bild 4: Einfluss der Bügelform auf den Traganteil der Querkraftbewehrung bei konstantem Querkraftbewehrungsgrad ρ_w [3]

Demgegenüber reduziert sich der Traganteil für oben offene Bügel mit geraden Stabenden deutlich. Dies ist darauf zurückzuführen, dass der kritische Schubrisse die Bügelschenkel zum Teil in Bereichen kreuzt, in denen sich die Bügelkraft durch die ungünstigere Verankerung (gerade Stabenden) nicht bis zur Streckgrenze aufbauen kann. Der Bügeltraganteil der oben offenen Bügel im Vergleich zu geschlossenen, konventionellen Bügeln reduziert sich daher abhängig von der Anzahl an Bügeln, die durch den kritischen Schubrisse im Bereich der Verankerungslänge der oben offenen Stabenden gekreuzt werden. [3]

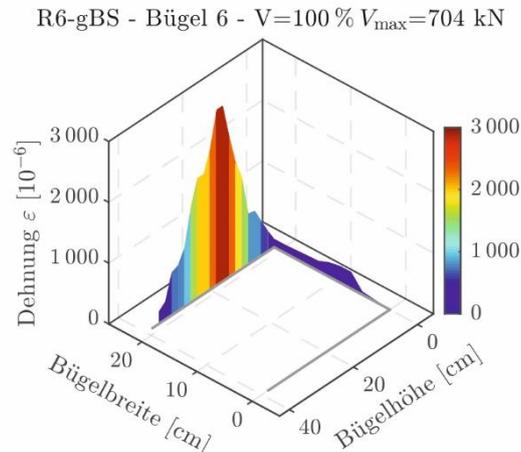


Bild 5: Beispielhafte Darstellung des Dehnungsverlaufs entlang eines unten offenen Steckers mit geraden Stabenden im Stützbe-
reich (Messung mit faseroptischer Sensorik, hier lediglich an einem Bügelschenkel) [3]

Für die Versuche an T-Querschnitten mit oben offener, glatter Bügelbewehrung lässt sich bei Vergleich der gemessenen Bruchquerkräfte hingegen auf keine Reduktion der Querkrafttragfähigkeit schließen. Selbiges wurde auch von [13] bei Versuchen an Spannbetonträgern mit I-Querschnitt und oben offener, gerippter Bügelbewehrung mit geraden Stabenden festgestellt. Der positive Einfluss der Gurte auf das Verankerungsverhalten der geraden Stabenden kann dabei insbesondere darauf zurückgeführt werden, dass der kritische (Biege-)Schubrisse für die untersuchten Querschnitte - bei Erreichen der maximalen Querkraft entlang der Kante zwischen Gurt und Steg verläuft und dieser sich somit nicht in den Flansch fortpflanzt. Es ist jedoch zu erwarten, dass dieses Tragverhalten lediglich bei voller Verankerung der geraden Stabenden im Gurt vorliegt und sich die Wirksamkeit der offenen Bügelbewehrung andernfalls (analog zu den Versuchen an Rechteckquerschnitten) entsprechend reduziert. Für die Träger mit einseitig offenen Steckbügeln (als Zulage im negativen Momentenbereich) verlagert sich das Versagen in den Feldbereich. Somit zeigt sich ein deutlicher Einfluss dieser Bügelform auf das Querkrafttragverhalten. Die zugehörigen Deh-

nungsmessungen machen generell deutlich, dass - analog zu den über die gesamte Bauteilhöhe reichenden offenen Bügeln - ein Fließen in den vertikalen Bügelschenkeln auftreten kann, falls der Bügel außerhalb der Verankerungslänge von einem Schubriss gekreuzt wird. [3]

Ergänzend zu den Bauteilversuchen wurden Ausziehversuche mit glattem Betonstahl durchgeführt, um die ansetzbaren Verbundspannungen für Glatstahl nach [2] und anderen Ansätzen zu verifizieren. Hierbei zeigte sich, dass die Verbundspannung von glattem Betonstahl sehr großen Schwankungen unterworfen ist, da diese insbesondere auf die Haftreibung beruht, die wiederum von der relativ stark schwankenden Rauigkeit des Stahls abhängt. Die Verbundspannung für Glatstahl sollte daher mit einem auf der sicheren Seite liegenden Ansatz bestimmt werden. Da Bügelbewehrung aus glattem Betonstahl in der Vergangenheit jedoch in der Regel immer mit Haken am Stabende (die wiederum als punktuelle Verankerung angesehen werden können) ausgeführt wurde, kann diese auch für den Fall, dass sie nicht geschlossen ist grundsätzlich bis zur Streckgrenze ausgenutzt werden. Es zeigt sich jedoch, dass für die Aktivierung einer solchen Querkraftbewehrung größere Schubrissöffnungen erforderlich sind.

3 Ingenieurmodelle und Anwendungsregeln zur vereinfachten Berücksichtigung nicht normgemäßer Bügelformen

Die nachfolgenden Ausführungen basieren zu großen Teilen auf [3], falls nicht anderweitig gekennzeichnet.

Die Erkenntnisse zu den Versuchen und die zur Wirksamkeit der Bügelbewehrung angestellten theoretischen Überlegungen wurden für die verschiedenen Bügelformen in einen vereinfachten Bemessungsansatz zur Bestimmung des Bügeltraganteils überführt. Der wesentliche Fokus des nachfolgend vorgestellten Ansatzes, der so auch Eingang in die BEM-ING [14] finden soll, lag auf einer einfachen baupraktischen Anwendbarkeit sowie Konformität zu DIN-Fachbericht-102 [15]. Grundsätzlich setzt der nachfolgend vorgestellte Ansatz auf die Überlegungen nach [15] auf und ermittelt den ansetzbaren Bügeltraganteil über die Fachwerkanalogie. Da auf die Berücksichtigung eines Traganteils infolge Rissreibung und Dübelwirkung der Querkraftbewehrung verzichtet wird, sind der Risswinkel und Neigungswinkel der Druckstreben jedoch identisch. Daher wird nachfolgend einheitlich nur der Begriff Risswinkel verwendet. Da die dem Ansatz zugrundeliegenden Versuche mit einem geringen Querkraftbewehrungsgrad (unterhalb der erforderlichen Mindestquerkraftbewehrung nach [15]) durchgeführt wurden, beschränken sich die Anwendungsregeln auf Querkraftbewehrungsgehalte von $\rho_{w,vorh} < 1,5 \cdot \rho_{w,min}$.

Die Bügelbewehrung wird erst durch eine Schrägrissbildung für die Abtragung von Querkraften aktiviert. Der Bügeltraganteil ergibt sich somit aus der Summe der durch einen Schubriss gekreuzten Bewehrungselemente. Der Risswinkel wird als diskreter Riss mit idealisierter Neigung β_r betrachtet, der sich analog zu [14], [16] und [17] nach Gleichung (1) bestimmen lässt:

$$\cot \beta_r = 1,2 + f_{ck} / (150 \cdot \rho_w \cdot f_{yk}) - 2,4 \cdot \sigma_{cp} / f_{ck} \leq 2,25 \quad (1).$$

mit:	β_r	Rissneigungswinkel
	f_{ck}	char. Wert der Betondruckfestigkeit
	ρ_{wvorh}	Querkraftbewehrungsgehalt
	$f_{yk \text{ char.}}$	Streckgrenze des Betonstahls
	σ_{cp}	char. Vorspannung im Schwerpunkt

Beim Vergleich mit den in den Versuchen bestimmten Schubrisswinkeln zeigt sich eine sehr gute Übereinstimmung für die Rechteckquerschnitte und eine etwas schlechtere (aber auf der sicheren Seite liegende) Übereinstimmung für die T-Querschnitte (vgl. Bild 6). Die schlechtere Übereinstimmung für die Plattenbalkenquerschnitte ist dabei darauf zurückzuführen, dass die Querschnittsform selbst einen Einfluss auf die Rissreibung besitzt und das Vorhandensein einer glatten Bügelbewehrung womöglich zu flacher geneigten Schubrissen führt.

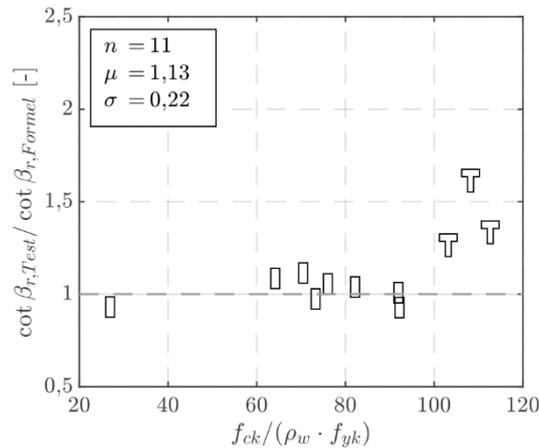


Bild 6: Vergleich der experimentell und nach Gleichung (1) ermittelten Kotangens der Schubbrisswinkel in Abhängigkeit der Beton- und Betonstahlkennwerte für Rechteck- und Plattenbalkenquerschnitte [3]

Aus den eigens durchgeführten Versuchen geht hervor, dass der kritische Schubriss die Bügelschenkel zum Teil in Bereichen kreuzt, in denen sich die Bügelkraft durch die teilweise unzureichende Verankerung bzw. unterschiedlichen Verbundbedingungen der nicht normenkonform ausgeführten Bügelbewehrung nicht bis zur Streckgrenze aufbauen kann. In den restlichen Bereichen kann hingegen die gleiche Querkraft wie bei konventionellen Bügeln abgetragen werden. Demnach kann der innere Hebelarm z zur Berechnung des Bügeltraganteils um das Maß der Verankerungs- bzw. Übergreifungslänge der Bügelschenkel reduziert werden, sodass sich aus den geometrischen Beziehungen ein reduzierter Bereich für die Anrechnung der Bügelbewehrung im jeweiligen Bemessungsschnitt ergibt.

Für oben offene Bügel mit geraden Stabenden, die über die gesamte Querschnittshöhe reichen, ist zu unterscheiden, ob die geraden Stabenden vollständig im Gurt verankert sind (die Verankerungslänge wird dann vollständig durch den Gurt eingeschlossen), ob diese lediglich teilweise im Gurt verankert sind (Verankerungslänge nur teilweise vom Gurt umfasst), oder aber vollständig außerhalb des Gurtes verankert werden.

Bei vollständiger Verankerung im Gurt (Einbindelänge der geraden Stabenden im Gurt größer als die erforderliche Verankerungslänge nach DIN-Fachbericht-102 [15]) darf die Querkraftbewehrung voll in Ansatz gebracht werden. Dies gilt auch für den Fall, dass ein entsprechender Gurt in der Zugzone liegt, da davon ausgegangen werden kann, dass sich der kritische Schubriss wenn dann erst im postkritischen Bereich bzw. infolge der resultierenden Versagenskinematik in den Gurt fortpflanzt. Dementsprechend zeigt sich weder bei den eigenen noch bei Versuchen aus der Literatur (vgl. [13]) eine merkliche Reduktion der Querkrafttragfähigkeit für diesen Fall. Der Bügeltraganteil berechnet sich folglich nach Gleichung (2):

$$V_{Rd,sy,ad} = a_{sw} \cdot z \cdot f_{ywd} \cdot \cot \beta_r \quad (2).$$

- mit:
- f_{ywd} Bemessungswert der Streckgrenze des Betonstahls
 - a_{sw} Querschnittsfläche der Querkraftbewehrung auf 1 m Länge bezogen
 - z Hebelarm der inneren Kräfte

Für den Fall, dass die Verankerung der geraden Stabenden jedoch nur teilweise im Gurt erfolgt (Einbindelänge der geraden Stabenden im Gurt geringer als die nach DIN-Fachbericht-102 [15] erforderliche Verankerungslänge), ist der Hebelarm der inneren Kräfte zu reduzieren, um den reduzierten Wirkungsbereich der Bügelbewehrung zu berücksichtigen (vgl. Bild 7 (c)).

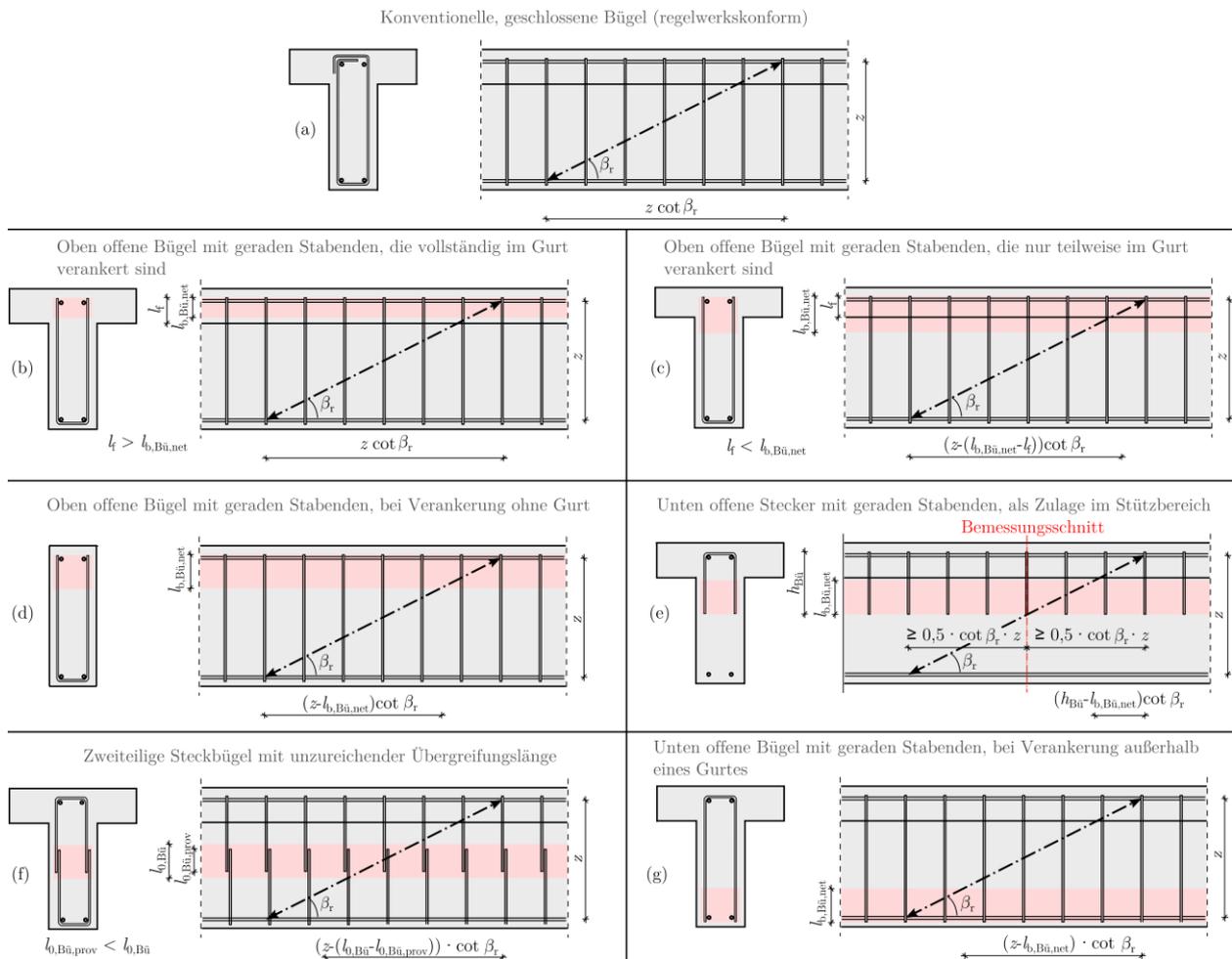


Bild 7: Ermittlung des Bügeltraganteils für unterschiedliche Bügelformen und Verankerungssituationen

Der innere Hebelarm z wird daher um die Differenz der erforderlichen Verankerungslänge und der Einbindetiefe im Gurt reduziert, so dass sich der Bügeltraganteil für diesen Fall wie folgt berechnet (Gl. (3)):

$$V_{Rd,sy,ad} = a_{sw} \cdot (z - (h_{b,Bü,net} - h)) \cdot f_{ywd} \cdot \cot \beta_r \quad (3).$$

mit: $h_{b,Bü,net}$ Verankerungslänge der geraden Stabenden des Bügels nach [15]
 h Einbindetiefe der geraden Stabenden im Gurt

Liegt eine Verankerung der geraden Stabenden der offenen Bügel außerhalb eines Gurtes vor, wie dies beispielsweise bei Querträgern ohne einen ausgeprägten Gurt, bei einer Verankerung im Steg oder allgemein bei Rechteckquerschnitten der Fall ist (vgl. Bild 7 (d) und (g)), so ist der Hebelarm der inneren Kräfte um die gesamte erforderliche Verankerungslänge der geraden Stabenden zu reduzieren. Dadurch wird geometrisch gesehen lediglich die Bügelbewehrung außerhalb des Bereichs der Verankerungslänge der geraden Stabenden (wirksamer Bereich) berücksichtigt.

In den Versuchen konnte für diesen Fall eine deutliche Reduktion der Querkrafttragfähigkeit im Vergleich zu Trägern mit konventioneller, geschlossener Bügelbewehrung festgestellt werden. Dies kann damit begründet werden, dass der kritische Schubriss die Bewehrungselemente vollständig im Bereich der Verankerungslänge kreuzt. Der Verankerungsbereich ist somit für die Anrechenbarkeit der Querkraftbewehrung auszuschließen. Demnach kann für die Berechnung des Bügeltraganteils in diesem Fall Gleichung (4) angewendet werden:

$$V_{Rd,sy,ad} = a_{sw} \cdot (z - h_{b,Bü,net}) \cdot f_{ywd} \cdot \cot \beta_r \quad (4).$$

Das gleiche Vorgehen kann auch für einseitig offene Steckbügel, die nicht über die gesamte Querschnittshöhe reichen, angewendet werden. Dabei ist dann in Gleichung (4) der Hebelarm der inneren Kräfte durch die Höhe der Steckbügel zu ersetzen ist. Da diese Bügelform häufig als Zulagebewehrung im Stützbereich von oben eingebracht wurde und somit in der Regel nur in einem beschränkten Bereich des Trägers vorzufinden ist, darf eine solche Bewehrung zudem nur dann in Ansatz gebracht werden, wenn sie mindestens um das Maß $e = 0,5 \cdot \cot \beta_r \cdot z$ über den im Nachweis betrachteten Bemessungsschnitt reicht.

Zweiteilige Bügel mit kurzer Übergreifungslänge dürfen analog zu einer geschlossenen Bügelbewehrung behandelt werden, wenn die vorhandene Übergreifung der geraden Stabenden größer oder mindestens gleich der (im Vergleich zu DIN-Fachbericht-102 [15] reduzierten) Länge $l_{0,Bü}$ nach Gleichung (5) ist.

$$l_{0,Bü} = 2/3 \cdot l_{b,rqd} \cdot \alpha_1 \quad (5)$$

mit: $l_{b,rqd}$ Grundmaß der Verankerungslänge des Betonstahls nach DIN Fachbericht 102 [15]
 α_1 Beiwert für die Übergreifungslänge nach Tabelle 5.5 in DIN Fachbericht 102 [15]
 II-5.2.4.1.3(2)*P. In der Regel ergeben sich für die Bügelbewehrung reduzierte Beiwerte α_1 unter Berücksichtigung der Stoßabstände

Für den Fall, dass die vorhandene Übergreifungslänge den reduzierten Wert $l_{0,Bü}$ nach Gleichung (5) dennoch unterschreitet (vgl. Bild 7 (f)), ist der effektive Bügeltraganteil wie folgt zu ermitteln (Gl. (6)):

$$V_{Rd,sy,ad} = a_{sw} \cdot (z - (l_{0,Bü} - l_{0,Bü,prov})) \cdot f_{ywd} \cdot \cot \beta_r \quad (6).$$

mit: $l_{0,Bü}$ erforderliche Übergreifungslänge der geraden Stabenden des Bügels nach [15]
 $l_{0,Bü,prov}$ vorhandene Übergreifungslänge der geraden Stabenden des Bügels

Bei einer kombinierten Beanspruchung aus Querkraft und Torsion ist ein abweichendes Vorgehen erforderlich, falls nicht normenkonform ausgeführte Bügelbewehrung als Torsionsbügelbewehrung angerechnet werden soll. So dürfen oben offene Bügel mit geraden Stabenden, die außerhalb des Gurtes verankert sind, und einseitig offene Steckbügel, die nicht über die gesamte Querschnittshöhe reichen, grundsätzlich nicht als Torsionsbügelbewehrung angerechnet werden. Dies ist darin begründet, dass für die genannten Bügelformen keine Ausbildung eines umlaufenden Torsionsschubflusses möglich ist.

Für oben offene Bügelbewehrung mit geraden Stabenden, die vollständig im Gurt verankert und durch eine Querbewehrung im Gurt geschlossen sind, ist hingegen die volle Anrechnung als Torsionsbügelbewehrung möglich, da sich durch den Flansch und die dortige zusätzliche horizontale Querbewehrung ein umlaufender Torsionsschubfluss einstellen kann.

Falls die Verankerung der geraden Stabenden jedoch nur teilweise im Gurt erfolgt (vgl. Bild 7 (c)), so ist der Bemessungswert $T_{Rd,sy}$ des aufnehmbaren Torsionsmomentes durch die Torsionsbügelbewehrung mit dem Faktor $k_{z,oB}$ nach Gleichung (7) abzumindern:

$$k_{z,oB} = 1 - \frac{l_{b,Bü,net} - l_f}{z} \quad (7)$$

mit: z Hebelarm der inneren Kräfte ($z \approx 0,9 \cdot d$)
 l_f Einbindetiefe der geraden Stabenden im Gurt
 $l_{b,Bü,net}$ Verankerungslänge der geraden Stabenden des Bügels nach DIN-Fachbericht 102 [15]

Zweiteilige Steckbügel mit geraden Stabenden und nach DIN Fachbericht 102 unzureichender Übergreifung der beiden Bügelteile dürfen voll als Torsionsbügelbewehrung angerechnet werden, sofern die vorhandene Übergreifungslänge $l_{0,Bü}$ der beiden Bügelschenkel größer oder gleich dem Grundmaß der Verankerungslänge nach Gleichung (5) ist. Falls $l_{0,Bü}$ die reduzierte erforderliche Übergreifungslänge nach Gleichung (5) dennoch unterschreitet, so ist der Bemessungswert $T_{Rd,sy}$ des aufnehmbaren Torsionsmomentes durch die Torsionsbügelbewehrung mit dem Faktor $k_{z,zB}$ nach Gleichung (8) abzumindern:

$$k_{z,zB} = 1 - \frac{l_{0,Bü} - l_{0,Bü,prov}}{z} \quad (8)$$

mit: z Hebelarm der inneren Kräfte ($z \approx 0,9 \cdot d$)

$l_{0,Bü}$ erforderliche Übergreifungslänge der geraden Stabenden des Bügels nach [15]

$l_{0,Bü,prov}$ vorhandene Übergreifungslänge der geraden Stabenden des Bügels

Die Abminderungsfaktoren nach den Gleichungen (7) und (8) sind dem Umstand geschuldet, dass die erforderliche Torsionsbügelbewehrung nicht in Abhängigkeit des inneren Hebelarms z berechnet wird. Für die genannten Bügelformen ist jedoch ein analoges Vorgehen wie für die Anrechnung als Querkraftbewehrung möglich, so dass die Faktoren eine Übertragung des Vorgehens gestatten.

Die aufgezeigten Regeln sind auch für eine Anwendung bei glattem Betonstahl zulässig. In der Regel finden sich in der Baupraxis jedoch keine geraden Stabenden aus Glattstahl. Die Stabenden wurden bei Vorhandensein von glattem Betonstahl fast ausnahmslos mit Haken am Stabende ausgeführt und bis zu einem Stabdurchmesser von 25 mm als punktuelle Verankerung betrachtet. Vor diesem Hintergrund kann die erforderliche Verankerungs- bzw. Übergreifungslänge mit einem reduzierten Hakenbeiwert von $\alpha_a = 0,5$ unter Ansatz einer mittleren Verbundspannung für Glattstahl (hier: gute Verbundbedingungen) nach Gleichung (9) berechnet werden:

$$f_{bd} = 0,36 \cdot \frac{\sqrt{f_{ck}}}{\gamma_c} \quad (9)$$

Aufgrund der großen Streuung der Verbundspannungen für glatte Bewehrung infolge einer schwankenden Oberflächenrauigkeit (vgl. hierzu auch die Ergebnisse von Ausziehversuchen mit glattem Betonstahl in [3]) ist die ansetzbare Verbundspannung beim Vorhandensein von geraden Stabenden ohne geometrische Umlenkstellen zusätzlich mit dem Faktor 0,5 zu reduzieren.

Für die Versuche mit Rechteckquerschnitt wurde ein Vergleich der Modellansätze mit den Ergebnissen der eigenen Versuche durchgeführt, indem der versuchstechnisch bestimmte Bügeltraganteil aus der Differenz der Bruchlasten mit und ohne Bügelbewehrung ermittelt wurde. Für die Versuche mit geringem Querkraftbewehrungsgehalt konnte im Versuch aus photogrammetrischen Messungen der Risskinematik kein Traganteil der Rissreibung verifiziert werden, wohingegen für die Referenzversuche ohne Bügelbewehrung ein geringer Rissreibungsanteil festgestellt werden konnte. Demnach wurde dieser für den Vergleich zwischen Versuch und Modell rechnerisch berücksichtigt. Mit dieser Vorgehensweise zeigt sich eine gute Übereinstimmung zwischen den Modell- und den Versuchslasten.

4 Zusammenfassung

Im vorliegenden Beitrag wurden ausgewählte Ergebnisse aus einem Programm mit 14 Versuchen an Spannbetonbalkenelementen vorgestellt. Die Versuche wurden mithilfe der Substrukturtechnik durchgeführt, die es ermöglicht, die Momenten-Querkraft-Interaktion im Bereich der Innenstütze eines Durchlaufträgers wirklichkeitsnah abzubilden. Zudem lassen sich die Versuche damit deutlich schneller durchführen, als die im Rahmen konventioneller Untersuchungen an vollständigen Durchlaufträgern möglich wäre. Der Schwerpunkt der experimentellen Untersuchungen lag dabei auf der Analyse der Wirksamkeit einer nicht normenkonform ausgeführten Bügelbewehrung auf die Querkrafttragfähigkeit.

Die Versuchsergebnisse zeigen, dass nicht normenkonform ausgeführte Bügelbewehrung den Querkraftwiderstand merklich erhöht, auch wenn die Mitwirkung dieser Bewehrungsformen im Vergleich zu geschlossenen Bügeln deutlich reduziert sein kann. Der Beitrag stellt einen vereinfachten Ansatz zur Anrechnung solcher Bügelformen dar und stützt sich auf den Ergebnissen der Versuche sowie auf theoretischen Überlegungen ab.

Danksagung

Der Bundesanstalt für Straßenwesen (BASt) wird für die Gewährung von Fördermitteln für das Verbundforschungsprojekt [4] zur Entwicklung erweiterter Bemessungsansätze für Querkraft und Torsion und die gute Zusammenarbeit gedankt.

Literatur

- [1] Bundesministerium für Verkehr, Bau und Stadtentwicklung (BMVBS): Richtlinie zur Nachrechnung von Straßenbrücken im Bestand (Nachrechnungsrichtlinie). Berlin, 05/2011
- [2] Bundesministerium für Verkehr und digitale Infrastruktur (BMVI): 1. Ergänzung zur Richtlinie zur Nachrechnung von Straßenbrücken im Bestand (Nachrechnungsrichtlinie). Berlin, 04/2015
- [3] SCHRAMM, N.: Zur Querkrafttragfähigkeit von Spannbetonbalkenelementen unter besonderer Berücksichtigung der Bügelform, Dissertation (in Begutachtung), Technische Universität München, 2021
- [4] HEGGER, J.; MAURER, R.; FISCHER, O.; ZILCH, K.; et al.: Beurteilung der Querkraft und der Torsionstragfähigkeit von Brücken im Bestand – erweiterte Bemessungsansätze; BASt Projekt FE 15.0591/2012/FRB, Schlussbericht, 2020
- [5] HEGGER, J. et al.: Erweiterte Nachweise zur Querkrafttragfähigkeit im Haupttragsystem. Beiträge zum 4. Brückenkolloquium – Fachtagung über Beurteilung, Planung, Bau, Instandhaltung und Betrieb von Brücken, 2020
- [6] HERBRAND, M.; HEGGER, J.: Querkrafttragfähigkeit von Spannbetondurchlaufträgern mit geringen Bügelbewehrungsgraden. Beiträge zum 4. Brückenkolloquium – Fachtagung über Beurteilung, Planung, Bau, Instandhaltung und Betrieb von Brücken, 2020
- [7] STAKALIES, E.; MAURER, R.: Zur Anrechenbarkeit von Spanngliedern auf die Torsionslängsbewehrung. Beiträge zum 4. Brückenkolloquium – Fachtagung über Beurteilung, Planung, Bau, Instandhaltung und Betrieb von Brücken, 2020
- [8] SCHRAMM, N.; FISCHER, O.: Spezielle Aspekte der Querkrafttragfähigkeit – Laborversuche an Teilsystemen. In: Beiträge zum 21. Münchener Massivbau Seminar, S. 43-52, 2017
- [9] SCHRAMM, N.; FISCHER, O.; SCHEUFLER, W.: Experimentelle Untersuchungen an vorgespannten Durchlaufträger-Teilsystemen zum Einfluss nicht mehr zugelassener Bügelformen auf die Querkrafttragfähigkeit. In: Bauingenieur, Band 94, 2019, S. 9-20
- [10] SCHRAMM, N.; GEHRLEIN, S.; FISCHER, O.: Querkrafttragverhalten von großformatigen Spannbetonbalkenelementen mit Plattenbalkenquerschnitt - Ergänzende Laborversuche zu den in-situ-Querkraftversuchen an der Saalebrücke Hammelburg. In: Beton- und Stahlbetonbau 115 (2020), H. 1, S. 2-12

- [11] FISCHER, O.; SCHRAMM, N.; GEHRLEIN, S.: Neue Erkenntnisse zum Querkrafttragverhalten bestehender Spannbetonbrücken aus aktuellen Labor- und Feldversuchen. In: Beiträge zum 4. Brückenkolloquium – Fachtagung über Beurteilung, Planung, Bau, Instandhaltung und Betrieb von Brücken, 2020
- [12] KUPFER, H.: Neue Untersuchungen an Übergreifungsstößen. In: Vorträge zum „Betontag 1975“, Wiesbaden: Deutscher Beton-Verein
- [13] RUPF, M.: Querkraftwiderstand von Stahlbeton- und Spannbetonträgern mittels Spannungsfeldern, Ecole Polytechnique federale de Lausanne, Diss., 2014
- [14] Nachrechnung von Straßenbrücken – Regelungen und Richtlinien für die Berechnung und Bemessung von Ingenieurbauten (BEM-ING) Teil 2. Bundesministerium für Verkehr und digitale Infrastruktur – Abteilung Straßenbau: Richtlinie zur Nachrechnung von Straßenbrücken im Bestand, 2021 (in Vorbereitung)
- [15] DIN Deutsches Institut für Normung e. V.: DIN-Fachbericht 102 Betonbrücken. Beuth Verlag GmbH, März 2009
- [16] GÖRTZ, S.: Zum Schubrissverhalten von Stahlbeton- und Spannbetonbalken aus Normal- und Hochleistungsbeton. Aachen, RWTH Aachen University, Diss., 2004
- [17] HERBRAND, M.: Shear strength models for reinforced and prestressed concrete members / Querkraftmodelle für Bauteile aus Stahl- und Spannbeton, RWTH Aachen University, Diss., 2017

Prof. Dr.-Ing. Reinhard Maurer
TU Dortmund, Lehrstuhl Betonbau

Querkrafttragfähigkeit von Fahrbahnplatten unter konzentrierten Einzellasten

Zusammenfassung

In der Regel wurden Fahrbahnplatten bestehender älterer Bestandsbrücken ohne Querkraftbewehrung ausgeführt. Daraus resultierende Schäden sind nach aktuellem Wissensstand nicht bekannt.

Auch heute wird bei Neubauten und Nachrechnungen angestrebt, die Fahrbahnplatte ohne Querkraftbewehrung auszuführen bzw. nachzuweisen. In der Praxis werden die Berechnungsverfahren dazu teilweise sehr uneinheitlich angewendet. So kann es dazu kommen, dass nach einem Nachweisverfahren eine Querkraftbewehrung erforderlich ist und in anderen Nachweisverfahren nicht, ohne dass immer eine eindeutige Aussage möglich ist, welches Berechnungsverfahren richtig oder falsch ist. Die Ursachen für diese Unterschiede der Berechnungsergebnisse liegen sowohl auf der Einwirkungs- als auch auf der Widerstandsseite.

Bei der Querkraftbemessung von Brückenfahrbahnplatten resultiert ein wesentlicher Anteil der Einwirkung aus den Radlasten. Diese wirken als konzentrierte Last auf die Stahlbetonfahrbahnplatte. Aufgrund des zweiachsialen Tragverhaltens werden im Bemessungsschnitt Bereiche für den Lastabtrag aktiviert, die über eine im Vergleich zur Radlast deutlich größere Plattenbreite reichen, die als mitwirkende Plattenbreite bezeichnet wird. Für deren Ermittlung gibt es bislang keine einheitlichen Regelungen. Die verschiedenen zur Verfügung stehenden Berechnungsmethoden liefern unterschiedliche Ergebnisse. Hinzukommen abweichende Regelungen hinsichtlich der maßgebenden Laststellung. Die bisherigen Erfahrungen zeigen, dass die Resultate der Berechnungen sowohl bei der Ermittlung der Beanspruchungen als auch bei der Interpretation der Bemessungsverfahren nach aktueller Normung in einer erheblichen Bandbreite voneinander abweichen können. Die Schnittgrößenermittlung und Bemessung entscheidet aber darüber, ob Querkraftbewehrung erforderlich ist oder nicht.

Daher wurde, basierend auf Forschungsarbeiten an der TU Hamburg, im Rahmen eines von der BAST beauftragten FE-Vorhabens in einem Konsortium der TU Dortmund, TU Hamburg, RWTH Aachen und Zilch + Müller Ingenieure ein Vorschlag für eine einheitliche Vorgehensweise für den Querkraftnachweis von Fahrbahnplatten ohne Querkraftbewehrung für Neubauten erarbeitet. Dieser Vorschlag wurde nachträglich für die Brückennachrechnung angepasst. Er führt auf deutlich höhere Querkrafttragfähigkeiten als der Nachweis nach DIN EN 1992-2.

1 Motivation

Problem: Die Querkraftbemessung von Fahrbahnplatten unter den Radlasten als konzentrierte Einzellasten erfolgt derzeit in der Bemessungspraxis sehr uneinheitlich. Die Folge ist, dass je nach Betrachtungsweise eine Querkraftbewehrung erforderlich ist oder nicht. Daher wurde im Rahmen eines FE-Auftrags der BAST (FE 15.0639/2017/FRB) mit einer Forschergruppe (Maurer, Hegger, Rombach, Zilch) eine Regelung zur einheitlichen Bemessung von Fahrbahnplatten ohne Querkraftbewehrung erarbeitet. Die Empfehlungen betreffen sowohl die Schnittgrößenermittlung auf der Beanspruchungsseite sowie einen angepassten Bemessungsvorschlag auf der Widerstandsseite, bei dem bisher ungenutzte Tragreserven aktiviert werden. Die Regelungen sollen zu gegebener Zeit vom BMVI verbindlich für die Anwendung eingeführt werden.

Im Rahmen mehrerer FE-Vorhaben mit theoretischen und experimentellen Untersuchungen konnte gezeigt werden, dass die Nachweisgleichung (6.2) in DIN EN 1992-2 für Fahrbahnplatten ohne Querkraftbewehrung unter Einzellasten sehr konservativ ist.

Im Rahmen eines FE-Auftrags der BAST [3] wurde eine Bauherrenregelung zur Bemessung von Fahrbahnplatten ohne Querkraftbewehrung erarbeitet, die aber derzeit noch nicht per ARS eingeführt wurde. Wie nachfolgend dargestellt, sieht diese eine deutliche Anhebung des empirisch angepassten Faktors $C_{Rd,c}^*$ auf Grundlage aktueller Querkraftversuche an Platten mit Einzellasten, z.B. [1], [2] vor.

Die Querkraftbeanspruchung $v_{Ed,FEM}$ in Fahrbahnplatten unter konzentrierten Einzellasten ist sinnvoll mit der Methode der finiten Elemente zu ermitteln. Auch hierzu enthält die künftige Bauherrenregelung entsprechende Vorgaben.

Die Bemessung von Fahrbahnplatten bzw. des Tragsystems in Querrichtung erfolgt üblicherweise für die Lastfälle

- Eigenlasten (G_{k1})
- Ausbaulasten (G_{k2})
- Quervorspannung (P_k)
- Verkehrslasten (Q_k)

Im Allgemeinen wird angestrebt, die Fahrbahnplatte ohne Querkraftbewehrung auszuführen. Je nach Berechnungsverfahren kann es derzeit dazu führen, dass die Fahrbahnplatte eine Querkraftbewehrung erfordert oder nicht. Aktuell gilt für die Bemessung DIN EN 1992-2 mit zugehörigem NA. Bauteile ohne rechnerisch erforderliche Querkraftbewehrung sind in Kapitel 6.2.2 geregelt. Für die Bemessung gelten die Gleichungen (6.2a) und (6.2b) sowie (6.3a DE) und (6.3b DE). Nach aktuellem Stand der Normung gilt auch das NCI zu 6.2.1 (3), wonach auch bei Bauteilen ohne Querkraftbewehrung die Traganteile $V_{ccd} + V_{td}$ zum Querkraftwiderstand addiert werden dürfen. Die Berücksichtigung dieser Traganteile führt in vielen Fällen dazu, dass im gevouteten Bereich keine Querkraftbewehrung erforderlich ist.

Vom wissenschaftlichen Standpunkt gesehen besteht Einigkeit, dass die Gl. (6.2) für die Bemessung von Platten bei Querkraft infolge konzentrierter Einzellasten konservativ ist. Dagegen gehen die Meinungen über den berechtigten Ansatz von $V_{ccd} + V_{td}$ nach wie vor auseinander.

Nachfolgend wird die Empfehlung für ein alternatives Bemessungskonzept gegenüber DIN EN 1992-2 als Bauherrenregelung vorgestellt, das den genannten Aspekten Rechnung trägt.

Das Konzept wird nachfolgend in kurzer Form dargestellt. Für weitere Details wird auf [3] verwiesen.

2 Einwirkungen, Strukturmodell, Beanspruchung v_{Ed}

(i) Einwirkungen

Der größte Anteil der Plattenschnittgrößen resultiert aus den Radlasten als konzentrierte Einzellasten. Die Verkehrslastmodelle wurden im Laufe der Zeit an den ständig zunehmenden Schwerverkehr angepasst, primär im Hinblick auf die Auswirkung im Haupttragsystem in Längstragrichtung. Die Lasten wurden dabei kontinuierlich erhöht.

Bei der Entwicklung der Radlasten verhält es sich dagegen etwas anders, wie aus der Tabelle 1 hervorgeht. So betragen die Radlasten für den SLW 60 nach DIN 1072 unter Berücksichtigung des Schwingbeiwerts φ ca. 135 bis 140 kN. In DIN-Fachbericht 101 wurden sie dann mit 120 kN festgelegt. Seit 2013 gilt DIN EN 1991-2. In dieser Norm wurden sehr hohe Radlasten festgelegt, die mit 150 kN deutliche Sicherheitsreserven enthalten.

Tabelle 1 Vergleich der Radlasten aus DIN 1072, DIN FB 101 und EC1-2

Stellung	Radlast [kN]				
	DIN 1072			DIN FB 101	EC1-2
	Spannweite [m]			Q_k	Q_k
	1,0	3,5	6,0		
Hauptspur bzw. Fahrstreifen 1	139	137	135	120	150
Nebenspur bzw. Fahrstreifen 2	50	50	50	80	100
Fahrstreifen 3	-	-	-	-	50

In der DIN 1072 aus dem Jahr 1985 wurden Straßenbrücken im Zuge von Fernstraßen (Autobahnen und Bundesstraßen) in die BK 60/30 sowie Landstraßen wie Gemeindestraßen in die BK 30/30 eingeteilt. Die Brückenfläche ist in eine Haupt- und eine Nebenspur von je 3 m Breite unterteilt. Für die Hauptspur ist zusätzlich ein Schwingbeiwert φ nach Gl. (1) anzusetzen. Dieser wirkte sich vor allem bei kleinen Spannweiten in Brückenquerrichtung beim Nachweis der Fahrbahnplatten aus.

$$\varphi = 1,4 - 0,008 \cdot l\varphi \geq 1,0 \quad (1)$$

Im üblichen Spannweitenbereich in Brückenquerrichtung von ca. 1,00 m bis 7,00 m ergaben sich damit Schwingbeiwerte von $\varphi = 1,39$ bis 1,34.

Neben den Radlasten (Tabelle 1) wurde auch die Radaufstandsfläche geändert. Die Radaufstandsfläche beträgt in DIN EN 1991-2 für das Tandem 40 x 40 (cm) gegenüber 20 x 60 (cm) für den SLW 60 der BK 60 in DIN 1072. Dementsprechend unterschiedlich wurden die Bestandsbauwerke bemessen.

Wie man sieht waren die Radlasten seinerzeit in DIN 1072 mit 135 bis 139 kN deutlich größer, nach DIN FB 101 mit 120 kN. Allerdings waren seinerzeit auch die Tragwiderstände v_{Rd} deutlich größer, als nach akutem Regelwerk (Bild 1).

Eine Abhängigkeit vom Bewehrungsgrad ρ wurde nicht berücksichtigt. Insgesamt ergaben sich daraus, insbesondere bei kleinen Bewehrungsgraden, deutlich größere Querkrafttragfähigkeiten für Platten ohne Querkraftbewehrung als nach aktuellen Regelwerken. Daher war der Querkraftnachweis für Fahrbahnplatten nach DIN 1045 i. Allg. unkritisch. Einen Vergleich auf dem Niveau charakteristischer Werte enthält (Bild 1).

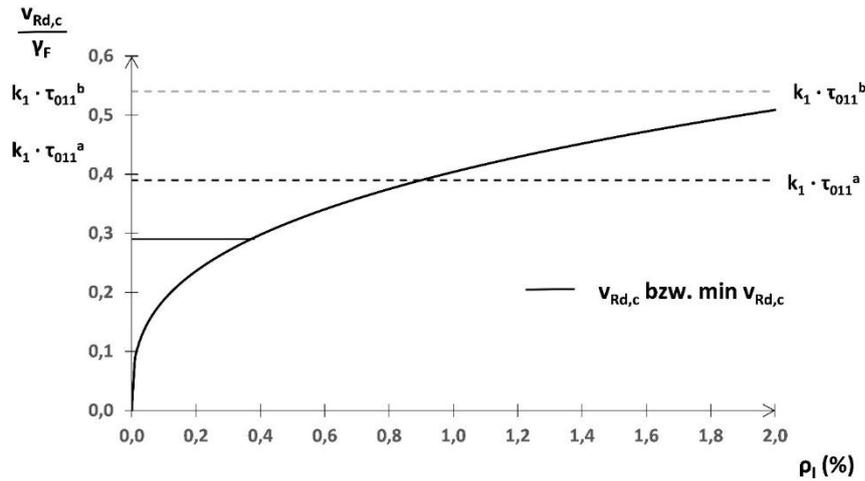


Bild 1: Bezogene Querkrafttragfähigkeit $v_{Rd,c}/\gamma_F$ in (MN/m²) nach Eurocode 2 in Abhängigkeit vom Längsbewehrungsgrad ρ_l im Vergleich zu DIN 1045 ($d=450$ mm, C35/45 \cong B45) (aus [5])

Da der nachfolgend vorgestellte neue Berechnungsansatz für die Querkraftbemessung von Fahrbahnplatten ursprünglich für Neubauten entwickelt [3] und nachträglich für die Nachrechnung der Bestandsbauwerke angepasst wurde, wurde bei den Untersuchungen zur Querkraftbeanspruchung und Querkrafttragfähigkeit (Versuchstraglasten) eine Radlast mit 40×40 (cm) Aufstandsfläche zugrunde gelegt.

(ii) Strukturmodell

Modellierung des Tragsystems als FE-Modell

- Die Querkraftbeanspruchung in Fahrbahnplatten wird mittels FEM auf Grundlage möglichst realitätsnaher Strukturmodellierungen ermittelt.
- Elementgröße ≤ 20 cm
- Modellierung der Fahrbahnplatte einer Plattenbalken- oder Hohlkastenbrücke mit Schalenelementen.
- Kopplung der Knoten am Anschnitt zum Steg als starre Rahmenecke.
- Bei Durchlaufträgern darf für das Längssystem ein repräsentativer Ersatzinfeldträger in Feldmitte betrachtet werden.
- Querdehnzahl des Betons: 0,2

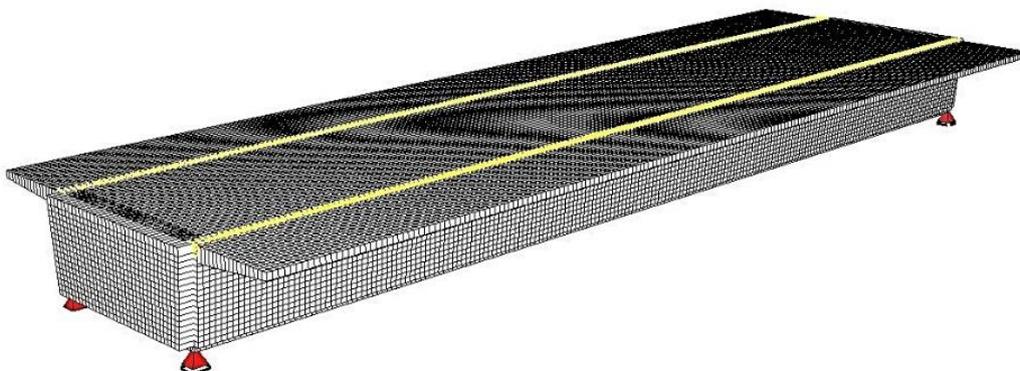


Bild 2: Gesamtsystem. Beispiel Hohlkastenbrücke

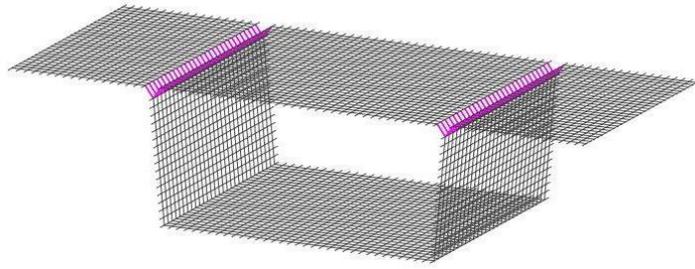


Bild 3: Systemausschnitt: Falwerk mit 20 cm Elementen



Bild 4: Kopplung zwischen Fahrbahnplatte und Steg im jeweiligen Anschnitt

(iii) Beanspruchung $v_{Ed,FEM}$:

- Berücksichtigung der Abminderung auflagnaher Einzellasten gemäß DIN EN 1992-2, der abzumindernde Bereich bis $2,0d$ vom Anschnitt wird auf $d_{Anschnitt}$ bezogen.
- Keine Lastausbreitung bis zur Plattenmitte, d.h. Belastungsfläche $40\text{ cm} \times 40\text{ cm}$.
- Bei üblichen Hohlkasten- und Plattenbalkenquerschnitten kann die maßgebende Laststellung für die Verkehrslasten vereinfachend im Abstand $2d_{Anschnitt}$ vom jeweiligen Anschnitt bzw. im Abstand $1,0d_{Knick}$ vom Knickpunkt am Ende der Voute angenommen werden.
- Die Nachweise werden im Abstand $1,0d_{Anschnitt}$ vom Steg geführt. Dadurch werden numerisch bedingte Singularitäten im Bereich der direkten Lasteinleitung weitgehend vermieden.
- Bei gevouteten Platten wird der Bereich der dünnen Platte zwischen den Vouten zusätzlich im Knickpunkt nachgewiesen. Dabei steht die Radlast im Abstand $1,0d_{Knick}$ vom Knickpunkt.
- Die Ermittlung der Schnittgröße $v_{Ed,FEM}$ erfolgt rechnergestützt mithilfe eines geeigneten FE-Programms mit dem Verkehrslastmodell gemäß DIN EN 1991-2 und den Teilsicherheitsbeiwerten in DIN EN 1990. Die Schnittgröße (Querkraft) ist im Bemessungsschnitt in einer Lastachse abzulesen.

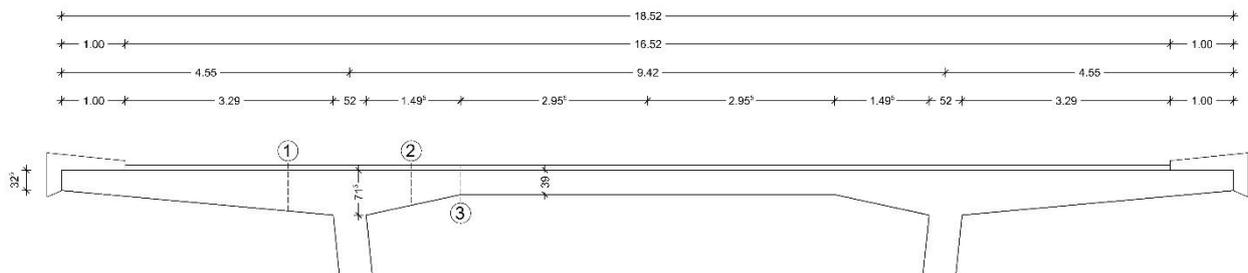


Bild 5: Darstellung der Nachweisschnitte 1 ($1d$ außen), 2 ($1d$ innen) und 3 (Knickpunkt)

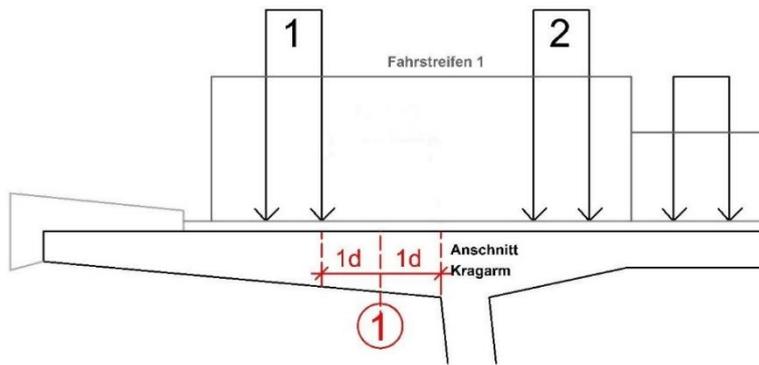


Bild 6: Maßgebende Laststellung im Schnitt 1 bei üblichen Kragarmen ($d \cong d_{\text{Anschnitt}}$)

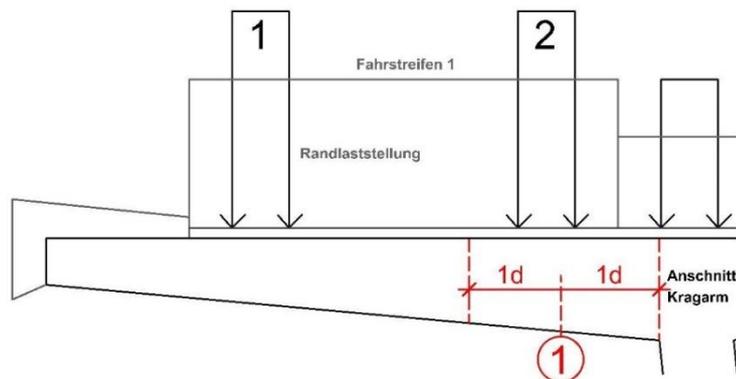


Bild 7: Maßgebende Laststellung im Schnitt 1 bei langen Kragarmen ($d \cong d_{\text{Anschnitt}}$). Der Fahrstreifen wird bis an den Schrammbord geschoben.

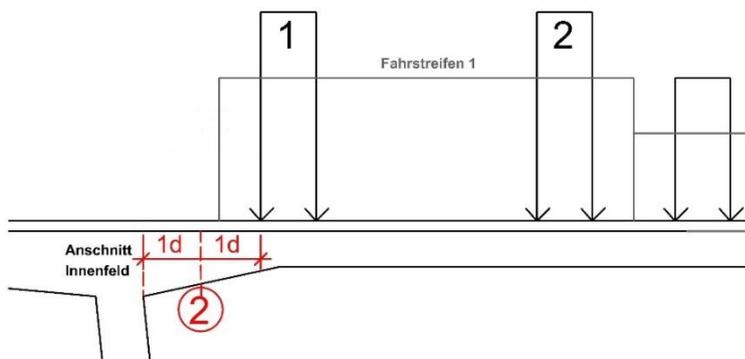


Bild 8: Maßgebende Laststellung im Schnitt 2 ($d \cong d_{\text{Anschnitt}}$)

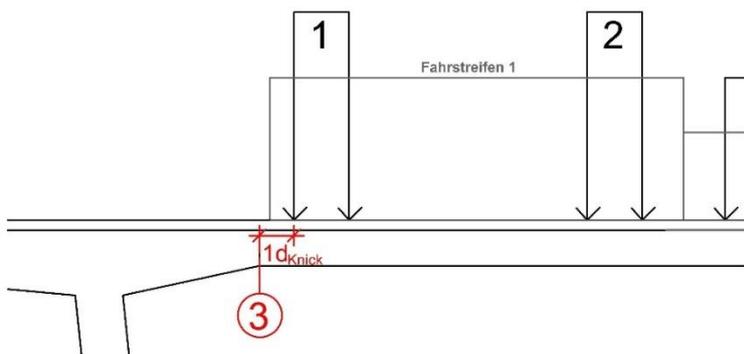


Bild 9: Maßgebende Laststellung im Schnitt 3 ($d \cong d_{\text{Knick}}$)

3 Tragwiderstand v_{Rd}

Nachweisformat:

Es ist sicherzustellen, dass die einwirkende Querkraft den Tragwiderstand $v_{Rd,c}$ nicht überschreitet:

$$v_{Ed,FEM} \leq v_{Rd,c}$$

Bemessungswert der Querkrafttragfähigkeit $v_{Rd,c}$:

Der Nachweis ist im Abstand d von den Rändern der Radlast (Blocklast) zu führen. Bei gevouteten Trägern ist dabei die statische Nutzhöhe d am Längsträgeranschnitt maßgebend.

Alternativ zu (Gleichung (6.2a) in DIN EN 1992-2 darf $v_{Rd,c}$ bei Anwendung des o.g. Vorgehens zur Ermittlung der Einwirkung $v_{Ed,FEM}$ wie folgt ermittelt werden.

$$v_{Rd,c} = \left[C_{Rd,c}^* \cdot k \cdot (100 \cdot \rho_1 \cdot f_{ck})^{1/3} + k_1 \cdot \sigma_{cp} \right] \cdot d \geq v_{Rd,c,min} = (v_{min} \cdot k_1 \cdot \sigma_{cp}) \cdot d$$

mit

$$C_{Rd,c}^* = (0,225/\gamma_c) = 0,15 \quad (\text{bei Neubauten})$$

$$= (0,195/\gamma_c) = 0,13 \quad (\text{bei älteren bestehenden Brücken})$$

$$f_{ck} = \text{charakt. Betonfestigkeit [N/mm}^2\text{]}$$

$$k = 1 + \sqrt{200/d} \leq 2,0 \text{ mit } d \text{ [mm]}$$

$$\rho_1 = A_{sl}/(b_w \cdot d) \leq 0,02$$

$$d = \text{statische Nutzhöhe}$$

$$A_{sl} = \text{die Fläche der anrechenbaren Zugbewehrung, die mindestens um das Maß } l_{bd} + d \text{ über den betrachteten Querschnitt hinausgeführt wird (s. Bild 6.3 in EC 2/NA(D))}$$

$$\sigma_{cp} = N_{Ed}/A_c < 0,2 \cdot f_{cd} \text{ [N/mm}^2\text{]}$$

$$N_{Ed} = \text{die Normalkraft im Querschnitt infolge Vorspannung } (N_{Ed} > 0 \text{ für Druck})$$

$$A_c = \text{die Betonquerschnittsfläche [mm}^2\text{]}$$

$$v_{min} = (0,0525 / \gamma_c) k^{3/2} \cdot f_{ck}^{1/2} \text{ für } d \leq 600 \text{ mm}$$

$$v_{Rd,c} \text{ in [kN/m]}$$

Mit dem Faktor $C_{Rd,c}^*$ darf nur der Querkraftwiderstand für vorwiegend durch konzentrierte Einzellasten (LM1) beanspruchte Fahrbahnplatten ermittelt werden (nicht z.B. bei Wildbrücken).

Bei Brückennachrechnungen ist $C_{Rd,c}^*$ mit 0,13 etwas kleiner anzusetzen als bei Neubauten mit 0,15, da bei der Nachrechnung das Verkehrslastmodell nach DIN FB 101 angewendet wird mit Radlasten 120 kN. Letztere enthalten gegenüber den derzeitigen Radlasten nach DIN EN 1991-2 mit 150 kN geringere Sicherheitsreserven.

Was den Ansatz von V_{ccd} bei gevouteten Platten betrifft, so gehen die Meinungen noch weit auseinander. Daher besteht hier weiter dringender Forschungsbedarf. Vorerst gilt:

NCI zu 6.2.1(3) nach DIN EN 1992-2 entfällt bei Anwendung von $C_{Rd,c}^* = 0,15$ bzw. 0,13.

Es sei darauf hingewiesen, dass der erhöhte Vorfaktor $C_{Rd,c}^*$ nur für den Querkraftnachweis in der Platte im Abstand $1,0d$ vom Rand der Lastaufstandsfläche gilt, da er entsprechend kalibriert wurde.

Das beschriebene neue Nachweisformat für die Querkraftbemessung von Fahrbahnplatten (Ansatz von $C_{Rd,c}^* = 0,15$ bzw. 0,13 und ohne Berücksichtigung von V_{ccd}) darf alternativ zu den bisherigen Regeln des DIN-Handbuchs Betonbrücken angewendet werden. Die Vorteile der Anwendung (einheitlichere Ergebnisse, optimierte Anwendbarkeit für EDV, Nutzung von Tragreserven) wurden oben beschrieben.

Literatur

- [1] ROMBACH, G.; LATTE, S.; STEFFENS, R.: Querkrafttragfähigkeit von Fahrbahnplatten ohne Querkraftbewehrung, (Forschung Straßenbau und Straßenverkehrstechnik, Heft 1011, 2009)
- [2] HEGGER, J.; REISSEN, K.: Querkrafttragfähigkeit von einachsig gespannten Stahlbetonplatten unter Einzellasten, (Versuchsdokumentation zum Forschungsvorhaben der Deutschen Forschungsgemeinschaft (DFG) mit DFG-GZ: HE 2637/22-1, Institutsbericht Nr. 380/2016, Aachen, 2016)
- [3] MAURER, R.; HEGGER, J.; ROMBACH, G.; ZILCH, K.: Querkraftbemessung von Brückenfahrbahnplatten – Erarbeitung einer einheitlichen Vorgehensweise zur Ermittlung der erforderlichen Querschnittsabmessungen von Fahrbahnplatten ohne Querkraftbewehrung, (Schlussbericht zum Forschungsvorhaben FE 15.0639/2017/FRB, BASt, 2019)
- [4] MAURER, R.; HAVERESCH, K.-H.; STAKALIES, E.: Brückenbau nach Eurocode 2 (Stahlbetonbau-Fokus: Brückenbau, Herausgeber: Hegger, Mark, Beuth Verlag, 2021)
- [5] HEGGER, J., et al.: Nachrechnung von Brücken (Stahlbetonbau Fokus: Brückenbau, Herausgeber: Hegger, Mark, Beuth Verlag, 2021)

Dr.-Ing. Matthias Müller
Bundesanstalt für Straßenwesen

Nachweis des schubfesten Anschlusses von Druckgurten in Hohlkastenbrücken

Zusammenfassung

Die Anwendung des für Stegquerschnitte entwickelten Fachwerkmodells mit Rissreibung auf den schubfesten Anschluss von Gurten gegliederter Querschnitte führt insbesondere für die unter hohen Längsdruckspannungen stehenden Bodenplatten in Spannbetonhohlkastenbrücken zu zum Teil sehr hohen rechnerischen Defiziten. Dies kann unter anderem darauf zurückgeführt werden, dass bei der Ermittlung des Schubbrisswinkels die Schubbeanspruchung τ_{xy} im Gurtanschnitt und die Längsbeanspruchung σ_x der Gurt-scheibe nicht als korrespondierende Größen berücksichtigt werden. Für Stegquerschnitte stellt dies in der Regel eine gerechtfertigte Annahme dar, welche die Beanspruchungsverhältnisse in Gurtscheiben jedoch nichtzutreffend abbildet.

Mit der 2. Auflage der Nachrechnungsrichtlinie werden Nachweisformate für den Druckgurtanschluss von Bodenplatten in Hohlkastenbrücken vorgestellt, die die vorhandene Beanspruchungsinteraktion im Gurtanschnitt hinsichtlich der wahrscheinlichen Rissrichtung sowie der zur Rissbildung führenden Beanspruchung berücksichtigen. Die exemplarische Anwendung und der Vergleich mit den Ergebnissen der Nachrechnungsstufe 1 zeigen zum einen das Potenzial der neuen Nachweisformate und sind zum anderen ein deutlicher Hinweis darauf, dass die aktuellen Nachweisformate das Tragverhalten unzureichend und für die Nachrechnung bestehender Bauwerke zu konservativ erfassen.

1 Grundlagen

Der schubfeste Anschluss unter Längsdruckspannungen stehender Bodenplatten von Hohlkastenbrücken wird nach aktuell für den Neubau von Betonbrücken gültigen Regelwerken mit denselben Bemessungsgleichungen nachgewiesen, die auch für die Querkraftbemessung der Stege herangezogen werden. Nachfolgend werden die wesentlichen Unterschiede im Tragverhalten zwischen Gurt- und Stegquerschnitt beschrieben. Die für das Tragverhalten der Druckgurte abgeleiteten alternativen Nachrechnungsansätze werden vorgestellt und die Einschränkung des Anwendungsbereichs auf unter Längsdruckspannungen stehende Bodenplatten von Kastenquerschnitten wird begründet.

1.1 Optimierungspotenzial des Nachweisformats der Stufe 1

Mit dem in Deutschland normativ geregelten und für die Querkraftbemessung von Stegquerschnitten entwickelten Fachwerkmodell mit Rissreibung erfolgt die Ermittlung der rechnerischen Schubbrissneigung $\cot \beta$ unter der Annahme einer im Querschnitt konstanten Längsspannung σ_x . Gleichzeitig wird eine fiktive Schubbeanspruchung τ_{xy} so lange gesteigert, bis die Hauptzugspannung in Höhe des Schwerpunkts des Querschnitts die Betonzugfestigkeit rechnerisch erreicht. Der rechnerisch auf diese Weise ermittelte Schubbrisswinkel $\cot \beta$ ist somit entkoppelt von der tatsächlich im Querschnitt vorhandenen Schubbeanspruchung unter Bemessungsschnittgrößen. Es handelt sich folglich um den rechnerischen Risswinkel unter der zur Schubbrissbildung führenden anwachsenden Schubspannung bei konstanter Längsspannung. In [1] wird dieser Zusammenhang ausführlich beschrieben. Für die Stege konventionell gelagerter Brückenbauwerke ist diese Vereinfachung im Nachweisformat zielführend, da die mittleren Längsspannungen über die Bauwerkslänge im Wesentlichen mit der Höhe einer etwaigen Vorspannung korrespondieren und unabhängig von den vorhandenen Schubspannung infolge Querkraft und Torsion sind.

Bei den Gurtplatten gegliederter Querschnitte handelt es sich für den Fall von Biege- und Längsbeanspruchungen im Querschnitt jedoch um eine Verbreiterung der jeweiligen Biegezug- bzw. Biegedruckzone des Gesamtquerschnitts. Dabei muss der zur Sicherstellung des Gleichgewichts erforderliche Anteil der Biegezug- oder Biegedruckkomponente schubfest an den Stegquerschnitt angeschlossen werden. Die Längsbeanspruchung in den Gurten korrespondiert folglich mit der vorhandenen Schubbeanspruchung über die Anschlusslänge.

1.2 Nachweisformate für die Nachrechnung

Für die Nachweisführung im Rahmen der Nachrechnung werden zwei unterschiedliche Verfahren mit der 2. Auflage der Nachrechnungsrichtlinie [2] verfügbar gemacht. Beide Verfahren berücksichtigen die rechnerischen Längs- und Schubspannungen im Gurtanschluss als korrespondierende Größen. Querschnitte, die keine Rissbildung in den Druckgurtanschnitten aufweisen, können unter Einhaltung vorgegebener Randbedingungen ohne rechnerische Berücksichtigung der vorhandenen Gurtanschlussbewehrung mit einem Hauptzugspannungskriterium nachgewiesen werden. Ein Fachwerkmodell mit modifizierter Ermittlung der Druckstrebenwinkel über die Gurtanschlusslänge und unter Berücksichtigung der vorhandenen Gurtanschlussbewehrung ist dagegen allgemein für die Nachrechnung anwendbar. Die Anwendungsvoraussetzungen und Hintergründe zu den beiden Nachweiskonzepten werden nachfolgend beschrieben.

1.2.1 Voraussetzungen und Hintergründe zum Nachweis ohne rechnerische Berücksichtigung der vorhandenen Gurtanschlussbewehrung

Bodenplatten von Brücken mit Kastenquerschnitt stehen im Bereich von Zwischenstützungen in der Regel unter hohen Längsdruckspannungen. Diese wirken sich günstig auf die Höhe der resultierenden Hauptzugspannungen im Gurtanschnitt aus, die trotz der vorhandenen Schubbeanspruchungen infolge Querkraft und Torsion die Betonzugfestigkeit in vielen Fällen nicht erreichen. Um diesem Umstand Rechnung zu tragen, darf in ungerissenen Bereichen der Bodenplatten von Hohlkastenbrücken die Nachweisführung auf der Grundlage des Hauptzugspannungskriteriums mit den Spannungen $\sigma_{cx,Ed}$ und τ_{Ed} erfolgen. Die Anwendung ist an folgende Voraussetzungen geknüpft:

- die Gurte sind ungerissen (auch keine verpressten Risse)
- die Gurte müssen infolge Biegung mit Längskraft unter Längsdruckspannungen stehen
- die Gurte befinden sich nicht im unmittelbaren Wirkungsbereich von Spanngliedverankerungen, da durch die Einleitung der hohen konzentrierten Vorspannkkräfte eine örtliche Rissbildung nicht ausgeschlossen werden kann.
- Die Biegezugspannungen im Gurtanschnitt dürfen infolge Querbiegung aus dem Eigengewicht der Bodenplatte am Querschnittsrand den Wert f_{ctd} nicht überschreiten. Hierdurch wird die Anwendung auf Bodenplatten mit großen Spannweiten in Querrichtung ausgeschlossen und der Querbiegeeinfluss begrenzt.

Die Nachweisführung darf unter Einhaltung der genannten Voraussetzungen in der Mittelfläche des Gurtquerschnitts im Anschnitt zum Steg erfolgen. Aufgrund der über die Länge der Gurtanschlussfuge veränderlichen Hauptspannungen sind die Bemessungswerte der Hauptzugspannungen über die volle Gurtanschlusslänge in verschiedenen Schnitten „i“ zu ermitteln. Der Abstand der Nachweisschnitte „i“ darf $h/2$ in Bauwerkslängsrichtung nicht überschreiten. Durch den geringen Abstand werden die Ungenauigkeiten der Annahme eines konstanten Schubflusses zwischen zwei Nachweisschnitten im Modell begrenzt. Darüber hinaus sind Querschnittsänderungen und Spanngliedverankerungen, die sich im Querschnitt außerhalb des Gurts befinden, bei der Wahl der Nachweisschnitte und der Ermittlung der Beanspruchungen zu berücksichtigen. Eine etwaige Biegerissbildung im Gesamtquerschnitt ist bei der Ermittlung der Beanspruchungen der ungerissenen Bodenplatte zu berücksichtigen.

Zur Ermittlung der Längsbeanspruchungen in der Bodenplatte eignet sich die Auswertung der Dehnungsebenen mit den Bemessungsarbeitslinien im GZT in den verschiedenen Nachweisschnitten in Längsrichtung, wie es ohnehin für die Ermittlung der Biegetragfähigkeit des Querschnitts erforderlich ist. Der Ansatz einer verminderten rechnerisch mitwirkenden Gurtbreite ist bei dieser Nachweisführung nicht zulässig, da die hierbei unterstellte Beanspruchungsumlagerung eine Rissbildung erforderlich macht.

Die in der 2. Auflage der Nachrechnungsrichtlinie angegebenen Formeln zur Ermittlung der Beanspruchungen in der Gurtanschlussfuge gelten für o.g. Randbedingungen und sind für eine linear-elastische Schnittgrößenermittlung am Balkenquerschnitt aufgestellt.

1.2.2 Hintergründe zum Nachweis mit rechnerischer Berücksichtigung der vorhandenen Gurtanschlussbewehrung

Das Nachweisformat der 2. Auflage der Nachrechnungsrichtlinie [2] zur Ermittlung der Tragfähigkeit des schubfesten Gurtanschlusses unter Längsdruckspannungen stehender Bodenplatten von Kastenquerschnitten berücksichtigt das Zusammenwirken von Längs- und Schubspannungen über die Gurtanschlusslänge. Ein rechnerischer Traganteil infolge Rissreibung wird nicht angesetzt. Schubrisse setzen in diesen

Bereichen nicht den Verlauf zuvor entstandener Biegerisse als geneigte Risse fort. Vielmehr handelt es sich um Schubzugrisse, die in ihrer Ausdehnung innerhalb der Bodenplatte begrenzt bleiben. Anfang und Ende der Risse liegen innerhalb der Bodenplatte, was die Möglichkeit einer gegenseitigen Rissuferver-schiebung, die die Voraussetzung für die Aktivierung von Rissverzahnungskräften darstellt, einschränkt (siehe Bild 1).

Die Druckstrebenneigung über die Gurtanschlusslänge darf im Modell als linearer veränderlicher Verlauf zwischen zwei rechnerischen Stützstellen angenommen werden. Diese vereinfachende Annahme kann mit den Beanspruchungsverhältnissen von Bodenplatten in den Stützbereichen von Kastenquerschnitten er-klärt werden. Unabhängig von der Art der Lastaufbringung (Gleichlast oder Einzellasten), wird der Verlauf der Längsdruckspannungen in der Gurtplatten immer durch ein Polynom höheren Grades beschrieben als der Verlauf der Schubbeanspruchungen im Gurtanschnitt. Dies hat eine mit zunehmender Nähe zum Zwi-schenaufleger flacher werdende Neigung der Hauptdruckspannungsrichtung zur Folge (siehe Bild 1).

Die rechnerischen Stützstellen zur Ermittlung des Verlaufs der Druckstrebenneigung sind im Biegemomen-tennulldurchgang sowie im Abstand h von der Zwischenstützung zu berechnen. Der Biegemomentennulldurchgang stellt hinsichtlich der Spannungsverhältnisse einen Sonderfall dar. Während in den unter hohen Längsdruckspannungen stehenden Gurtbereichen die Längsspannungen mit den Schubspannungen korrespondieren (siehe Bild 1) und eine Steigerung der Längsspannungen in der Gurtplatte nur durch eine Steigerung der Schubspannungen im Anschnitt möglich ist, gehen variierende Schubspannungen im Be-reich des Momentennulldurchgangs lediglich mit einer Änderung des Längskraftzuwachses im betrachteten Gurtabschnitt einher. Die absolute Längskraft im Momentennulldurchgang entspricht jedoch bei konventi-onell gelagerten Brücken immer genau dem Normalkraftanteil aus Vorspannung.

Der rechnerische Druckstrebenwinkel entspricht daher im Momentennulldurchgang dem Winkel des bishe-rigen Formats in Stufe 1 (DIN-Fachbericht 102) ohne Berücksichtigung eines rechnerischen Traganteils infolge Rissreibung und kann nach Gleichung (1) ermittelt werden. Der Winkel im Abstand h vom Zwischen-aufleger entspricht der Hauptdruckspannungsrichtung in Gurtplattenmitte (Gleichung (2)). Durch die Fest-legung der zweiten Stützstelle im Abstand h vom Zwischenaufleger wird berücksichtigt, dass in Abhängi-keit von der gewählten Modellierung die direkte Lasteinleitung aus den Stegen in die Auflager zu einer rechnerischen Entlastung der Anschlussfuge führt. Hierdurch soll eine auf der sicheren Seite liegende Er-mittlung der Druckstrebenneigung unabhängig von der gewählten Modellierung sichergestellt werden.

$$\cot \theta_f = \cot \beta = 1,2 - 1,4 \cdot \frac{\sigma_{cx,Ed}}{f_{cd}} \geq 1,4 \quad (1)$$

$$1,4 \leq \cot \theta_f = \frac{\left| \frac{\sigma_{cx,Ed}}{2} - \sqrt{\left(\frac{\sigma_{cx,Ed}}{2}\right)^2 + \tau_{Ed,T+V}^2} \right|}{\tau_{Ed,T+V}} \leq 3,7 \quad (2)$$

Dabei sind

$\sigma_{cx,Ed}$ mittlere Längsspannung in Gurtmitte

$\tau_{Ed,V} = \frac{\Delta F_d}{h_f a_v}$ Schubspannung aus der Längskraftdifferenz im Gurt infolge Biegung mit Längskraft. Für die Ermittlung der Schubspannung $\tau_{Ed,V}$ darf die Längskraftdifferenz ΔF_d in über die Länge $a_v \leq h$ konstant angenommen werden

$\tau_{Ed,T} = \frac{T_{Ed}}{W_T}$ Schubspannung infolge Torsion (mit $W_T = 2 \cdot A_k / h_f$)

Daraus resultiert die max. Schubspannung zu

$$\tau_{Ed,T+V} = \tau_{Ed,T} + \tau_{Ed,V}$$

1.3 Anwendungsbereich

Die Anwendung ist auf Druckgurtanschlüsse von Bodenplatten in Hohlkastenbrücken beschränkt. Aufgrund der früheren Bemessung dieser Querschnittsbereiche in der „Schubzone a“ nach DIN 4227, treten hier bezogen auf den Gurtanschluss in der Regel auch die größten rechnerischen Defizite bei der Nachrech-nung auf.

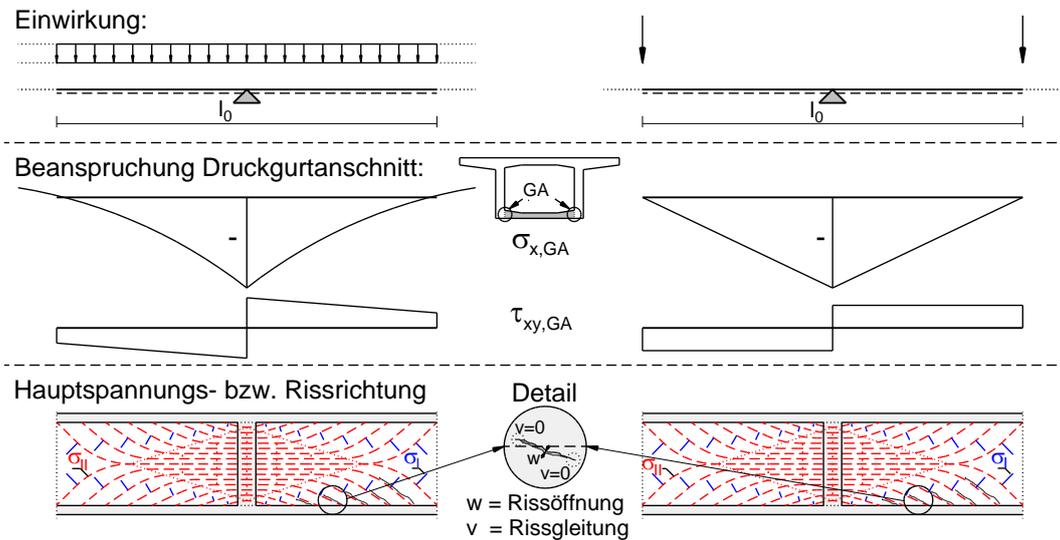


Bild 1: Idealisierte Spannungsverläufe im Druckgurt (Bodenplatte) für verschiedene Belastungsarten

Die das Tragverhalten von Druckgurtanschlüssen beeinflussende Interaktion von Längsdruckkraft und Schubspannung ist unabhängig davon, ob es sich um den Anschluss einer Fahrbahnplatte eines Hohlkasten- oder Plattenbalkenquerschnitts handelt oder von der Bodenplatte eines Hohlkastens. Dennoch unterscheidet sich die Bodenplatte, für welche die hier beschriebenen vereinfachten Nachweisformate entwickelt wurden, hinsichtlich des Zusammenwirkens von Schub- und Längsdruckspannung ganz wesentlich vom Tragverhalten in den übrigen Bereichen. Dies ist darauf zurückzuführen, dass in Mehrfeldsystemen im Bereich von Zwischenstützungen die maximalen Längsdruckspannungen, die den Schubwiderstand signifikant vergrößern, und die maximalen Schubbeanspruchungen in den Bodenplatten von Hohlkästen im gleichen Querschnitt in Längsrichtung auftreten. Dieser Zusammenhang ist für die Druckgurtbereiche von Fahrbahn- und Bodenplatte einer Hohlkastenbrücke anschaulich in Bild 2 dargestellt. Im Bereich der maximalen Längsdruckspannungen erreichen die Schubspannungen beim Druckgurtanschluss der Fahrbahnplatte ihr Minimum (Bild 2, Kasten 1). Im Druckgurtanschluss der Bodenplatte, erreichen Längsdruck- und Schubspannungen ihren betragsmäßigen Maximalwert im gleichen Querschnitt (Bild 2, Kasten 2).

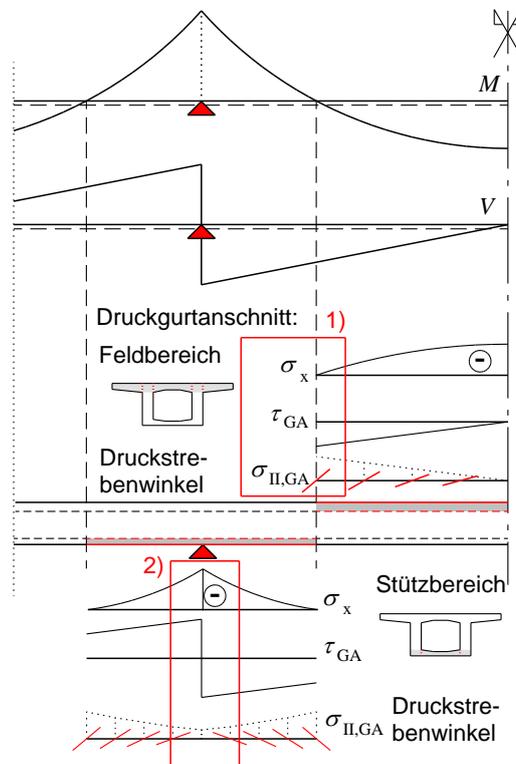


Bild 2: Interaktion der Beanspruchungen infolge Biegung im Bereich der Druckgurtanschlüsse einer Hohlkastenbrücke

2 Anwendungsbeispiel

Die exemplarische Anwendung der für die 2. Auflage der Nachrechnungsrichtlinie vorgesehenen Nachweisverfahren erfolgt an einer Hohlkastenbrücke aus dem Jahr 1968. Es handelt sich um ein Bauwerk der Brückenklasse 60 nach DIN 1072, das mit einem Beton B 450 und Betonstahl der Güte BSt IIIb errichtet wurde. Die Vorspannung erfolgte seinerzeit mit dem spannungsrissskorrosionsgefährdeten SIGMA St 145/160 Oval 40. Die nachfolgenden Betrachtungen beziehen sich ausschließlich auf die schubfeste Verbindung zwischen Druckgurt (Bodenplatte) und Steg. Weitere Defizite und potenzielle Schwachstellen (bspw. der verwendete spannungsrissskorrosionsgefährdete Spannstahl) sind nicht Gegenstand der hier dargestellten Untersuchungen. Das System mit Querschnittsabmessungen und Beanspruchungen im Stützbereich kann Bild 3 entnommen werden. Die Ermittlung der Normalkraftbeanspruchung im Druckgurt erfolgte durch die Auswertung der Dehnungsebenen in den dargestellten Schnitten auf Grundlage der Materialarbeitslinien für die Querschnittsbemessung im Grenzzustand der Tragfähigkeit (GZT).

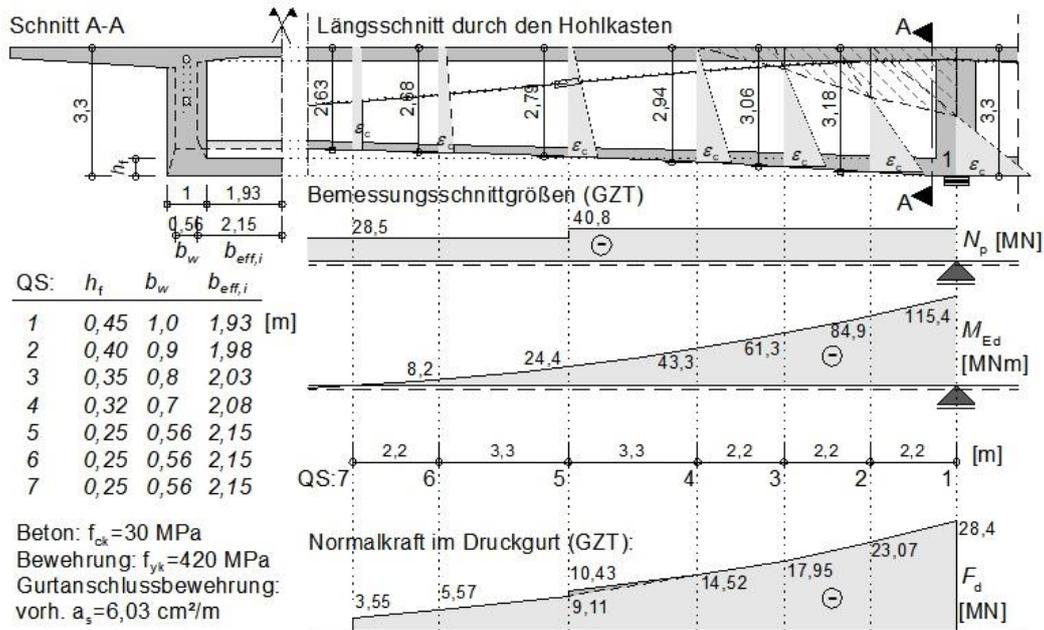


Bild 3: System und Beanspruchungen des betrachteten Bauwerks im Stützbereich

2.1 Nachweis unter Berücksichtigung der Gurtanschlussbewehrung

Die Nachweisführung erfolgt auf Grundlage eines Fachwerkmodells unter der Annahme gerissener Querschnitte. Um das Potenzial der genaueren Ermittlung der Druckstrebenneigung im Modell für die 2. Auflage der Nachrechnungsrichtlinie aufzuzeigen, erfolgt der Vergleich mit den Ergebnissen einer Berechnung nach DIN-Fachbericht 102 (Nachweisstufe 1). Bei der Berechnung nach DIN-Fachbericht 102 wird zwischen dem vereinfachten Verfahren mit pauschaler Festlegung der Druckstrebenneigung auf $\theta = 40^\circ$ ($\cot \theta = 1,2$) und der rechnerischen Ermittlung des Druckstrebenwinkels auf Basis des Fachwerkmodells mit Rissreibung unterschieden.

Die Ergebnisse der Berechnungen sind in Bild 4 getrennt für die unterschiedlichen Regelwerksansätze dargestellt.

Der Eingangswert $\sigma_{cx,Ed}$ für die Ermittlung des Druckstrebenwinkels im Momentennulldurchgang (QS 7) nach Gleichung (1) entspricht dem zentralen Anteil der Vorspannung:

$$\sigma_{cx,Ed,7} = \frac{N_{p,7}}{A_{c,7}} = \frac{-28,5 \text{ MN}}{7,93 \text{ m}^2} = -3,6 \text{ MPa}$$

Durch Einsetzen in Gleichung (1) folgt:

$$\cot \theta_f = \cot \beta = 1,2 - 1,4 \cdot \frac{-3,6 \text{ MPa}}{17 \text{ MPa}} = 1,5 \geq 1,4 \rightarrow \cot \theta_f = 1,5$$

Die Eingangswerte $\sigma_{cx,Ed}$ und τ_{Ed} im Abstand $h=3,3$ m vom Zwischenaufleger werden aus der mittleren Längsdruckkraft sowie der Längskraftänderung zwischen den Schnitten QS 2 und QS 3 je Steganschnitt (2 vorhanden) wie folgt ermittelt:

$$\sigma_{cx,Ed,2-3} = \frac{(F_{d,2} + F_{d,3})/2}{h_f \cdot b_{eff} \cdot 2} = \frac{-(17,95 \text{ MN} + 23,07 \text{ MN})/2}{0,375 \text{ m} \cdot 2,0 \text{ m} \cdot 2} = -13,6 \text{ MPa}$$

$$\tau_{Ed,T+V,2-3} = \tau_{Ed,V,2-3} = \frac{\Delta F_{d,2-3}}{h_f \cdot a_v \cdot 2} = \frac{23,07 \text{ MN} - 17,95 \text{ MN}}{0,375 \text{ m} \cdot 2,2 \text{ m} \cdot 2} = 3,1 \text{ MPa}$$

Durch Einsetzen in Gleichung (2) folgt:

$$1,4 \leq \cot \theta_f = \left| \frac{\frac{-13,6}{2} - \sqrt{\left(\frac{13,6}{2}\right)^2 + 3,1^2}}{3,1} \right| = 4,6 \not\leq 3,7 \rightarrow \cot \theta_f = 3,7$$

Die Druckstrebenneigung im Modell über die Anschlusslänge des Druckgurtes wird durch einen linearen Verlauf zwischen den beiden errechneten Winkeln angenähert. Innerhalb der gewählten rechnerischen Gurtabschnittslängen wird hierbei jeweils der konstante Mittelwert angesetzt (siehe Bild 4, Teilbilder c und d). Bei der Berechnung nach DIN-Fachbericht 102 greift die Begrenzung $\cot \theta_f \leq 1,75$ über die komplette Anschlusslänge. Daher werden zusätzlich die rechnerisch möglichen Neigungswinkel der Druckstreben nach DIN FB 102 ohne diese Begrenzung in den verschiedenen Gurtabschnitten untersucht und die Ergebnisse in Bild 4, Teilbild b dargestellt.

Die zum Nachweis des Gurtanschlusses erforderlichen Berechnungen werden exemplarisch für den Gurtabschnitt zwischen den Querschnitten QS 1 und QS 2 angegeben. Die Ergebnisse sowie alle für die Berechnung erforderlichen Eingangswerte für die übrigen Abschnitte können Bild 4 entnommen werden. Zunächst erfolgt die Ermittlung des Schubflusses je Steganschnitt (2 vorhanden) aus der Längskraftdifferenz $\Delta F_{d,i}$ in der Gurtscheibe für die Gurtabschnitte der Länge a_v .

Schubfluss v_{Ed} für die volle mitwirkende Gurtbreite b_{eff} nach DIN-Fachbericht 102:

$$v_{Ed,1-2} = \frac{\Delta F_{d,1-2}}{a_{v,1-2}} = \frac{28,4 \text{ MN} - 23,07 \text{ MN}}{2,2 \text{ m} \cdot 2} = 1,21 \text{ MN/m}$$

Bei einer maximalen Reduktion der rechnerischen Druckgurtbreite um 0,85 m kann der Nachweis der Tragfähigkeit für Biegung mit Längskraft noch erbracht werden. Die Grenzdehnung in Gurtmitte wird hierbei gemäß DIN-Fachbericht 102 auf 2‰ festgesetzt.

Schubfluss v_{Ed} für die um 0,85 m reduzierte mitwirkende Gurtbreite $b_{eff,red}$:

$$v_{Ed,1-2,red} = \frac{\Delta F_{d,1-2,red}}{a_{v,1-2}} = \frac{22,95 \text{ MN} - 18,97 \text{ MN}}{2,2 \text{ m} \cdot 2} = 0,9 \text{ MN/m}$$

Die Eingangswerte für die Ermittlung der erforderlichen Gurtanschlussbewehrung sind der Schubfluss $v_{Ed,i}$, der Druckstrebenwinkel $\cot \theta_f$ in den einzelnen Gurtabschnitten sowie der Bemessungswert der Streckgrenze der vorhandenen Gurtanschlussbewehrung f_{yd} :

$$\text{erf. } a_s = \frac{v_{Ed,1-2}}{f_{yd} \cdot \cot \theta_{f,1-2}} = \frac{1,21 \text{ MN/m}}{\frac{420}{1,15} \text{ MPa/m} \cdot 3,7} \cdot 10^4 \quad \text{modifizierter Druckstrebenwinkel in Stufe 2 der NaRil [2] (Bild 4, Teilbild c)}$$

$$= 8,9 \text{ cm}^2/\text{m}$$

$$\text{erf. } a_s = \frac{v_{Ed,1-2}}{f_{yd} \cdot \cot \theta_{f,1-2}} = \frac{0,9 \text{ MN/m}}{\frac{420}{1,15} \text{ MPa/m} \cdot 3,7} \cdot 10^4 \quad \text{modifizierter Druckstrebenwinkel in Stufe 2 der NaRil [2] mit reduzierter Gurtbreite (Bild 4, Teilbild d)}$$

$$= 6,6 \text{ cm}^2/\text{m}$$

Die Ermittlung der erforderlichen Bewehrung für die Berechnungen nach DIN-Fachbericht 102 wurde analog durchgeführt. Die Ergebnisse aller Berechnungen sind übersichtlich in Bild 4 dargestellt.

Der Nachweis der Tragfähigkeit der schiefen Betondruckstrebe erfolgt exemplarisch für den minimalen Druckstrebenwinkel:

$$v_{Rd,max,1-2} = \frac{h_{f,1-2} \cdot \alpha_c \cdot f_{cd}}{\cot \theta_f + \tan \theta_f} = \frac{0,425 \cdot 0,75 \cdot 17}{3,7 + 1/3,7} = 1,36 \frac{\text{MN}}{\text{m}} > v_{Ed,1-2} = 1,21 \frac{\text{MN}}{\text{m}}$$

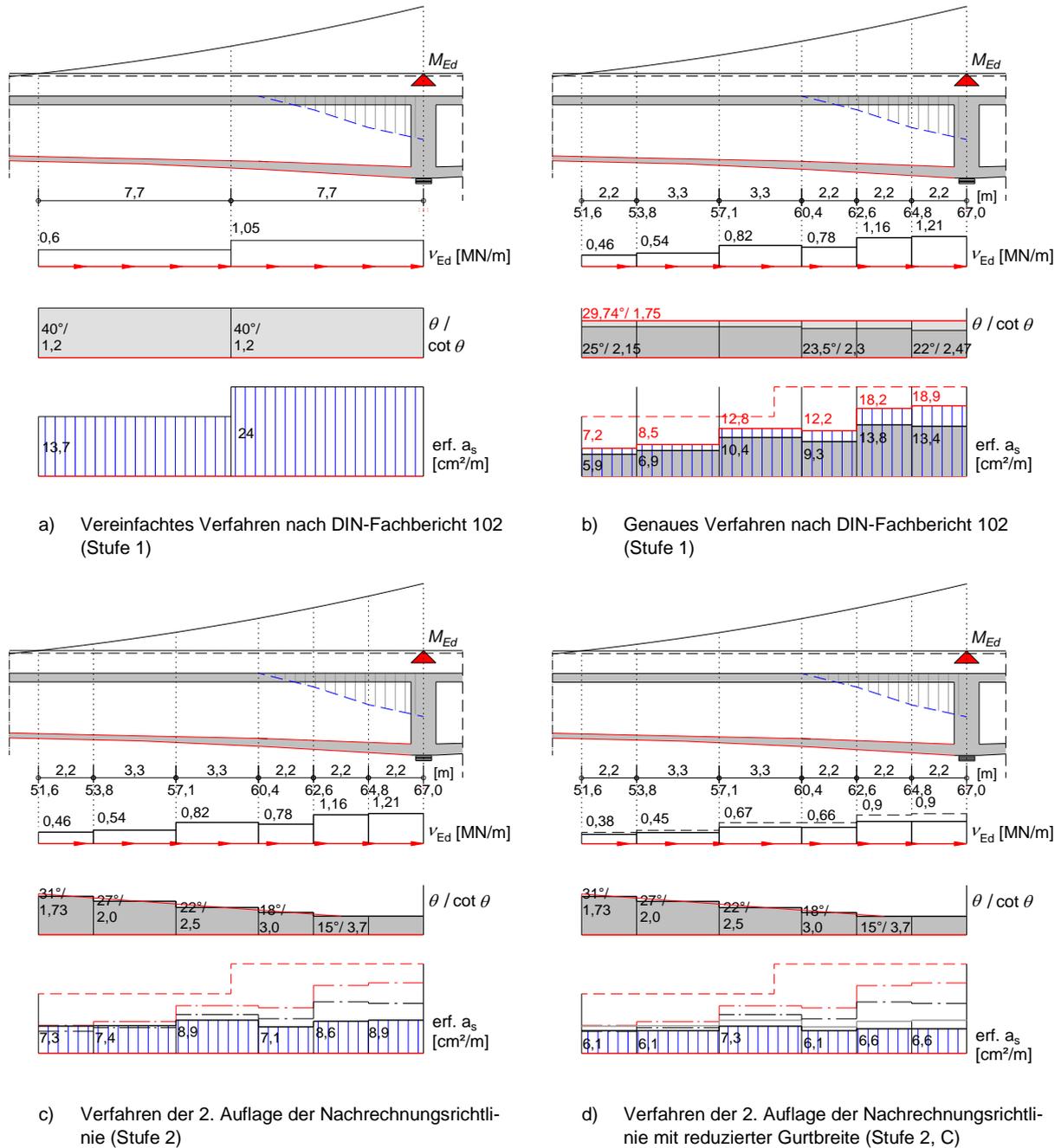


Bild 4: Beanspruchung je Gurtanschluss, Druckstrebenwinkel und erforderliche Anschlussbewehrung für verschiedene Berechnungsansätze

Es ist zu erkennen, dass bereits der Ansatz des genaueren Verfahrens des DIN-Fachberichts 102 zu einer nennenswerten Reduktion der erforderlichen Gurtanschlussbewehrung führt. Das Nachweisformat profitiert jedoch infolge der Entkopplung von Längs- und zugehöriger Schubspannung im Modell nicht in gleichem Maße von den über die Gurtanschlusslänge zunehmenden Längsdruckspannungen wie das Verfahren der Nachweisstufe 2 der 2. Auflage der Nachrechnungsrichtlinie [2]. Die Begrenzung der Druckstrebenneigung auf $\theta = 29,8^\circ$ ($\cot \theta = 1,75$) führt überdies zu einer deutlichen Unterschätzung des positiven Einflusses der hohen Längsdruckspannungen. Die vereinfachte Festlegung der Druckstrebenneigung auf $\theta = 40^\circ$ ($\cot \theta = 1,2$) führt erwartungsgemäß zu sehr konservativen und unrealistischen Ergebnissen und sollte daher grundsätzlich bei der Nachrechnung keine Anwendung finden.

Die wirklichkeitsnahe Festlegung der Druckstrebenneigung auf Basis der über die Hauptdruckspannungsrichtung ermittelten wahrscheinlichen Rissrichtung führt bei Anwendung des Fachwerkmodells mit modifiziertem Druckstrebenwinkel zu einer deutlichen Reduktion der rechnerisch erforderlichen Gurtanschlussbewehrung. Dies gilt insbesondere in der unter besonders hohen Längsdruckspannungen stehenden zwischenauflernahen Hälfte des Gurtanschlusses.

2.2 Nachweis auf Grundlage des Hauptzugspannungskriteriums

Die Bodenplatte des über 50 Jahre alten Bauwerks weist bis zum heutigen Tag keine erkennbare Schubrissbildung auf. Die Nachweisführung auf Grundlage des Hauptzugspannungskriteriums dient daher der Überprüfung, ob der in der Beobachtung vor Ort festgestellte Bauteilzustand (ungerissener Zustand I) auch im GZT unter Bemessungslasten mit ausreichender Sicherheit zu erwarten ist.

Da Umlagerungen infolge einer Rissbildung innerhalb des Druckgurtes bei diesem Nachweisformat nicht unterstellt werden können, kommt der Beanspruchungsermittlung eine höhere Bedeutung zu. Die Längskraftentwicklung innerhalb des Druckgurtes wird unter Berücksichtigung der Rissbildung infolge Biegung mit Längskraft im Gesamtquerschnitt in verschiedenen Nachweisschnitten i mit $i \leq h/2$ ermittelt. Da die Spannliedverankerung im oberen Stegbereich in QS 5 bei der Berechnung mit Stabelementen zu einem Normalkraftsprung innerhalb der Bodenplatte führt (siehe Bild 3), der sich so im realen Bauwerk nicht einstellt, wird die Einleitungslänge und die damit verbundene Zusatzbeanspruchung der Spannkraft innerhalb des Druckgurtes durch eine Zusatzbetrachtung an einem Falterwerkmodell bestimmt.

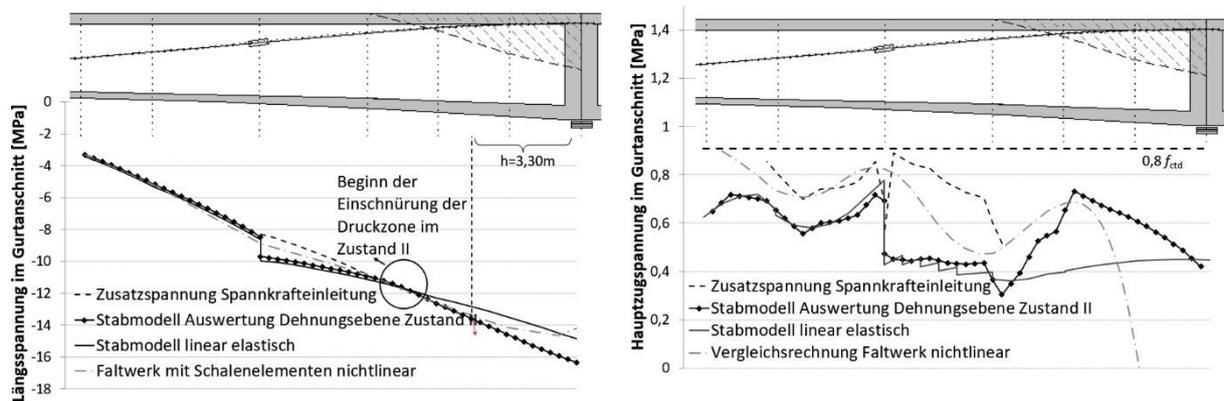


Bild 5: Längsspannungsverlauf im Druckgurt (links), Hauptzugspannungen im Druckgurtanschluss (rechts)

In Bild 5 ist zu erkennen, dass die Biegerissbildung im Gesamtquerschnitt einen Einfluss auf den Verlauf der Spannungen in der ungerissenen Bodenplatte hat. Eine eventuelle Biegerissbildung im Gesamtquerschnitt infolge Biegung mit Längskraft im GZT ist daher bei der Ermittlung der Beanspruchungen des Druckgurtanschlusses zu berücksichtigen. Die Auswirkungen der örtlichen Lasteinleitung im Steg sind ebenfalls deutlich zu erkennen. Durch die Zusatzbetrachtung am Falterwerkmodell wurden Zusatzbeanspruchungen für die Modifikation der Berechnungsergebnisse am Stabmodell ermittelt (Einleitungslänge, Schubfluss, geänderte Längsspannungen). Die Ergebnisse und ein Vergleich mit einer nichtlinearen Berechnung an einem Schalenmodell können Bild 5 entnommen werden. Der Nachweis kann auf Grundlage des Hauptzugspannungskriteriums erbracht werden.

Bei dem vorgestellten Ansatz handelt es sich um ein Näherungsverfahren, das die Realität unter Berücksichtigung von Vereinfachungen beschreibt. Der tatsächliche Spannungszustand einer Spannbetonbrücke, beeinflusst durch Eigenspannungen, Schnittgrößenumlagerungen durch Kriechen des Betons nach Systemwechseln, etc. lässt sich im Rahmen einer Nachrechnung nicht bestimmen. Das Verfahren dient daher primär der Abschätzung der Wahrscheinlichkeit einer Schubrissbildung in den Druckgurtanschlüssen bestehender älterer Bauwerke, die bislang keine Risse aufweisen.

3 Fazit

Die exemplarische Anwendung der Nachweisformate für die 2. Auflage der Nachrechnungsrichtlinie auf ein älteres Spannbetonbrückenbauwerk und der Vergleich der Ergebnisse mit den nach aktuellen Regelwerken ermittelten, macht das Potenzial der Nachweisformate für die Beurteilung bestehender Bauwerke deutlich. Gleichzeitig sind die hohen rechnerischen Defizite (>200%), die teilweise bei der Nachrechnung nach aktuellen Regelwerken errechnet werden, ein deutlicher Hinweis darauf, dass die aktuellen Nachweisformate das Tragverhalten nichtzutreffend und zu konservativ erfassen. Diese Herangehensweise bei der Bemessung kann für die Planung von Neubauten sinnvoll sein, da sie zu einer robusten und zukunftsfähigen Tragwerksauslegung führt und sich die Mehrkosten durch die so ermittelte Bewehrung gleichzeitig in Grenzen halten. Allerdings sind für die Bewertung bestehender Bauwerke genauere Verfahren notwendig, da nachträgliche Verstärkungen in diesem Bereich sehr aufwändig und oft technisch fragwürdig sind. Die bereichsweise sehr geringen Druckstrebenneigungswinkel nach dem hier vorgeschlagenen

Berechnungsansatz werden daher ausschließlich für die Tragfähigkeitsbewertung bestehender älterer Bauwerke empfohlen. Nichtsdestotrotz erscheint im Hinblick auf die zukünftige Regelwerksbearbeitung eine Differenzierung zwischen Gurt- und Stegquerschnitten bei der Festlegung der Grenzwinkel der Druckstrebenneigung auch für den Neubau sinnvoll.

Literatur

- [1] Müller, M.: Druckgurtanschluss in Hohlkastenbrücken - Ingenieurmodelle zur wirklichkeitsnahen Ermittlung der Tragfähigkeit. Berichte der Bundesanstalt für Straßenwesen. Heft B 162. Bergisch Gladbach, 2021.
- [2] Regelungen und Richtlinien für die Berechnung und Bemessung von Ingenieurbauten. BEM-ING, Teil 2, Nachrechnung von Straßenbrücken im Bestand, Bundesministerium für Verkehr und digitale Infrastruktur, Bonn, Entwurf 2021 (unveröffentlicht).

Dr. Frank Purtak
TragWerk Ingenieure GmbH

Nachrechnung von Gewölbebrücken aus Mauerwerk

1 Einleitung

Vom Bundesministerium für Verkehr und digitale Infrastruktur wird die Nachrechnungsrichtlinie [1] für die Berechnung und Bemessung von Ingenieurbauten regelmäßig fortgeschrieben. Dieser Beitrag behandelt die Nachrechnung von bestehenden Straßenbrücken aus Mauerwerk.

Am Beispiel einer Gewölbebrücke wird die Nachrechnungsrichtlinie für den Einsatz mit aktueller Rechen-technik nach dem aktuellen Stand der Normung dargestellt. Die computerunterstützte Analyse wurde für die erforderlichen Nachweise im Grenzzustand der Tragfähigkeit sowie Gebrauchstauglichkeit optimiert. Mit Hilfe einer nichtlinearen Berechnung für die Brückenkonstruktion aus Mauerwerk gelingt eine realitätsnahe Untersuchung des Tragverhaltens. Neben dem Ausnutzungsgrad der Bestandskonstruktion sind auch dessen Lastreserve Ergebnis der numerischen Untersuchung. Für die praktische Anwendung lassen sich faktorisierte Lastbilder ohne erneute Berechnung der Konstruktion bestimmen.

1.1 Stand der Wissenschaft

Die Anpassung von Bestandsbrücken für zukünftige Verkehrsbelastungen ist häufig mit der Veränderung oder Erneuerung der Fahrbahn verknüpft. Der geänderten Situation entsprechend sind statische Nachweise zur Tragsicherheit erforderlich.

Bei Bogenbrücken aus Mauerwerk und unbewehrtem Beton ist das sogenannte Stützlinienverfahren vorteilhaft anwendbar, da hiermit die Strukturnichtlinearität infolge der belastungsabhängigen Rissbildung mit „klaffenden Fugen“ berücksichtigt wird. Auf grafischem Wege im 18. Jahrhundert von CULMANN entwickelt, folgten analytische und numerische Verfahren im Zuge der Weiterentwicklung der Rechentechnik. Mit Hilfe der Elastizitäts- und Plastizitätstheorie erfolgte eine Verbesserung der Modelle, womit auch die Strukturnichtlinearität zunehmend Berücksichtigung fand.

Für die vorhandenen ständigen und vorübergehenden Einwirkungen werden Beanspruchungen in Form von Verformungen und Spannungen ermittelt. Aus den Spannungen lässt sich die Schnittgröße Normalkraft N mit der zugehörigen Exzentrizität (Ausmitte e) im Bogenquerschnitt berechnen. Dazu wird das Integral der Normalspannungen über den Querschnitt und der Schwerpunkt dieser Druckfläche bestimmt (Bild 1, Detail 2).

Die Finite-Elemente-Methode (FEM) ist neben der etablierten Anwendung für linear-elastische Strukturanalysen auch für nichtlineare Problemstellungen nutzbar. Dazu zählen:

- Strukturnichtlinearität mit last- und verformungsabhängiger Änderung des statischen Systems z.B. Rissbildung mit klaffenden Fugen im Mauerwerk, Kontaktprobleme, einseitige Gelenke;
- Materialnichtlinearität mit z.B. plastischen Eigenschaften, begrenzte Zug- oder Druckfestigkeiten auch in Abhängigkeit vom jeweiligen Spannungszustand;
- Geometrienichtlinearität wie z.B. Stabilitätsuntersuchungen zu Knicken und Beulen und große Verformungen.

Beim Nachweis von Mauerwerksstrukturen sind im Allgemeinen die drei folgenden Nichtlinearitäten zu berücksichtigen:

- Strukturnichtlinearität (klaffende Fugen)
- Geometrische Nichtlinearität (Knicken)
- Materialnichtlinearität („plastisches“ Verhalten von Mörtel)

Die Analyse nichtlinearer Aufgabenstellungen erfordert deshalb vertiefte Fachkenntnisse des Ingenieurs. Im Gegensatz zur linear-elastischen Berechnung sind hier Sensitivitätsuntersuchungen notwendig, damit sich die Einflüsse bestimmter Eingangswerte besser beurteilen lassen.

Das Baumaterial Mauerwerk lässt sich bei genauerer Analyse nicht mehr als elastisches Kontinuum abbilden, da sich die Struktur entsprechend der Einwirkungskombination durch Rissbildung mit sich öffnenden Fugen verändert. Mit Hilfe der FEM entsteht mit Einbau von Kontaktelementen zwischen den Fugenrändern der Steine das sogenannte Diskontinuumsmodell (Bild 1). Die verknüpften Kontaktelemente übertragen nur Druck- und Reibungskräfte. Dieses wichtige Detail ermöglicht die realitätsnahe Modellierung von Mauerwerk mit Rissbildung unter Laststeigerung. Die erfolgreiche Anwendung dieser Herangehensweise zeigen beispielsweise folgende Bauvorhaben [2 bis 5].

Nachdem für alle Einwirkungskombinationen die Stützlinsen bzw. bei Gewölben die Stützflächen [6] bekannt sind, erfolgt deren Bewertung bezüglich der Tragfähigkeit des Mauerwerks. Bewertungsmaßstab ist die jeweilige Vorschrift mit Bemessungsgrößen für Einwirkungen und Widerstände (Festigkeit). Bei nichtlinearen Verfahren kommen globale Sicherheitsfaktoren, die den Widerstand absichern, oder alternativ Teilsicherheitsfaktoren auf Einwirkungs- und Widerstandsseite zur Anwendung.

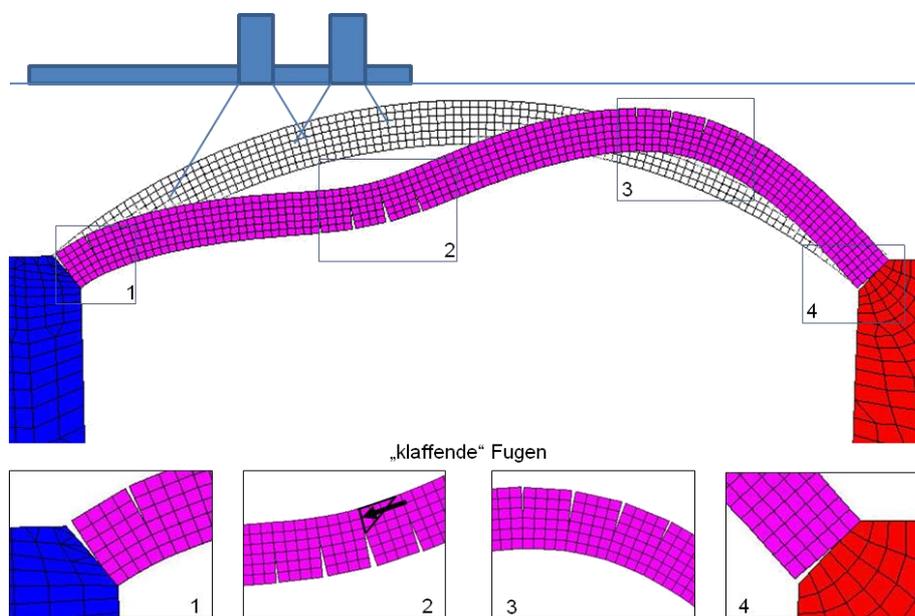


Bild 1 Diskontinuumsmodell eines Bogens, Berücksichtigung der Strukturnichtlinearität (überhöht)

Da sich seit einigen Jahren in allen europäischen Normen für den Standsicherheitsnachweis das Teilsicherheitskonzept etabliert hat, werden Zahlenwerte für Teilsicherheitsfaktoren zur Nachrechnung von Brücken aus Mauerwerk angegeben, die das geforderte Sicherheitsniveau nach EC 0 [7] erfüllen.

Die Tragfähigkeit von Mauerwerk wird neben der Steindruckfestigkeit im Besonderen von der Steinzugfestigkeit bestimmt. Bei Bogenbrücken aus quaderförmigem Natursteinmauerwerk spielt wegen der verhältnismäßig geringen Fugendicke die Mörteldruckfestigkeit eine untergeordnete Rolle. In der aktuellen Normung wird vereinfachend auf der Widerstandsseite nur ein einziger Sicherheitsbeiwert γ_M festgelegt. Zur rechnerischen Erschließung „weiterer Tragreserven“ lassen sich aber auch die Einzelkomponenten auf der Widerstandsseite absichern.

Die Teilsicherheitsfaktoren basieren auf folgendem Nachweisprinzip:

1. Berechnung der Beanspruchung der Konstruktion über Spannungen mit Schnittgrößen (Stützlinsie oder Stützfläche); Darstellung als Beanspruchungspfad
2. Ermittlung der Beanspruchbarkeit des Mauerwerks (Darstellung als Bemessungs-Traglastkurve)
3. Vergleich Beanspruchung \leq Beanspruchbarkeit

1.2 Vorgehensweise zum Nachweis der Brückenbögen

Am Beispiel von fünf Straßenbrücken wird die Nachrechnungslinie (Teil Mauerwerk) [Fehler! Textmarke nicht definiert.] für den Nachweis der Brückenbögen angewendet. Dazu werden folgende Schritte für die Nachrechnungen der Brücken durchgeführt:

1. Aufnahmen der Geometrie
2. Auswertung des Materialgutachtens
3. Ermittlung der Tragfähigkeit vom Bogenmauerwerk unter zentrischer Beanspruchung
4. Ermittlung der Tragfähigkeit unter exzentrischer Beanspruchung (Bemessungs-Traglastkurve)
5. Modellbildung für den statischen Nachweis
 - Vernetzung des Modells mit finiten Elementen
 - Lagerungsbedingungen der Brücke festlegen
 - Einwirkungen auf das Brückenbauwerk ansetzen
6. Ermittlung der Stützlinie im Bogen für jede Laststellung (Beanspruchungspfad)
7. Nachweis der Bogenkonstruktion

2 Beispiel einer zweifeldrigen Brücke

Das Gewölbemauerwerk befindet sich in gutem Zustand. Der Bogen hat eine zum Kämpfer zunehmende Dicke von 70 cm bis 84 cm und besteht aus Sandsteinquadern in sehr guter Qualität. Die Sandsteinquadern haben Abmessungen von ca. 80 cm x 50 cm x 70 bis 84 cm. Lager- und Stoßfugen sind passgenau gearbeitet und besitzen eine Breite von nur wenige Millimeter bei den druckbeanspruchte Lagerfugen und von maximal 3 mm bei den Stoßfugen. Der Mörtel ist in Teilbereichen ausgespült und kann in die Mörtelgruppe MGI eingestuft werden.

2.1 Geometrie

Die Geometrie der Brückenkonstruktion ist Bild 2 zu entnehmen. Der freigeräumte Bogen (Bild 3) zeigt die sehr geringe Lagerfugendicke sowie die ca. 30 mm breite Stoßfuge bei Halbsteinüberbindung in Brückenquerrichtung.

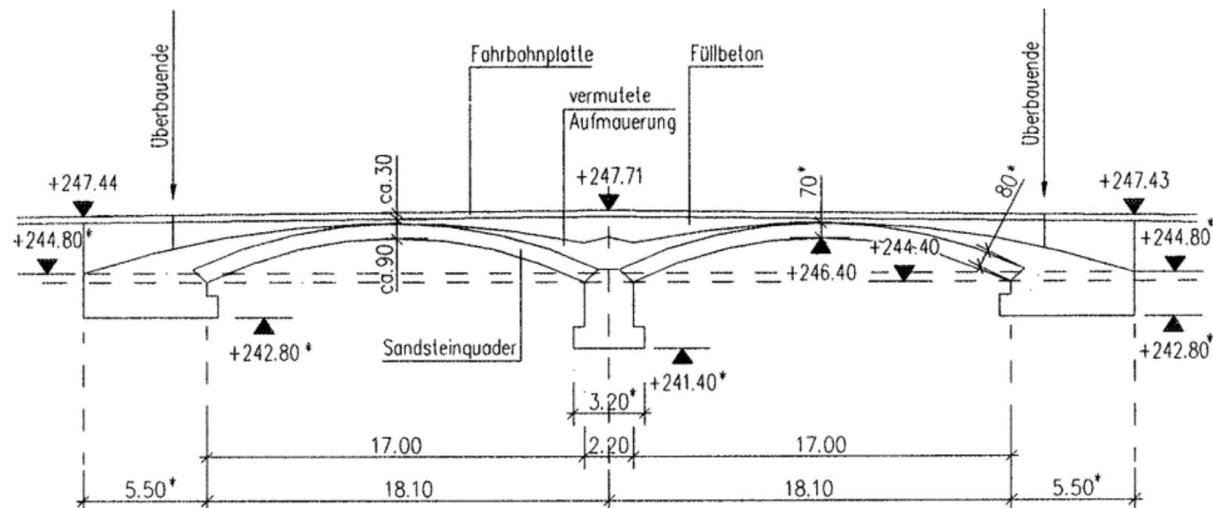


Bild 2 Längsschnitt [8]



Bild 3 Ansicht freigelegter Bogen, Draufsicht Randbereich

Materialkennwerte Bogen

Aus der Materialprüfung für das Bogenmaterial ergeben sich:

Wichte: $\gamma = 20,0 \text{ kN/m}^3$ (Mittelwert)

E-Modul Stein: $E_{St} = 15.200 \text{ N/mm}^2$ (Mittelwert)

E-Modul Mörtel: $E_{Mö} = 2.400 \text{ N/mm}^2$ (Mittelwert)

Nach statistischer Auswertung folgt:

charakt. Steindruckfestigkeit: $f_{D,St,5\%} = 22,71 \text{ N/mm}^2$

charakt. Stein-Spaltzugfestigkeit: $f_{SZ,St,5\%} = 1,71 \text{ N/mm}^2$

Die Steinzugfestigkeit wird mit 90% der Spaltzugfestigkeit ermittelt:

charakt. Steinzugfestigkeit: $f_{Z,St,5\%} = 0,9 \cdot f_{SZ,St} = 0,9 \cdot 1,71 = 1,54 \text{ N/mm}^2$

Verhältnis $f_{Z,St,5\%} / f_{D,St,5\%} = 1,54 / 22,71 = 6,8 \%$

Im Zuge der statischen Nachweise wird Mauerwerk mit vollfugig vermörtelten Lagerfugen angesetzt.

charakt. Mörtel-Druckfestigkeit: $f_{D,Mö,5\%} = 1,0 \text{ N/mm}^2$ (Annahme)

2.2 Bemessungsfestigkeit vom Bogenmauerwerk unter zentrischer Beanspruchung

Die Bemessungsfestigkeit wird nach Abschnitt wie folgt ermittelt:

$f_d = \zeta \cdot f_k / \gamma_M = 0,85 \cdot 10,54 / 1,5 = 5,97 \text{ N/mm}^2 = 5.970 \text{ kN/m}^2$

$\zeta = 0,85$ (Dauerstandsbeiwert, Unterschied zur kurzzeitigen Versuchsbelastung)

$\gamma_M = 1,5$ (Materialsicherheit)

$$f_k = 0,5 \cdot f_{D,Mö} + \frac{a \cdot 0,5 \cdot f_{D,St} - 0,5 \cdot f_{D,Mö}}{1 + \frac{b \cdot t_F \cdot 0,5 \cdot f_{D,St}}{2 \cdot h_{St} \cdot f_{Z,St}}} = 0,5 \cdot 1,0 + \frac{1,0 \cdot 0,5 \cdot 22,71 - 0,5 \cdot 1,0}{1 + \frac{2,2 \cdot 0,5 \cdot 0,5 \cdot 22,71}{2 \cdot 50 \cdot 1,54}} = 10,54 \text{ N/mm}^2$$

$a = 1$; $b = 2,2$ (Beiwerte für Quadermauerwerk)

$t_F = 0,5$ cm (Lagerfugendicke)

$h_{St} = 50$ cm (Steinhöhe)

Bemessungstraglast unter zentrischer Beanspruchung:

bezogen auf einen 1m-Gewölbestreifen:

Scheitel $d_{St} = 0,70$ m: $N_{Rd} = A \cdot f_d = 0,70 \cdot 5.970 = 4.179$ kN

Kämpfer $d_{St} = 0,84$ m: $N_{Rd} = A \cdot f_d = 0,84 \cdot 5.970 = 5.015$ kN

2.3 Tragfähigkeit unter exzentrischer Beanspruchung (Bemessungs-Traglastkurve)

Die Bemessungs-Tragfähigkeit unter exzentrischer Beanspruchung wird aufbereitet. Für die Bogendicke d_{St} wird nach Norm t (Wanddicke) gesetzt.

Für die bezogene Exzentrizität (Ausmitte) m gilt: $m = 6 e/t$. Damit wird die 1.Kernweite mit $m = 1$ und die 2.Kernweite mit $m = 2$ benannt.

Die Traglastkurve ϕ wird nach EC6 beschrieben. Die Ausmitte e der resultierenden Beanspruchung darf im Grenzzustand der Tragfähigkeit nicht größer als $e = 0,45 t$ ($m=2,7$) betragen.

$$\phi = 1 - 2 e/t \text{ bzw. } \phi = 1 - m/3$$

Für den 1m-Streifen am Scheitel ($t = 70$ cm) und am Kämpfer ($t = 84$ cm) ergeben sich folgende Bemessungs-Traglastkurven nach Bild 4.

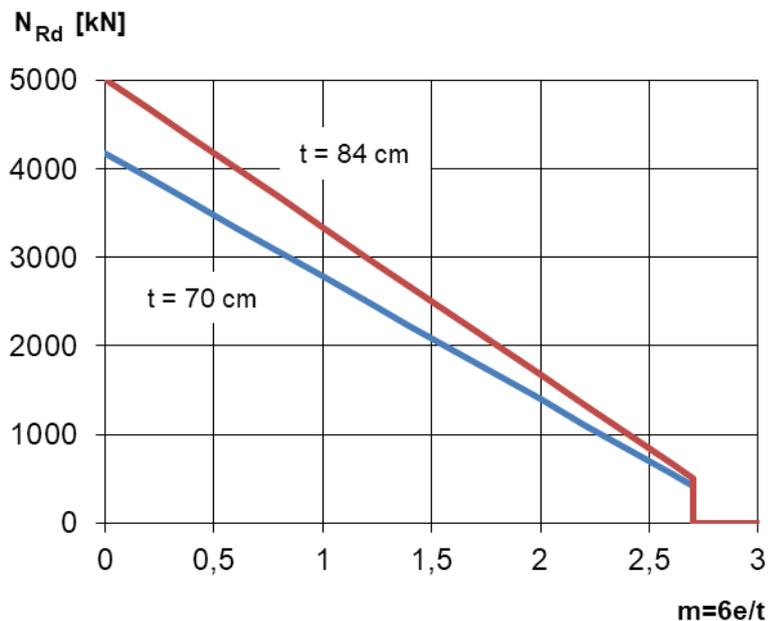


Bild 4 Bemessungs-Traglastkurven für den konischen Bogen

2.4 Modellbildung für den statischen Nachweis

2.4.1 Vernetzung des Modells mit finiten Elementen

Elastische Kennwerte (Mittelwert)

Bogenmauerwerk:

E-Modul (Mittelwert)

$$E_{MW} = \frac{E_{St}}{1 + \frac{E_{St}}{E_{Mö}} \cdot \frac{t}{h_{St}}} = \frac{15.200}{1 + \frac{15.200}{2.400} \cdot \frac{0,5}{50}} = 14.300 \text{ N/mm}^2$$

Querdehnzahl: $\nu = 0,2$

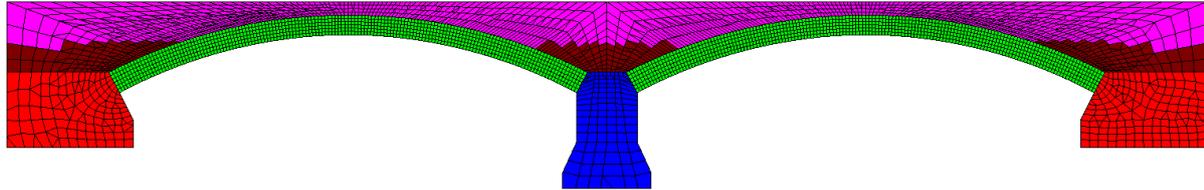


Bild 5 FE-Modell mit Materialkennzeichnung

Auffüllung: E-Modul: 300 N/mm²; $\nu = 0,2$

Stampfbetonzwickel über den Widerlagern und Pfeilern: E-Modul: 10.000 N/mm²; $\nu = 0,2$

Widerlager: E-Modul: 10.000 N/mm²; $\nu = 0,2$

Pfeiler: E-Modul: 10.000 N/mm²; $\nu = 0,2$

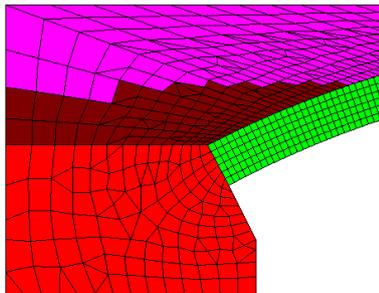


Bild 6 Netzfeinheit im Bogen (empfohlen min. 6 FE über die Bogendicke)

2.4.2 Lagerungsbedingungen der Brücke festlegen

Die Widerlager sind mit großer Federsteifigkeit gelagert. Der Pfeiler ist an der Sohle nur für Druckkontakt gelagert.

2.4.3 Einwirkungen auf das Brückenbauwerk

Die ständigen Einwirkungen werden über die jeweilige Wichte aufgeprägt.

Als veränderliche Einwirkung wird das Lastmodell LM1 auf den 1m-Streifen angesetzt. Eine Lastverteilung in Querrichtung soll hier berücksichtigt werden, so dass sich die Tandemachslast von 2 x 120 kN nach Bild 7 verteilt.

mitwirkende Breite [**Fehler! Textmarke nicht definiert.**]:

$$b_m = 0,5 (b_m (S) + b_m (K)) = 0,5 (2 \cdot 1,13 + 4,62) = 3,44 \text{ m}$$

$$q = 240 \text{ kN} / 3,44 \text{ m} = 69,8 \text{ kN} / (1 \text{ m Querrichtung})$$

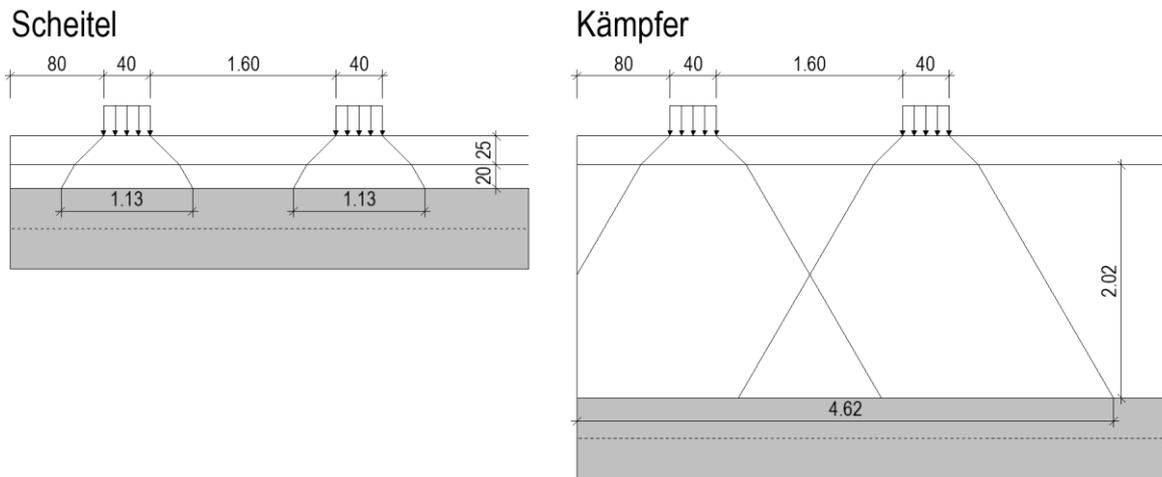


Bild 7 Lastverteilung der Radlasten in Querrichtung

in Brückenlängsrichtung ergibt sich:

aus Radlast mit Flächenlast in Querrichtung:

$$q_{RL} = 69,8 \text{ kN} / 0,40 \text{ m} + ((3,44 \text{ m} - 0,80 \text{ m}) \cdot 9 \text{ kN/m}^2) / 3,44$$

$$= 174,5 + 6,9 = 181,4 \text{ kN/m} \quad (L = 0,4\text{m})$$

Flächenlast: $q_{Fl} = 9,0 \text{ kN/m}$

2.4.4 Ermittlung der Stützlinie im Bogen für jede Laststellung

Für jede Laststellung und Teilschritt der Belastung wird die zugehörige Stützlinie ermittelt. Für den maßgebenden Querschnitt (Fuge 19) ist in Bild 8 die Stützlinie für den rechnerischen Bruchzustand bei mit dem Lastmodell LM 1 dargestellt.

Lastbild-Nr.: 2 / 2
 Teilschritt-Nr.: 6 / 15
 Verschiebung vertikal v [mm]
 Überhöhungsfaktor: 1.0[-]

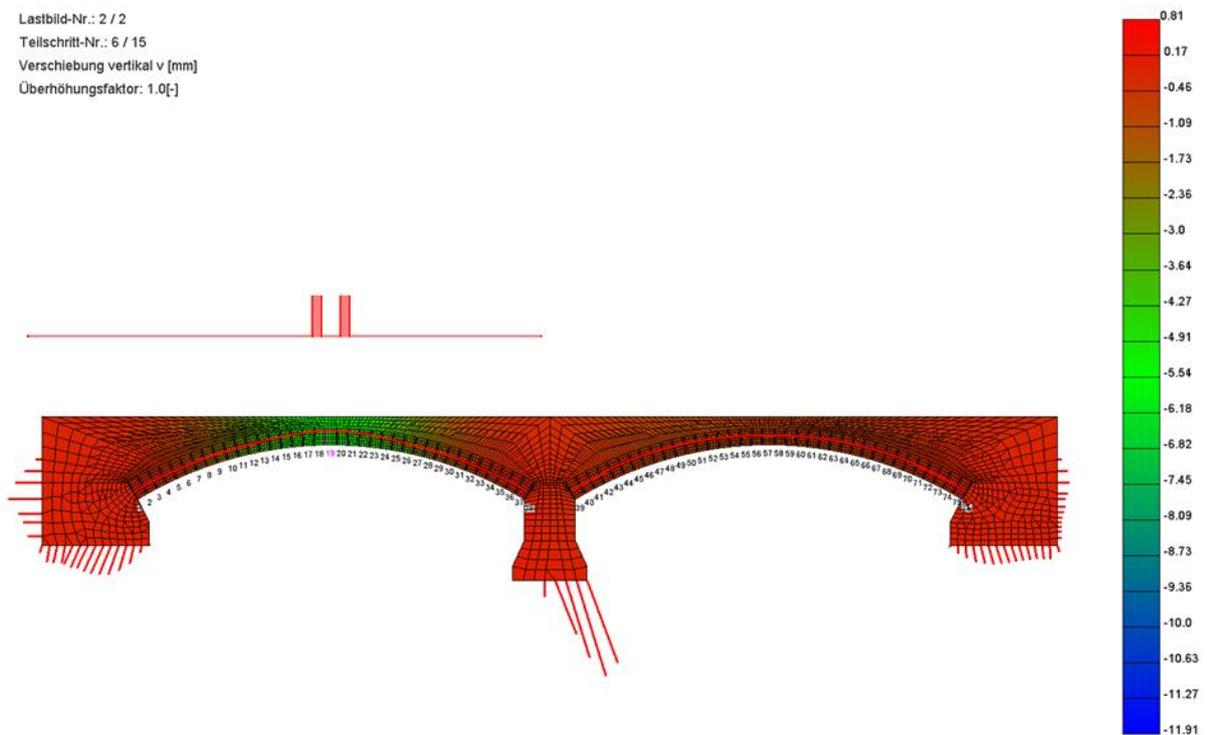


Bild 8 Stützlinie für maßgebende Laststellung

2.4.5 Nachweis der Bogenkonstruktion

Der Nachweis im GZT ist erfüllt, wenn beim geforderten Lastfaktor für die Verkehrslast kein Versagen eintritt. Der Beanspruchungspfad beinhaltet die ungewollte Lastausmitte von:

$$e_{\text{init}} = L/450 = 17/450 = 0,038 \text{ m.}$$

Somit wird der Beanspruchungspfad um $m_{\text{init}} = 6 \cdot e_{\text{init}} / t = 6 \cdot 0,038 / 0,7 = 0,32$ nach „rechts“ verschoben.

Die Versagenszustände Bruch des Mauerwerk-Querschnitts und Gelenkkettenbildung des Bogens werden berücksichtigt. Der Nachweis im GZG (Auswertung der Verformungen, Risstiefe) wird bei 1,0-facher Einwirkung geführt.

Der Bogenquerschnitt (1m-Streifen) an der maßgebende Fuge 19 (Bogendicke 0,7 m) kann bei einer Ausmitte $e = 23 \text{ cm}$ (bez. Lastausmitte $m = 2,02$) die Normalkraft $N = 1362 \text{ kN}$ aufnehmen. Dabei wird berücksichtigt, dass die Ausmitte e mindestens 5% und maximal 45% der Bogendicke sein darf.

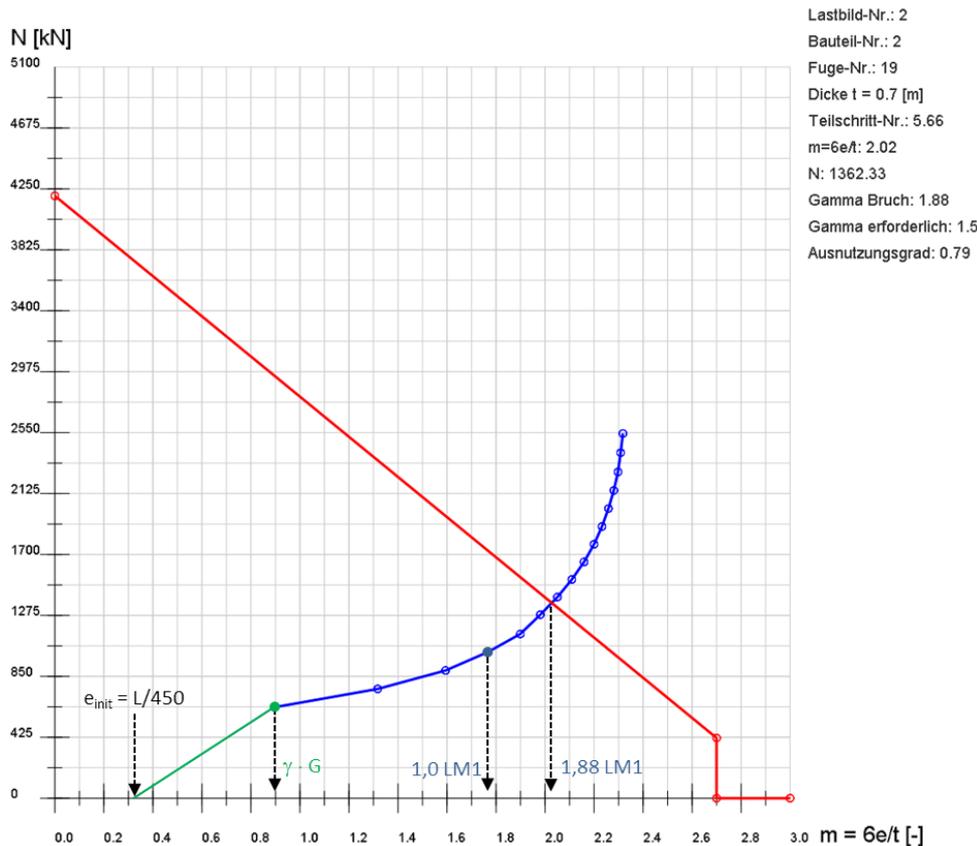


Bild 9 Schnittpunkt Beanspruchungspfad mit Bemessungs-Traglastkurve

Die Verkehrslast aus LM1 soll bis zum 5-fachen ($\gamma_{\text{rechner.}} = 5,0$) mit 15 Teilschritten gesteigert werden; der Bruch entsteht rechnerisch beim Teilschritt 5,66. Damit ergibt sich der Schnittpunkt für den rechnerischen Bruch von $\gamma_{\text{Bruch}} = 5,66/15 \cdot 5,0 = 1,88$. Der Ausnutzungsgrad η der Bogenkonstruktion beträgt somit:

Nachweis GZT:

$$\eta = \gamma_{\text{LM1}} / \gamma_{\text{Bruch}} = 1,50 / 1,88 = 0,79 < 1,0 \text{ Nachweis erfüllt!}$$

Nachweis GZG (Fuge 19):

$$m_L = m_i - m_{\text{init}}$$

bez. Lastausmitte m_L :

1. bei $\gamma_{\text{LM1}} = 1,0$ $m_L = 1,78 - 0,32 = 1,46 < 2,0$ Nachweis erfüllt!
2. unter ständigen Einwirkungen $m_L = 0,90 - 0,32 = 0,58 < 1,0$ Nachweis erfüllt!

Nachweis GZG (Gesamtmodell):

bez. Lastausmitte m_L :

- | | |
|---------------------------------|--|
| 1. bei $\gamma_{LM1} = 1,0$ | $m_L = 1,78 - 0,32 = 1,46 < 2,0$ Nachweis erfüllt! |
| 2. unter ständigen Einwirkungen | $m_L = 1,28 - 0,32 = 0,96 < 1,0$ Nachweis erfüllt! |

3 Zusammenfassung

Am Beispiel von fünf Gewölbebrücken aus Mauerwerk wurde die Nachrechnungsrichtlinie [**Fehler! Textmarke nicht definiert.**] für den Einsatz aktueller Rechentechnik und dem aktuellen Stand der Normung validiert. Im Zuge dieses Forschungsvorhabens sind für die praktikable Nachweisführung Vorschläge zur Aktualisierung der Richtlinie dokumentiert.

Dabei wurden folgende Parameter untersucht:

- Geometrie mit verschiedener Spannweite, Stichhöhe, Bogendicke, Kreisbögen mit konstantem und konischem Querschnittsverlauf vom Scheitel bis zum Kämpfer
- Steifigkeit der Bögen mit E-Modul für Mauerwerk
- Steifigkeit der Aufbauten als Auffüllung (Hinterfüllung)
- Laststellungen mit Lastverteilung in Querrichtung (mitwirkende Breite)
- Einwirkung aus Temperatur
- Mauerwerksart: Ziegel- Natursteinmauerwerk
- Mauerwerk verschiedener Festigkeiten
- Bemessungsfestigkeit aus Sicherheitskonzept
- Bemessungs-Tragfähigkeit unter ausmittiger Beanspruchung (Bemessungs-Traglastkurve)

Die Ausnutzungsgrade für die Nachweise wurden dokumentiert:

1. Grenzzustand der Tragfähigkeit (GZT)
 - Ausnutzungsgrad für maßgebende Einwirkungskombination
 - Ausweis der Tragreserve für eine mögliche Laststeigerung (faktorisierbare Lastbilder)
2. Grenzzustand der Gebrauchstauglichkeit (GZG)
 - Nachweis, dass unter dem 1,0-fachen Lastmodell der Querschnitt rechnerisch nur bis zur Querschnittsmitte aufreißen („klaffen“) darf, d.h. Resultierende der Beanspruchung mit Ausmitte bis zur 2. Kernweite ($m \leq 2$)
 - Nachweis, dass unter ständigen Einwirkungen der Querschnitt rechnerisch überdrückt ist, d.h. Resultierende der Beanspruchung mit Ausmitte bis zur 1. Kernweite ($m \leq 1$)

Die Beispielbrücken ließen sich auf Grundlage der Nachrechnungsrichtlinie nachweisen, wobei alle geforderten Grenzzustände eingehalten sind.

4 Literatur

- [1] Richtlinie zur Nachrechnung von Straßenbrücken im Bestand (Nachrechnungsrichtlinie) Teil Mauerwerk, Stand 21.08.2019
- [2] MAUER, S.; ROCKENFELDER, R.: Teilerneuerung der Talbrücke Einsiedelstein. In Brückenbau, 3 (2013)
- [3] WELKER, F.; PURTAK, F.: Instandsetzung der Gewölbebrücke Bw 4 im Zuge der S 231 alt über die Zschopau in Wilischthal. In Konstruktiver Ingenieurbau 2 (2017)
- [4] SIMCHEN, P.; PURTAK, F.; HIRCHE, J.: Umbau einer denkmalgeschützten Sandstein-Gewölbebrücke. In Konstruktiver Ingenieurbau 2 (2017)
- [5] PURTAK, F.: Nachweisverfahren zum Erhalt des gemauerten Chemnitztal-Viaduktes, Ernst & Sohn, Bautechnik 07/2019

- [6] PURTAK, F.; HIRSCH, U.: Gewölbebrücken aus Natursteinmauerwerk – Entwicklung eines Berechnungsverfahrens zum statischen Nachweis von Gewölbebrücken unter Ausnutzung der räumlichen Tragwirkung. Forschungsvorhaben Nr. IW061178, Schlussbericht 05/2010

- [7] DIN EN 1990:2010-12: Eurocode 0: Grundlagen der Tragwerksplanung. Deutsche Fassung EN 1990:2002 + A1:2005 + A1:2005/AC:2010,NA-Bau im DIN Deutsches Institut für Normung e.V., Beuth Verlag GmbH, Berlin 2010

- [8] Herrbruck, J.; Groß J.-P.: Gewölbebrücken: Ersatz der linearen „Kaputtrechnung“, Ernst & Sohn, Bautechnik, 2013

Freundt, Ursula / Kaschner, Rolf
Ingenieurbüro Prof.Dr.-Ing. U. Freundt

Lastmodelle für die Nachrechnung von Brücken

Zusammenfassung

Es werden die Änderungen bzw. Ergänzungen der Lastmodelle für die Nachrechnung von Straßenbrücken für statische Nachweise vorgestellt und es wird ein Ausblick auf zukünftige Regelungen gegeben. Für die BEM-ING 2021 wurden die Angaben zur Einordnung der Verkehrsart mit den Erkenntnissen aus der bisherigen Anwendung verbessert. Es sind Ergebnisse von Untersuchungen für Brücken mit Verflechtungsstreifen eingeflossen.

1 Verkehrslastmodelle für Straßenbrücken

Verkehrslastmodelle für Straßenbrücken dienen der Berechnung und Nachweisführung der Brücken und sie müssen deshalb die Beanspruchungen der Brücken innerhalb deren Nutzungszeit sicher widerspiegeln. Der Straßenverkehr ist durch die Fahrzeuge gekennzeichnet, die den Verkehrsweg Straße nutzen und für die Brücken sind wiederum die Fahrzeuge von Bedeutung, die durch ihr Gewicht die Brücke relevant belasten. Für das Einzelfahrzeug sind durch die Straßenverkehrszulassungsordnung (StVZO) Achslasten und Achsabstände der Fahrzeuge begrenzt. Abweichende Lasten und/oder Geometrien bedürfen Sonderzulassungen, die zur Abwicklung der Transportaufgaben der Wirtschaft umfänglich erforderlich sind.

Der reale Verkehr, der über einen Zeitraum über die Brücke läuft, einschließlich kurzzeitiger veränderter Verkehrsführungen und Unfallereignisse, ist für die Berechnung der Brücke ungeeignet. Deshalb sind Verkehrslastmodelle erforderlich, die es gestatten, die relevanten Situationen zu erfassen.

Aufgabe eines Modelles ist die vereinfachte Abbildung der Wirklichkeit. Für die Ermittlung von Verkehrslastmodellen ist die Kenntnis des realen Verkehrs erforderlich.

2 Normative Verkehrslastmodelle

Ein Lastmodell kann die unterschiedlichen Beanspruchungen einer Brücke (z.B. Biegung, Schub) nicht gleichermaßen gut abbilden. Lastannahmen und Lastmodelle sollten zwar unabhängig von den mechanischen Systemen sein, die Besonderheit des Verkehrs in seinen verschiedenen Zuständen und die Vielfalt der Brückensysteme fordern eine gemeinsame Betrachtung.

Verkehrslastmodelle für Brücken sind keine einfachen Abbildungen seltener Verkehrssituationen. Dennoch ist der reale und der prognostizierte zukünftige Verkehr die Grundlage zur Ermittlung von Lastmodellen.

In Deutschland waren diese Verkehrslastmodelle bis 2003 durch Einzelachsen eines fiktiven Lastkraftwagens und einer außerhalb des LKWs fahrspurbezogenen gleichmäßigen Flächenlast als Ersatz für einen Fahrzeugstrom kleiner und mittlerer Fahrzeuge unterschiedlicher Größe geprägt. Der fiktive LKW diente zur Namensgebung der Modelle. Die wesentlichen Verkehrslastmodelle waren die Brückenklasse 60 und Brückenklasse 30. 1985 wurde infolge der Zunahme schwerer LKWs und der damit verbundenen Nutzung der Überholspur durch diese LKWs auch in der zweiten Spur ein fiktiver LKW angeordnet und es kam z. B. zur BK 60 / 30.

Seit 2003 ist in Europa das europäische Lastmodell 1 (LM1) das bestimmende statische Lastmodell für Straßenbrücken. Es zeichnet sich durch Doppelachsen unterschiedlicher Achslasten in drei Spuren als Überlasten und durchgehenden gleichmäßig verteilten Flächenlasten je Spur aus und stellt somit ein vereinfachtes Modell dar. Dieses Lastmodell ist für globale und lokale Nachweise anzuwenden. Über α Faktoren können nationale Anpassungen als Reaktion auf spezifische Verkehre vorgenommen werden.

Die Ermittlung der α Faktoren für das NA der DIN EN 1991-2 und alle folgenden Untersuchungen für die Nachrechnungsrichtlinie oder für objektspezifische Verkehrslastmodelle basieren auf folgender prinzipiellen Vorgehensweise (1):

- Mit gemessenen Verkehrsdaten wie Verkehrsstärke, Verkehrszusammensetzung und Gesamtgewichten der Fahrzeuge werden Verkehrssimulationsrechnungen durchgeführt und so eine zufällige Folge von Achsen erzeugt. Diese Achsfolgen dienen der Ermittlung von Kennwert-Zeit-Verläufen (z.B. Momenten-Zeitverlauf einer bestimmten Brücke). Eine statistische Auswertung und eine folgende Extrapolation führen zu Werten mit einer definierten mittleren Wiederkehrperiode, den charakteristischen Werten im Beispiel des Biegemomentes. Entsprechend der Definition in der DIN EN 1991-2 (2) ist hierbei der charakteristische Wert einer Beanspruchung aus Verkehr ein Wert mit einer mittleren Wiederkehrperiode von 1.000 Jahren.
- Die auf diesem Weg ermittelten Werte (verschiedene Kennwerte, unterschiedliche Varianten von Verkehr) werden den analogen Werten aus der Anwendung historischer Lastmodelle nach DIN 1072 sowie aus der Anwendung des Lastmodells LM 1 nach DIN Fachbericht 101 gegenübergestellt. Aus diesem Vergleich der charakteristischen Werte lässt sich somit eine Aussage zur Einordnung der Beanspruchungen aus tatsächlichem Verkehr durch die betrachteten Lastmodelle gewinnen.
- Eine Besonderheit ist bei Brücken deren Abmessungen in Längsrichtung nur ein Fahrzeug aufnehmen zu beachten. Dafür sind gesonderte Berechnungen geführt.

Die Berechnungsergebnisse unterscheiden sich im Wesentlichen durch die ursächlichen Verkehrsdaten. Die Unterschiede durch die Vielfalt der Tragsysteme und Kennwerte werden durch einen Abgleich von Berechnungen mit gleichen Verkehrsdaten und unterschiedlichen Tragsystemen und Kennwerten erfasst.

Für das Lastmodell LM1 im DIN Fachbericht (2) und für das LM 1 mit NA der Europäischen Norm (3) dienten Verkehrsmessungen der A 61. Unterschiedliche Messzeiträume und neuere Verkehrsprognosen führten zu Lasterhöhungen der Modelle.

Für den Brückenbestand sind diese Lastmodelle zu konservativ. Die verwendeten Verkehrsdaten und die prognostizierten Szenarien entsprechen nicht dem aktuellen und in naher Zukunft zu erwartenden Verkehren. Dafür gelten die Regelungen der Nachrechnungsrichtlinie.

3 Festlegungen zu Verkehrslastmodellen in der NRR

3.1 Festlegungen im Überblick

Für die Nachrechnung bestehender Brücken steht mit der im Jahr 2011 eingeführten und 2015 ergänzten „Richtlinie für die Nachrechnung von Straßenbrücken im Bestand (4) und (5) ein Regelwerk zur Verfügung. Darin sind Festlegungen bzw. Informationen zu Einwirkungen aus Verkehr für die Nachrechnung von Brücken zu folgenden Sachverhalten getroffen:

- Vertikale Verkehrseinwirkung in Form von Ziellastniveaus
- Horizontale Verkehrseinwirkung entsprechend der Ziellastniveaus
- Verkehrseinwirkung zur Nachweisführung gegen Ermüdung
- Anpralllasten an Fahrzeugrückhaltesystemen
- Kompensationsmaßnahmen zum abgeminderten Ziellastniveau (Anlage 1)
- Ermittlung der Verkehrszusammensetzung (Anlage 4)
- Verkehrslastmodell für Brücken mit 4+0- bzw. 4s+0-Verkehrsführung (Anlage 5)

3.2 Vertikale Verkehrseinwirkungen

Verkehrslastmodelle für Straßenbrücken für statische Nachweise von Bestandsbrücken werden zur Unterscheidung zu den Normen des Neubaus von Brücken als Ziellastniveaus bezeichnet, die anhand der objektspezifischen Verkehrscharakteristik festgelegt werden müssen. Dabei ist zusätzlich die Anzahl der Fahrstreifen je Fahrtrichtung auf der Brücke zu beachten.

Zur Definition der Verkehrscharakteristik werden darin Verkehrsarten und die durchschnittliche tägliche Schwerverkehrsstärke (DTV-SV) verwendet. Die Verkehrsarten sind:

- „Große Entfernung“,
- „Mittlere Entfernung“,
- „Ortsverkehr“.

Diese unterscheiden sich durch die Zusammensetzung des Schwerverkehrs. Als Ziellastniveaus werden neben dem Lastmodell LM 1 nach DIN-Fachbericht auch die historischen Lastmodelle BK 60/30, BK 60 und BK 30/30 nach DIN 1072 (6) verwendet, siehe Beispiel in Tabelle 1.

Tabelle 10.1 Ziellastniveau für Brücken mit Straßenquerschnitten von zwei oder mehr Fahrstreifen in einer Fahrtrichtung

		1	2	3
		Verkehrsart		
		Große Entfernung	Mittlere Entfernung	Ortsverkehr
1	DTV-SV < 2.000	LM1 ¹⁾	BK60/30	BK60 ^{2) 3)}
2	2.000 ≤ DTV-SV < 20.000		LM1 ¹⁾	BK60/30
3	DTV-SV ≥ 20.000			LM1 ¹⁾

1) Alternativ zu LM1 kann LMM angesetzt werden.
 2) Bei Einfeld- und Durchlaufsystemen darf für Einzelstützweiten bis zu 25 m als Ziellastniveau BK30/30 angesetzt werden.
 3) Wenn genauere Kenntnisse über ein wesentlich geringeres Verkehrsaufkommen oder eine günstigere Verkehrszusammensetzung vorliegen, darf als Ziellastniveau BK30/30 angesetzt werden.

Tabelle 1:Auszug aus Tabelle 10.1 aus (4)

Die Verkehrszusammensetzung ist entsprechend Tabelle 2 anzusetzen.

Tabelle 10.3 Summarische Verkehrszusammensetzung des DTV-SV [%] zur Bestimmung der objektbezogenen Verkehrsart (Anhaltswerte)

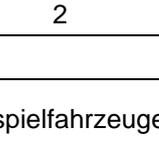
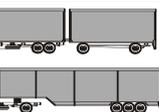
1	2	3	4	5
Fahrzeuggruppe	Verkehrsart			
LKW	Beispielfahrzeuge	Große Entfernung	Mittlere Entfernung	Ortsverkehr
LKW > 3,5 t mit 2 oder 3 Achsen ohne Anhänger		25	50	85
Busse				
LKW > 3,5 t mit Anhänger		75	50	15
Sattelzüge				
Andere Schwerfahrzeuge > 3,5 t				

Tabelle 2: Auszug aus Tabelle 10.3 aus (4)

Hintergrund:

Für die Zuordnung der Lastmodelle sind Berechnungen entsprechend der in Abschnitt 1 dargestellten Methodik (Verkehrssimulation, Berechnung von Kennwert-Zeit-Verläufen, statistische Auswertung) durchgeführt worden. Es erfolgte eine Differenzierung zwischen drei Verkehrsarten - Große Entfernung, Mittlere Entfernung und Ortsverkehr. Die Verkehrszusammensetzung für die jeweiligen Verkehrsarten ist in Anlehnung an das Ermüdungslastmodell 4 der DIN EN 1991-2 (3) gewählt worden (siehe Tabelle 2). Die maßgebenden Gesamtgewichtsverteilungen für die verschiedenen Verkehrscharakteristika basieren auf Daten der A61 für die Große Entfernung, Daten der A8 für die Mittlere Entfernung und Daten der Miquelallee für den Ortsverkehr. Als Brückentragssysteme dienten verschiedene Plattenbalken- und Hohlkastenquerschnitte in Ein- und Mehrfeldsystemen. (7).

3.3 Horizontale Verkehrseinwirkungen

Horizontale Verkehrseinwirkungen sind entsprechend dem Ziellastniveau zu behandeln und damit entsprechend den der zugeordneten auch historischen Normen.

Hintergrund:

Die Ableitung der horizontalen Verkehrseinwirkungen aus den Vertikalen Verkehrseinwirkungen folgt den Regelungen der europäischen Norm (3).

3.4 Verkehrseinwirkung zur Nachweisführung gegen Ermüdung

Diese Verkehrseinwirkungen werden in einem gesonderten Beitrag durch Prof. Geißler und Dr. Kraus vorgestellt

3.5 Anpralllasten an Fahrzeugrückhaltesystemen

Mit der 1. Ergänzung zur Nachrechnungsrichtlinie 2015 werden Anpralllasten für die Stufe 2 der Nachrechnung geregelt.

Hintergrund:

Es werden Brücken mit Kragarmen in Massivbauweise untersucht und ein Lösungsvorschlag für die Kappenverankerung bei der Instandsetzung von Bestandsbauwerken entwickelt. Zur Optimierung der Kragarmbemessung werden numerische Berechnungen durchgeführt, die auf eine maximale Ausnutzung der zur Verfügung stehenden Systemreserven abzielen. Insbesondere wird dabei die lastverteilende Wirkung der üblicherweise als nichttragend angesetzten Brückenkappen berücksichtigt. Auf der Grundlage von Anprallversuchen an Rückhaltesystemen, die im Hinblick auf das Lastabtragungsverhalten im Kappen-Kragarm-Bereich ausgewertet werden, wird ein alternativer Lastansatz für die Anprallsituation entwickelt. Eine Bewertung dieses Lastansatzes erfolgt anhand numerischer Untersuchungen zur Kragarmbemessung. Darauf aufbauend wird eine Bemessungshilfe für die Kragarmbemessung erarbeitet, und es werden Maßnahmen zur Kragarmverstärkung unter besonderer Berücksichtigung des alternativen Lastansatzes entwickelt. Mehr Informationen in (8).

3.6 Kompensationsmaßnahmen zum abgeminderten Ziellastniveau

Wenn das Ziellastniveau LM 1 nicht nachgewiesen werden kann, sind durch Einschränkungen im Verkehrsfluß Abminderungen des Ziellastniveaus möglich. Als Nutzungseinschränkungen dienen Abstandsregeln für den LKW Verkehr und ein LKW Überholverbot. Für Brücken unterschiedlicher Stützweiten, Querschnittsausbildung und Fahrstreifenbelegung werden abgeminderte Ziellastniveaus mit erforderlichen Nutzungseinschränkungen definiert. Als Beispiel wird auf Tabelle 3 verwiesen.

Tabelle A.1.1 Verkehrliche Kompensationsmaßnahmen für Ziellastniveau LM1 für Brücken mit getrennten Überbauten für die Richtungsfahrbahnen, Einzelstützweiten kleiner als 35m

		1	2
		Einzelstützweite kleiner 35 m	
1	DTV-SV < 2.000	BK60 + ÜV + SV	BK60/30
2	DTV-SV ≥ 2.000	BK60 + ÜV + SV	BK60/30 + ÜV + SV

Tabelle 3: Auszug aus NRR 2011 (4)

Hintergrund:

Die genannten Berechnungen werden durch Einpflegen von Kompensationsmaßnahmen ergänzt. Als solche dienen Abstandsbeschränkung, Überholverbot und Einschränkung des genehmigungspflichtigen Schwerverkehrs. (7)

Mit der 1. Ergänzung zur Nachrechnungsrichtlinie 2015 werden die Kompensationsmaßnahmen zum abgeminderten Ziellastniveau überarbeitet und in geänderter Form aufgenommen. Die Änderungen betreffen die Abstandsregelung, die neu mit einem LKW-Mindestabstand von 50 Metern zu einem vorausbefindlichen Kraftfahrzeug gleicher Art geregelt wird und die Differenzierung von 15m und 25m aufhebt. Weiterhin erfolgt eine Neueinstufung des genehmigungspflichtigen Schwerverkehrs mit Dauererlaubnis, siehe Tabelle 4: Auszug aus NRR 2015

Tabelle A1.1 Verkehrliche Kompensationsmaßnahmen für Brücken mit geringerer Tragfähigkeit als Ziellastniveau LM1; hier: Brücken mit getrennten Überbauten für die Richtungsfahrbahnen, Einzelstützweiten kleiner als 35 m

		1	2
		Einzelstützweite kleiner 35 m	
1	DTV-SV < 2.000	BK60 + ÜV	BK60/30
2	DTV-SV ≥ 2.000	BK60 + ÜV	BK60/30 + ÜV

Tabelle 4: Auszug aus NRR 2015 (5)

Hintergrund:

Die vorliegenden Berechnungen werden um spezielle genehmigungspflichtige Großraum- und Schwerlastverkehr mit Dauergenehmigung ergänzt. Kran- oder Betonpumpenfahrzeuge, deren Achslasten (bis 12 t) und/oder Gesamtgewichte (36 bis 48 t) über den gesetzlichen Grenzwerten liegen (damit genehmigungspflichtig sind) werden in den „normalen“ Schwerverkehr eingemischt (9).

3.7 Ermittlung der Verkehrszusammensetzung (Anlage 4)

Es werden Hinweise zur Ermittlung der Verkehrszusammensetzung im Sinne der zitierten Verkehrscharakteristiken unter Einbeziehung von Dauerzählstellen gegeben.

3.8 Verkehrslastmodell für Brücken mit 4+0- bzw. 4s+0-Verkehrsführung

Da zur Ertüchtigung der Bestandsbrücken Verkehrsführungen erforderlich sind, wird mit der 1. Ergänzung zur Nachrechnungsrichtlinie 2015 eine Regelung eingeführt. Danach sind bei nachgerechneten Brücken mit LM1 keine Maßnahmen erforderlich und für Brücken mit BK 60 oder BK 60/30 sind die beschriebenen Kompensationsmaßnahmen zu beachten.

Hintergrund:

Die Berechnungen werden um reduzierte Fahrstreifenbreiten und einer teilweisen Nutzung von Kappenbereichen erweitert (10).

4 Neue Festlegungen zu Verkehrslastmodellen in der BEM-ING 2021

4.1 Neue Festlegungen im Überblick

Die Angabe der Änderungen im Überblick erfolgt im direkten Quervergleich zur schnellen Orientierung. Es erfolgt nur der Hinweis auf Änderungen mit einer prinzipiellen Inhaltsbeschreibung. Nähere Angaben sind den folgenden Abschnitten zu entnehmen.

NRR Stand 2015	BEM-ING Stand 2021
Vertikale Verkehrseinwirkung in Form von Ziellastniveaus	Änderung der Tabelle 10.3 und erweiterter Geltungsbereich
Horizontale Verkehrseinwirkung entsprechend der Ziellastniveaus	keine Änderung
Verkehrseinwirkung zur Nachweisführung gegen Ermüdung	gesonderte Vorstellung
Anpralllasten an Fahrzeugrückhaltesystemen	Ermittlung der Lasterhöhungsfaktoren aktualisiert
Kompensationsmaßnahmen zum abgeminderten Ziellastniveau	Ergänzungen für Brücken mit Verflechtungsstreifen
Ermittlung der Verkehrszusammensetzung	Ergänzungen durch einen erweiterten Geltungsbereich (Anlage A.1.1)
Verkehrslastmodell für Brücken mit 4+0- bzw. 4s+0-Verkehrsführung	keine Änderung

Tabelle 5:Änderungsübersicht

4.2 Vertikale Verkehrseinwirkungen

Die Definition der Ziellastniveaus hat sich nicht geändert. Der Geltungsbereich ist um Brücken mit Verflechtungsstreifen erweitert.

Hintergrund:

Bislang fehlten Aussagen zu Verkehrslastmodellen für Brücken mit monolithisch angeschlossenen Verflechtungstreifen und die Kompensationsmaßnahmen der NRR sind für Brücken mit Verflechtungstreifen nicht eindeutig geregelt. Es wurden entsprechende Untersuchungen geführt. Die Ergebnisse zeigen, dass die Verkehrsbeanspruchungen von Brücken mit Verflechtungstreifen bei der angenommenen Verkehrsbelegung tendenziell größer sind als die von Brücken ohne Verflechtungsspuren. Dennoch decken die Ziellastniveaus die Beanspruchungen ab. Für Kompensationen sind allerdings ergänzende Regelungen erforderlich siehe 4.6.

Die Zuordnung zu den Verkehrsarten Große Entfernung, Mittlere Entfernung und Ortsverkehr entsprechend Tabelle 10.3 der Nachrechnungsrichtlinie sind restriktiv an fixe Werte gebunden. Eine Einordnung bei Zwischenwerten wurde unterschiedlich gehandhabt. Zusätzlich stellten sich Fragen bei einem geringen Schwerverkehrsanteil aber Verkehrsgruppenzugehörigkeiten zu Große Entfernung. Die Tabelle 10.3 aus (5) wurde überarbeitet, siehe Tabelle 6.

.Tabelle 10.3 Summarische Verkehrszusammensetzung des DTV-SV [%] zur Bestimmung der objektbezogenen Verkehrsart (Anhaltswerte)

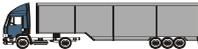
			1	2	3
			Verkehrsart		
Fahrzeuggruppe		Beispielfahrzeuge	Große Entfernung	Mittlere Entfernung ^{2) 3)}	Ortsverkehr ^{1) 3)}
			GE	ME	OV
1	A	LKW > 3,5 t mit 2 oder 3 Achsen ohne Anhänger 	< 50 %	≥ 50 % ≤ 85 %	> 85 %
2		Busse 			
3	B	LKW > 3,5 t mit Anhänger 	> 50 %	≤ 50 % ≥ 15 %	< 15 %
4		Sattelzüge 			
5		Andere Schwerfahrzeuge > 3,5 t 			

Tabelle 6.:neue Tabelle 10.3 entsprechend BEM-ING 2021 auszugsweise (11)

Hintergrund

Aus vorliegenden Berechnungsergebnissen und einer folgenden wahrscheinlichkeitstheoretischen Abschätzung kann geschlußfolgert werden:

- Es kann ein auf der sicheren Seite liegender Grenzwert von 150 Fahrzeugen der SV-Gruppe 2 (siehe Tabelle 7) als Kenngröße für die Zuordnung eines Schwerverkehrs mit $DTV-SV < 2.000$ in die Verkehrsart „Ortsverkehr“ definiert werden.
- Aus Plausibilitätsgründen kann dann auch ein Schwerverkehr mit $DTV-SV < 2.000$ und einer Anzahl von Fahrzeugen der SV-Gruppe 2 zwischen 150 und 500 pro Richtung unabhängig von dem Fahrzeuganteil der SV-Gruppe 1 als Verkehrsart „Mittlere Entfernung“ definiert werden. (12)

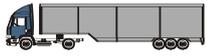
Fahrzeuggruppe			Beispielfahrzeuge	SV-Gruppe
1	A	LKW > 3,5 t mit 2 oder 3 Achsen ohne Anhänger		
2		Busse		
3	B	LKW > 3,5 t mit Anhänger		2
4		Sattelzüge		
5		Andere Schwerfahrzeuge > 3,5 t		

Tabelle 7_Fahrzeuggruppenzuordnung nach (12)

4.3 Horizontale Verkehrseinwirkungen

Keine Änderung, da Direktbezug zu Ziellastniveau

4.4 Verkehrseinwirkung zur Nachweisführung gegen Ermüdung

Gesonderter Beitrag

4.5 Anpralllasten an Fahrzeugrückhaltesystemen

Durch den Wegfall der Einsatzfreigabelisten wird eine Überarbeitung erforderlich. Die Einsatzfreigabelisten werden durch die Technische Übersichtsliste für Fahrzeugrückhaltesysteme (FRS) ersetzt. Dort sind auch die Lasterhöhungsfaktoren für die relevanten FRS gelistet. Die Vorgehensweise für die Ermittlung des Faktors ist im Anhang 4 der Technischen Kriterien für FRS geregelt. In den Einsatzempfehlungen für FRS sind Hilfen zur Überprüfung der Biegetragfähigkeit von bestehenden Brücken für den außergewöhnlichen Lastfall „Anprall an Schutzeinrichtungen“ gegeben.

Hintergrund: Aktualisierung der Regeln (13)

4.6 Kompensationsmaßnahmen zum abgeminderten Ziellastniveau (Anlage 1)

Die Anlage 1 ist neu gegliedert. Im Abschnitt A.1.1 wird für die Verkehrsart Große Entfernung eine objekt-spezifische Regelung eingeführt. Diese setzt voraus, dass spurbezogene Verkehrsdaten vorliegen. Falls diese den Angaben der Tabelle A.1.1 entsprechen, ist des Ziellastniveau für Große Entfernung wie folgt geregelt:

- BK60/30 für Brücken mit Straßenquerschnitten von zwei oder mehr Fahrstreifen in einer Fahrtrichtung
- BK60/30 für Brücken mit Straßenquerschnitten von nicht mehr als ein Fahrstreifen je Fahrtrichtung und $DTV-SV \geq 2.000$
- BK60 für Brücken mit Straßenquerschnitten von nicht mehr als ein Fahrstreifen je Fahrtrichtung und $DTV-SV < 2.000$.

Tabelle A.1.1 Fahrstreifenbezogene summarische Verkehrszusammensetzung des DTV-SV [%] zur Bestimmung der objektbezogenen Verkehrsart „Große Entfernung GE-Obj“ (Anhaltswerte)

				1	2	3
				Verkehrsart		
				Große Entfernung		
Fahrzeuggruppe		Beispielfahrzeuge	GE	GE-Obj ¹⁾		
				FS 1 ²⁾	FS n ³⁾	
1	A	LKW > 3,5 t mit 2 oder 3 Achsen ohne Anhänger 	< 50 %	≤ 50 %	≥ 50 %	
2		Busse 				
3	B	LKW > 3,5 t mit Anhänger 	> 50 %	≥ 50 %	< 50 %	
4		Sattelzüge 				
5		Andere Schwerfahrzeuge > 3,5 t 				
6	Anteil DTV-SV an DTV im Fahrstreifen			< 60 %	< 10 %	

1) Zur Einordnung in die Verkehrsart „Große Entfernung – GE-Obj“ sind Verkehrsparameter für die einzelnen Fahrstreifen entweder durch vorliegende Datenbestände von Verkehrserfassungsdaten oder durch Verkehrserhebung vor Ort zu verwenden.

2) Verkehrszusammensetzung des in Fahrtrichtung rechten Fahrstreifens (FS 1) inklusive des Anteils des Ein- bzw. Ausfädelungsstreifens, falls im Brückenquerschnitt vorhanden.

3) Verkehrszusammensetzung aller übrigen Fahrstreifen einer Fahrtrichtung (FS n).

Tabelle 8: neue Tabelle A.1.1 in BEM-ING 2021

Hintergrund

Eine Analyse häufig auftretender Verkehrsdaten auf deutschen Autobahnen ergibt günstigere Verkehrsdaten als die zu Grunde gelegten Daten der A61. Eine Voraussetzung ist jedoch, dass der Anteil DTV-SV an DTV im Fahrstreifen 1 kleiner als 60% ist. In den analysierten Fällen war dies der Regelfall (14).

Die Erweiterung des Geltungsbereiches der Ziellastniveaus um Brücken mit Verflechtungsstreifen erfordert eine Erweiterung der Anlage 1. Während die Beanspruchungen von Brücken mit Verflechtungsstreifen durch die Ziellastniveaus erfasst werden sind zusätzliche Regelungen für Kompensationsmaßnahmen erforderlich. Im Abschnitt A.1.2 Nutzungseinschränkungen wird als zusätzliche Kompensationsmaßnahme „SV Genehmigungspflichtiger Schwerverkehr (Einzel- und/oder Dauergenehmigung) nur mit statischem Einzelnachweis“ aufgenommen, da dies für Kompensationen bei Brücken mit Verflechtungsstreifen erforderlich ist.

Hintergrund

Da bei Brücken mit Verflechtungsstreifen ein Überholverbot nicht wirksam wird und eine Begegnung von genehmigungspflichtigem Schwerverkehr nicht ausgeschlossen werden kann, wird für Brücken mit Verflechtungsspuren diese Kompensationsmaßnahme erforderlich (14).

Die Anlage 1 wird um zwei weitere Tabellen ergänzt. Dies betrifft:

- Eine Tabelle A.1.4, die Kompensationenmaßnahmen bei Brücken mit getrennten Überbauten, Richtungsverkehr und Verflechtungsstreifen regelt. Es werden unterschiedliche Regeln für die Verkehrsart Große Entfernung und objektspezifische Große Entfernung (Anlage 1, A.1.1) erforderlich. Die Tabelle wird als Beispiel auszugsweise in Tabelle 9 vorgestellt.
- Eine Tabelle 1.6 für Überbauten mit drei oder mehr Fahrspuren und Verflechtungsstreifen

Tabelle A.1.4: Verpflichtende Nutzungseinschränkungen bei abgemindertem Ziellastniveau und getrennten Überbauten für die Richtungsfahrbahnen und mit Ein- bzw. Ausfädelungsstreifen

		1	2	3	4	5	6
		≥ 3 Fahrstreifen in einer Richtung					
		GE		GE-Obj			
1	DTV-SV < 2.000	BK60 + A50 + ÜV	BK60/30 + A50	BK30/30 + SV ¹⁾	BK45 + SV	BK60 + A50	BK60/30
2	DTV-SV ≥ 2.000	BK60 + A50 + ÜV + SV	BK60/30 + A50 + ÜV	BK30/30 + A50 + SV ¹⁾	BK45 + A50 + SV	BK60 + SV	
¹⁾ Kompensationsmaßnahmen gelten für BK30/30 nicht bei Einfeldsystemen mit Stützweiten kleiner 25 m							

Tabelle 9: Tabelle A.1.4 aus BEM-ING 2021 (11)

4.7 Ermittlung der Verkehrszusammensetzung (Anlage A.2)

Die Ermittlung der Verkehrszusammensetzung wurde um Hinweise zur Einordnung der Verkehrsart GE objektspezifisch ergänzt.

4.8 Verkehrslastmodelle für Brücken (Anlage A.3)

4.8.1 Verkehrslastmodelle für Brücken mit einer 4+1 oder 5+1 Verkehrsführung

Die Abschnitte sind unverändert.

4.8.2 Zukünftige Lastmodelle für die Nachrechnung

Die aktuellen Ziellastniveaus basieren sowohl auf den europäischen Lastmodellen als auch auf historischen deutschen Verkehrslastmodellen. Eine künftige nachhaltige Basis für Verkehrslastmodelle zur Beschreibung der Ziellastniveaus kann nur das europäische Lastmodell LM 1 mit deutscher Anpassung sein. Für den Quervergleich zu den Originalstatiken der Bestandsbrücken ist eine Zuordnung zu den historischen Lastmodellen dennoch hilfreich. Vor der Einführung der zukünftigen Lastmodelle sind noch Anpassungen z. B. für Kompensationsmaßnahmen sowie Querbeziehungen zu abgeleiteten Regelungen erforderlich. Die Lastmodellzuordnungen liegen bereits vor. Als Beispiel dient Tabelle 10, welche als Tabelle A.3.1 in die BEM-ING 2021 aufgenommen wurde.

Tabelle A.3.1: . 1Auf das Lastmodell LM1_{DIN_FB101} bezogenes Ziellastniveau für Brücken mit Straßenquerschnitten von zwei oder mehr Fahrstreifen in einer Fahrtrichtung

DTV-SV	Verkehrsart					
	Große Entfernung		Mittlere Entfernung		Ortsverkehr	
	Ziellastniveau (bisher)	Faktoriertes Ziellastniveau	Ziellastniveau (bisher)	Faktoriertes Ziellastniveau	Ziellastniveau (bisher)	Faktoriertes Ziellastniveau
DTV-SV < 1.000	LM1	0,90 LM1	BK60/30	0,75 LM1	BK60	0,65 LM1
1.000 ≤ DTV-SV < 2.000		0,95 LM1		0,75 LM1		0,65 LM1
2.000 ≤ DTV-SV < 10.000		1,00 LM1	LM1	0,80 LM1	BK60/30	0,70 LM1
10.000 ≤ DTV-SV < 20.000		1,00 LM1		0,80 LM1		0,70 LM1
20.000 ≤ DTV-SV < 50.000		1,00 LM1	-	-	-	-

Tabelle 10: Beispiel für zukünftige Ziellastniveaus (15).

5 Literaturverzeichnis

1. BÖNING, S. Entwicklung einer geschlossenen Vorgehensweise zur Ermittlung von Beanspruchungen von Brückenbauwerken infolge Straßenverkehr. Bauhaus-Universität Weimar : s.n., Dissertation 2013.

2. NORM DIN-Fachbericht 101: Einwirkungen auf Brücken. s.l. : Beuth Verlag, Fassung 03/2009.
3. NORM DIN EN 1991-2: Eurocode 1: Einwirkungen auf Tragwerke - Teil 2: Verkehrslasten auf Brücken. s.l. : Beuth Verlag, 2010. Fassung 12/2010.
4. Nachrechnungsrichtlinie. *Richtlinie zur Nachrechnung von Straßenbrücken im Bestand (Nachrechnungsrichtlinie)*. s.l. : BMVI, 2011.
5. Nachrechnungsrichtlinie. Ausgabe 05/2011 2015.
6. NORM DIN 1072: Straßen- und Wegbrücken; Lastannahmen. Fassung 12/1985.
7. FREUNDT, U. und BÖNING, S.: *Verkehrslastmodelle für die Nachrechnung von Straßenbrücken im Bestand - Berichte der Bundesanstalt für Straßenwesen*. s.l. : Brücken- und Ingenieurbau - Heft B 82. Bremerhaven: Wirtschaftsverlag NW, 2011.
8. Winfried Neumann, Tim Rauert. *Berichte der Bundesanstalt für Straßenwesen, Reihe B: Brücken- und Ingenieurbau (108)*. 2014.
9. Freundt, U. und Böning.S. Der aktuelle Verkehr einschließlich des dauergenehmigten Schwerverkehrs der Autobahnen in NRW und die resultierenden Beanspruchungen der betreffenden Bestandsbrücken (Forschungsbericht - unveröffentlicht) . Gelsenkirchen, Landesbetrieb Straßenbau, NRW : s.n., 2014.
10. FREUNDT, U. und BÖNING, S. Einfluss der veränderten Verkehrsführung bei Ertüchtigungsmaßnahmen auf die Bauwerksbeanspruchung - Straßenwesen - Brücken- und Ingenieurbau - Heft B 97. Bremerhaven: Wirtschaftsverlag NW, 2014. *Berichte der Bundesanstalt für Straßenwesen - Bremerhaven: Wirtschaftsverlag NW, 2014*. Bremerhaven: Wirtschaftsverlag NW, : s.n., 2014. Bde. Brücken- und Ingenieurbau - Heft B 97. .
11. BEM-ING . 2021 unveröffentlicht.
12. Kaschner. Überprüfung der Angaben für die Zuordnung der Verkehrsarten . *unveröffentlicht*. 2020.
13. Technische Übersichtsliste für Fahrzeug-Rückhaltesysteme in Deutschland. 06.08.2021.
14. Freundt.U, Böning.S und Kaschner.R. Ermittlung von Lastmodellen für Brücken im Zuge von Bundesfernstraßen mit Anschlussstellen . Gelsenkirchen : s.n., 2020.
15. FREUNDT, U., et al. Methodik zur Entwicklung neuer Verkehrslastmodelle für die Nachrechnung des Brückenbestandes Bergisch Gladbach: . *Schlussbericht FE 15.0587/2012/FRB (Forschungsbericht)* . Bundesanstalt für Straßenwesen : s.n., 2018.

M.Sc. Josef Karl Kraus, Prof. Dr.-Ing. Karsten Geißler
Technische Universität Berlin, Fachgebiet Entwerfen und Konstruieren – Stahlbau

MR Prof. Dr.-Ing. Gero Marzahn
Bundesministerium für Verkehr und digitale Infrastruktur, Referat StB 24 Ingenieurbauwerke

Ermüdungslastmodelle für die Nachrechnung von Straßenbrücken in den Stufen 1 und 2

Zusammenfassung

Eine realitätsnahe Beurteilung der Ermüdungsbeanspruchung infolge des bekanntermaßen in den letzten Jahrzehnten stetig stärkeren Schwerverkehrs ist bei der Bewertung von Brücken von großer Bedeutung. Häufig treten dabei jedoch rechnerische Defizite auf, die zu großen Teilen auf konservative Verkehrslastmodelle zurückzuführen sind.

Im Zuge der Überarbeitung der Nachrechnungsrichtlinie [1] wird dies durch eine Verfeinerung des Ermüdungslastmodells 3 (ELM 3) mit dem Ziel zwar immer noch allgemeingültiger, aber realistischerer Rechenannahmen behandelt. Der vorliegende Beitrag liefert dazu zunächst einen Überblick zu den Ermüdungslastmodellen der Nachrechnungsrichtlinie. Weiterhin werden die Hintergründe der aktuellen Anpassung des ELM 3 erläutert sowie anschließend ein Vergleich mit der bisherigen Regelung gezogen.

1 Einleitung

Die realitätsnahe Beurteilung der Ermüdungsbeanspruchung ist bei der Bewertung von Brücken von großer Bedeutung. Die Nachweisführung gegen Ermüdung erfolgt im Regelfall in Form eines Betriebsfestigkeitsnachweises. In der Nachrechnungsrichtlinie sind hierfür Konzepte basierend auf schädigungsäquivalenten Spannungsschwingbreiten (ELM 3) sowie einer direkten Berechnung der Schadenssumme über ein vereinfachtes Mehrstufenkollektiv (ELM 4) vorgesehen. Während das ELM 4 im Rahmen der Nachrechnung bereits eine gute Abstufung der objektbezogenen Ermüdungsbeanspruchung zulässt, war dies bislang bei Anwendung des ELM 3 nicht möglich. Ziel ist daher, durch eine Neuregelung den Einfluss der Verkehrsart bzw. -zusammensetzung über das ELM 3 bereits in der ersten Stufe der Nachrechnung berücksichtigen zu können.

Zu den im Rahmen der Nachrechnungsrichtlinie zu verwendenden Lastmodellen des Ermüdungsnachweises wird im Folgenden ein Überblick gegeben.

2 Ermüdungslastmodelle der Nachrechnungsrichtlinie

2.1 Nachweisführung in Stufe 1 - basierend auf dem Ermüdungslastmodell 3

2.1.1 Nachweisverfahren

In Stufe 1 der Nachrechnungsrichtlinie sind Ermüdungsnachweise nach den DIN-Fachberichten 102 bis 104 analog zu den derzeit gültigen Eurocodes zu führen. Die Ermüdungsbeanspruchung berechnet sich dabei auf Grundlage des Ermüdungslastmodells 3, vgl. Bild 1, unter Berücksichtigung sog. Schadensäquivalenzfaktoren λ . Am Nachweisort führt dies zur Ermittlung einer schädigungsäquivalenten Spannungsschwingbreite $\Delta\sigma_E$ mit einer definierten Schwingspielzahl von $n_E = 2 \cdot 10^6$ bei Stahlkonstruktionen bzw. $n_E = 1 \cdot 10^6$ bei Stahlbeton- und Spannbetonkonstruktionen. Diese schädigungsäquivalente Spannungsschwingbreite ist als Einstufenkollektiv äquivalent zum mehrstufigen Beanspruchungskollektiv des realen Verkehrs und wird zur Nachweisführung dem wiederum n_E -fachen Kennwert des lokal vorliegenden Kerbfalls $\Delta\sigma_C$ bzw. $\Delta\sigma_{Rsk}$ gegenübergestellt.

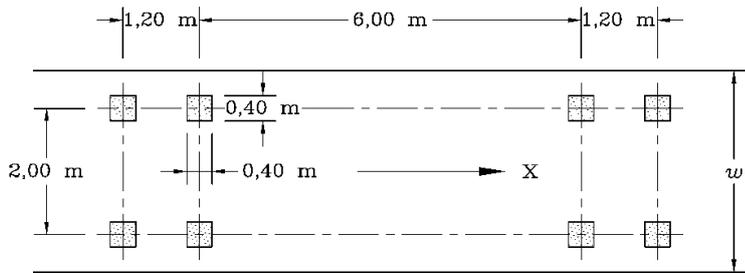


Bild 1: Ermüdungslastmodell 3 – Einzelfahrzeugmodell mit vier Achsen $a' = 120 \text{ kN}$ nach DIN EN 1991-2 (2012)

Ergänzend sind bei Nachweisen in der Nähe von Fahrbahnübergängen ein zusätzlicher dynamischer Erhöhungsfaktor $\Delta\varphi_{fat}$ sowie speziell im Massivbau die Erhöhungsfaktoren des ELM 3 von 1,75 (für Nachweise an Zwischenstützen) bzw. 1,40 (für Nachweise in den übrigen Bereichen), zur Kompensierung von Näherungen bei der ursprünglichen Kalibrierung des Modells [2], zu berücksichtigen.

Der Nachweis mit schädigungsäquivalenten Spannungsschwingbreiten stellt das werkstoffübergreifende Standardnachweisverfahren dar. Wesentlich ist dabei, dass der Modellkalibrierung stets eine Linearisierung der Bezugs-Wöhlerlinie zugrunde liegt, um eine gute ingenieurmäßige Handhabung zu ermöglichen.

2.1.2 Defizite der bisherigen Regelung

Die schädigungsäquivalente Spannungsschwingbreite berechnet sich in der bisherigen Fassung der Nachrechnungsrichtlinie [1] weitestgehend analog zum Neubau von Straßenbrücken über:

$$\Delta\sigma_E = \varphi_{fat} \cdot \underbrace{\lambda_1 \cdot \lambda_2 \cdot \lambda_3 \cdot \lambda_4}_{\leq \lambda_{max}} \cdot \Delta\sigma_{ELM\ 3}$$

λ_1 : Stützweite und System
 λ_2 : Verkehrsaufkommen und Verkehrsart
 λ_3 : Nutzungsdauer
 λ_4 : weitere Fahrstreifen

Bauartspezifisch treten, z.B. aufgrund der verschiedenen Wöhlerlinien-Anstiege sowie der Frage der Dauerfestigkeit, Unterschiede in den Schadensäquivalenzfaktoren auf. Wesentlich ist jedoch bei bestehenden Bauwerken die im Gegensatz zum Neubau deutlich bessere Datenlage hinsichtlich Verkehrsaufkommen und -zusammensetzung, welche sich im Faktor λ_2 widerspiegelt.

Spann- bzw. Betonstahl	Baustahl
$\lambda_{S,2} = \bar{Q} \cdot \sqrt[k_2]{\frac{N_{obs}}{2,0 \cdot 10^6}}$	$\lambda_2 = \frac{Q_{m1}}{480 \text{ kN}} \cdot \sqrt[5]{\frac{N_{obs}}{0,5 \cdot 10^6}}$ <p>ausschließlich bei Neubauten: $\lambda_2 \geq 1,10$ nach ARS 22/2012 $(Q_{m1} = 400 \text{ kN und } N_{obs} = 2,0 \cdot 10^6)$</p>

Tabelle 1: Gegenüberstellung der bisherigen bauartspezifisch unterschiedlichen Schadensäquivalenzfaktoren λ_2

Das tatsächliche Verkehrsaufkommen ist in beiden Fällen über den Parameter N_{obs} (Schwerverkehrsstärke je Jahr im 1. Fahrstreifen) gut abbildbar. Defizite lagen bisher jedoch bei der Berücksichtigung der Verkehrsart vor, welche großen Einfluss hat. Diese war im Stahlbau bislang über Q_{m1} nicht abbildbar, wohingegen im Massivbau über \bar{Q} zwar prinzipiell die Möglichkeit bestand, vgl. Bild 2, allerdings aufgrund unterschiedlicher Definitionen der Verkehrsart, basierend auf der „Entfernung“ im Eurocode bzw. „Verkehrszusammensetzung“ in der Nachrechnungsrichtlinie, die Konsistenz zueinander nicht klar beantwortet werden konnte.

Beiwert \bar{Q} für	große Entfernung	mittlere Entfernung	Lokalverkehr
$k_2 = 5$	1,0	0,90	0,73
$k_2 = 7$	1,0	0,92	0,78
$k_2 = 9$	1,0	0,94	0,82

ANMERKUNG Zur Auswahl der Verkehrsart kann angenähert angenommen werden:

- große Entfernung: Hunderte von Kilometern,
- mittlere Entfernung: 50 km bis 100 km,
- Lokalverkehr: weniger als 50 km.

*Abweichende Definition der Verkehrsart im Vergleich zur Nachrechnungsrichtlinie:
„Entfernung“ ↔ „Verkehrszusammensetzung“*

Bild 2: Bisherige Möglichkeit zur Berücksichtigung der Verkehrsart für Bauteile mit Spann- und Betonstahl (DIN EN 1992-2/NA)

Entsprechend war eine Überarbeitung angezeigt, die möglichst Antworten auf folgende Fragen liefert:

1. Ist \bar{Q} in DIN EN 1992-2/NA direkt auf die Verkehrsarten der Nachrechnungsrichtlinie anwendbar?
2. Wie könnte auch für Stahlbrücken eine objektbezogene Anpassung des ELM 3 erfolgen?
3. Ist eine Vereinheitlichung für beide Bauarten möglich?

2.1.3 Aktualisierte Regelung

Basierend auf den Ergebnissen umfangreicher Verkehrslastsimulationen wurde eine detailliertere aber trotzdem noch ingenieurmäßige Lösung vorgeschlagen. Die Neuregelung zur Berücksichtigung des Verkehrsaufkommens und der Verkehrsart zeigt sich in den Schadensäquivalenzfaktoren λ_2 (Tabelle 2 und 3).

Daraus geht hervor, dass trotz unterschiedlich definierter Verkehrsarten in DIN EN 1992-2/NA und Nachrechnungsrichtlinie dennoch zueinander konsistente Parameter für die Verkehrsart \bar{Q} vorliegen. Wichtig ist diese Erkenntnis vor allem dahingehend, da damit auch künftig keine Widersprüche zwischen einer Bemessung für den Neubau und einer Nachrechnung vorliegen. Weiterhin erlaubt die Neuregelung nun auch eine objektbezogene Anpassung der Ermüdungsbeanspruchung für Stahlbrücken und schafft gleichzeitig die Vereinheitlichung für beide Bauarten. Die verbleibende Differenz der Schadensäquivalenzfaktoren λ_2 mit dem unterschiedlichen Bezugswert von $2,0 \cdot 10^6$ bzw. $0,5 \cdot 10^6$ liegt darin begründet, dass andernfalls auch eine Anpassung der Schadensäquivalenzfaktoren λ_1 erforderlich gewesen wäre. Zugunsten der Beibehaltung einer möglichst großen Ähnlichkeit zur Regelung im Eurocode wurde derzeit darauf verzichtet.

Ein Abgleich mit messtechnisch ermittelten Ergebnissen findet sich ergänzend im Abschnitt 3.4.

Spannstahl und Betonstahl	Baustahl
$\lambda_{s,2} = \bar{Q} \cdot \sqrt[k_2]{\frac{N_{obs}}{2,0 \cdot 10^6}}$	$\lambda_2 = \bar{Q} \cdot \sqrt[5]{\frac{N_{obs}}{0,5 \cdot 10^6}}$

Tabelle 2: Aktualisierung und Vereinheitlichung der Schadensäquivalenzfaktoren λ_2

Beiwert \bar{Q} für		1	2	3
		Verkehrsart		
		Große Entfernung	Mittlere Entfernung	Ortsverkehr
1	$m_2 = 5$ bzw. $k_2 = 5$	1,0	0,90	0,73
2	$k_2 = 7$	1,0	0,92	0,78
3	$k_2 = 9$	1,0	0,94	0,82

Tabelle 3: Aktualisierung und Vereinheitlichung der Beiwerte für die Verkehrsart \bar{Q} für Bauteile aus Spann- bzw. Betonstahl (k_2) sowie Baustahl ($m_2 = 5$)

2.2 Nachweisführung in Stufe 2 - basierend auf dem Ermüdungslastmodell 4

In Stufe 2 der Nachrechnungsrichtlinie darf der Nachweis gegen Ermüdung alternativ über eine direkte Berechnung der Schadenssumme D nach den DIN-Fachberichten 102 bis 104 erfolgen. Analog zur bisherigen Regelung [1] basiert dieses Nachweisformat auf einem modifizierten Ermüdungslastmodell 4, vgl. Tabelle 4. Dieses sieht den Ansatz einer Gruppe von Standardlastkraftwagen vor, welche eine Analogie zum realen Schwerverkehr darstellen und je Standardlastkraftwagen über ein zugehöriges (schädigungsäquivalentes) Gesamtgewicht, feste Achsabstände und der jeweils maßgebenden Reifenart (Radaufstandsfläche) bzw. Achstyp definiert ist.

An den Nachweisstellen führt dieses Lastmodell zu jeweils einer schädigungsäquivalenten Spannungsschwingbreite $\Delta\sigma$ je Standardlastkraftwagen, wobei die Schadensäquivalenz hier im Wesentlichen die real streuenden Gesamtgewichte abbildet und zusätzlich einen schädigungsäquivalenten Schwingbeiwert φ_{fat} (zutreffend für gute Belagsqualität) enthält. Über eine zeitliche Staffelung von Verkehrsaufkommen und -zusammensetzung der Vergangenheit führt dies zur Ermittlung eines mehrstufigen Beanspruchungskollektivs welches anschließend zur Berechnung der Schadenssumme der kerbfallabhängigen Bezugs-Wöhlerlinie gegenübergestellt wird.

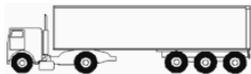
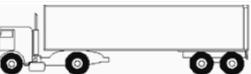
1	2	3	4	5	6
Zeitraum	bis 1950	1950 - 1970	1970 - 1990	1990 - 2010	ab 2010
N_{obs} je Jahr für Fahrstreifen 1	$0,05 \cdot 10^6$	$0,1 \cdot 10^6$	$0,25 \cdot 10^6$	$0,5 \cdot 10^6$	$0,6 \cdot 10^6$
Verkehrszusammensetzung in %					
	60	60	50	40	40
	40	30	20	10	10
	-	-	10	30	30
	-	-	15	15	15
	-	10	5	5	5

Tabelle 4: Ermüdungslastmodell 4 der Nachrechnungsrichtlinie – Gruppe von Standardlastkraftwagen, beispielhaft für die Verkehrskategorie „Mittlere Entfernung“ [1]

Analog zum ELM 3 ist bei Nachweisen in der Nähe von Fahrbahnübergängen ein zusätzlicher dynamischer Erhöhungsfaktor $\Delta\varphi_{fat}$ zu berücksichtigen.

Das ELM 4 ist in vielen Fällen genauer als das ELM 3, sollte jedoch nach DIN EN 1991-2 nur angewendet werden, wenn „die gleichzeitige Anwesenheit von mehreren Lkw auf der Brücke unberücksichtigt bleiben kann“. Die Anwendung beschränkt sich damit auf kürzere maßgebende Längen und schmale Querschnitte, wenn das gleichzeitige Auftreten mehrerer Lkw (bei breiten Querschnitten auch in Querrichtung) nicht explizit durch individuelle Annahmen zur Ermittlung der Ermüdungsbeanspruchung erfasst wird. Für diese größeren Bauwerke sei hier nochmal erwähnt, dass in den Festlegungen zur Stufe 1 im Schadensäquivalenzfaktor die gleichzeitige Anwesenheit mehrerer Lkw auf der Brücke (wegen der den Faktoren zugrundeliegenden Verkehrslastsimulationen) näherungsweise berücksichtigt ist.

Mit dem Nachweisformat über das ELM 4 entfällt die Linearisierung der Bezugs-Wöhlerlinie, welche bei der Kalibrierung der Schadensäquivalenzfaktoren des ELM 3 erforderlich ist. Dadurch liefert der Nachweis (durch die Berücksichtigung einer Dauerfestigkeitsgrenze) realistischere Ergebnisse.

3 Hintergrund der Anpassung des ELM 3

3.1 Methode und Eingangsparameter

Die Neuregelungen basieren auf Ergebnissen zur systematischen Verkehrslastsimulation. Letztere ermöglicht eine Generierung zufälliger Verkehrsströme über Monte-Carlo-Algorithmen, basierend auf stochastischen Eingangsgrößen. Die Überfahrt der erzeugten Fahrzeugbänder wird als schrittweise Verschiebung entlang von Einflusslinien betrachtet. Dazu werden repräsentative Brückensysteme herangezogen. Die Auswertung der so an bestimmten Nachweisstellen generierten Kennwert-Zeit-Verläufe erfolgt mittels Rainflow-Zählverfahren (Zyklenzählverfahren) bis zur Ermittlung der Schädigungssummen und damit Schadensäquivalenzfaktoren für ein Bezugslastmodell. Da die Vielseitigkeit des Verkehrs in den Parametern nur bedingt abbildbar ist, werden Verkehrsszenarien untersucht, die auf Grundlage von Weigh-in-Motion-Daten und in Anlehnung an die Verkehrsarten der Nachrechnungsrichtlinie entwickelt werden.

Die Analyse vieler relevanter Parameter in den Verkehrslastsimulationen muss mit dem Ziel einer praxisgerechten Norm wieder vereinfacht und auf Schadensäquivalenzfaktoren λ_2 zur objektbezogenen Anpassung des ELM 3 reduziert werden. Letztere sind ansatzgemäß identisch sind zum FE-Projekt „Zukunftssicherheit der Ermüdungslastmodelle nach DIN EN 1991-2“, vgl. [3] und [4].

Als Grundlage der Verkehrslastsimulationen werden unterschiedliche Fahrzeugkollektive angesetzt, vgl. Bild 3. Diese sind hinsichtlich der Verkehrszusammensetzung analog zu den Verkehrsarten der Nachrechnungsrichtlinie gestaltet und entsprechen beispielweise in der Verkehrsart „Große Entfernung“ den Weigh-in-Motion-Daten der Messstelle „A61 Bliessheim (2004)“ [5]. Auf der sicheren Seite werden in den übrigen Verkehrsarten identische Gesamtgewichtsverteilungen angenommen, was wegen der enormen Diversität im untergeordneten Straßennetz wichtig ist. Hintergrund ist, dass aus bisherigen WiM-Daten im untergeordneten Straßennetz keine allgemeingültige Systematik abzuleiten ist, vgl. [3], die für das gesamte Straßennetz beispielsweise im „Ortsverkehr“ geringere Gesamtgewichte zweifelsfrei ausweist. Zu betonen ist in diesem Zusammenhang jedoch, dass objektspezifisch in Stufe 3 durchaus das Potenzial vorliegt, durch direkte Bestimmung der Fahrzeuggesamtgewichte am Bauwerk eine weitere Abminderung der rechnerischen Ermüdungsbeanspruchung zu begründen, siehe z.B. [6], [7].

Die Untersuchung erstreckt sich darüber hinaus auf eine Vielzahl unterschiedlicher Einflusslinien, s. Bild 3. Die Betrachtung vereinfachter Einflusslinien ermöglicht es, durch deren Allgemeingültigkeit, ein möglichst großes Feld an Brücken abzudecken.

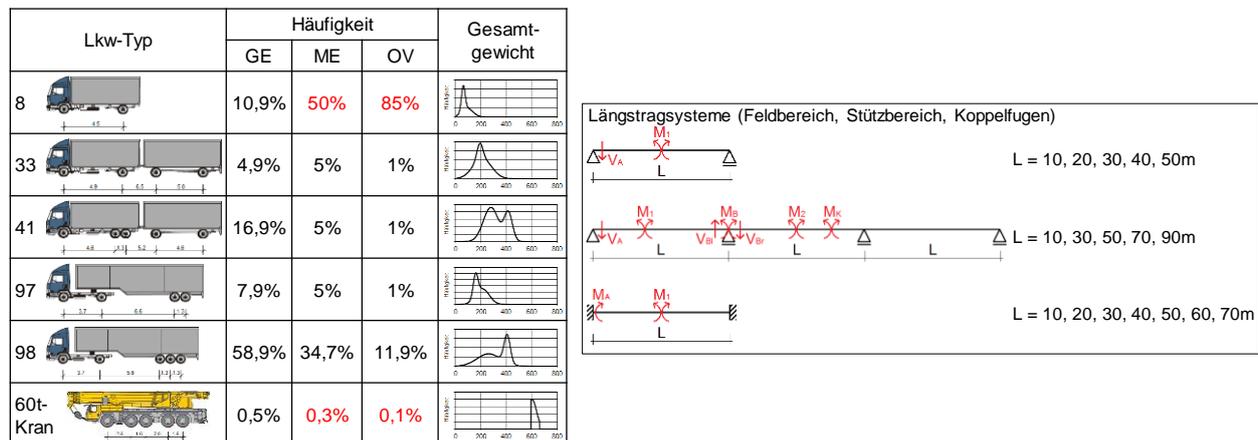


Bild 3: Fahrzeugkollektive und statische Systeme (Einflusslinien)

Neben den genannten Fahrzeugkollektiven und Einflusslinien werden folgende Parameter angesetzt:

- je Verkehrsszenario: $DTV-SV = 8.000 (N_{obs} = 2,0 \cdot 10^6) \rightarrow$ Umrechnung auf andere Bezugswerte in λ_2
- Simulationsdauer: 1 Jahr \rightarrow Umrechnung auf 100 Jahre $\rightarrow \lambda_3 = 1,0$
- einspuriger Verkehr $\rightarrow \lambda_4 = 1,0$
- nur fließender Verkehr (d.h. keine Staus)
- Linearisierung der M- σ -Beziehung (im Massivbau, d.h. analog zu [2] und [3])
- Linearisierung der Bezugs-Wöhlerlinie (Steigung m_2 bzw. k_2)

Insgesamt liegen damit ca. 700 Simulationsergebnisse vor, die als Grundlage zur Ableitung eines abgestuften Ermüdungslastmodells dienen.

3.2 Auswertung

Aus den einzelnen Simulationen wird jeweils zunächst die schädigungsäquivalente Schwingbreite ermittelt und durch Vergleich mit der Schwingbreite infolge des ELM 3 der Lambda-Faktor $\lambda_1 \cdot \lambda_2$ ermittelt (mit $\lambda_3 = 1,0$ sowie $\lambda_4 = 1,0$). Beispielhaft sind diese Faktoren in Bild 4 getrennt nach den Verkehrsszenarien GE, ME und OV für die Einflusslinie „Durchlaufträger, Stützmoment“ dargestellt (mit $k_2 = 5$).

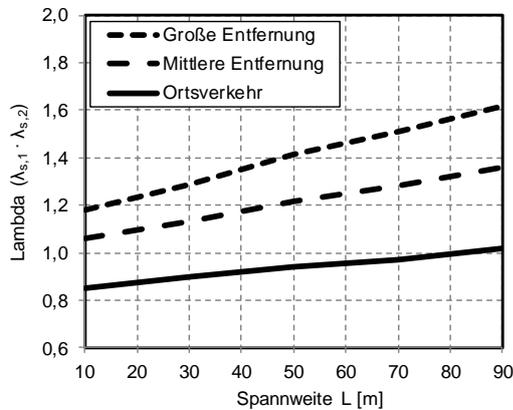


Bild 4: Beispielhafte Faktoren $\lambda_1 \cdot \lambda_2$ für die EFL „Durchlaufträger, Stützmoment“ bei unterschiedlichen Spannweiten ($k_2 = 5$)

Durch einen Vergleich der einzelnen Lambda-Faktoren anhand der nachfolgenden Formel ist zunächst, getrennt nach Einflusslinientyp und Spannweite, die Bestimmung eines Beiwerts \bar{Q}^* je Verkehrsart möglich. Bei der Verkehrsart „Große Entfernung“ gilt dabei $\bar{Q}^* = 1,0$.

$$\bar{Q}^* = \left[\frac{(\lambda_1 \cdot \lambda_2)_{\text{Mittlere Entfernung}}}{(\lambda_1 \cdot \lambda_2)_{\text{Große Entfernung}}} \right]^{k_2} \quad \text{bzw.} \quad \bar{Q}^* = \left[\frac{(\lambda_1 \cdot \lambda_2)_{\text{Ortsverkehr}}}{(\lambda_1 \cdot \lambda_2)_{\text{Große Entfernung}}} \right]^{k_2}$$

3.3 Ergebnis

Erwartungsgemäß liegen alle ermittelten Beiwerte \bar{Q}^* unabhängig von der betrachteten Einflusslinie und Wöhlerlinienneigung auf einem einheitlichen Niveau, mit:

- „Große Entfernung“: $\bar{Q}^* = 1,0$
- „Mittlere Entfernung“: $\bar{Q}^* \leq 0,6$
- „Ortsverkehr“: $\bar{Q}^* \leq 0,2$

Diese bilden, unter zusätzlicher Berücksichtigung der Wöhlerlinienneigung, die Grundlage zur Ermittlung der Beiwerte für die Verkehrsart \bar{Q} in Tabelle 3. Anzumerken ist, dass bei diesem Vorgehen die Richtigkeit der derzeit gültigen Schadensäquivalenzfaktoren λ_1 als Bezugswert unterstellt wird. Im Ergebnis ermöglichen die ermittelten Beiwerte eine allgemeingültige Abstufung des ELM 3 für die Nachrechnung von Brücken über den Schadensäquivalenzfaktor λ_2 , bauartübergreifend für Massiv- sowie Stahlbrücken.

3.4 Vergleich mit bisheriger Regelung für Stahlbrücken

Die im Ergebnis vorhandene Abstufung der Ermüdungsbeanspruchung wird in Bild 5 der Regelung für den Neubau stählerner Straßenbrücken gegenübergestellt, mit $\lambda_2 \geq 1,10$ nach ARS 22/2012. Ersichtlich ist die teilweise deutliche Abminderung, insbesondere bei geringen Verkehrsstärken sowie in den Verkehrsarten „Mittlere Entfernung“ und „Ortsverkehr“. Weiterführend lässt sich anhand der Grafik, durch Vergleich mit beispielhaften Messungen an vier Brücken in Bayern [6], das zusätzliche Potenzial ortsbezogener Daten (Stufen 3 bzw. 4 der Nachrechnungsrichtlinie) erkennen.

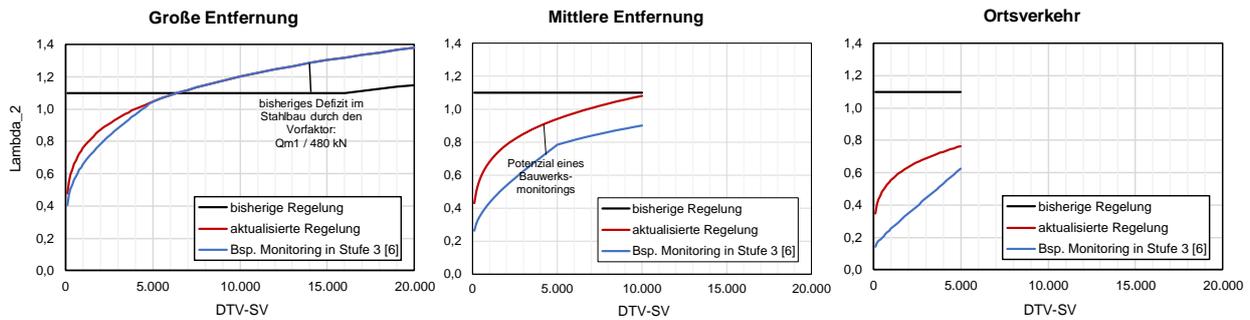


Bild 5: Vergleich zwischen bisheriger und aktualisierter Regelung zur Berücksichtigung der Verkehrsart über λ_2

4 Ausblick

Die vorgenommene Zuschärfung des Ermüdungslastmodells ELM 3 für die Nachrechnung von Brücken ermöglicht es, Ermüdungsnachweise zukünftig bereits in Stufe 1 auf einem realistischeren Beanspruchungsniveau zu führen. Auf die (aufwendigere) Nachweisführung basierend auf dem ELM 4 kann damit teilweise verzichtet werden.

Anzumerken ist jedoch, dass Nachweisformate basierend auf schädigungsäquivalenten Schwingbreiten (ELM 3) durch die erforderliche Linearisierung der Bezugs-Wöhlerlinie „widerstandsseitige Schwächen“ aufweisen. Nachweisformate mit dem vereinfachten Mehrstufenkollektiv (ELM 4) gleichen dies durch die Möglichkeit der differenzierteren Bezugs-Wöhlerlinie aus, sind jedoch wie oben erläutert nur bei kurzen und mittleren maßgebenden Längen anzuwenden (insofern nur jeweils die Wirkung der Einzelfahrzeuge rechnerisch ausgewertet wird).

Ein alternatives Nachweisformat, basierend auf einem Handrechenverfahren zur direkten Ermittlung des Mehrstufenkollektivs [4], kombiniert die Vorteile der vorgenannten Ansätze (reduzierter Rechenaufwand, Anwendbarkeit bei Anwesenheit mehrerer Lkw im selben sowie in parallelen Fahrstreifen, differenziertere Bezugs-Wöhlerlinie), vgl. Bild 6. Damit lassen sich die Beanspruchungskollektive von Straßenbrücken in mehreren Stufen geschlossen ausdrücken – eine Vorgehensweise, die beispielsweise für die Bemessung von Kranen bzw. Kranbahnträgern seit vielen Jahren praktiziert wird. Zur weiteren Erhöhung der Treffsicherheit bei der Einschätzung der Lebensdauer eines Bauteils bietet es sich an, zukünftig weitergehend derartige Ansätze für die Nachrechnungsrichtlinie zu verallgemeinern.

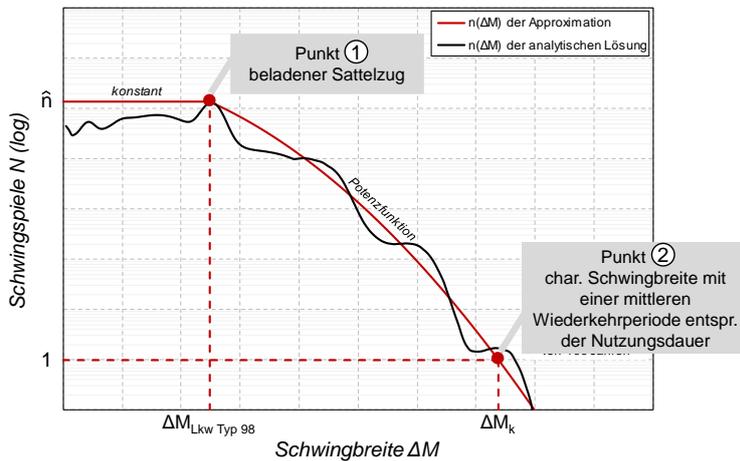


Bild 6: Ansatz zur Approximation eines Mehrstufenkollektivs im halblogarithmischen Maßstab [4]

Literatur

- [1] BMVBS: Richtlinie zur Nachrechnung von Straßenbrücken im Bestand (2011)
- [2] DANIELEWICZ, I.: Zur Ermüdungsbemessung von Beton-Straßenbrücken (Dissertation, Technische Hochschule Darmstadt, 1994)

- [3] GEIBLER, K.; KRAUS, J. K.; FREUNDT, U.; BÖNING, S.: Zukunftssicherheit der Ermüdungslastmodelle nach DIN EN 1991-2 (Schlussbericht FE 15.0629/2016/FRB, Bundesanstalt für Straßenwesen, Berlin, 2018)
- [4] KRAUS, J. K.: Zur analytischen Herleitung von Verkehrslastmodellen für die Tragfähigkeit und Ermüdung von Straßenbrücken (Dissertation, Technische Universität Berlin, 2021)
- [5] KASCHNER, R.: Auswirkungen des zunehmenden Schwerverkehrs auf die Brücken der Bundesfernstraßen (Schlussbericht FE 04243, Berichte der Bundesanstalt für Straßenwesen, Heft B68, Bergisch Gladbach, 2009)
- [6] SCHÜTZ, K. G.; SCHMIDMEIER, M.: Entwicklung messbasierter Lastmodelle für die Nachrechnung bestehender Straßenbrücken (Vortrag zur Fortschreibung der Nachrechnungsrichtlinie, Bonn, 2020)
- [7] STEFFENS, N.: Sicherheitsäquivalente Bewertung von Brücken durch Bauwerksmonitoring (Dissertation, Shaker Verlag, Technische Universität Berlin, 2019)

Prof. Dr.-Ing. Karsten Geißler, M.Sc. Josef Karl Kraus
Technische Universität Berlin, Fachgebiet Entwerfen und Konstruieren – Stahlbau

MR Prof. Dr.-Ing. Gero Marzahn
Bundesministerium für Verkehr und digitale Infrastruktur, Referat StB 24 Ingenieurbauwerke

Lastmodelle und Ermüdungslastmodelle für die Nachrechnung von Straßenbrücken in den Stufen 3 und 4

Zusammenfassung

Trotz vorgenommener Verfeinerung der Ermüdungslastmodelle in den Stufen 1 und 2 der Nachrechnungsrichtlinie [1] müssen diese normativen Regelungen allgemeingültig für das Straßennetz bleiben. Ein objekt-spezifischer Ansatz kommt erst in der Stufe 3 mit der messwertgestützten Bewertung bzw. – im Einzelfall – der Stufe 4 mit der Anwendung weitergehender (wissenschaftlicher) Methoden in Betracht. Insbesondere für Stadtautobahnen, Bundes- oder Landstraßen mit geringem Schwerverkehrsanteil sind so nochmals deutliche rechnerische Reserven für die Nachrechnung erschließbar.

1 Einleitung

Insofern in der Nachrechnung die rechnerischen Nachweise im Grenzzustand der Tragfähigkeit (GZT) und der Ermüdungssicherheit kein befriedigendes Ergebnis aufweisen, ist das zwar ein Indiz für eine hohe Auslastung des Tragwerks, muss aber lange noch nicht dessen zu geringe Zuverlässigkeit bedeuten. Dieser Bereich wird durch die Stufen 3 und 4 der Nachrechnungsrichtlinie erfasst (s. Bild 1).

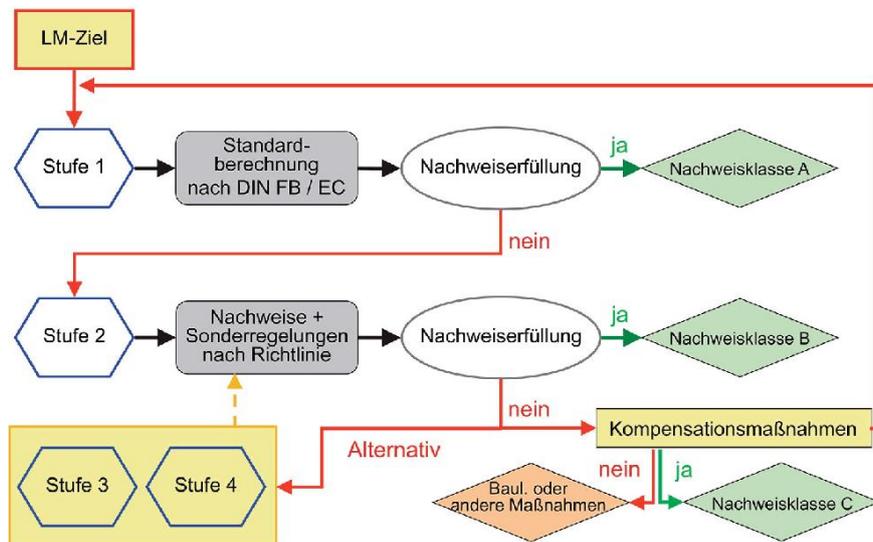


Bild 1: Ablaufschema Brückennachrechnung nach [2]

In den beiden Stufen sind beispielweise die folgend aufgeführten und später weiter erläuterten Methoden zur Aktivierung möglicher rechnerischer Reserven denkbar. Die Methoden der Stufe 3, also die Umsetzung von Messergebnissen zum Tragwerk, sollen dabei im Regelfall vor den speziellen „wissenschaftlichen“ Rechenmethoden eingesetzt werden, da erfahrungsgemäß durch die realistische Erfassung der Beanspruchungen bereits /ein großer Nutzen erreicht werden kann.

Methoden in Stufe 3:

- Systemmessungen mit bekannter Last (i.d.R. Lkw oder Kranfahrzeug) und anschließender Kalibrierung des rechnerischen Modells vom Tragsystem und punktuell wiederholter Nachweisführung,
- Bauwerksmonitoring zur Erfassung der Beanspruchungskollektive, Extremwerte der Verkehrsbeanspruchung, Auftretenswahrscheinlichkeiten und Extremwerte der Beanspruchungen im Messzeitraum infolge zeitveränderlicher Begleiteinwirkungen (z.B. Wind, Temperatur),

- Bauwerksmonitoring und Extrapolation auf den Nutzungszeitraum zur Begründung objektspezifischer Lastmodelle,
- Bauwerksmonitoring zur kontinuierlichen Erfassung des zeitabhängigen Verhaltens der Bauteile oder des Tragsystems (z.B. Rissverhalten, Baugrundbewegungen).

Methoden in Stufe 4:

- Geometrisch und physikalisch nichtlineare Berechnungsverfahren, d.h. Verwendung spezieller und i.d.R. nicht genormter Modelle auf System-, Querschnitts- oder Werkstoffebene,
- Zuverlässigkeitstheoretische (direkte oder indirekte) Methoden für einzelne Nachweise,
- Verkehrslastsimulationen zur Begründung von objektspezifischen Lastmodellen,
- Bauwerksmonitoring zur kontinuierlichen Überwachung und Kompensation (mit Sicherheitsrelevanz).

In den folgenden beiden Abschnitten werden mehrere der vorgenannten Maßnahmen anhand von Beispielen weiter erläutert.

2 Nachweisführung in Stufe 3 – messwertgestützte Bewertung

2.1 Grundsätze

In Stufe 3 der Nachrechnungsrichtlinie werden am Bauwerk ermittelte Messergebnisse in der Nachrechnung berücksichtigt. Dieses relativ breite Themenfeld wird im Zuge der aktuellen Überarbeitung der Richtlinie etwas spezifiziert, wobei nicht jeder Fall normativ erfasst werden kann. Grundsätzlich ist zwischen der Systemmessung zur Modellkalibrierung mit entsprechend optimierter Berechnung und dem Bauwerksmonitoring zur direkten Langzeiterfassung / Auswertung von Beanspruchungen bzw. ggf. objektspezifischen Kalibrierung der Lastmodelle zu unterscheiden, s. Bild 2.

Es sei betont, dass die Stufe 3 nicht nur die Bauwerksmessungen an sich beinhaltet, sondern insbesondere auch ein vorgeschaltetes Konzept mit eindeutiger, auf den Ergebnissen der Stufe 2 basierender Zielstellung, was für das Tragwerk genau mit den Messungen erreicht werden soll, und weiterhin die punktuell wiederholte Nachweisführung mit Hilfe der aus den Messungen gewonnenen zusätzlichen Informationen. Damit soll ausgeschlossen werden, dass der Baulastträger nach einer Bauwerksmessung praktisch nur den Messbericht mit zahlreichen Daten erhält und die eigentlich wichtige Konsequenz für die Nachrechnung offen bleibt. Wegen dieser komplexen Thematik ist Stufe 3 nur von Ingenieuren/innen, die über ausgewiesene Erfahrungen sowohl im Brückenbau als auch der Messtechnik verfügen, anzuwenden.

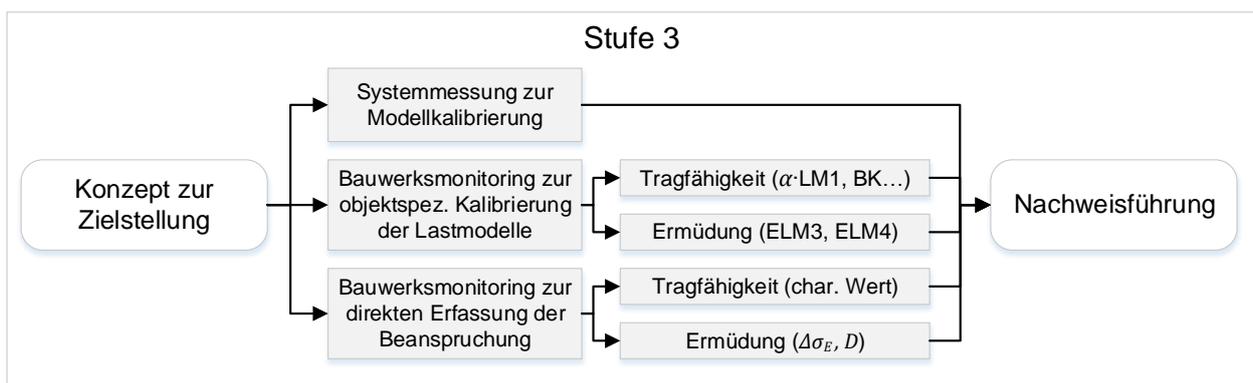


Bild 2: Überblick zu den wichtigen Möglichkeiten in Stufe 3

2.2 Systemmessungen

Durch die Systemmessung und die damit verbundene Modellkalibrierung lässt sich oft bereits viel erreichen. In jedem Fall fördert sie das Verständnis für das tatsächliche Tragverhalten und damit die Beurteilung der Nachrechnungsergebnisse. Die Messung findet stets unter definierter Belastung im Gebrauchslastbereich statt. Die dabei aufgezeichneten Tragwerksverformungen, Dehnungen, Neigungen, Beschleunigungen u.s.w. dienen zur Validierung des gewählten Tragmodells, vgl. Bild 3. Im Rahmen der Nachweisführung

des GZT ist zu bedenken, dass möglicherweise ein nichtlineares Verhalten des Bauteils bzw. Tragsystems oberhalb des (messtechnisch erfassten) Gebrauchslastniveaus auftreten könnte und dann zu berücksichtigen ist.

Im Regelfall werden Systemmessungen auch eingangs eines (dann längeren) Bauwerksmonitorings durchgeführt. Bereits mit Hilfe von 2 Messpunkten bzw. -signalen am Steg oben und unten kann die Nulllinie des Querschnittes unter einer beliebigen Überfahrt bestimmt werden. Üblicherweise werden die gemessenen und gerechneten Beanspruchungs-Zeit-Verläufe für die Überfahrt eines bekannten Fahrzeuges direkt miteinander verglichen und daraus die ingenieurmäßigen Konsequenzen für das Rechenmodell gezogen. Eine automatisierte Modelloptimierung, die aber erst bei maßgeblichem Einfluss mehrerer Parameter sinnvoll wird, bezeichnet man als FE-Update, s. z.B. [16].

Durch Fahrten von Lkw unterschiedlicher Geschwindigkeit können Hinweise zum dynamischen Verhalten von Bauteilen bzw. des Tragwerks und seiner Steifigkeitsverteilung gewonnen werden (Schwingbeiwerte φ bzw. φ_{fat} der Lastmodelle). Bei Schrägkabelbrücken haben die Messungen der dynamischen Eigenschaften der Seile und damit deren Kräfte infolge der ständigen Einwirkungen grundlegenden Einfluss auf die Beanspruchungen nicht nur der Seile selbst, sondern insbesondere auch der des Versteifungsträgers.

Im Wesentlichen führen statische oder dynamische Systemmessungen immer zu einer Reduzierung der Modellunsicherheiten und in der Konsequenz zu einer präziseren Nachweisführung.

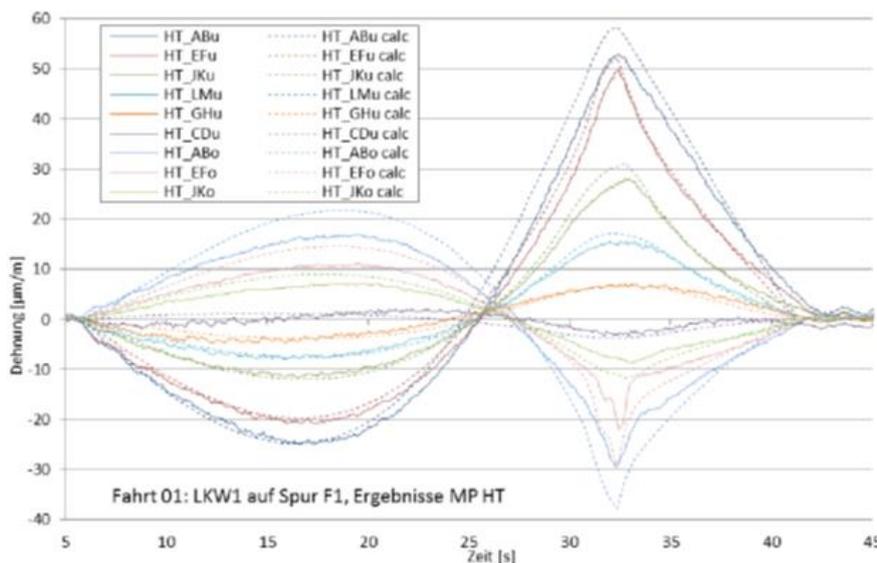


Bild 3: Kaiserleibrücke über den Main in Frankfurt, Vergleich der Beanspruchungen aus Messung (durchgezogen) und Berechnung (gestrichelt) der Hauptträger [11]

2.3 Bauwerksmonitoring zur Kalibrierung der Lastmodelle

Bauwerksmonitoring, als kontinuierliche Messung über einen längeren Zeitraum, kann unter Randbedingungen nach aktualisierter Ausgabe der Nachrechnungsrichtlinie bereits in Stufe 3 zur objektspezifischen Kalibrierung der Lastmodelle verwendet werden. Dies kann je nach Anforderung die Lastmodelle für die Nachweise der Tragfähigkeit, vor allem aber der Ermüdung betreffen. Dabei ist zu bedenken, dass Bauwerksmonitoring den Ist-Zustand analysiert und daher im Zuge der Auswertung möglicherweise eine

Verkehrsprognose für die Zukunft einzurechnen ist, z.B. über einen Anstieg des Verkehrsaufkommens um 1,1% p.a. (siehe [3] bzw. [4]), wenn eine gravierendere Änderung der Verkehrszusammensetzung innerhalb der weiteren Nutzungszeit zumindest nicht absehbar ist.

Es ist darauf zu achten, dass insbesondere bei längerer Messdauer temperaturbedingte Einflüsse zu korrigieren sind, d.h. der direkte Temperatureinfluss am Messaufnehmer ist zu kompensieren. Die das Tragwerk betreffenden Zwangsbeanspruchungen infolge Temperatur sind natürlich messtechnisch zu erfassen, aber bezüglich ihrer Extremwerte getrennt von den Verkehrsbeanspruchungen auszuwerten.

2.3.1 Auswertung hinsichtlich Tragfähigkeit

Die objektspezifische Kalibrierung der Lastmodelle für die Tragfähigkeit (α_{NR} ·LM 1 oder BK xx) wird nur im Ausnahmefall und mit Zustimmung der Straßenbauverwaltung vorgenommen. Hierfür sind Messzeiträume von mindestens 12 Monaten erforderlich. Zu bedenken sind dabei auch Situationen des Baustellenverkehrs, im positiven wie im negativen Sinne. Auf Grundlage der temperaturkompensierten Messdaten werden unter Beachtung des erforderlichen Grundzeitintervalls Verteilungen der Extremwerte gebildet, bspw. aus den 52 Wochenextrema bei einer einjährigen Messung und einer daran angepassten Gumbelverteilung, vgl. Bild 4. Diese dient anschließend im Rahmen einer statistischen Extrapolation zur Ableitung eines charakteristischen Wertes, vgl. beispielsweise [6] mit Ansatz der Gumbelverteilung:

$$E_{k, Mess} = m \cdot [1 - 0,7797 \cdot v \cdot (0,5772 + \ln\{-\ln q\})]$$

Mit diesem messtechnisch ermittelten charakteristischen Wert der Verkehrsbeanspruchung ist eine Kalibrierung des Ziellastniveaus, über einen Anpassungsfaktor α_{NR} des LM 1, wie folgt möglich:

$$\alpha_{NR} = \frac{E_{k, Mess}}{E_{k, LM1}}$$

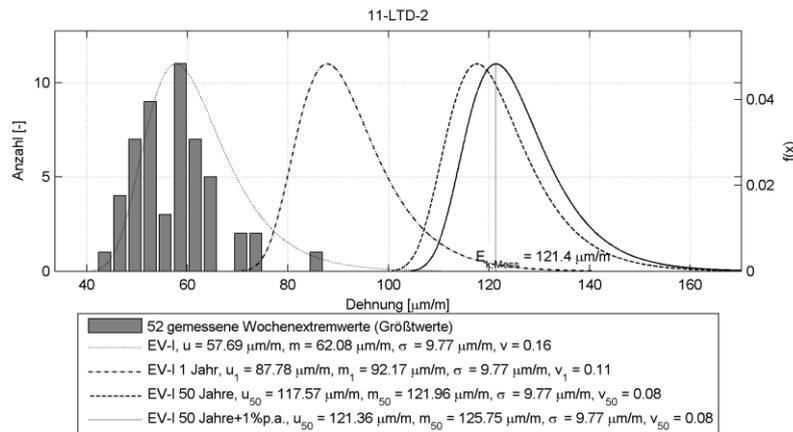


Bild 4: Gemessene Wochenextremwerte und Extrapolation auf den Bezugszeitraum [9]

Die Sicherheitsbeiwerte sind analog den Festlegungen der Nachrechnungsrichtlinie zu verwenden.

Zu beachten ist, dass bei objektbezogenen Lastmodellen die einfache Behandlung im Genehmigungsverfahren für Schwerverkehr verloren geht, und daher stets mit dem Baulastträger vorab abzustimmen ist.

2.3.2 Auswertung hinsichtlich Ermüdung

Eine objektspezifische Kalibrierung der Ermüdungslastmodelle (ELM 3 oder ELM 4) ist auf Grundlage deutlich kürzerer Messzeiträume von i.d.R. 2 – 3 Monaten möglich (unter der Voraussetzung, dass die Messung innerhalb des Regel-Verkehrszustandes stattfindet). Untersuchungen in [5] zeigen dazu, dass bei längeren Messzeiträumen der Genauigkeitsgewinn hinsichtlich der auf die Restnutzungsdauer extrapolierten Ermüdungsbeanspruchung vernachlässigbar ist. Auf Grundlage der temperaturkompensierten Messdaten wird hier eine Rainflow-Zählung durchgeführt, die das Beanspruchungskollektiv infolge des Straßenverkehrs liefert. Die so berechenbare Schädigung D bzw. schadensäquivalente Schwingbreite $\Delta\sigma_{E, Mess}$ wird anschließend genutzt, um das Ermüdungslastmodell entsprechend den örtlichen Gegebenheiten zu kalibrieren (sog. Rückwärts-Kalibrierung). Der Vorteil dieser Methode ist, dass für die eigentliche Nachweisführung in Stufe 3 dieses Lastmodell dann genutzt werden kann, um Ermüdungsnachweise auch an den anderen Bauteilen des Tragwerks (eine gleichermaßen richtige Charakteristik durch das Ermüdungslastmodell

vorausgesetzt) zu führen. Einwirkungsseitig sind keine Sicherheitsbeiwerte erforderlich, da die Ermüdungsnachweise mit Gebrauchslasten geführt werden. Die widerstandsseitigen Teilsicherheitsbeiwerte sind analog der Festlegungen der Nachrechnungsrichtlinie bzw. den weitergehenden Festlegungen der jeweiligen Bemessungsnorm anzusetzen.

Beispielsweise wird ein Bauwerksmonitoring seit Januar 2009 an einer Brücke im Zuge einer Bundesstraße über Bahnanlagen in Dresden betrieben, siehe Bild 5 [11]. Auf Basis der gemessenen Daten werden die statistischen Auswertungen fortlaufend durchgeführt. Sie erlauben eine genaue Beschreibung der Verkehrslasten. Das Bauwerksmonitoring zeigt, dass der Schwerverkehr auf der Brücke gegenüber den bisherigen Ansätzen in den Ermüdungsnachweisen mit geringerem Gewicht und auch geringerer Häufigkeit berücksichtigt werden kann. Damit können alle Nachweise, die vorher teils deutliche Überschreitungen aufwiesen, erbracht werden.

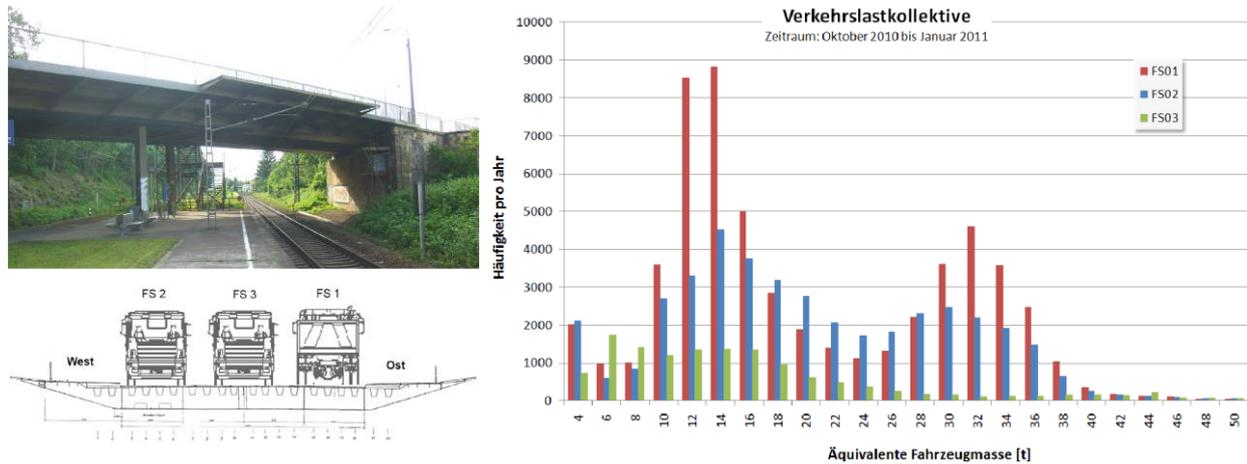


Bild 5: Brücke über die Bahnanlage i. Z. der B6 in Dresden, Verkehrslastkollektive für die einzelnen Fahrspuren [11]

Anstelle des normativen Schadensäquivalenzfaktors des ELM 3 für Verkehrsaufkommen und -art $\lambda_2 = 0,7$ ergibt sich aus dieser Messung $\lambda_2 = 0,34$ (für Haupt- und Querträger) sowie $\lambda_2 = 0,46$ (für Fahrbahnelemente). Die in der neuen Ausgabe der Nachrechnungsrichtlinie eingeführte Möglichkeit zur Abstufung des ELM 3 in Stufe 1 liefert zum Vergleich einen Wert von $\lambda_2 = 0,49$ (mittlere Entfernung, $N_{obs} = 25.000$). Das zusätzliche Potenzial eines Bauwerksmonitorings in Stufe 3 wird deutlich, wenn man bedenkt, dass sich die Restnutzungsdauer äquivalent zur 5. Potenz der Schadensäquivalenzfaktoren ergibt: $0,34^5 < 0,49^5$ (Unterschied in Jahren ist ca. Faktor 6).

2.4 Bauwerksmonitoring mit direkter Auswertung der Beanspruchungen

Neben einer Kalibrierung der Lastmodelle kann Bauwerksmonitoring auch zur direkten Erfassung und Auswertung der Beanspruchungen dienen, sowohl hinsichtlich Tragfähigkeit als auch Ermüdung. Ermüdungsnachweise können so mit den direkt gemessenen Beanspruchungskollektiven geführt werden. Dieses Vorgehen kann allerdings nur an wenigen (maßgebenden) Tragwerkspunkten realisiert werden, um den messtechnischen Aufwand vertretbar zu halten. Sinnvolle Einsatzszenarien sind, wenn Risse bereits aufgetreten sind oder potenziell an wenigen diskreten Stellen mit schlechtem Kerbfall und / oder bei z.B. gleichzeitiger Beanspruchung infolge Verkehr und Wind (Hängeranschlusspunkte bei Stabbogen o.ä.) zu erwarten wären. Neben der Nachrechnung ist ein Bauwerksmonitoring an diskreten Tragwerkspunkten auch dann zielführend, wenn neue Bauweisen oder Konstruktionsdetails hinsichtlich ihrer Beanspruchung überprüft werden sollen.

Das Vorgehen zur messtechnischen Bestimmung der objektspezifischen charakteristischen Werte E_k (auf Grundlage von Extrema) sowie der Schädigungen D oder schadensäquivalenten Schwingbreiten $\Delta\sigma_E$ (auf Grundlage von Beanspruchungskollektiven) ist analog zur Erläuterung in Abschnitt 2.3.

Ein Bauwerksmonitoring zur Erfassung der Ermüdungsbeanspruchungen wurde beispielsweise an der Mülheimer Rheinbrücke in Köln durchgeführt, s. Bild 6. Eingangs des Bauwerksmonitorings wurde ein Belastungsversuch mit 2 Stadtbahnen und 2 Kranfahrzeugen durchgeführt, welcher der Verifizierung des Berechnungsmodells diente. Eine wesentliche Zielstellung der Messung war die direkte Ermittlung ermüdungsrelevanter Beanspruchungen ausgewählter Bauteile. Wichtig war dies wegen sonst nur schwer einschätzbarer Auswirkungen der kombinierten Belastung aus Straßenverkehr und Straßenbahn. Die Beanspruchungen in den verschiedenen Bauteilen des Tragwerks (Versteifungsträger, Querträger, orthotrope Fahrbahnplatte) wurden über mehrere Monate erfasst und mit dem Rainflow-Verfahren kontinuierlich

klassiert. Für die Nachweisführung an anderen relevanten Tragwerkspunkten wurde für die kombinierte Einwirkung aus Straßenbahn- und Straßenverkehr auch ein objektspezifisches Ermüdungslastmodell begründet.

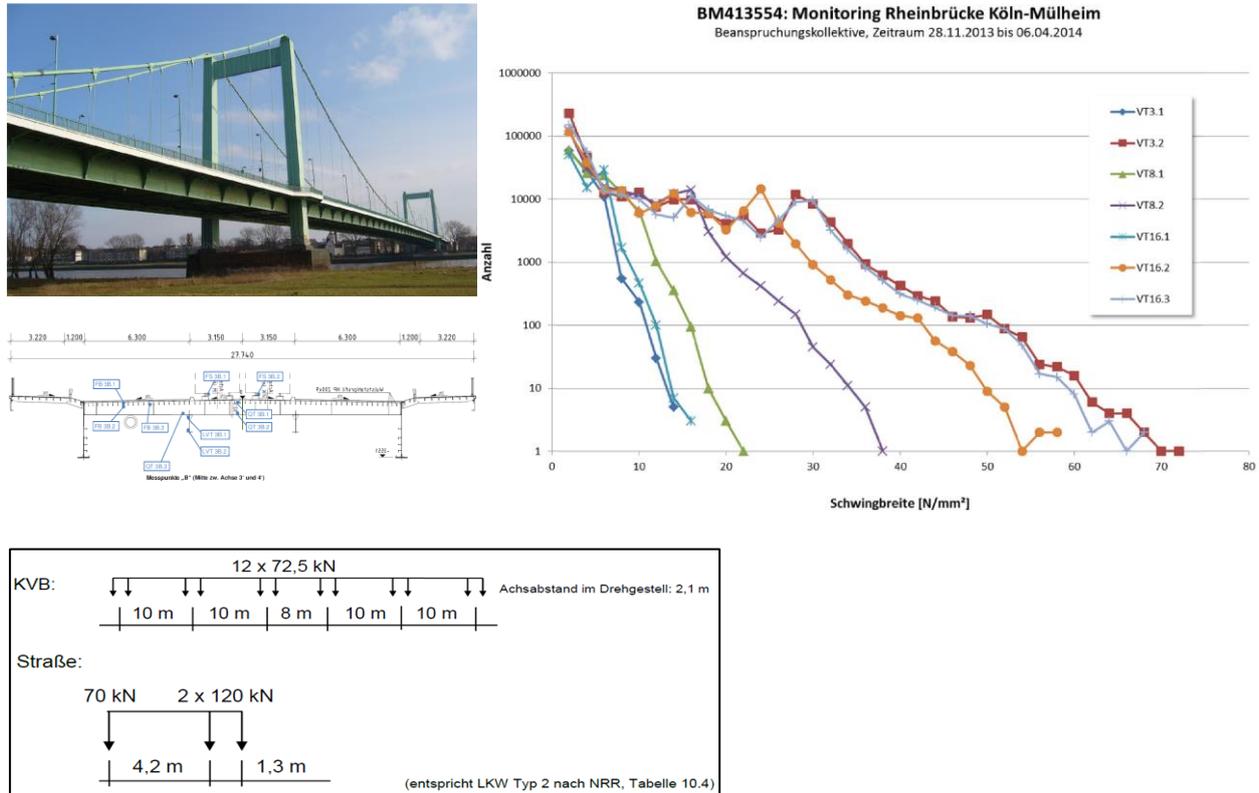


Bild 6: Mülheimer Rheinbrücke in Köln, gemessene Beanspruchungskollektive am Versteifungsträger, Lastbilder des objektspezifischen Ermüdungslastmodells [12]

3 Nachweisführung in Stufe 4 – wissenschaftliche Methoden

3.1 Überblick

Die Stufe 4 betrifft wissenschaftliche Methoden zum Nachweis ausreichender Trag- bzw. Ermüdungssicherheit. Sie kann separat oder in Kombination mit Stufe 3 durchgeführt werden, da Messergebnisse als Eingangswerte bei spezielleren Methoden sinnvoll sein können. Die Stufe 4 ist jedoch aufgrund der Komplexität und der notwendigen Erfahrung im Umgang mit den jeweiligen Methoden nur im Einzelfall von Experten anzuwenden.

Zu diesen wissenschaftlichen Methoden der Stufe 4 zählen nach heutigem Kenntnisstand vor allem:

- Geometrisch und physikalisch nichtlineare Berechnungsverfahren, d.h. Verwendung spezieller bzw. nicht genormter Modelle auf System-, Querschnitts- oder Werkstoffebene, z.B.
 - nichtlineare Berechnung der Beanspruchungen bei stetiger Laststeigerung und zugehöriger Nachweis im Grenzzustand der Tragfähigkeit,
 - rechnerische Überprüfung des Umlagerungsvermögens und der Schadenstoleranz bzw. Robustheit von einzelnen Bauteilen und / oder im Tragsystem,
 - nichtlineare Schadensakkumulationshypothesen zur Ermittlung der Restnutzungsdauer,
 - bruchmechanische Berechnungen zur Einschätzung des Sprödbbruchverhaltens,
- Verkehrslastsimulationen zur rechnerischen Begründung objektspezifischer Lastmodelle im GZT bzw. für Ermüdung,
- Probabilistische Berechnungsmethoden:
 - zuverlässigkeitstheoretische Analysen zur Begründung von Modifikationen der normierten Sicherheits- und Kombinationsfaktoren,

- direkte zuverlässigkeitstheoretische Nachweise (Berechnung der Versagenswahrscheinlichkeit und Nachweis auf diesem Niveau),
- Sicherheitsrelevantes Bauwerksmonitoring einschließlich zugehöriger Maßnahmenkette.

3.2 Verkehrslastsimulationen zur Begründung objektspezifischer Lastmodelle

In der neuen Ausgabe der Nachrechnungsrichtlinie wird explizit die Möglichkeit benannt, unter Randbedingungen eine objektspezifische Festlegung des Lastmodells auf Grundlage von Verkehrslastsimulationen vorzunehmen (analog der Methoden, die auch bei der Entwicklung der Ziellastniveaus zum Einsatz kamen, vgl. [13] und [14]). Die objektspezifische Kalibrierung ist besonders vorteilhaft hinsichtlich:

- tatsächlichem Verkehrsaufkommen
Wenn das lokale Verkehrsaufkommen, die Verkehrszusammensetzung oder Gesamtgewichte deutlich günstiger sind, als den Ziellastniveaus zugrunde liegt und ein normatives Lastmodell nicht nachweisbar ist.
- tatsächlichem statischen System
Ein normatives Lastmodell muss wegen der Allgemeingültigkeit für eine Vielzahl an Systemen geeignet sein, d.h. für bestimmte Systeme sind Reserven vorhanden. Diese Reserven sind besonders ausgeprägt im Bereich sehr großer Stützweiten.

Die Methodik ist, wie das Bauwerksmonitoring in Stufe 3, für Nachweise der Tragfähigkeit, vor allem aber der Ermüdung anwendbar – Ersteres dabei nur im Ausnahmefall und mit Zustimmung der Straßenbauverwaltung. Die dabei angewandten Algorithmen haben naturgemäß eine große Ähnlichkeit. So ist beispielsweise über eine Ermittlung der Extrema, vgl. Bild 7, die Bestimmung charakteristischer Werte und damit eine objektspezifische Kalibrierung des Lastmodells (α_{NR} -LM 1 oder BK xx) möglich. Ebenso können über eine Rainflow-Zählung Beanspruchungskollektive ermittelt und anschließend über schädigungsäquivalente Schwingbreiten oder Schadenssummen eine objektspezifische Kalibrierung des Ermüdungslastmodells (ELM 3 oder ELM 4) vorgenommen werden.

Die Messergebnisse aus Stufe 3 können auch zur Kalibrierung der Eingangsdaten der Verkehrslastsimulation dienen. So können etwa das Fahrzeugkollektiv (WiM bzw. BWiM), die Verkehrscharakteristik oder auch ein realistischer dynamischer Schwingbeiwert anhand relativ kurzer Messzeiträume erfasst werden. Die Vielzahl möglicher extremer Laststellungen kann hingegen, ebenso wie unterschiedliche Prognose-Szenarien, mit einer Verkehrslastsimulation in deutlich kürzerer Zeit abgedeckt werden, als es bei einer Messung möglich wäre, vgl. [7].

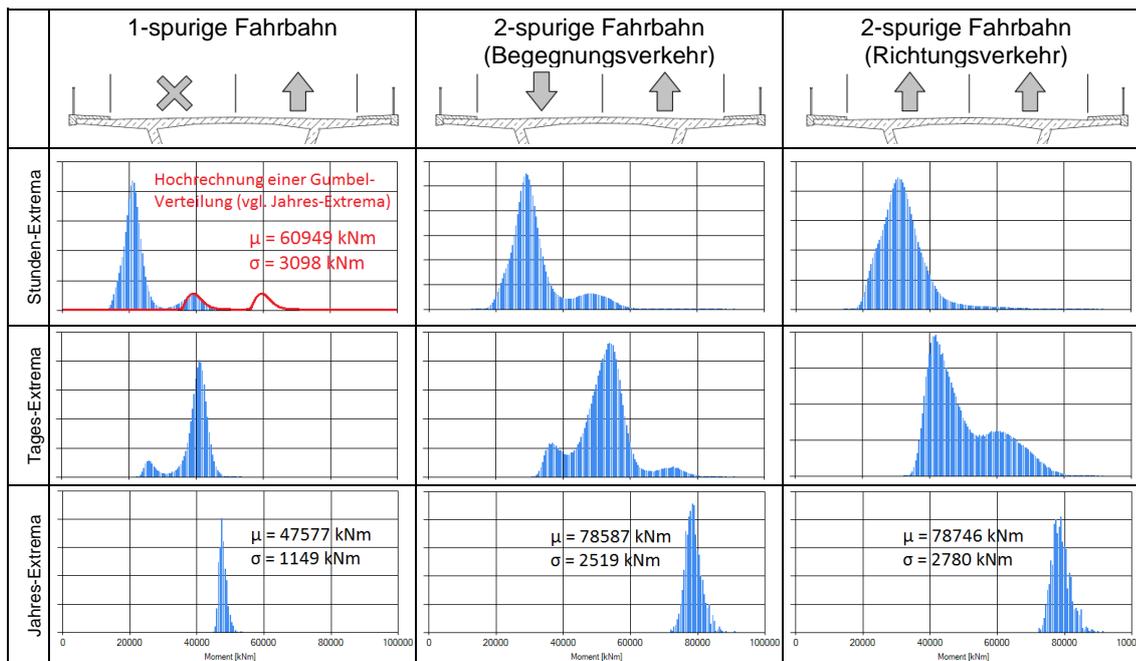


Bild 7: Zwischenergebnis einer Verkehrslastsimulation - Histogramme der Extrema für das Feldmoment eines Einfeldträgers bei unterschiedlichen Beobachtungszeiträumen und Anordnungen der Fahrspuren [8]

4 Zusammenfassung

Die über Systemmessungen bzw. Bauwerksmonitoring gewonnenen Erkenntnisse haben häufig einen großen Nutzen und können auch Impulse für ähnliche Bauwerke mit ähnlichen Nachweisdefiziten geben. Besonders wichtig ist bei Anwendung von Bauwerksmonitoring in Stufe 3, dass aufbauend auf einer klaren ingenieurmäßigen Zielstellung die oftmals günstigeren Messergebnisse nicht nur im Messbericht ausgewertet, sondern eindeutig in die Nachrechnung sowie deren Sicherheitskonzept eingebunden werden.

Die objektspezifische – auf die Tragfähigkeit und / oder Ermüdung bezogene – Kalibrierung des rechnerischen Lastmodells bietet für die Bewertung bestehender Brücken eine Alternative zu Kompensationsmaßnahmen. Durch ergänzende Hinweise zu den Stufen 3 und 4 wird mit der Überarbeitung der Nachrechnungsrichtlinie vor allem das Potenzial geschaffen, rechnerische Reserven der Bauwerke noch besser auszunutzen – übrigens auch ein Beitrag zum nachhaltigen Umgang mit unseren Ressourcen.

Literatur

- [1] BMVBS: Richtlinie zur Nachrechnung von Straßenbrücken im Bestand - Nachrechnungsrichtlinie (2011)
- [2] MARZAHN, G. et al.: Die Nachrechnung von bestehenden Straßenbrücken aus Beton (Beton-Kalender 2013: Lebensdauer und Instandsetzung)
- [3] GEIßLER, K.; KRAUS, J. K.; FREUNDT, U.; BÖNING, S.: Zukunftssicherheit der Ermüdungslastmodelle nach DIN EN 1991-2 (Schlussbericht FE 15.0629/2016/FRB, noch nicht veröffentlicht, Bundesanstalt für Straßenwesen, Berlin, 2018)
- [4] ProgTrans AG: Abschätzung der langfristigen Entwicklung des Güterverkehrs in Deutschland bis 2050 (Schlussbericht FE 26.0185/2006, BMVBS, 2007)
- [5] KROHN, S.: Messwertgestützte Ermüdungsnachweise an bestehenden Straßenbrücken (Dissertation, Shaker Verlag, Technische Universität Berlin, 2014)
- [6] STEFFENS, N.: Sicherheitsäquivalente Bewertung von Brücken durch Bauwerksmonitoring (Dissertation, Shaker Verlag, Technische Universität Berlin, 2019)
- [7] KRAUS, J. K.: Zur analytischen Herleitung von Verkehrslastmodellen für die Tragfähigkeit und Ermüdung von Straßenbrücken (Dissertation, Technische Universität Berlin, 2021)
- [8] KRAUS, J. K.; GEIßLER, K.: Verkehrslastsimulationen zur Bewertung der Trag- und Ermüdungssicherheit stählerner Straßenbrücken (21. DAST-Forschungskolloquium, Kaiserslautern, 2018)
- [9] GEIßLER, K.; STEFFENS, N.; KRAUS, J. K.: Methodik zur Bestimmung des Ziellastniveaus für Brückenbauwerke im Landesstraßennetz in Ortsdurchfahrten und auf freier Strecke auf der Basis gemessener Lastkollektive (Abschlussbericht, Landesbetrieb Straßenwesen Brandenburg, 2019)
- [10] PELKE, E., BERGER, D., GEIßLER, K., STEIN, R.: Bewertung der Trag- und Ermüdungssicherheit der Kaiserleibrücke über den Main – Beispiel einer konstruktiven Anwendung der Nachrechnungsrichtlinie, Stahlbau 89 (2020), Heft 9
- [11] STEIN, R.; REICHARDT, A.: Durchführung und Auswertung von Langzeitmessungen - B6-Brücke über die Bahnanlagen im Zuge der Meißener Landstraße - Statusberichte (GMG Ingenieurgesellschaft mbH, Dresden, 2009-2021)
- [12] STEIN, R.; REICHARDT, A.: Monitoring Rheinbrücke Köln-Mülheim - Messbericht (GMG Ingenieurgesellschaft mbH, Dresden, 2014)
- [13] FREUNDT, U.; BÖNING, S.: Verkehrslastmodelle für die Nachrechnung von Straßenbrücken im Bestand (Schlussbericht FE 84.107/2009, Bundesanstalt für Straßenwesen, Bergisch Gladbach, 2011)
- [14] FREUNDT, U.; BÖNING, S.; KASCHNER, R.; GEIßLER, K.; KRAUS, J. K.: Methodik zur Entwicklung neuer Verkehrslastmodelle für die Nachrechnung des Brückenbestandes (Schlussbericht FE 15.0629/2016/FRB, unveröffentlicht, Bundesanstalt für Straßenwesen, Bergisch Gladbach, 2018)
- [15] JANSEN, A., GEIßLER, K.: Finite Elemente Update bei Bestandsbrücken, DAST-Forschungskolloquium Karlsruhe, 2020

Dipl.-Ing. Daniel Eickmeier
Bundesanstalt für Straßenwesen

Entwicklung, Anwendung & Fortschreibung des Tools TEK zur Nachrechnung kurzer Brückenbauwerke

1 Einleitung

Infolge einer stark erhöhten Einwirkung durch den Schwerlastverkehr und Defiziten in den vergangenen Regelwerken gibt es eine Vielzahl von älteren Brückenbauwerken im Netz der Bundesfernstraßen die einer Nachrechnung zur Abschätzung der aktuellen Tragfähigkeit bedürfen. Diese Nachrechnung erfolgt für den Zuständigkeitsbereich der Bundesfernstraßen anhand der Nachrechnungsrichtlinie (NRR) [11].

Die im Bestand am häufigsten vorkommenden Brückenbauwerke weisen eine Länge von weniger als 20m auf, sind aus Stahlbeton und sind entweder Rahmen-, Platten- oder Plattenbalkentragwerke. Zur Beurteilung der Tragfähigkeit dieser Bauwerke wurde in einem externen Forschungsvorhaben der BAST ein computergestütztes Tool zur Tragfähigkeitsabschätzung analog NRR entwickelt. Nach erfolgreicher Anwendung in den Straßenbauverwaltungen soll dieses Tool nun fortgeschrieben und ergänzt werden. Ziel war und ist die einfache Anwendbarkeit für möglichst viele Brückentypen sicherzustellen.

2 Grundlagen

2.1 Bestand der Brücken der Bundesfernstraßen

Der Bestand der Brücken der Bundesfernstraßen verteilt in etwa hälftig auf die Straßenkategorien Bundesautobahnen (BAB) und Bundesstraßen (B) (s. Abbildung 1). Insgesamt befinden sich zum 01.03.2021 gemäß der in einem halbjährlichen Turnus durchgeführten Jahresstatistik der BAST 51.695 Brückenbauwerke der Bundesfernstraßen in Deutschland [1].

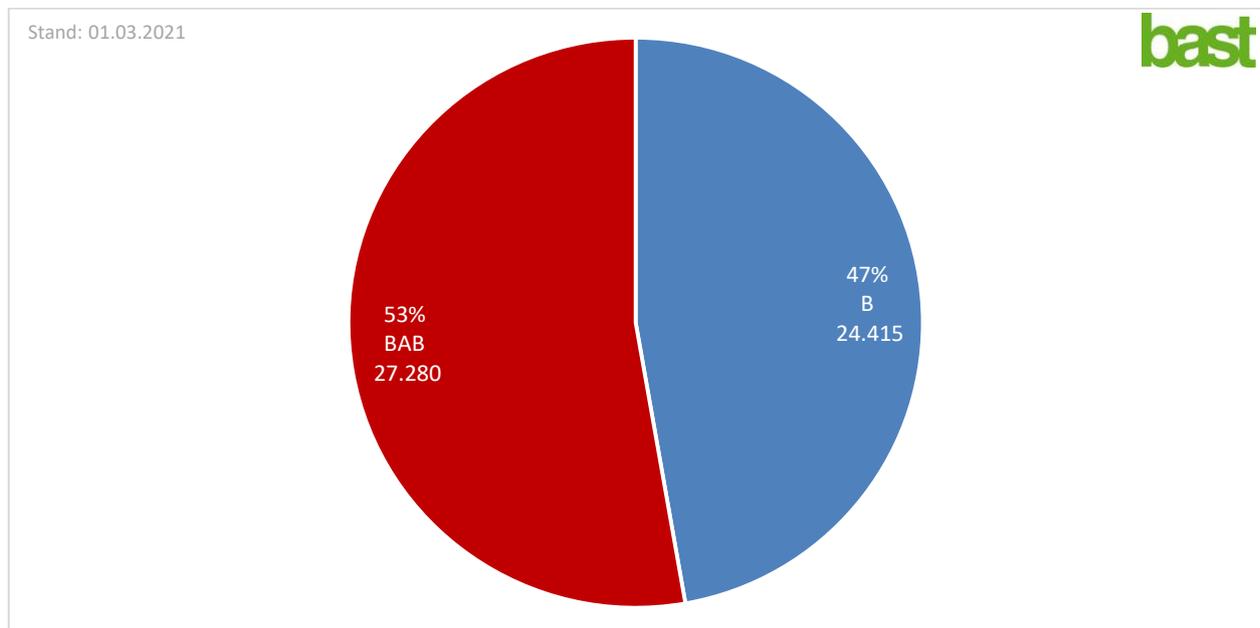


Abbildung 1 - Anzahl der Brücken der Bundesfernstraßen nach Kategorie

Fast zwei Drittel dieser Teilbauwerke weisen eine Länge von weniger als 30 m auf (s. Abbildung 3), während 3.835 Teilbauwerke hingegen eine Länge größer 100 m haben. Während die längeren Bauwerke maßgeblich aus Spannbeton gefertigt sind, ist der bestimmende Baustoff bei den kurzen Bauwerken (< 30 m) der Stahlbeton (s. Abbildung 2).

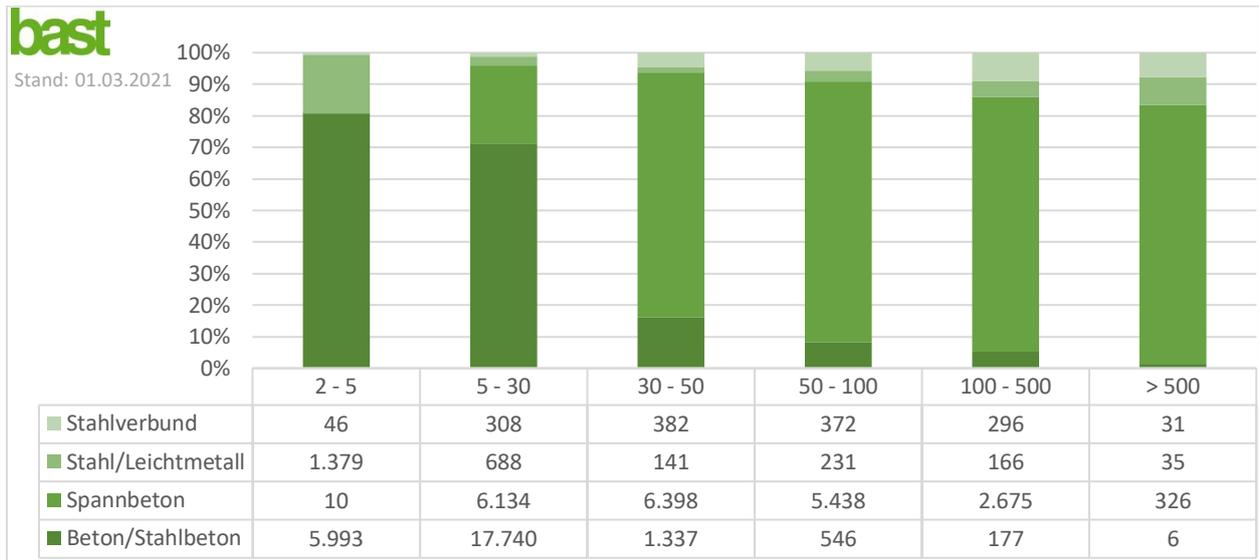
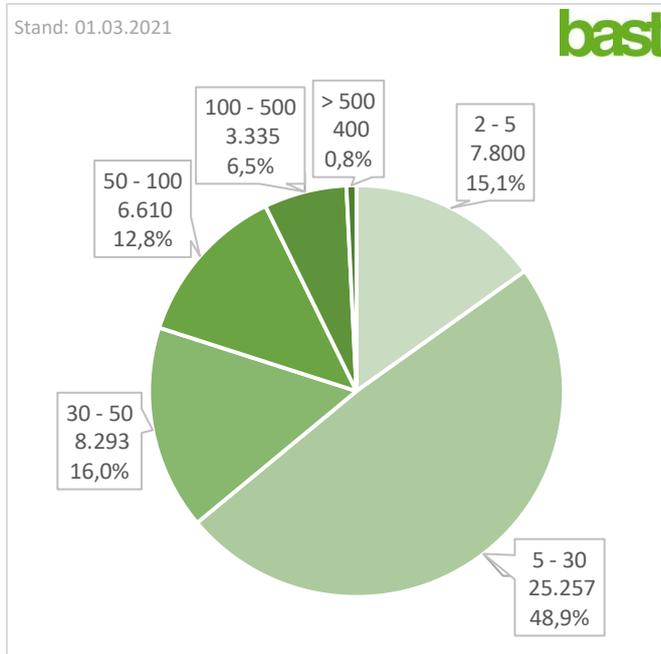


Abbildung 2 – Längnenklassen der Brücken der Bundesfernstraßen nach Baustoff



In der Abbildung 4 wird ersichtlich, dass nicht einmal jedes Zehnte Brückenbauwerk älter als 60 Jahre ist. 38 % der Brücken wurden in den sechziger und siebziger Jahren gebaut. Zudem ist in der Abbildung ein Trend zu weniger Brückenneubauten seit dem Jahr 2005 erkennbar.

Aufgrund der beschriebenen Altersstruktur zeigen die Tragfähigkeitseinstufungen der Brückenbauwerke einen großen Anteil auf, die nicht entsprechend der aktuellen Normungen bemessen wurden (s. Abbildung 5). Fast 80 % der Brücken der Bundesautobahnen haben eine Tragfähigkeitseinstufung von BK 60/30 nach DIN 1072 [5] oder geringer. Somit zeigen lediglich 20% der Bauwerke der Bundesautobahnen eine Tragfähigkeitseinstufung entsprechend des in der Nachrechnungsrichtlinie in Tabelle 10.1 definierten Ziellastniveaus für Autobahnen auf.

Abbildung 3 - Längnenklassen der Brücken der Bundesfernstraßen

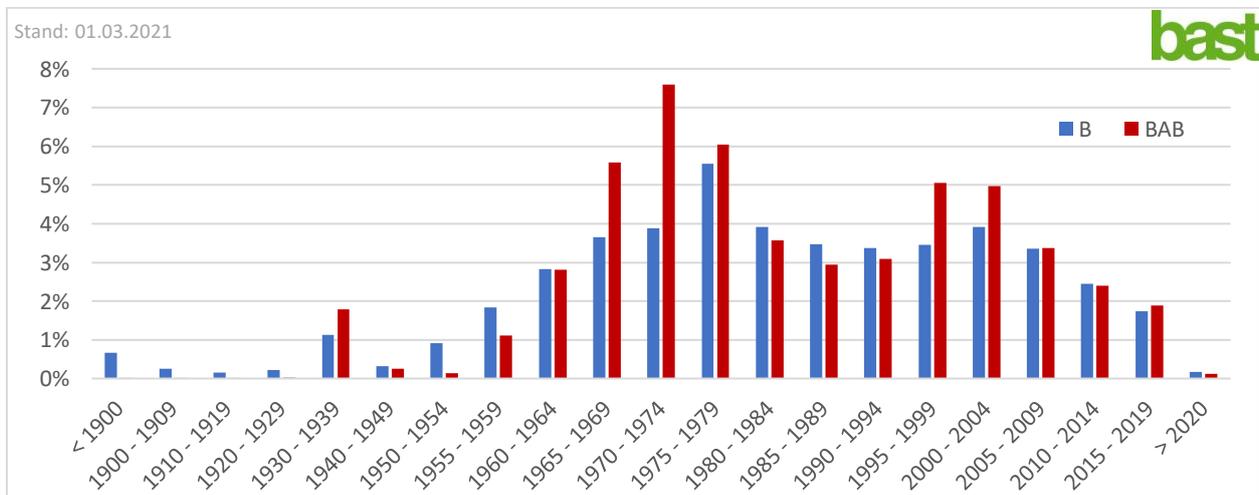


Abbildung 4 - Altersstruktur der Brückenbauwerke der Bundesfernstraßen nach Anzahl

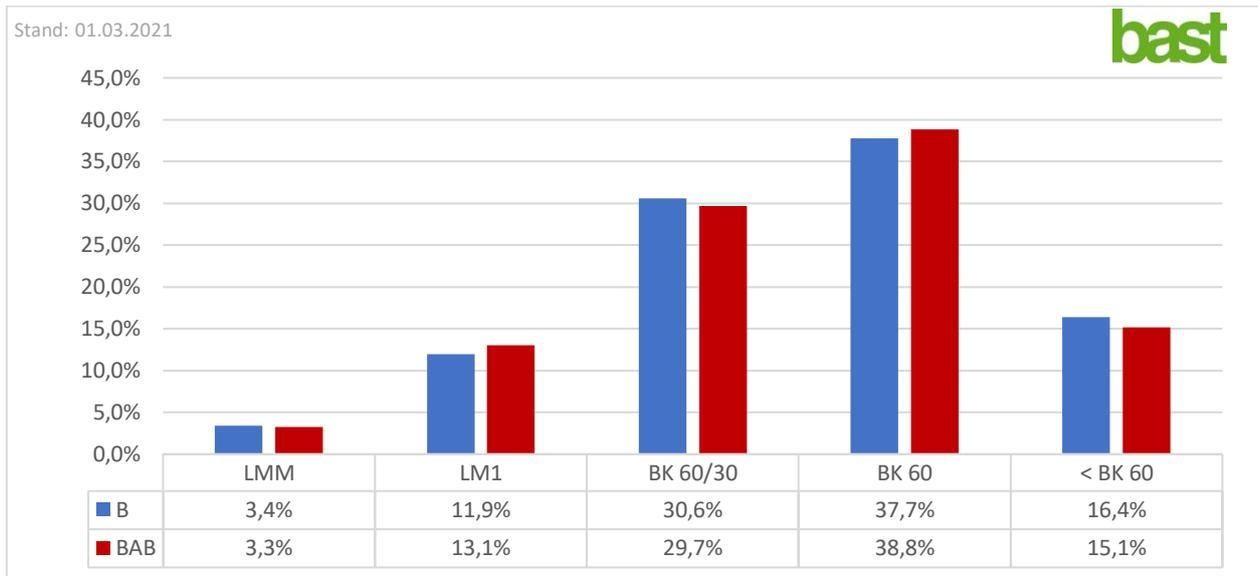


Abbildung 5 – Tragfähigkeitseinstufungen der Brücken der Bundesfernstraßen

2.2 Liste der prioritär zu untersuchenden Bauwerken (BAST-Liste)

Entsprechend einer Erhebung der BAST wurden die vordringlich zu untersuchenden Brücken im Bestand der Bundesfernstraßen vom BMVI festgelegt.

Die sogenannte BAST-Liste umfasste 1.263 Teilbauwerke im Zuge von Autobahnen und 929 Teilbauwerke im Zuge von Bundesstraßen aus Stahl- und Spannbeton. Im Nachgang wurden von den Straßenbauverwaltungen der Länder noch 266 Teilbauwerke aus Stahl und in Stahlverbund-Bauweise nachgemeldet. Die Bearbeitung dieser vordringlich zu untersuchenden Bauwerke wird seit 2016 durch die BAST datentechnisch verfolgt (s. Abbildung 6) und dem BMVI gemeldet. Es zeigt sich, dass immer noch etwa 20 % der Teilbauwerke noch nicht in Bearbeitung und fast 47 % in Bearbeitung sind.

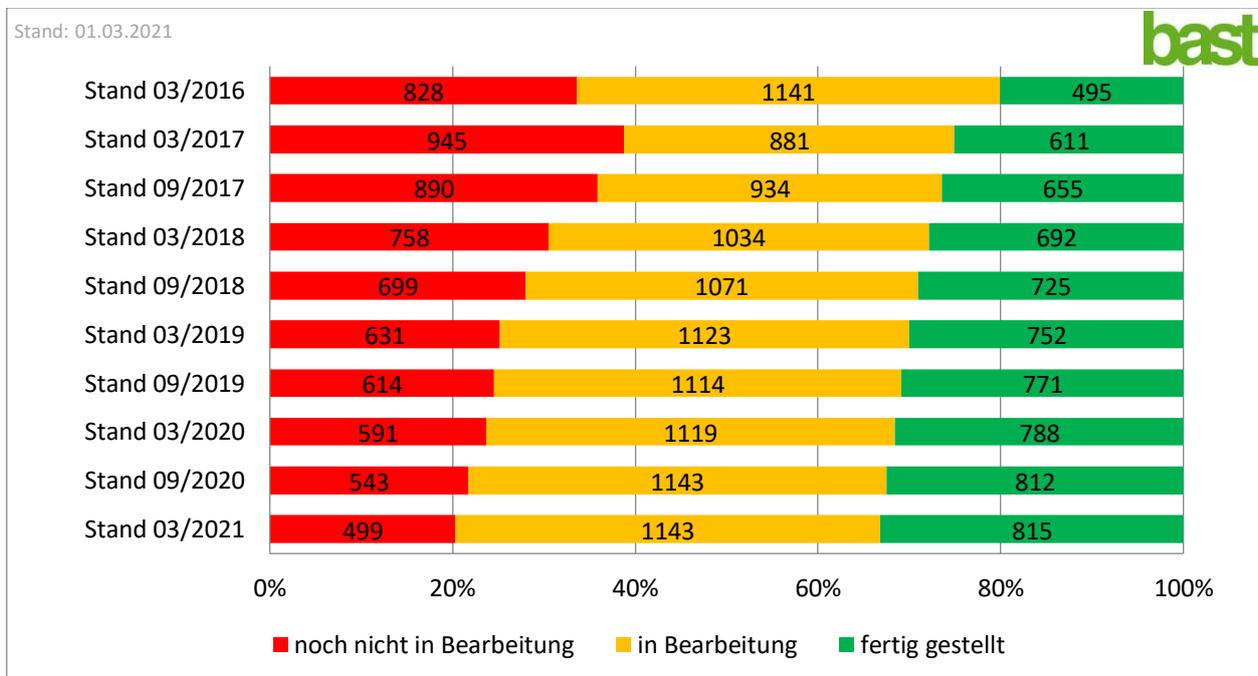


Abbildung 6 - Status der Nachrechnung der Brückenbauwerke der BAST-Liste

2.3 Brückenmodernisierungsnetz

Zur Sicherstellung einer uneingeschränkten Durchlässigkeit für den Güter- und Schwerverkehr wurde vom BMVI im Jahr 2018 [3] das so genannte Brückenmodernisierungsnetz definiert (s. Abbildung 8). Dieses

Netz entspricht weitgehend dem gemäß EU-Verordnung Nr. 1315/2013 festgelegten TEN-T Kernnetz. Zusätzlich wurde aufgrund der Verkehrsbedeutung die BAB 81 südlich von Stuttgart und die BAB 45 zwischen Dortmund und dem Gambacher Kreuz dem Netz zugeschlagen. Aufgrund der geringen Verkehrsbedeutung wurde der Abschnitt der BAB 48 westlich von Koblenz nicht berücksichtigt.

Ziel ist es, dass alle Bauwerke des benannten Netzes uneingeschränkt für den Verkehr nutzbar sind. Gemäß des bereits in Kapitel 2.1 angesprochenen in der Nachrechnungsrichtlinie festgelegten Ziellastniveaus für Bundesautobahnen ist somit sicherzustellen, dass alle Bauwerke eine Tragfähigkeit gemäß LM1 erreichen können.

Um die Zukunftsfähigkeit von Brückenbauwerken plakativer darstellen zu können und konstruktive Sonderfälle berücksichtigen zu können, wurde der Traglastindex [10] im Jahr 2018 durch das BMVI eingeführt. Mit Hilfe einer automatisierten Berechnung in der Bauwerksdatenbank werden für alle Bauwerke mit einem Ziellastniveau oder einer tragenden Funktion für die Bundesfernstraße Indizes entsprechend der römischen Ziffern I bis V ermittelt.

Gemäß der Grundkonzeption entspricht bei einem Traglastindex von I die aktuelle, klassifizierte Brückentragfähigkeit dem geforderten Ziellastniveau oder liegt darüber. Bei einem Traglastindex von V hingegen sind baldmöglichst weitere Untersuchungen durchzuführen. Durch die Zuordnung zu einer Indexstufe kann somit die Notwendigkeit weiterer Maßnahmen bzw. Untersuchungen einfach abgeschätzt werden.

Für das Brückenmodernisierungsnetz ergibt sich somit die in Abbildung 7 aufgezeigte Verteilung. Von den knapp 10.000 Brückenbauwerken die im Vorrangnetz liegen und bei denen die Brücke die Bundesautobahn trägt, sind 83 % einem Traglastindex II bis V zugeordnet. Perspektivisch sind diese Bauwerke somit zu untersuchen bzw. ggf. zu ertüchtigen [2].

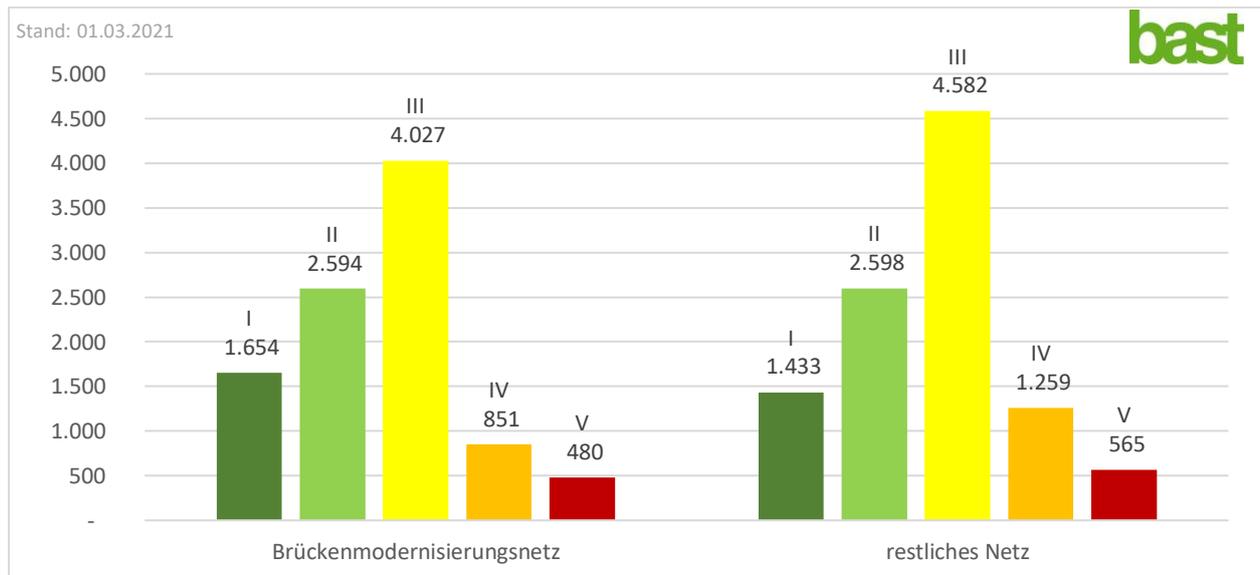


Abbildung 7 – Verteilung des Traglastindex für Brücken der Bundesautobahnen

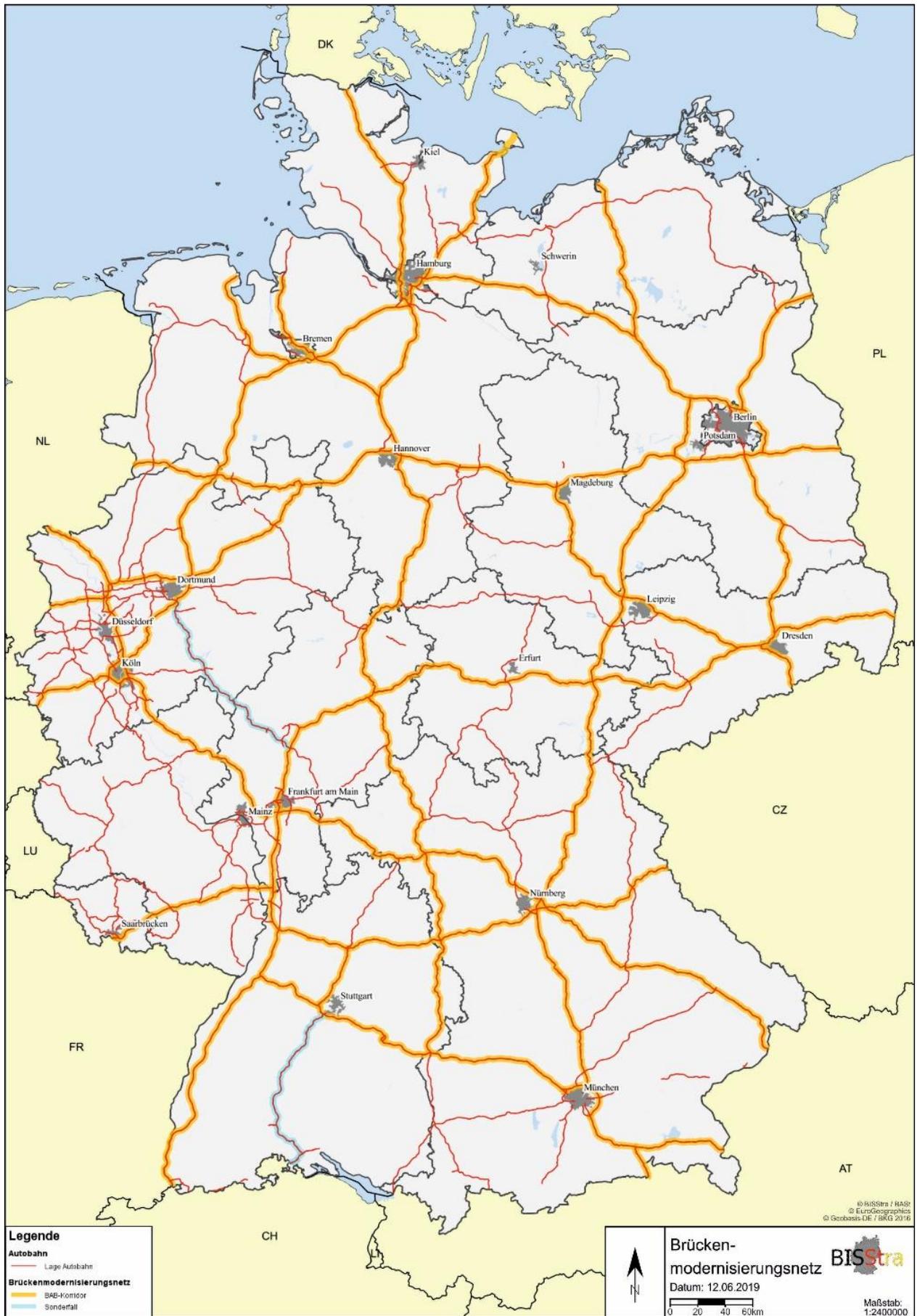


Abbildung 8 - Karte des Brückenmodernisierungsnetzes des BMVI (Quelle: BISStra) – Stand 12.06.2019

3 Entwicklung eines Tools zur Abschätzung der Tragfähigkeit

3.1 Ziel des Vorhabens

Aufgrund von Rückmeldungen aus den Straßenbauverwaltungen nach durchgeführten Nachrechnungen zeigte sich, dass kurze Brückenbauwerke oftmals wenig empfindlich gegenüber heutigen Bemessungsanforderungen sind. Daher wurde von der BAST im Jahr 2014 ein Forschungsvorhaben initiiert, in dem das Ziel war diese Bauwerke auf ihre Standsicherheit für das aktuelle Ziellastniveau zu überprüfen. Hierfür wurde vom Forschungsnehmer ein vierstufiges Vorgehen vorgeschlagen [9].

3.2 Analyse der Tragsysteme

In einem ersten Schritt erfolgte eine Analyse der Tragsysteme mit dem Ziel der Clusterung der unterschiedlichen Brückenkonstruktionen. Hierfür wurden von der BAST mittels der Bauwerksdatenbank Auswertungen erstellt, die den Bestand der Einfeldbrücken der Bundesfernstraßen und derer wichtigen Merkmale darstellen. Die Auswertungen wurden für diesen Beitrag aktualisiert. In Abbildung 9 zeigt sich, dass mehr als ein Drittel der Brücken der Bundesfernstraßen Einfeldbrücken sind, die eine Länge von weniger als 20 m haben aus Beton bzw. Stahlbeton gefertigt sind und eine Tragfähigkeitseinstufung nach DIN 1072 [5,6] haben (BK 60/30 und weniger).

Anzahl der Felder	Länge	Baustoff	Tragfähigkeit	Anzahl Tbw.	Anteil
Einfeldbrücken				34.578	66,9%
	2 bis 20 m Länge			27.687	53,6%
		Beton/Stahlbeton		22.366	43,3%
			< BK 60	1.505	2,9%
			BK 60	10.340	20,0%
			BK 60/30	7.106	13,7%
			LM1	2.649	5,1%
			LMM	766	1,5%
		Spannbeton		2.461	4,8%
		Stahl/Leichtmetall		1.974	3,8%
		Stahlverbund		210	0,4%
		Andere Baustoffe		676	1,3%
	> 20 m Länge			6.891	13,3%
Mehrfeldbrücken				17.094	33,1%
keine Angabe				23	0,0%
Gesamtergebnis				51.695	100,0%

Abbildung 9 – Anzahl der Felder, Länge, Baustoff und Tragfähigkeitseinstufung der Brücken der Bundesfernstraßen (Stand:01.03.2021)

Die Differenzierung nach Bauwerkslänge in Abbildung 10 zeigt auf, dass Rahmenkonstruktionen und Plattenkonstruktionen in diesem Stützweitenbereich dominieren. Bei einer Bauwerkslänge von weniger als 10 m sind vorwiegend Rahmenbrücken zu finden, während bei einer Bauwerkslänge von 5 bis 20 m eher die Plattenbrücke als Konstruktionsart zu finden ist.

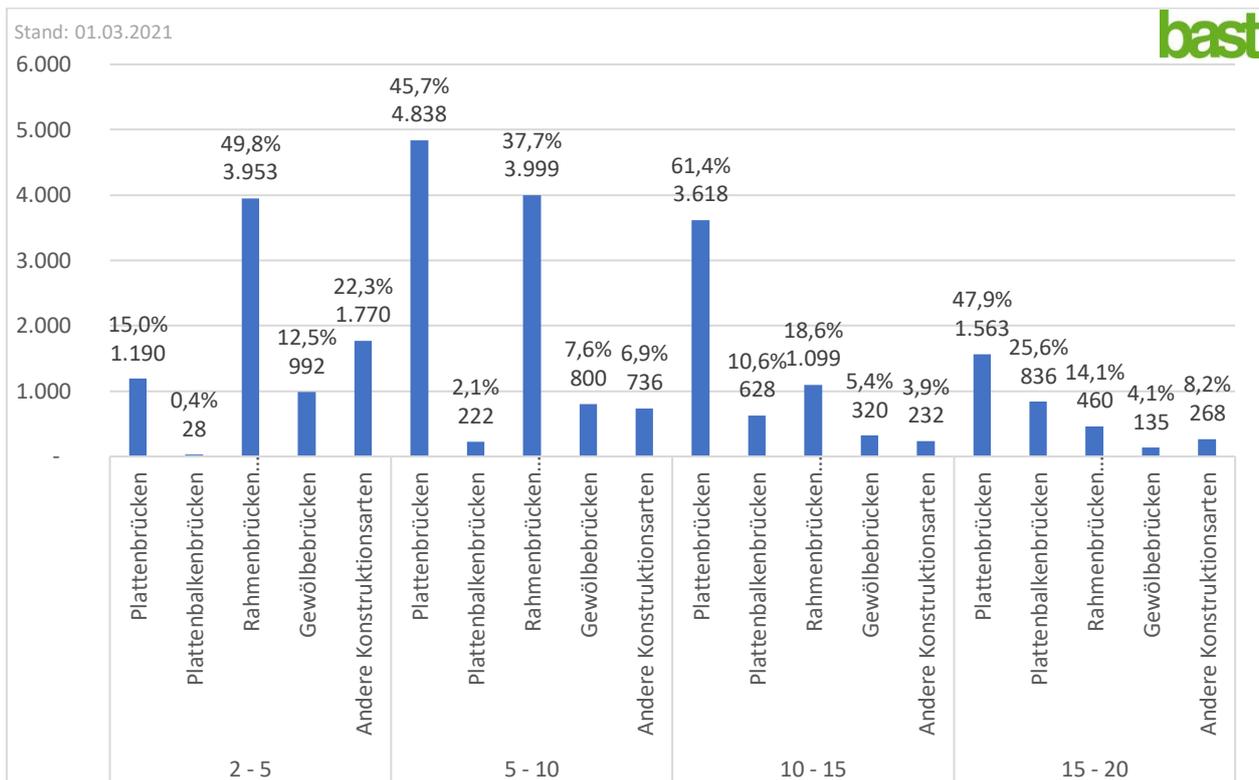


Abbildung 10 - Längenklasse und Konstruktionsart der Einfeldbrücken mit einer Länge von weniger als 20 m der Bundesfernstraßen

Weiterhin ist in der Abbildung 11 zu erkennen, dass die Altersstruktur der kurzen Einfeldbrücken sich nicht von der generellen Altersstruktur der Bundesfernstraßen abhebt. Sowohl die großen Infrastrukturbauprogramme zwischen 1965 und 1979, als auch die verstärkten Bauprogramme nach der bundesdeutschen Wiedervereinigung (1995 bis 2004).

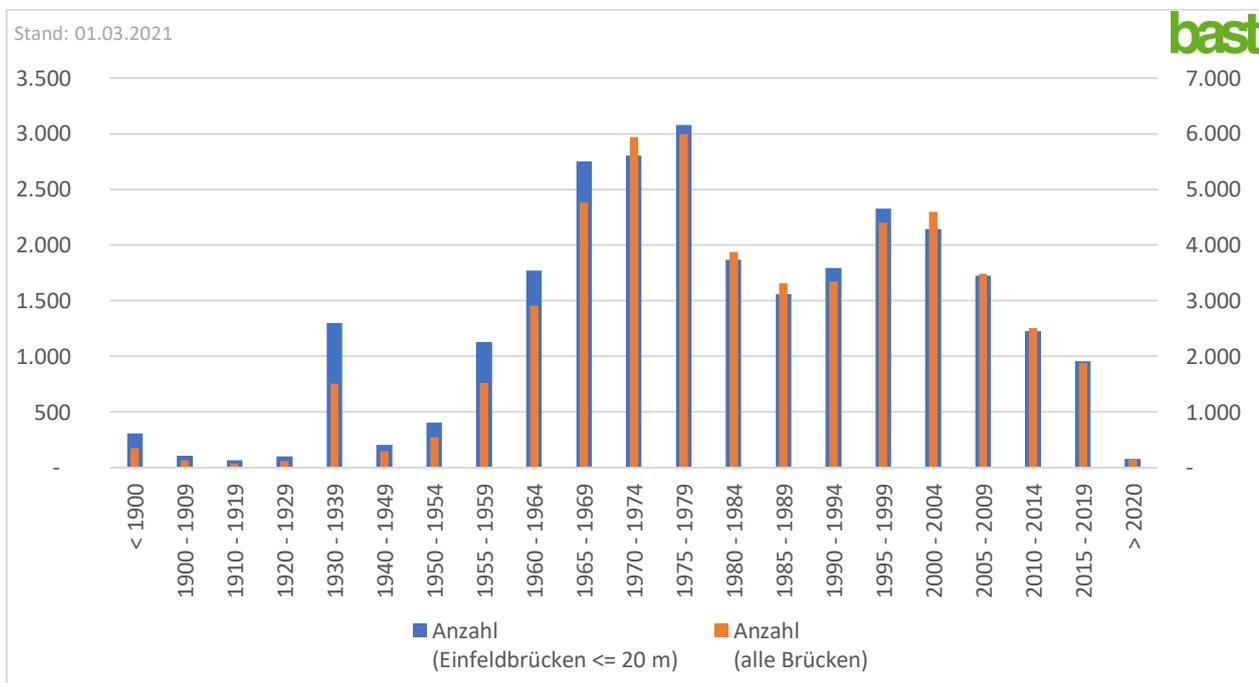


Abbildung 11 – Vergleich der Altersklassen der kurzen Einfeldbrücken mit dem Gesamtbestand

Anschließend wurden vom Forschungsnehmer Unterlagen zu Nachrechnungen ausgewertet. Diese wurden von mehreren Bundesländern zur Verfügung gestellt. Die Struktur der Bauwerke aus den Unterlagen wurde mit den Auswertungen des ersten Schrittes verglichen und eine gute Übereinstimmung festgestellt. Die Nachrechnungsunterlagen wurden in einem nächsten Schritt hinsichtlich der durchgeführten Nachweise und Nachweisstellen verglichen. Hierdurch gelang es baujahresabhängige Defizite zu beschreiben.

3.3 Nachrechnung ausgewählter Brücken

Den zweiten Schritt des Vorhabens stellte die Nachrechnung einzelner Brückenbauwerke durch den Forschungsnehmer dar. Hiermit wurden zum einen die maßgeblichen Nachweise und Nachweisstellen weiter überprüft und zum anderen Vergleichsergebnisse für das später zu entwickelnde Tool zur Tragfähigkeitsabschätzung kreiert.

3.4 Verknüpfungsanalyse und Aufbereitung der Ergebnisse

Den dritten Schritt des Vorhabens bildeten eine Verknüpfungsanalyse und die Aufbereitung der Ergebnisse. Die Verknüpfungsanalyse untersuchte den Zusammenhang zwischen den Ergebnissen der Nachrechnung und deren maßgeblichen Ursachen. Hierdurch konnten die für das anschließend zu entwickelnde Tool erforderlichen Einwirkungen, Nachweise und Nachweisstellen genauer festgelegt werden und die hierfür notwendigen Ergebniszusammenstellungen definiert werden.

Einwirkung	Einfeldträger	Widerlagerwand	Rahmen
Eigengewicht	✓	✓	✓
Ausbaulast	✓	✓	✓
Erddruck		✓	✓
Verkehrslast	✓	✓	✓
Verkehr auf der Hinterfüllung		✓	✓
Bremsen		✓	✓
Temperatur			✓

Der Abbildung 12 können hierbei die für das Tool relevanten Einwirkungen nach Konstruktions- bzw. Bauteilart entnommen werden.

Weiterhin wurde in der Betreuungsgruppe des Projekts – bestehend aus dem Forschungsnehmer IB Freundt, Länder- & Bundesvertretern und Forschenden - vereinbart, sich auf den Grenzzustand der Tragfähigkeit zu beschränken und auf Ermüdungsnachweise zu verzichten.

Die Berechnung innerhalb des Tools sollte analog der Stufen 1 und 2 der Nachrechnungsrichtlinie [11,12] erfolgen und die Verkehrslastmodelle LM 1 aus DIN Fachbericht [4] und BK 60/30 aus DIN

Abbildung 12 - Einwirkungen der verschiedenen Tragsysteme

1072/1985 berücksichtigen. Nach Rückmeldungen der Ländervertreter wurden für Platten, Rahmen und Widerlagerwände zusätzlich die Lastmodelle BK 60 und BK 45 nach DIN 1072/1967 berücksichtigt, wobei diese zu Nutzungseinschränkungen führen.

Die zu berücksichtigenden Tragsysteme wurden ebenfalls in Abstimmung mit der Betreuungsgruppe ausgewählt und beschränken sich auf die in Abbildung 13 dargestellten Systeme. Es wurden – ebenfalls zur Beschränkung des Aufwands aufgrund der Budgetrestriktionen – nur rechtwinklige Grundrisse berücksichtigt.

Bauteil	Tragsystem	Querschnitt
Überbau	Einfeldträger	Platte, Plattenbalken
Überbau	Rahmen eingespannt	Platte
Überbau	Rahmen gelenkig am Kopf	Platte
Überbau	Rahmengelenkig am Fuß	Platte
Widerlager	Einseitig eingespannter Balken	Rechteck

Abbildung 13 – Tragsysteme die im Tool berücksichtigt wurden

3.5 Entwicklung und Umsetzung einer vereinfachten Nachweisführung

Das Ziel der Entwicklung und Umsetzung einer vereinfachten Nachweisführung wurde im gegenständigen Vorhaben durch die Erstellung eines einfach zu handhabenden Softwaretools angegangen. Um diese vereinfachte Nachweisführung umzusetzen ist eine Abstraktion des Tragsystems von Nöten. So können für die vorgesehenen Tragsysteme vorausgewertete Ergebnisse für die jeweiligen Nachweise und Nachweisstellen geometrieneutral in einer Datenbank hinterlegt werden. Nach Eingabe der geometrischen Kennwerte des Bauwerkes (s. Abbildung 14) können so die Schnittgrößen errechnet werden mit denen die Nachweise durchgeführt werden.

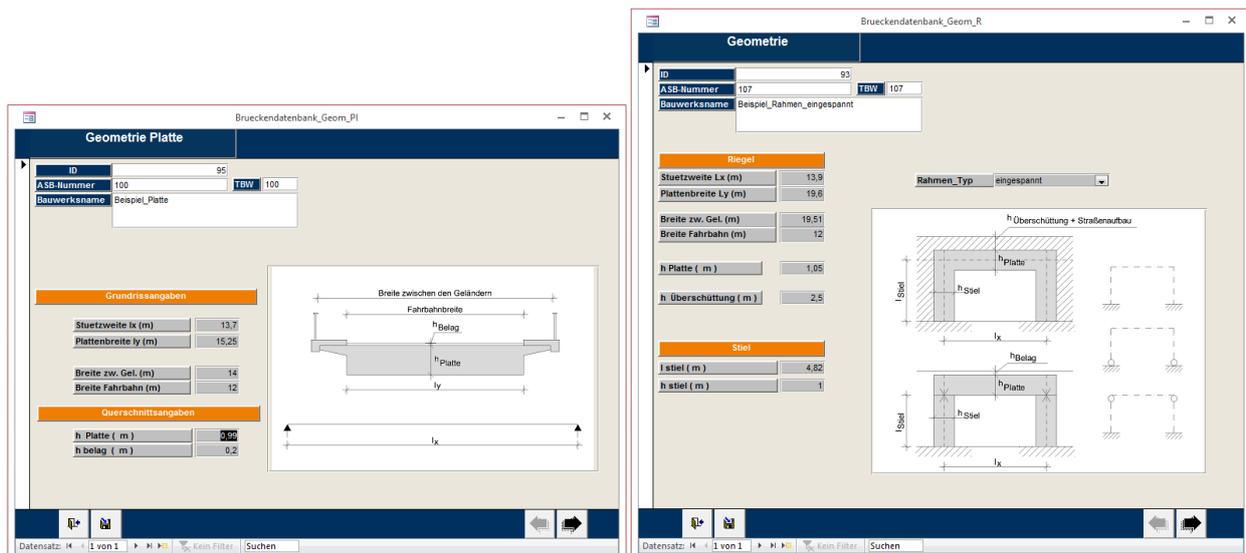


Abbildung 14 – Fenster zur Eingabe der Geometrie (links: Einfeldträger mit Plattenquerschnitt; rechts: Rahmensystem)

Das entstandene Softwaretool TEK stellt ein einfach zu nutzendes Programm für den Bearbeiter dar und hilft so Ressourcen einzusparen, die für die Nachrechnung anderer komplexerer oder dringlicherer Bauwerke benötigt werden

4 Fortschreibung des Forschungsvorhabens

Seit der Verteilung und ersten Anwendung des Tools TEK in den Straßenbauverwaltungen der Länder im Jahr 2016 sind eine Reihe von Rückmeldungen erfolgt, die den Anlass gegeben haben das Forschungsvorhaben nun fortzuschreiben.

Hierbei wurden von der BAST in Abstimmung mit dem BMVI folgende Festlegungen bezüglich des Umfangs des Vorhabens getroffen. Die grundlegenden, im Tool verwendeten Tragsysteme sollen bestehen bleiben. Es soll eine Erweiterung auf schiefwinklige Platten bis zu einem Bauwerkswinkel gemäß ASB-ING von 60 gon erfolgen. Zudem sollen auch gevoutete und unsymmetrische Platten Berücksichtigung im zukünftigen Tool finden. Hierdurch kann eine noch größere Anwendungsmöglichkeit des Tools realisiert werden.

Auch Nachweise der Gebrauchstauglichkeit sollten mit dem Tool möglich sein. Hierbei muss möglicherweise eine Beschränkung auf die Schnittgrößen, den Betondruck und die Stahlspannungen (bei vorh. A_s) erfolgen.

Weiterhin gilt es das Tool von Mängeln zu befreien, fehlerhafte Anwendung besser zu verhindern und die Kompatibilität mit aktuellen Standard-Softwareprogrammen sicherzustellen. Auch sollte die Dokumentation der Nachweise erweitert werden, um die Prüfbarkeit durch Dritte zu verbessern.

5 Zusammenfassung

Mit der Erstellung der BAST-Liste wurde vom BMVI erstmals 2010 festgestellt, welche Brückenbauwerke vordringlich zu untersuchen sind. Diese etwa 2.500 Bauwerke (ca. 5 % der Gesamtbauwerksanzahl) wurden in den vergangenen Jahren begonnen abzarbeiten.

Im Jahr 2018 wurde vom BMVI das Brückenmodernisierungsnetz festgesetzt. Hiermit wurde der Fokus weg von den Einzelbauwerken hin zu netzweiten Betrachtungen gelegt. Zudem wurde mit dem Traglastindex ein Instrument geschaffen die Zukunftsfähigkeit von Brückenbauwerken zu kategorisieren. Spätestens durch diese beiden Maßnahmen sind die perspektivisch zu untersuchenden Bauwerke ganz plakativ in den Vordergrund gerückt.

Das Tool TEK kann bereits jetzt und soll nach der Fortschreibung umso mehr helfen eine Vielzahl von Brückenbauwerken der Bundesfernstraßen hinsichtlich ihrer Tragfähigkeit zu beurteilen. Insbesondere durch die leicht erlernbare Anwendung steht den Straßenbauverwaltungen mit dem Tool ein Hilfsmittel zur Verfügung um die angesprochenen anstehenden Herausforderungen zu bewältigen.

Literatur

- [1] Bauwerksdatenbank SIB Bauwerke (Stand: 01.03.2021)
- [2] Bericht „Stand der Modernisierung von Straßenbrücken der Bundesfernstraßen“, 2020.
- [3] Bericht „Stand der Modernisierung von Straßenbrücken der Bundesfernstraßen“, 2018.
- [4] DIN-Fachbericht 101:2009-03: Einwirkungen auf Brücken, 2009.
- [5] DIN 1072:1967 Straßen- und Wegbrücken; Lastannahmen, Ausgabe 1967-11.
- [6] DIN 1072:1985 Straßen- und Wegbrücken; Lastannahmen, Ausgabe 1985-12.
- [7] DIN EN 1991-2:2010:12: Eurocode 1: Einwirkungen auf Tragwerke – Teil 2: Verkehrslasten auf Brücken; Deutsche Fassung EN 1991-2:2003 + AC:2010. Beuth Verlag, Berlin 2010. [4] DIN Fachbericht 101: Einwirkungen auf Brücken - Kapitel IV: Verkehrslasten auf Brücken, Ausgabe 2009-3.
- [8] DIN EN 1991-2/NA:2011-07: Nationaler Anhang – National festgelegte Parameter – Eurocode 1: Einwirkungen auf Tragwerke – Teil 2: Verkehrslasten auf Brücken, 2011.
- [9] Freundt, et al.; Methodik zur Tragfähigkeitsbewertung kleinerer Einfeldbrücken im Zuge von Bundesfernstraßen gemäß – Richtlinie zur Nachrechnung von Brücken im Bestand (NRR), 2016.
- [10] Grundkonzeption für den Traglastindex (TLI) (Stand: 01.04.2020)
- [11] Richtlinie zur Nachrechnung von Straßenbrücken im Bestand (Nachrechnungsrichtlinie), Ausgabe 05-2011, BMVBS, 2011.
- [12] Richtlinie zur Nachrechnung von Straßenbrücken im Bestand (Nachrechnungsrichtlinie), 1. Ergänzung, Ausgabe 04/2015.

Dr.-Ing. Matthias Müller, Dipl.-Ing. Ralph Holst
Bundesanstalt für Straßenwesen

Nachrechnung bestehender Brücken – Aktuelle Forschungsprojekte

Zusammenfassung

Seit der Bekanntgabe der ersten Auflage der Nachrechnungsrichtlinie im Jahr 2011, stellt die Weiterentwicklung der mit der Richtlinie zur Verfügung gestellten Möglichkeiten zur Beurteilung der Tragfähigkeit bestehender Bauwerke eine wesentliche Forschungsaufgabe dar. Mit der Bekanntgabe der 1. Ergänzung und der 2. Auflage der Richtlinie werden bereits wesentliche Meilensteine in der Weiterentwicklung der Richtlinie erreicht. Die Ergebnisse bereits abgeschlossener Forschungsprojekte, die die Grundlagen für die Weiterentwicklung der Nachrechnungsrichtlinie bereitstellen, lassen vielfach auf weitere bislang rechnerisch nicht genutzte Tragreserven bestehender Bauwerke schließen. Dies gilt beispielsweise für die Ermittlung der Querkrafttragfähigkeit, den Nachweis eines ausreichenden Ankündungsverhaltens oder den Nachweis der Ermüdungssicherheit von Spannbetontragwerken. Bei der Ermittlung der Beanspruchungen kann neben der objektunabhängigen Berücksichtigung der Verkehrscharakteristik zukünftig ggf. durch eine stärkere Einbindung objektspezifischer Parameter zur Festlegung modifizierter Lastmodelle eine realistischere Bewertung der Beanspruchungen erreicht werden. Die Optimierung der mit der Nachrechnungsrichtlinie verfügbaren Stellschrauben unter Berücksichtigung der verschiedenen Nachweisstufen bietet daher großes Potenzial und stellt auch zukünftig ein wichtiges Forschungsgebiet dar.

1 Einleitung

Brückenbauwerke sind unverzichtbarer Bestandteil unseres Straßennetzes. Sie ermöglichen die Überwindung von Tälern, Gewässern oder anderer Verkehrswege und stellen somit die eigentliche Funktion der überführten Straße sicher. Allein im Netz der Bundesfernstraßen gibt es derzeit 39.928 Brückenbauwerke (Stand 09/2020). Die meisten dieser Bauwerke sind bereits viele Jahrzehnte unter Verkehr. Ein großer Teil der bestehenden Spannbetonbrücken ist bereits 40 bis 60 Jahre alt. Die im Netz noch vorhandenen Gewölbebrücken aus Mauerwerk werden vielfach bereits deutlich über 100 Jahre genutzt.

Seither hat sich die Beanspruchung der Bauwerke durch drastisch gestiegene Fahrzeuggewichte und Schwerverkehrsmengen im Vergleich zur ursprünglichen Planung grundlegend geändert. Gleichzeitig haben sich das Wissen um die Bauweisen, die Regeln zur Bemessung und konstruktiven Durchbildung und die Möglichkeiten zur Nutzung genauerer Berechnungsverfahren stark weiterentwickelt.

Die auf Neubauten ausgerichteten Eurocodes für den Brückenbau ermöglichen eine einheitliche und möglichst handhabbare, aber dennoch wirtschaftliche Bemessung von Brücken. Gleichzeitig sind die hierin enthaltenen Bemessungsregeln auf die heutigen Anforderungen an die konstruktive Durchbildung und Robustheit abgestimmt und lassen Traganteile, die bei bestehenden Bauwerken aufgrund ihrer Konstruktion maßgebend zum Gesamtwiderstand beitragen, zum Teil unberücksichtigt. Die für die Dimensionierung neuer Bauwerke verwendeten Lastmodelle beinhalten bereits Prognosen der zukünftigen Verkehrsentwicklung, die auf Neubauten, deren komplette Nutzungsdauer in der Zukunft liegt, ausgerichtet sind. Überdies sind die Neubaulastmodelle unabhängig von der tatsächlichen örtlichen Zusammensetzung des Verkehrs, der Schwerverkehrsstärke und dem tatsächlichen statischen System des betrachteten Bauwerks definiert. Dies führt zu einer robusten Tragwerksauslegung neuer Brücken, lässt jedoch keine wirklichkeitsnahe Bewertung bestehender älterer Bauwerke zu.

Mit der Nachrechnungsrichtlinie wird das Ziel verfolgt, Beanspruchungen und Tragwiderstände älterer Bauwerke möglichst wirklichkeitsnah zu ermitteln. Hierfür eröffnet die Richtlinie verschiedene Anpassungsmöglichkeiten bei den Einwirkungen, den Teilsicherheitsbeiwerten und den Bemessungsmodellen in Abhängigkeit der örtlichen und baulichen Gegebenheiten beziehungsweise unter Berücksichtigung kompensierender Maßnahmen.

In den letzten Jahren sind bereits wesentliche Bausteine zur Ermittlung der Tragfähigkeit bestehender Massivbrücken unter Berücksichtigung der seinerzeit vorherrschenden Konstruktionsprinzipien entwickelt und für die Nachrechnungsrichtlinie verfügbar gemacht worden (z.B. [7, 8, 11, 10, 12]). Darüber hinaus wurden

die Nachrechnungslastmodelle vereinheitlicht und in Abhängigkeit der vorhandenen Verkehrszusammensetzung und Schwerverkehrsstärke verfeinert [4].

Derzeit werden weitere Potenziale für die Bewertung bestehender Brückenbauwerke in laufenden Forschungsprojekten analysiert, um die Werkzeuge der Nachrechnungsrichtlinie weiter zu optimieren und bislang nicht oder nur unzureichend in Ansatz gebrachte Tragreserven rechnerisch zu aktivieren. Nachfolgend werden ausgewählte Aspekte aktueller Projekte vorgestellt.

2 Querkraft- und Torsionstragfähigkeit von Spannbetonbrücken

2.1 Untersuchungen zur Querkrafttragfähigkeit

Der Querkraft- und Torsionswiderstand von Spannbetontragwerken wird durch verschiedene Tragmechanismen beeinflusst. Die Fachwerktragwirkung der infolge Querkraftbiegung gerissenen Querschnitte stellt die Grundlage für die aktuellen Bemessungs- und Konstruktionsregeln für den Neubau dar. Bei der Übertragung dieser Ansätze auf ältere Spannbetonbrückenbauwerke, die nicht nach den heutigen Regeln bemessen und konstruiert wurden, werden wesentliche den Gesamtwiderstand maßgeblich beeinflussende Traganteile vernachlässigt. Dies führt bei der Beurteilung der Querkraft- und Torsionstragfähigkeit älterer Spannbetonbrücken regelmäßig zu großen rechnerischen Tragfähigkeitsdefiziten.

Die Bemessungsansätze für die Nachrechnung von Spannbetonbrücken im Bestand konnten auf Grundlage der bisherigen Versuchsergebnisse und ergänzender Simulationsrechnungen bereits deutlich weiterentwickelt werden. Dennoch besitzen Spannbetonbrücken im Bestand noch erhebliche Tragreserven unter Querkraft- und Torsionsbeanspruchung, zu deren Quantifizierung die bislang durchgeführten experimentellen Untersuchungen in Umfang und Parametervariation noch nicht hinreichend waren.

Die Hauptgründe für die vorhandenen Tragreserven werden im günstigen Einfluss des statischen Systems des Durchlaufträgers, welcher im Vergleich zum Einfeldträger eine geringere Schubschlankheit an den Zwischenstützungen aufweist, in der Vorspannung im Hinblick auf die zu erwartende Schubrisbildung und in der für Brückenbauwerke maßgeblichen Belastungsart (Streckenlasten anstelle von Einzellasten) gesehen. Alle genannten Faktoren tragen zur Vergrößerung der Querkrafttragfähigkeit bei. Die meisten in den vergangenen Jahrzehnten durchgeführten experimentellen Untersuchungen wurden an Einfeldträgern aus Stahlbeton unter Einzellasten mit Bauteilhöhen um 30 cm durchgeführt und berücksichtigen die genannten Effekte daher nicht [13].

Die jüngsten Untersuchungsergebnisse an Spannbetondurchlaufträgern mit für den Brückenbau relevanten Querschnittsabmessungen zeigen, dass die Querkrafttragfähigkeit bei Bauteilen mit geringen Querkraftbewehrungsgraden (0,5- bis 1,5-fache Mindestbewehrung) maßgeblich durch den Traganteil des Betons gesteuert wird [7, 8]. Dem Einfluss von Querschnittsform (Rechteck-, T- und I-Querschnitt) und Vorspanngrad auf den Betontraganteil wird jedoch auch bei den erweiterten Ansätzen zur Berücksichtigung von Beton- und Fachwerktraganteil noch nicht in ausreichendem Maß Rechnung getragen. Darüber hinaus ist neben dem Einfluss der Interaktion von Biegemoment und Querkraft auch die Tragwirkung unter gleichzeitiger Beanspruchung durch Querkraft, Biegung und Torsion bei Spannbetonträgern nicht abschließend geklärt.

Mit dem Ziel die Nachweisformate zur Ermittlung der Querkraft- und Torsionstragfähigkeit bestehender Spannbetonbrücken für die Stufe 2 der Nachrechnungsrichtlinie weiterzuentwickeln, finden derzeit umfangreiche experimentelle Untersuchungen an Spannbetonträgern im Auftrag der Bundesanstalt für Straßenwesen statt [9]. Das Zusammenwirken von Betontraganteil und Fachwerktragwirkung für gering querkraftbewehrte Bauwerke wird hierbei unter Berücksichtigung der genannten und bislang unzureichend erfassten Einflussparameter systematisch untersucht. So entsteht eine umfangreich erweiterte und gut dokumentierte Versuchsdatengrundlage, die insbesondere die Beurteilung des Einflusses der Schubschlankheit bei Durchlaufträgern, von hohen Vorspanngraden und von Streckenlasten auf das Zusammenwirken von Querkraftbewehrungs- und Betontraganteil erlaubt.

Während der Fokus bereits durchgeführter Untersuchungen [7, 8] vor allem auf dem Einfluss geringer Querkraftbewehrungsgrade auf die Querkrafttragfähigkeit vorgespannter Zweifeldträger lag, erfolgt mit den aktuellen Untersuchungen eine gezielte Variation der Schubschlankheit an der Zwischenstützung der Versuchsträger. Durch die Planung der Versuche als Einfeldträger mit Kragarm, lassen sich die Schubschlankheit über das Momenten/Querkraft-Verhältnis durch das Aufbringen einer Einzellast am Kragarmende im ersten Teilversuch gezielt einstellen (siehe Bild 1). Überdies kann in den durch Spannfeldabmessungen und Krankapazitäten begrenzten Laborversuchsabmessungen eine größere Biegeschlankheit im ersten Feld untersucht werden als in den bereits durchgeführten Untersuchungen an Zweifeldträgern [7, 8].

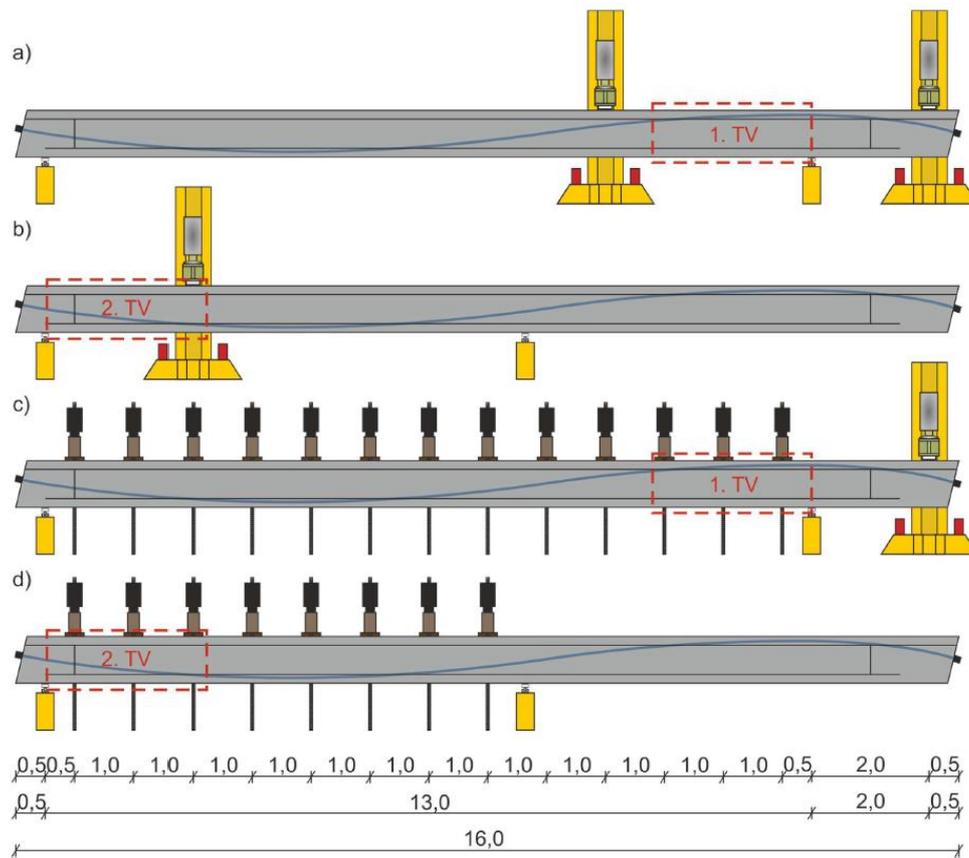


Bild 1: Schematische Darstellung des geplanten Versuchsaufbaus für Querkraftversuche an Spannbetonsträgern; a) Teilversuch 1 am Zwischenauflager mit Punktlast, b) Teilversuch 2 am Endauflager mit Punktlast. c) Teilversuch 1 am Zwischenauflager mit Linienlast. d) Teilversuch 2 am Endauflager mit Linienlast aus [9]

Die experimentellen Untersuchungen zur Querkrafttragfähigkeit am im Bild 1 schematisch dargestellten Versuchsaufbau erfolgen am Institut für Massivbau der RWTH Aachen. Zur ergänzenden experimentellen Untersuchung einzelner Einflussparameter (z.B. Bügelformen, Längsbewehrungsgrad, Querschnittshöhe) werden ergänzende Untersuchungen an Trägerschnitten am Lehrstuhl für Massivbau der TU München durchgeführt.

2.2 Untersuchungen zur Interaktion von Querkraft, Biegung und Torsion

Mit den Ergebnissen aus [8] konnten bereits Vorgaben zur Anrechnung der vorhandenen Längsvorspannung auf die erforderliche Torsionslängsbewehrung unabhängig von der Lage der Spannglieder im betrachteten Querschnitt gemacht werden. Die wenigen bislang durchgeführten experimentellen Untersuchungen unter kombinierter Beanspruchung an großformatigen Spannbetonsträgern ließen weitergehende Bemessungsempfehlungen jedoch noch nicht zu.

Daher werden weitere Versuche an Einfeldträgern mit Kragarmen unter exzentrischer Laststellung (exzentrische Streckenlast im Feld und exzentrische Einzellast auf dem Kragarm) durchgeführt (siehe Bild 2). Hierbei sollen die Auswirkungen oben offener Bügelformen sowie die Tragfähigkeit der Betondruckzone unter der Beanspruchungsinteraktion aus Biegung, Querkraft und Torsion untersucht werden. Verfeinerte Modellvorstellungen für das Tragverhalten unter kombinierter Beanspruchung infolge Biegung, Querkraft und Torsion und konkrete Empfehlungen für die Bemessung sind die Ziele der Untersuchungen, die auch häufig vorkommende Konstruktionsmerkmale bestehender Spannbetonbrücken berücksichtigen.

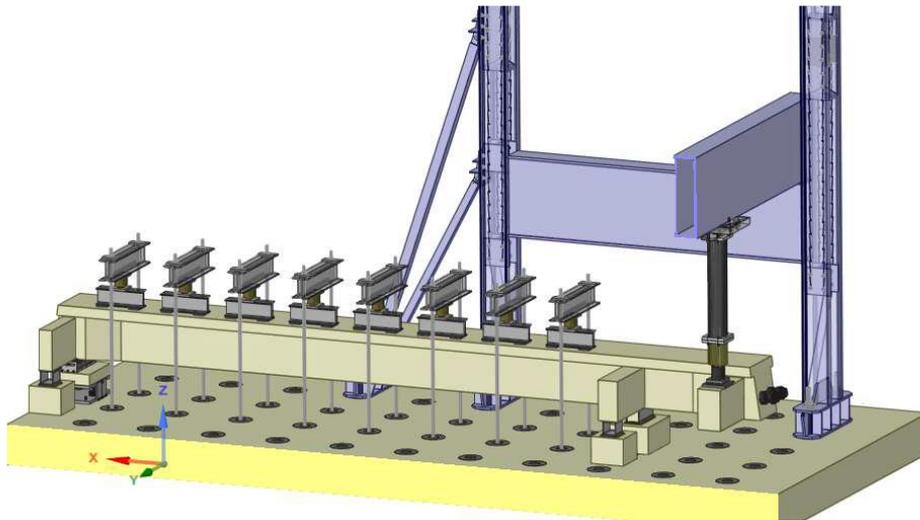


Bild 2: Schematische Darstellung des geplanten Versuchsaufbaus an Spannbetonträgern unter kombinierter Beanspruchung aus Querkraft, Biegung und Torsion aus [9]

3 Ermüdung von Spannbetonbrücken

In den 70er Jahren des letzten Jahrhunderts wurden Risse in den Koppelfugen einiger Spannbetonbrücken entdeckt. Durch experimentelle Untersuchungen konnte gleichzeitig eine hohe Empfindlichkeit des Spannstahls im Bereich der Spanngliedverankerungen und Spanngliedkopplungen gegenüber zyklischen Beanspruchungen festgestellt werden. Nach dem Schadenfall Prinzenallee im Heerdtter Dreieck 1977 wurden die Bemessungs- und Konstruktionsregeln für Koppelfugen grundlegend geändert (Soforterlass 02.77/DIN 4227:1979). Die Änderungen umfassen neben der Berücksichtigung eines Zusatzmoments, die Mindestlängsbewehrung und den Ausschluss von Vollstößen der Spannglieder mit Einführung der ZTV-K 80.

Zur Beurteilung der Ermüdungssicherheit bestehender Bauwerke existieren derzeit mehrere Regelwerksansätze parallel. Die „Handlungsanweisung zur Beurteilung der Dauerhaftigkeit vorgespannter Bewehrung von älteren Spannbetonbrücken“ [5] wurde im Jahr 1998 bekannt gegeben. Sie beschreibt erstmals in deutschen Regelwerken einen expliziten Betriebsfestigkeitsnachweis für Betonbrücken. Im Vergleich zum Nachweisformat des DIN-Fachberichts 102 [3] bzw. der DIN EN 1992-2 [2] unterscheidet sich das Vorgehen der Handlungsanweisung jedoch in einigen Punkten. Die wesentlichen Unterschiede ergeben sich im Hinblick auf die zu berücksichtigenden ermüdungswirksamen Lasten, die Ermittlung des Grundmoments, die zu berücksichtigende Vorspannung, die anzusetzenden linearen Temperaturgradienten und die Ermittlung der Spannungsschwingbreiten. Ein direkter Vergleich der zu erwartenden Ergebnisse ist aufgrund der unterschiedlichen Herangehensweisen der verschiedenen Regelwerke nicht möglich. In ersten Vergleichsrechnungen erzielte Endergebnisse unterscheiden sich trotz der vorhandenen Regelwerksunterschiede nur geringfügig. Jedoch ist eine allgemeingültige Aussage zur Vergleichbarkeit auf Basis dieser ersten Untersuchungen noch nicht möglich. Die Nachrechnungsrichtlinie erlaubt derzeit die Anwendung der Regeln der Handlungsanweisung für die Ermittlung der Ermüdungssicherheit im Bereich von Koppelfugen von Brücken mit den Ziellastniveaus BK60/30, BK60 und BK30/30.

Die Handlungsanweisung [5] und die Nachrechnungsrichtlinie können derzeit nur als völlig voneinander getrennt geltende Regelwerke angewandt werden, da ihnen unterschiedliche Sicherheitsüberlegungen zugrunde liegen. Aktuell erfolgt eine Überprüfung der Regeln zur Beurteilung der Ermüdungssicherheit von Spannbetonbrücken mit dem Ziel, ein einheitliches und den heutigen Stand der Technik berücksichtigendes Vorgehen zu erarbeiten. Hiermit soll eine geschlossene Bewertung der Ermüdungssicherheit älterer Bauwerke mit einheitlichem Sicherheitskonzept innerhalb der Nachrechnungsrichtlinie erreicht werden.

Von zentraler Bedeutung für die Beurteilung der Ermüdungssicherheit ist eine wirklichkeitsnahe Ermittlung der Beanspruchungen. Bei Spannbetonbauwerken hat hier neben den zyklisch wirkenden Verkehrsbeanspruchungen insbesondere die Höhe des Grundmoments großen Einfluss auf das Berechnungsergebnis. In Bild 3 ist der Einfluss des Grundmoments auf die Spannungsschwingbreite unter zyklischer Belastung anschaulich dargestellt.

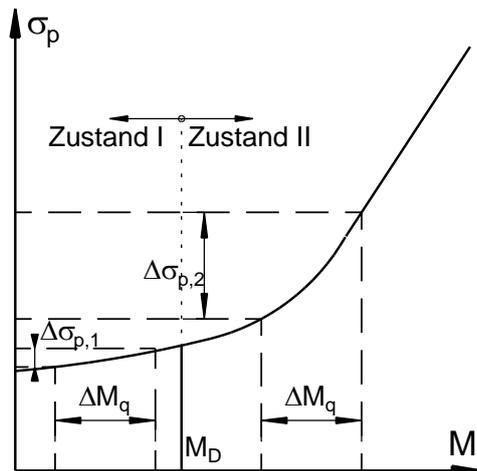


Bild 3: Zusammenhang zwischen einwirkendem Moment und Spannung in Anlehnung an [15]

Im Zuge der Erarbeitung eines Konzepts zur Integration der Handlungsanweisung [5] in die Nachrechnungsrichtlinie, werden neben der Erarbeitung eines einheitlichen Nachweis- und Sicherheitskonzepts für eine geschlossene Bewertung bestehender Bauwerke auch Vorgaben zur Ermittlung der Beanspruchungen unter Berücksichtigung der Baustoffeigenschaften, der Vorspannung und der zu berücksichtigenden Temperatureinwirkung diskutiert und im Rahmen von Vergleichsrechnungen validiert.

Insbesondere im Bereich von Koppelfugen wirken sich Streuungen der Berechnungsannahmen besonders aus, da diese in der Regel im Bereich der Momentennullpunkte angeordnet sind. Hierbei werden Möglichkeiten untersucht, den Einfluss des im Jahresgang stark schwankenden Beitrags des linearen Temperaturgradienten zum Grundmoment auch bei der Nachweisführung mit dem Ermüdungslastmodell LM 3 wirklichkeitsnäher zu berücksichtigen und den Einfluss von Spannkraftverlusten genauer zu erfassen.

4 Nachweis des Ankündungsverhaltens bei Spannungsrissskorrosionsgefährdung

Die „Handlungsanweisung zur Überprüfung und Beurteilung von älteren Brückenbauwerken, die mit vergütetem, spannungsrissskorrosionsgefährdetem Spannstahl erstellt wurden“ [6] wurde 2011 zur gleichen Zeit wie die Nachrechnungsrichtlinie bekannt gegeben und ersetzte die bis dahin gültigen „Empfehlungen zur Überprüfung und Beurteilung von Brückenbauwerken, die mit vergütetem Spannstahl St 145/160 Neptun N40 bis 1965 erstellt wurden.“ Sie beschreibt das Phänomen der Spannungsrissskorrosion aus materialwissenschaftlicher Sicht, macht Angaben zu Spannstählen, die als gefährdet einzustufen sind, und regelt das Vorgehen beim Nachweis des Ankündungsverhaltens von Spannbetonbrücken, die mit als gefährdet geltenden Spannstählen errichtet wurden. Die Handlungsanweisung beinhaltet Vorgaben für den Nachweis des Ankündungsverhaltens auf Querschnittsebene und regelt für die Anwendung in Brückenlängsrichtung ein stochastisches Verfahren für den Nachweis des Ankündungsverhaltens auf Systemebene.

Ebenso wie die „Handlungsanweisung zur Beurteilung der Dauerhaftigkeit vorgespannter Bewehrung von älteren Spannbetonbrücken“ [5], wird auch für die Handlungsanweisung [6] aktuell ein Konzept zur Integration in die BEM-ING erarbeitet. Neben der Vereinheitlichung von Notation, Nachweis- und Sicherheitskonzept, stehen auch hier die Aktualisierung und Erweiterung der Richtlinie im Fokus.

Neben neu zu erarbeitenden Regelungen für die Nachweisführung in Bauwerksquerrichtung, in der Risse in weiten Teilen nicht visuell detektierbar sind, werden auch Optimierungspotenziale für die bereits bestehenden Regelungen für die Brückenlängsrichtung im derzeit laufenden Forschungsprojekt [14] diskutiert. Hierzu zählen beispielsweise Möglichkeiten zur Berücksichtigung konstruktiver Randbedingungen, die sich positiv auf das Tragverhalten bzw. die Robustheit der Konstruktionen auswirken, und ggf. Optimierungen in der Nachweisführung möglich machen (z.B. einen rechnerischen Mindestspannstahlrestquerschnitt, wenn bestimmte systematische Voraussetzungen eingehalten werden).

Faktoren, aus denen Redundanzen und Tragreserven resultieren sind nach [14] beispielsweise:

1. Die Anzahl und die Lage der Spannglieder:
Durch den Verbund kann die Vorspannung ausgehend von der Bruchstelle wieder eingetragen werden. Daraus kann bei Vorhandensein mehrerer Spannglieder im Querschnitt eine erhebliche Redundanz resultieren.

2. Das statische System:

In statisch unbestimmten monolithischen Tragwerken sind im Allgemeinen ausgeprägte Umlagerungsmöglichkeiten gegeben.

3. Menge und Anordnung einer gleichzeitig vorhandenen Betonstahlbewehrung

Der Abschluss der Erarbeitung eines Konzepts zur Integration und Aktualisierung der Handlungsanweisungen [5, 6] wird noch im Jahr 2021 erwartet. Die Ergebnisse werden im Rahmen der Fortschreibung des Teils 2 der BEM-ING berücksichtigt.

5 Lastmodelle

Damit die bestehenden Bauwerke der Straßeninfrastruktur zukunftsfähig gemacht werden können, ist es notwendig, dass Einwirkungen und Widerstände realitätsnah erfasst und beschrieben werden. Mit aktuellen Themen zur Widerstandseite haben sich die vorangegangenen Abschnitte befasst. Nachfolgend geht es darum, aktuelle bzw. in Kürze beginnende Forschungsaktivitäten und deren Hintergründe darzustellen. Diese Ausführungen haben nicht den Anspruch vollständig zu sein, sondern sollen die neue Zielrichtung auch im Vergleich zu Einwirkungsansätzen für Neubauten zeigen.

Wichtige Randbedingungen bei der Erarbeitung der derzeit gültigen Regelwerke für den Neubau sind:

- Es gibt nur Annahmen zur Verkehrsbelastung, da der Verkehrsweg noch nicht existiert.
- Vorgaben in Regelwerken und Normen müssen für so gut wie alle Anwendungsfälle geeignet sein.
- Es können nicht die jeweiligen örtlichen und konstruktiven Randbedingungen direkt berücksichtigt werden.
- Konservative Lastannahmen führen ggf. zu gewissen Überbemessungen und gewünschten Redundanzen in Bezug auf die spätere Realsituation, die grundsätzlich für den späteren Betrieb nicht abträglich sind, solange sie nicht unwirtschaftlich sind.

Bei der Nachrechnung von Bestandsbrücken sieht die Situation anders aus:

- Dort können reale Einwirkungen aufgeteilt nach Fahrzeugklassen ermittelt und prognostiziert werden.
- Es können reale Kenngrößen (Materialien, Abmessungen, statische Systeme, Schäden) vor Ort erfasst und einbezogen werden.
- Allerdings können konservative, d.h. zu hohe Lastannahmen, zu Reduzierungen der Restnutzungsdauern führen und somit aus Sicht der Eigentümer/Betreiber unwirtschaftlich sein.

Vor diesem Hintergrund ist in einem gemeinsamen Call der Verkehrsministerien der Länder Deutschland, Schweiz und Österreich in 2021 ein Projekt „Reale Verkehrslastmodelle von Brückenbauwerken“ ausgeschrieben worden.

Ziel dieses Projekts ist es:

„Mit den vorhandenen Datenquellen aus ITS, Zählstellen, Weigh-in-Motion (WIM), Videoüberwachung, Mautdaten usw. und deren Kombination sowie weiterer erforderlicher Messeinrichtungen soll ein streckenabhängiges, auf Auswertung realer Daten basierendes Lastmodell entwickelt werden, welches in Bezug zum LM1 bzw. ELM (X) EN 1991-2 zu stellen ist. Dazu sind wesentliche Querschnittstypen des Brückenbestands (Platten, zwei- und mehrstegige Plattenbalken, (Hohl-)Kastenquerschnitt) für Ein- und Mehrfeldsystem mit unterschiedlichen Stützweitenverhältnissen zu betrachten. Im Sinne einer wirtschaftlichen und nachhaltigen Planung sollen mit diesen Lastmodellen keine Brückenneubauten bemessen werden.“ [1]

Die Bearbeitung des Projektes hierzu wird noch im Herbst 2021 beginnen und innerhalb der nächsten beiden Jahre zu Ergebnissen führen. Der Projektansatz geht in die Richtung eine Systematik aufzubauen, die mindestens eine Clusterung von Bauwerken nach unterschiedlichen Konstruktionskriterien zulässt. Inwieweit dieser Ansatz auch für objektspezifische Lastmodelle verwendet werden kann, müssen die Forschungsarbeiten zeigen. Das wird auch davon abhängen, welche Daten mit welcher Qualität objektspezifisch dauerhaft vorliegen bzw. mit angemessenem Aufwand ermittelt werden können ohne den Aufwand für eine Nachrechnung nach Stufe 4 betreiben zu müssen.

Diese neue Herangehensweise wird es ermöglichen, zum einen an die jeweiligen Randbedingungen angepasste Einwirkungen zu ermitteln, die zum anderen dazu benutzt werden können, dass in den jeweiligen Bauwerken befindliche (Rest-)Nutzungspotenzial im Sinne eines wirtschaftlichen und nachhaltigen Betriebs der Straßeninfrastruktur besser zu bewerten. Die Nachhaltigkeit wird sich insbesondere daraus ergeben, dass Restnutzungsdauern erkenntnisbasiert verlängert und/oder geeignete Ertüchtigungs-/Verstärkungsmaßnahmen passend und ressourcenschonend durchgeführt werden können.

Es wird erwartet, dass dieses Projekt nicht alle Fragen zu „realen Lastmodellen“ vollumfänglich beantworten kann. Es soll auch dazu dienen, diese neue Denkweise in die Praxis zu bringen, um die Praktikabilität zu überprüfen. Denn nur wenn die Praxis dieses neue Instrumentarium für sich zielführend einsetzen kann, können die Potentiale ihre volle Wirkung entfalten.

Somit wird das Thema „Anpassung von Lastmodellen an reale Bedingungen“ für Bestandbauwerke auf längere Sicht ein Forschungsthema bleiben im Sinne eines Kreislaufes von forschen, validieren, einsetzen und verbessern.

6 Ausblick

Möglichst wirklichkeitsnahe Modelle zur Ermittlung der Beanspruchungen und Widerstände bestehender Brückenbauwerke sind ein wesentlicher Baustein, um die Funktionsfähigkeit der bestehenden Straßeninfrastruktur mit der erforderlichen Sicherheit sowie unter Berücksichtigung von Kriterien wie Wirtschaftlichkeit, Nachhaltigkeit (u.a. Energie, Ressourcen) und Resilienz sicherzustellen. Hierzu ist es notwendig, Forschungsergebnisse zu genaueren Berechnungsmethoden unter Berücksichtigung von Tragreserven und systematischen Randbedingungen älterer Konstruktionen und unter Einbeziehung der Auswirkungen des örtlichen Verkehrs zügig in Regelwerke und damit in die Praxis zu bringen. Rückmeldungen aus der Praxis aufnehmen und mit neuen/erweiterten Forschungsansätzen übereinzubringen wird in Zukunft immer wichtiger werden. Dazu muss und wird die BAST ihren Anteil als Ressortforschungseinrichtung, die auf beiden Seiten gut vernetzt ist, beitragen und weiterführende praxisbezogene Forschung initiieren.

Literatur

- [1] D-A-CH 2021 Ausschreibungsleitfaden, <https://www.ffg.at/dach-call2021> (Link zuletzt geprüft am 09.08.2021).
- [2] DIN EN 1992-2/(NA), Eurocode 2: Bemessung und Konstruktion von Stahlbeton- und Spannbetontragwerken, Teil 2: Betonbrücken – Bemessungs- und Konstruktionsregeln (inkl. Nationaler Anhang), Berlin, 2010 (NA: 2013).
- [3] DIN FB 102:2009, DIN-Fachbericht 102 Betonbrücken, Berlin, 2009.
- [4] Freundt, U., Böning, S., Kaschner, R., Geißler, K., Kraus, J.: Methodik zur Entwicklung neuer Verkehrslastmodelle für die Nachrechnung des Brückenbestandes, Abschlussbericht BAST FE 15.0587/2012/FRB, Bundesanstalt für Straßenwesen, Bergisch Gladbach, 2018.
- [5] Handlungsanweisung zur Beurteilung der Dauerhaftigkeit vorgespannter Bewehrung von älteren Spannbetonüberbauten, Bundesanstalt für Straßenwesen, Abteilung Brücken- und Ingenieurbau, Ausgabe 1998.
- [6] Handlungsanweisung zur Überprüfung und Beurteilung von älteren Brückenbauwerken, die mit vergütetem, spannungsrissskorrosionsgefährdetem Spannstahl erstellt wurden (Handlungsanweisung Spannungsrissskorrosion), Bundesministerium für Verkehr, Bau und Stadtentwicklung, Ausgabe 06/2011.
- [7] Hegger, J., Herbrand, M.: Querkrafttragfähigkeit bestehender Spannbetonbrücken: Einfluss einer nachträglichen externen Vorspannung in Längsrichtung, BAST Heft B 109, Bergisch Gladbach, 2014.
- [8] Hegger, J., Maurer, R., Fischer, O., Zilch, K.; et al.: Beurteilung der Querkraft- und Torsionstragfähigkeit von Brücken im Bestand - erweiterte Bemessungsgrundsätze, BAST Heft B 150, Bergisch Gladbach, 2020.
- [9] Hegger, J., Maurer, R., Fischer, O., Zilch, K., et al.: Experimentelle und theoretische Untersuchungen zur Querkraft- und Torsionstragfähigkeit von Brücken im Bestand, BAST FE 15.0664/2019/DRB, laufendes FE-Projekt 2020-2023.
- [10] Maurer, R., Hegger, J., Rombach, G., Zilch, K.: Querkraftbemessung von Brückenfahrbahnplatten – Erarbeitung einer einheitlichen Vorgehensweise zur Ermittlung der erforderlichen Querschnittsabmessungen von Fahrbahnplatten ohne Querkraftbewehrung, Abschlussbericht BAST FE 15.0639/2017/FRB, Bundesanstalt für Straßenwesen, Bergisch Gladbach, 2019.
- [11] Müller, M.: Druckgurtanschluss in Hohlkastenbrücken – Ingenieurmodelle zur wirklichkeitsnahen Ermittlung der Tragfähigkeit, BAST Heft B 162, Bergisch Gladbach, 2021.

- [12] Purtak, F.: Statische Vergleichsberechnung von gemauerten Gewölbebrücken zur Validierung des Entwurfs der neuen Nachrechnungsrichtlinie (Mauerwerk), Abschlussbericht BAST FE 15.0668/2019/FRB, Bundesanstalt für Straßenwesen, Bergisch Gladbach, 2020.
- [13] Zilch, K., Dunkelberg, D.: Querkrafttragfähigkeit von Spannbetonbalken – Beurteilung aktueller Querkraftbemessungsansätze auf Grundlage einer erweiterten Datenbank mit Querkraftversuchen an Spannbetonträgern, Abschlussbericht BAST FE 89.0294/2013, Bundesanstalt für Straßenwesen, Bergisch Gladbach, 2015.
- [14] Zilch, K., Maurer, R.: Integration der Handlungsanweisungen SpRK und Ermüdung in die Nachrechnungsrichtlinie, Entwurf Abschlussbericht BAST FE 15.0652/2017/FRB, Bundesanstalt für Straßenwesen, Bergisch Gladbach, 2021.
- [15] Zilch, K., Zehetmaier, G.: Bemessung im konstruktiven Betonbau – Nach DIN 1045-1 (Fassung 2008) und EN 1992-1-1 (Eurocode 2), 2. neu bearbeitete und erweiterte Auflage, Springer Verlag, 2009.