



Herausgegeben von
Bernd Isecke
Jürgen Krieger



5. Brückenkolloquium

**Fachtagung für Beurteilung,
Planung, Bau, Instandhaltung
und Betrieb von Brücken**

Tagungshandbuch 2022

5. Brückenkolloquium

6. und 7. September 2022

Technische Akademie Esslingen

Herausgegeben von

Dir. Prof. Dr.-Ing. Jürgen Krieger

Prof. Dr.-Ing. Bernd Isecke

5. Brückenkolloquium

Fachtagung für Beurteilung,
Planung, Bau, Instandhaltung
und Betrieb von Brücken

Tagungshandbuch 2022

expert ›



weiterbilden
weiterkommen

Bibliografische Information der Deutschen Nationalbibliothek

Die Deutsche Nationalbibliothek verzeichnet diese Publikation in der Deutschen Nationalbibliografie; detaillierte bibliografische Daten sind im Internet über <http://dnb.dnb.de> abrufbar.

Das Werk einschließlich aller seiner Teile ist urheberrechtlich geschützt. Jede Verwertung außerhalb der engen Grenzen des Urheberrechtsgesetzes ist ohne Zustimmung des Verlages unzulässig und strafbar. Das gilt insbesondere für Vervielfältigungen, Übersetzungen, Mikroverfilmungen und die Einspeicherung und Verarbeitung in elektronischen Systemen.

Das vorliegende Werk wurde mit großer Sorgfalt erstellt. Fehler können dennoch nicht völlig ausgeschlossen werden. Weder Verlag noch Autoren oder Herausgeber übernehmen deshalb eine Haftung für die Fehlerfreiheit, Aktualität und Vollständigkeit des Werkes und seiner elektronischen Bestandteile.

© 2022. Alle Rechte vorbehalten.

expert verlag
Ein Unternehmen der
Narr Francke Attempto Verlag GmbH + Co. KG
Dischingerweg 5 · D-72070 Tübingen
E-Mail: info@verlag.expert
Internet: www.expertverlag.de

Technische Akademie Esslingen e. V.
An der Akademie 5 · D-73760 Ostfildern
E-Mail: bauwesen@tae.de
Internet: www.tae.de

Printed in Germany

ISBN 978-3-8169-3549-0 (Print)
ISBN 978-3-8169-0125-9 (ePDF)

Vorwort

Brückenbauwerke sind unverzichtbarer Bestandteil der Straßenverkehrsinfrastruktur. 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 39.928 Brückenbauwerke (Stand 09/2020). Aus einer weiteren Zunahme des Güterverkehrs ergeben sich für einen signifikanten Anteil der bestehenden Brücken Beanspruchungen bis an die Grenze ihrer Leistungsfähigkeit. Der Klimawandel in Verbindung mit einer zu erwartenden Zunahme von Extremwetterlagen stellt neue Herausforderungen. Neben der Verfügbarkeit und Sicherheit sind verstärkt auch Aspekte der Nachhaltigkeit und Resilienz von Verkehrsinfrastrukturen zu betrachten.

Das Lebenszyklusmanagement von Brücken – von der Planung, Bauausführung, Instandhaltung und Betrieb bis zum Rückbau – ist in wesentlichen Teilen noch von traditionellen eher reaktiv ausgerichteten Strategien geprägt. Die Möglichkeiten der Digitalisierung werden hier bislang nur für Teilprozesse genutzt. Im Kontext einer rasant fortschreitenden Digitalen Transformation ermöglichen neue prädiktiv ausgerichtete Ansätze künftig eine integrierte und lebenszyklusorientierte Betrachtung.

Ziel der bewährten Fachtagung zum Brückenbau ist ein interdisziplinärer Erfahrungs- und Wissensaustausch von Forschern, Planern, Ausführenden, Eigentümern, Betreibern und der Bauwirtschaft zu neuen und innovativen Methoden, Verfahren und Technologien im Brückenbau.

Themenschwerpunkte beim 5. Brückenkolloquium mit mehr als 70 Plenar- und Fachvorträgen in vier parallelen Sessions sind:

- Bauwerksausstattung (Kappen, Übergänge)
- Beurteilung und Bewertung des Zustands
- BIM und Digitalisierung
- Brücke Altstädter Bahnhof, Brandenburg/Havel
- Einwirkungen
- Fallbeispiele (Beton-/Stahlbrücken)
- Holzbrücken
- Innovative Bauweisen, Bauverfahren und Bauprodukte
- Instandhaltung und Bauwerksmanagement
- Monitoring, Bauwerksprüfung, Schadenserfassung
- Nachrechnung
- Neue Erkenntnisse zur Querkraft- und Torsionstragfähigkeit
- Normen und Regelwerke
- Rückbau, Schadstoffe
- Verstärkung, Ertüchtigung

Das vorliegende Tagungshandbuch enthält die vorab eingereichten Beiträge zu den Vorträgen und gibt einen Überblick über neue und innovative Methoden, Verfahren und Technologien zur Beurteilung, Planung, Bau, Instandhaltung und Betrieb von Brücken. Weitere Informationen unter: www.tae.de/go/bruecken

Inhaltsverzeichnis

0.0	Plenarvorträge	
0.2	Brücken an Bundesfernstraßen – Bilanz und Ausblick Gero Marzahn	17
0.3	Erfahrungen mit der Bewertung und Verstärkung stählerner Straßenbrücken Prof. Dr.-Ing. Karsten Geißler, Dr.-Ing. Josef Kraus	37
0.4	Analytische und numerische Verfahren zur Brückennachrechnung der NRR Univ.-Prof. Dr.-Ing. Josef Hegger	47
0.5	Neue Erkenntnisse zur kombinierten Beanspruchung aus Biegung, Querkraft und Torsion (M+V+T) Univ.-Prof. Dr.-Ing. Reinhard Maurer, Eva Stakalies M. Sc.	57
0.6	Einflüsse aus Schubrissbildung auf die Fachwerktragwirkung und vorgespannter Balkenquerschnitte Univ.-Prof. Dr.-Ing. Dipl.-Wirt. Ing. Oliver Fischer, Sebastian Thoma M.Sc.	69
1.0	BIM und Digitalisierung	
1.1	BIM2Twin: Einsatz von BIM im Betrieb von Brückenbauwerken Jennifer Bednorz, M. Eng., Sonja Nieborowski M. Sc.	79
1.2	Digitale Transformation der Bauwerksdiagnostik Christina Fritsch M. Sc., Chris Voigt, M. Eng., Dipl.-Ing. Torsten Harke M. Sc.	89
1.3	BIM aus Sicht einer öffentlichen Auftraggeberin Ing. Sabine Hruschka	97
1.4	From Pixel to Pset Dipl.-Ing. Peter Furtner, B.Eng. (Honours), M. Sc. Arch. RAIA MIEAust Peter O'Brien	99
1.5	Ansatz für künstliche Intelligenz und Mixed Reality zur Optimierung des Arbeitsablaufs bei Brückeninspektionen Stephan Embers, Sven Zentgraf, Patrick Herbers, Firdes Celik, Benedikt Faltin, Prof. Dr.-Ing. Markus König, Jan-Derrick Braun, Jessica Steinjan, David Schammler, Sonja Nieborowski, Ralph Holst	107
1.6	Brückeninspektion: Datenerfassung, -prozessierung & -analyse – ein moderner Ansatz DI Gerald Fuxjäger	119
1.7	Anomalieerkennung in Zeitreihen für die Strukturüberwachung von Brücken durch Bauwerksmonitoring Andreas Jansen, Prof. Dr.-Ing. Karsten Geißler	125
1.8	Szenarienbasierte Schadenserkennung: Anwendungen der künstlichen Intelligenz Yasser Alshaban Alqasem M. Sc., Prof. Dr.-Ing. Markus König	137

1.9	Ereignisbasierte und bedarfsorientierte Datenerfassung für die 4-D-BIM-basierte Flugplanung von Drohnen	147
	Thomas Tschickardt M. Eng., Fabian Kaufmann M. Eng., Univ.-Prof. Dr.-Ing. Christian Glock	
1.10	Drohngestützte Erfassung von Bestandsmodellen zur Automatisierung von Prozessen des digitalen Managements von Brückenbauwerken	155
	Fabian Kaufmann M. Eng., Thomas Tschickardt M. Eng., Univ.-Prof. Dr.-Ing. Christian Glock	
2.0	Verstärkung, Ertüchtigung	
2.1	Temperaturstabilität und Dauerhaftigkeit von geklebten CFK-Lamellen im Brückenbau	165
	Dipl.-Ing. (FH) Florian Eberth	
2.2	Zur Verstärkung von Ingenieurbauwerken unter Verkehr	169
	Prof. Dr.-Ing. Jürgen Feix, Dr. Johannes Lechner, Dipl.-Ing. Matthias Egger	
2.3	Erhalt einer der ersten „Eisenbeton“-Brücken Deutschlands – dank Carbonbeton!	179
	Alexander Schumann, Sebastian May, Felix Kniebel, Jan Geißler, Frank Thorwirth	
2.4	Außergewöhnliche Verstärkung einer Spannbetonbrücke durch nachträgliche Anordnung eines Pylons mit Schrägabspannung	185
	Dipl.-Ing. Michael Schrick, Dipl.-Ing. Janette Todt	
2.5	Nachhaltige Verstärkung der 1,8 km langen Spannbetonbrücke auf der A13 bei Ferrara, Italien, durch externe Vorspannung	193
	Dipl.-Ing. Kay Löffler, Ing. Marco A. Bizzozero	
2.6	Sofortmaßnahmen für 40-t-Lkws	197
	Stéphane Cuennet, Jean-Marc Waeber	
3.0	Monitoring, Bauwerksprüfung, Schadenserfassung	
3.1	Sicherstellung der Verfügbarkeit einer Autobahnbrücke mithilfe von Bauwerksmonitoring	207
	Dr.-Ing. Matthias Bode, Dipl.-Ing. Ronald Stein, Prof. Dr.-Ing. Karsten Geißler	
3.2	Von fehlenden Bestandsunterlagen zu einem belastbaren Bauwerksmodell für die handnahe und visuelle Prüfung von Infrastrukturbauwerken	217
	Dipl.-Ing. BM Stefan S. Grubinger, Dipl.- Ing. Simon Jimenez, Dr. Wolfgang Walcher, Alexander Huber, MBA, Dipl.-Ing. Slaven Kalenjuk, Dipl.-Ing. Dipl.-Ing. Dr.techn. Matthias J. Rebhan, BM	
3.3	Multi-Sensor measurements on a large-scale bridge model	223
	Dr. Chun-Man Liao, Dr. Konstantin Hicke, Dr. Felix Bernauer, Dr. Heiner Igel, Dr. Celine Hadziioannou, Dr. Ernst Niederleithinger	
3.4	Bedarfsorientierte Informationsanreicherung von Bestandsbrückenbauwerken im Kontext des SHM	231
	Martin Köhncke M. Sc., Univ.-Prof. Dr.-Ing. habil. Sascha Henke, Univ.-Prof. Dr.-Ing. Sylvia Keßler	

4.0	Bauwerksausstattung (Kappen, Übergänge)	
4.1	Grunewaldbrücke: Erneuerung der Fahrbahnübergänge auf der BAB A59 (DE) Stefan Adam Dipl. Ing. (FH)	239
4.2	Ausbau des Radverkehrsnetzes der Stadt Freising Magdalena Dimler M. Sc., Dipl.-Ing. (FH) Stefan Lankes, Tobias Reuther M. Sc.	245
4.3	Verstärkung von orthotropen Fahrbahnplatten mit hochfestem Beton Iris Hindersmann, Heinz Friedrich	251
5.0	Innovative Bauweisen, Bauverfahren und Bauprodukte	
5.1	Vorgespannte Tragwerksverstärkung mit Fe-SMA – memory-steel Dipl.-Ing. Dr. sc. ETH Zürich Bernhard Schranz, Dr.-Ing. Eva-Maria Ladner, Dipl.-Bauing. Dr.sc. Julien Michels, MBA	263
5.2	UHPC-Traversal für die Querkraftverstärkung von Brückenstegen Dr.-Ing. Dipl.-Kfm. Hermann Weiher	273
5.3	Fahrbahnübergangskonstruktionen mittels Schleppplatten Dipl.-Ing. Dipl.-Ing. Dr. techn. Erwin Pilch	281
5.4	Schnellbausystem „Expressbrücke“ Dipl.-Ing. (TU) Theo Reddemann	287
5.5	Ersatz einer Brücke im Zuge der L171 über die DB Prof. Dr.-Ing. Thomas Bösche, Felix Kaplan M.Sc., Dipl.-Ing. Alexander Ehrlich	293
5.6	Grenzen des Betonbrückenbaus mit nichtmetallischer Bewehrung neu definiert Dr.-Ing. Jan Bielak, Raphael Walach, Jochen Riederer, Thorsten Helbig, Univ.-Prof. Dr.-Ing. Josef Hegger	299
5.7	Erste Straßenbrücke aus Carbonbeton – Erfahrungen und Erkenntnisse aus Planung und Bau Sebastian May, Alexander Schumann, Enrico Lorenz	309
6.0	Normen und Regelwerke	
6.1	Auswirkungen der geänderten Nachweisverfahren in prEN 1992-1-1:2021 für die Begrenzung der Rissbreiten bei Stahlbeton-, Spannbeton- und Verbundbrücken Eva Stakalies M. Sc., Univ. Prof. Dr.-Ing. Reinhard Maurer, Dipl.-Ing. (FH) Fabian Kischkewitz M. Eng., Univ. Prof. Dr.-Ing. Bernd Naujoks	317
6.2	Weiterentwicklung des Eurocodes 2 für den Brückenbau Christian Dommies, M. Sc., Univ.-Prof. Dr.-Ing. Josef Hegger	323
6.3	Dauerhaftigkeit und Nutzungsdauer von Ingenieurbauwerken Dr.-Ing. Maria Teresa Alonso Junghanns, Dr.-Ing. Peter Haardt, Dr.-Ing. Matthias Müller	335

7.0	Fallbeispiele (Beton-/Stahlbrücken)	
7.2	Probabilistische Untersuchungen zur Beurteilung der Beulsicherheit des Stahlhohlkastens der Hamburger Köhlbrandbrücke Prof. Dr.-Ing. Martin Herbrand, Timo Jabs M. Sc., Dr.-Ing. Gerhard Zehetmaier, Dipl.-Ing. Christof Ullerich	347
7.3	Herausforderung Brückenmodernisierung – Projektbeispiele der DEGES (Maßnahmen an der A1) Dipl.-Ing. Gregor Gebert	355
7.4	Echelsbacher Brücke – Ersatzneubau unter Einbeziehung des denkmalgeschützten Bestandsbogens Gerhard Pahl, Stefan Wilfer	361
8.0	Nachrechnung	
8.1	Häufige Fragen bei der Nachrechnung und Modellierung von Spannbetonbrücken Dr.-Ing. Naceur Kerkeni, Dr.-Ing. Frederik Teworte, Dr.-Ing. Ehsan Sharei	371
8.2	Brückennachrechnung mit erweiterten Nachweisen der Querkrafttragfähigkeit im Haupttragsystem Maximilian Schmidt M.Sc., Dr.-Ing. Viviane Adam, Univ.-Prof. Dr.-Ing. Josef Hegger	383
8.3	Neue Erkenntnisse aus Ermüdungsversuchen mit sehr hohen Lastwechselzahlen an Spannbetonbauteilen mit Spanngliedern im nachträglichen Verbund Dipl.-Ing. Jens Heinrich, Univ.-Prof. Dr.-Ing. Reinhard Maurer	393
9.0	Beurteilung und Bewertung des Zustands	
9.1	Sonderprogramm Plattenbrücken des Landesbetrieb Straßenwesen Brandenburg Felix Kaplan M. Sc., Dr.-Ing. Oliver Steinbock, Prof. Dr.-Ing. Thomas Bösche, Michael Grune M. Sc.	407
9.2	Experimental Measurement of the Anchorage Length of Interrupted Prestressing Reinforcement Ing. Adam Svoboda, doc. Ing. Ladislav Klusáček, CSc., Ing. Petr Gajdoš, Ing. Michal Vajdák	413
9.3	Prestressed footbridge over Morava River in Kroměříž – strengthening, rehabilitation and measurement using geodetic method in combination with advanced optical methods doc. Ing. Ladislav Klusáček, CSc., Ing. Adam Svoboda, doc. Ing. Jiří Bureš, Ph.D., Ing. Petr Gajdoš, Ing. Michal Vajdák	419

10.0	Instandhaltung und Bauwerksmanagement	
10.1	Anwendung elektrochemischer Verfahren bei der Instandsetzung von Stahl- und Spannbetonbrücken – Schwerpunkt elektrochemische Chloridextraktion Lars Wolff, Michael Bruns	429
10.2	Nachhaltig sichere Abdichtung und Schutz von Betonbauwerken auch bei niedrigen Temperaturen mit Silikatechnologie Dr. Jörg Rathenow	435
10.3	Strategisches Bauwerkserhaltungsmanagement im Landesbetrieb Straßenwesen Brandenburg Dipl.-Ing. Kay Degenhardt, Felix Kaplan M. Sc., Martin Günther M. Sc.	439
11.0	Holzbrücken	
11.2	Anschlussdetails für Abdichtungssysteme und Asphaltbeläge auf Fahrbahnplatten aus Holz Prof. Dipl.-Ing. Andreas Müller, Marcus Schiere, Sébastien Bonifacio	447
11.3	Acetyliertes Buchen-Furnierschichtholz Dipl.-Ing. Reiner Klopfer, Prof. Dr.-Ing Jürgen Graf	453
12.0	Neue Erkenntnisse zur Querkraft- und Torsionstragfähigkeit	
12.1	Untersuchungen zur Schubrissbildung von Spannbetondurchlaufträgern mit baupraktischen Querschnittsabmessungen Sebastian Lamatsch M.Sc., Prof. Dr.-Ing. Oliver Fischer	459
12.2	Experimentelle Untersuchungen zur Querkrafttragfähigkeit von großformatigen Spannbetonbindern unter gleichmäßig verteilten Lasten Christian Dommies M. Sc., Dr.-Ing. Viviane Adam, Univ.-Prof. Dr.-Ing. Josef Hegger	467
12.3	Erweiterte experimentelle und theoretische Untersuchungen zur kombinierten Beanspruchung aus Biegung, Querkraft und Torsion Dipl.-Ing Vladimir Lavrentyev, Eva Stakalies M.Sc., Univ.-Prof. Dr.-Ing. Reinhard Maurer	477
12.4	Bewertung des Sicherheitsniveaus der kanadischen Norm in Bezug auf DIN-Fachbericht beim Nachweis der Querkrafttragfähigkeit Remus Tecusan M. Sc., Dr.-Ing. Christian Stettner, Univ.-Prof. Dr.-Ing. habil. Dr.-Ing. E. h. Konrad Zilch	489

13.0	Einwirkungen	
13.1	Objektspezifische Verkehrslastansätze im Rahmen des Ankündigungsnachweises nach „Handlungsanweisung Spannungsrissskorrosion“ am Beispiel der Kreuzhofbrücken München	499
	Thibault Tepho M.Sc. , Univ.-Prof. Dr.-Ing. Dipl.-Wirt. Ing. Oliver Fischer, Dipl.-Ing. (FH) Marcel Nowak M.Sc.	
13.2	Untersuchung zum Einfluss der Fahrbahnqualität auf die Lebensdauer von Brückentragwerken aus Stahlbeton	505
	Timo Hondl, Univ.-Prof. Dr.-Ing. Christian Glock	
13.3	Konzept zur datenbasierten Bewertung der Verkehrsbeanspruchung kommunaler Straßenbrücken – DakomStra	511
	M.Sc. Gregor Rösler, Prof. Dr.-Ing. Theda Lücken-Girmscheid, Dip.-Ing. Michael Girmscheid, Prof. Dr.-Ing. Alexander Buttgereit, M.Sc. Maria Koordt	
13.4	Alternative Wege bei der Berechnung des Tragvermögens einer bestehenden Straßenbrücke aus Stahlbeton	517
	Prof. Dr. Ivan Markovic, dipl. Bauing.	
14.0	Rückbau, Schadstoffe	
14.1	A 23 Autobahn Südosttangente Wien	523
	Ing. Thomas Kozakow	
14.2	Rückbau von Spannbetonbrücken	531
	M. Sc. Caroline Barr, Dr.-Ing. Gregor Schacht	
15.0	Brücke Altstädter Bahnhof, Brandenburg/Havel	
15.1	Bauwerksschäden an der Brücke am Altstädter Bahnhof	543
	M. Sc. Felix Kaplan, Dr. Ing. Oliver Steinbock, Dipl. Ing. M. Sc. Katrin Saloga	
15.2	Rückbau der Brücke Altstädter Bahnhof, Brandenburg/Havel	549
	Dipl.-Ing. Stephan Pirskawetz, M. Sc. Sebastian Schmidt, Dr.-Ing. Oliver Steinbock	
15.3	Überwachung der Brücke Altstädter Bahnhof, Brandenburg/Havel	555
	PD Dr. rer. nat. Ernst Niederleithinger, Dr.-Ing. Falk Hille, Dipl.-Ing. Detlef Hofmann, Dr.-Ing. Thomas Kind	
15.4	Neue Erkenntnisse zu wasserstoffinduzierten Spannungsrissen infolge korrosiver Belastung hochempfindlicher Spannstähle in Spannblockverfahren nach TGL 173-33	567
	M. Eng. Gino Ebell, Dr.-Ing. Andreas Burkert	
16.0	Anhang	573
16.1	Programmausschuss	575
16.2	Autorenverzeichnis	577



Plenarvorträge

Brücken an Bundesfernstraßen – Bilanz und Ausblick

Gero Marzahn

Bundesministerium für Digitales und Verkehr



1. Einleitung

Im internationalen Vergleich verfügt Deutschland über eine gut ausgebaute Verkehrsinfrastruktur. Allerdings machen der überproportionale Anstieg des Schwerverkehrs in den vergangenen Jahrzehnten insbesondere im Güterverkehr sowie die Altersstruktur der Infrastruktur umfangreiche Erhaltungsmaßnahmen zur Verbesserung des Zustandes und Erhöhung der Tragfähigkeit vieler älterer Brücken erforderlich. Viele Brücken müssen verstärkt oder gar erneuert werden, um auch in Zukunft den Anforderungen aus dem Verkehr auf Dauer gerecht werden zu können.

Während bislang jedes Bundesland einzeln auf die Brücken seines Gebiets geschaut hat, können wir jetzt – wo die Verwaltungsverantwortung für die Brücken im Autobahnnetz bei der Autobahn GmbH in einer Hand liegt – eine Gesamtbetrachtung vornehmen und das Autobahnnetz als Ganzes in den Blick nehmen. Daher wird mit dem vorliegenden Bericht eine Bilanz zu den Brücken an Bundesfernstraßen gezogen sowie eine Übersicht zum aktuellen Stand der Umsetzung der Modernisierung von Brücken an Bundesfernstraßen gegeben.

2. Brückenbestand an Bundesfernstraßen

Mit Stand September 2021 befinden sich fast 40.000 Brücken in der Bau- bzw. Unterhaltungslast des Bundes, d. h. sowohl Brücken im Zuge von Bundesfernstraßen als auch zur Überführung von Straßen und Wegen über Bundesfernstraßen. Berücksichtigt man, dass bei Autobahnen i. d. R. jede Fahrtrichtung auf einem eigenen Brückentragwerk liegt oder große Flussbrücken in Strom- und Vorlandbrücken unterteilt werden, entspricht die Anzahl der o. g. Brücken 52.386 Teilbauwerken. Davon befinden sich 27.915 Teilbauwerke im BAB-Netz und 24.471 Teilbauwerke im Netz der Bundesstraßen. Da ein Teilbauwerke im Wesentlichen für ein Brückentragwerk steht, wird bei allen nachfolgenden Auswertungen jeweils auf Teilbauwerke bzw. gleichlautend auf Brücken-Teilbauwerke Bezug genommen, auch wenn nicht in jedem Einzelfall darauf gesondert hingewiesen wird.

Wird z. B. die Lage der Brücken-Teilbauwerke betrachtet, befinden sich von den 27.915 Teilbauwerken im BAB-Netz 20.693 Teilbauwerke im Zuge einer BAB-Strecke,

diese werden also direkt durch mehrstreifigen Autobahnverkehr belastet, während 7.222 Teilbauwerke als Überführungsbauwerke dienen. Im Bundesstraßennetz befinden sich von den gesamten 24.471 Teilbauwerken 19.393 Teilbauwerke im Zuge einer Bundesstraße, während 5.078 Teilbauwerke als Überführungsbauwerke genutzt werden.

Die Gesamtbrückenfläche aller Bundesfernstraßenbrücken erreicht etwa 31 Mio. m² Brückenfläche (entsprechend ca. 4.350 Fußballfelder in Standardgröße 105 m x 68 m), die Gesamtlänge summiert sich auf zirka 2.150 km auf (entspricht etwa der Luftlinie Berlin–Rom).

Die wirtschaftliche Entwicklung Deutschlands nach dem zweiten Weltkrieg verlangte moderne, leistungsfähige Straßen. Groß angelegte Ausbauprogramme vor allem im Autobahnnetz waren die Antwort, weshalb die meisten, auch vielfach heute noch genutzten Brücken in den westlichen Bundesländern aus den Jahren 1960 bis 1985 stammen. In den östlichen Bundesländern setzte eine größere Erneuerungs- und Ausbauwelle im Autobahnbau nach der Wiedervereinigung 1990 ein, erkennbar am zweiten Peak der Altersstruktur der Brücken im Bild 1. Das Autobahnnetz in Ostdeutschland ist damit deutlich jünger als das in den westlichen Bundesländern einhergehend mit einem allgemein besseren baulichen Zustand und höheren Tragfähigkeit der Bauwerke.

Auch wenn die großen Brücken meist sofort ins Auge fallen, so sind es doch die kleineren Brücken, die von der Anzahl her das Gros der Brücken bei den Bundesfernstraßen ausmachen. Fast 50 % der Brücken besitzen Brückenlängen kleiner 30 m auf. Dagegen sind die Großbrücken mit Längen von mindestens 100 m mit knapp 7 % an der Gesamtanzahl vertreten (ca. 3.700 Teilbauwerke), dennoch verbirgt sich hierhinter eine große Brückenfläche von über 50 % der Gesamtbrückenfläche der Bundesfernstraßenbrücken.

Gemessen an der Brückenfläche haben Spannbetonbrücken im Bereich der Bundesfernstraßen mit etwa 70 % den weitaus größten Anteil am Bestand, gefolgt von Brücken in Stahlbetonbauweise mit einem Anteil von etwa 17 %. Stahl- und Stahlverbundbrücken sind mit jeweils 7 % am Gesamtbestand vertreten. Andere Bauweisen, z. B. Mauerwerkbrücken, rangieren deutlich darunter.

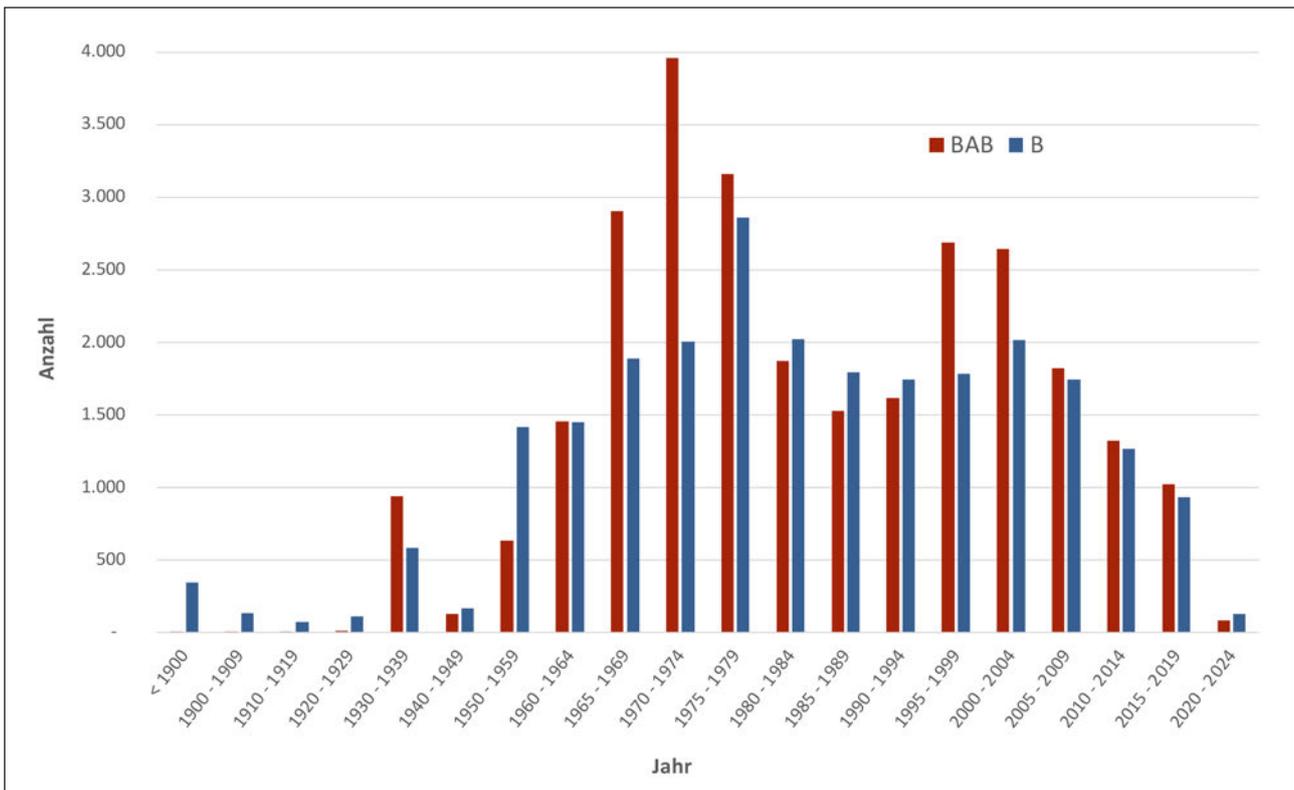


Bild 1: Altersstruktur der Brücken an Bundesfernstraßen anteilig nach Anzahl an Teilbauwerken

3. Bestandsaufnahme zum Bauwerkszustand

3.1 Zustandsnote – Bewertung des baulichen Zustands

Regelmäßig werden die Brücken einer Brückenprüfung nach DIN 1076 unterzogen. Hierbei werden die Bauwerke durch besonders geschulte und langjährig erfahrene Bauwerksprüfingenieure im Wesentlichen handnah auf Schäden, Verschleiß und Alterungserscheinungen hin geprüft. Alle sechs Jahre findet eine „Hauptprüfung“ und drei Jahre nach der Hauptprüfung eine „Einfache Prüfung“ statt, ergänzt durch jährliche „Besichtigungen“ und halbjährliche „Laufende Beobachtungen“ ausgeführt durch geschultes Personal der Straßenmeistereien. Die Bewertung des vorgefundenen Zustands erfolgt anhand der Kriterien Standsicherheit, Verkehrssicherheit und Dauerhaftigkeit. Mit einer Zustandsnote (ähnlich dem Schulsystem zwischen 1,0 und 4,0) inkl. einem Prüfbericht wird der bauliche Zustand der Brücke im Bauwerksbuch doku-

mentiert und in einer Bauwerksdatenbank abgelegt. Die Zustandsnote ist ein wichtiges Kriterium zur Planung von Erhaltungsmaßnahmen. Der aktuelle Zustand für Brücken der Bundesfernstraßen ist im **Bild 2** getrennt für Bundesautobahnen und Bundesstraßen dargestellt. Die roten Säulen repräsentieren die Zustandsnotenverteilung der Autobahnbrücken und die blauen Säulen die der Brücken an Bundesstraßen mit den stärksten Anteilen jeweils in den mittleren Zustandsnotenbereichen. Schlechtere Bauwerkszustände sind mit Zustandsnoten von drei und größer bewertet. Allerdings bedeutet eine ungenügende Zustandsnote von 3,5 nicht eine sofortige oder kurzfristige Sperrung des Tragwerks, vielmehr wird Bedarf zum Handeln aufgezeigt. Die Zustandsnoten sind bewusst so angelegt, dass bei der Ermittlung über alle Bauteile schlechtere Teilnoten durchschlagen, um den Verwaltungen frühzeitig die Möglichkeit einzuräumen, das Bauwerk instandzusetzen, bevor größere Schäden eintreten.

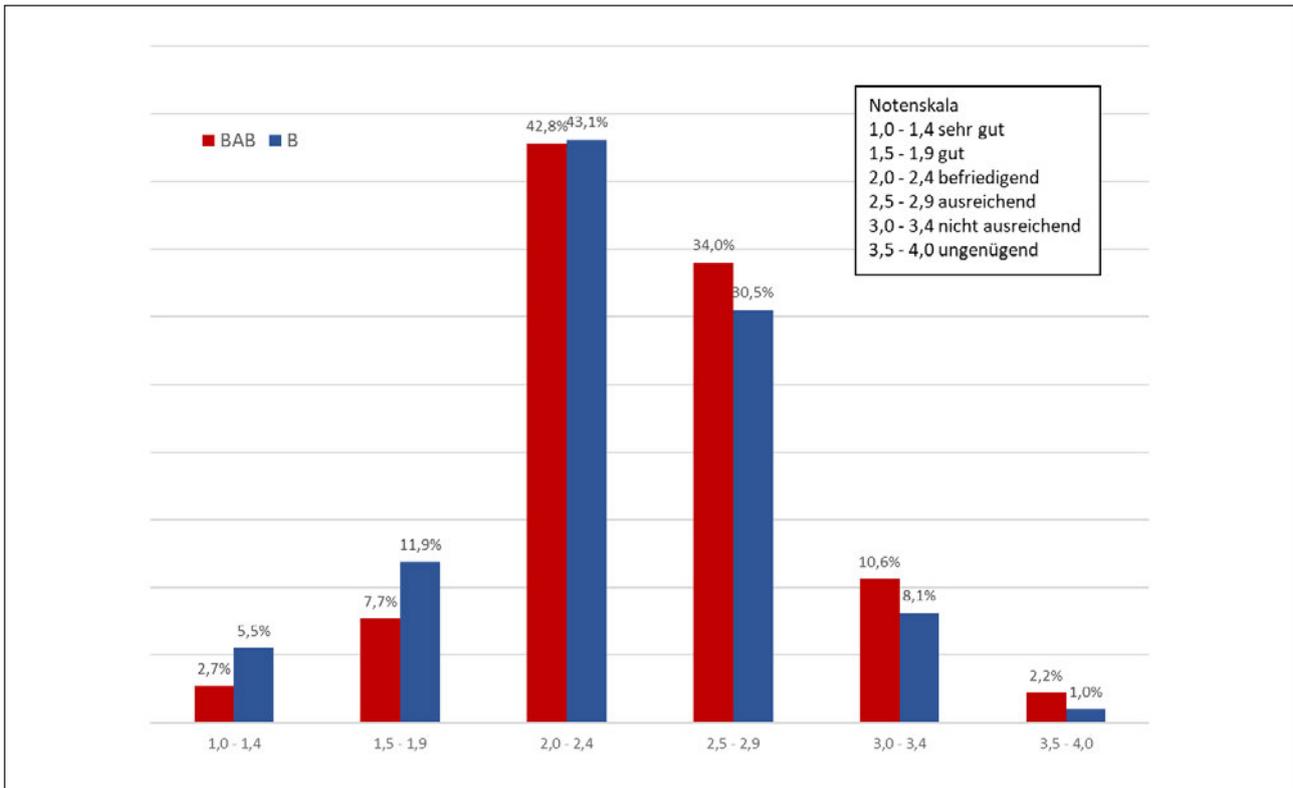


Bild 2: Zustandsnotenverteilung für Brücken an Autobahnen und Bundesstraßen anteilig nach Brückenfläche

Der bauliche Zustand von Bundesstraßenbrücken ist tendenziell besser als jener von Autobahnbrücken. Zurückzuführen ist dieser Sachverhalt auf das deutlich geringere Güterverkehrsaufkommen mit allgemein geringeren Fahrzeuggesamtgewichten auf den Bundesstraßen. Autobahnen sind deutlich schwerer beladen, was in Summe für die Autobahnbrücken zu einer permanent hohen Brückenauslastung führt mit allen negativen Konsequenzen, wie z. B. beschleunigte Alterung und Verschleiß. Insbesondere hohe Achslasten, teilweise auf Überladungen oder falsche Beladungen der Lkw zurückzuführen, setzen den Autobahnbrücken zu. Faktisch fast alle Schäden an den Rheinbrücken sind Folge einer zu hohen örtlichen Belastung durch hohe Achslasten. Von daher nehmen wir zukünftig nicht nur den baulichen Zustand der Brücken stärker in den Fokus, sondern werden auch Anstrengungen für eine engmaschigere Überwachung des Verkehrs unternehmen.

Hinsichtlich der baulichen Zustände von Brücken fällt die Zustandsbewertung von Großbrücken (Brücken mit

Längen größer 100 m) generell schlechter aus als jene von kleineren Brücken, weil sich statische Defizite und Schäden bei entsprechenden Brückenlängen aufsummieren. Im **Bild 3** ist die Verteilung der Zustandsnoten in Bezug auf die Brückenanzahl und in Bezug zur Brückenfläche dargestellt.

Durch die regelmäßige Bauwerksprüfung nach DIN 1076 ist sichergestellt, dass unter Verkehr stehende Brücken überwacht und Schäden rechtzeitig erkannt werden. Sofern erforderlich, z. B. zur Überwachung von geschädigten Bauteilen, werden die Brücken darüber hinaus mittels eines sensorischen Brückenmonitorings kontinuierlich im 24/7-Dauerbetrieb überwacht (z. B. Rheinbrücken Leverkusen A 1, Duisburg-Neuenkamp A 40, Rhein-Herne-Kanalbrücke A 43). Dadurch werden zusätzliche Informationen zum Brückenzustand oder spezielle Informationen zur Schadensentwicklung an ausgewählten Tragwerksstellen in Echtzeit gewonnen, die dann in die Zustandsbewertung einspeist werden können. Die Verkehrssicherheit ist somit stets gewährleistet.

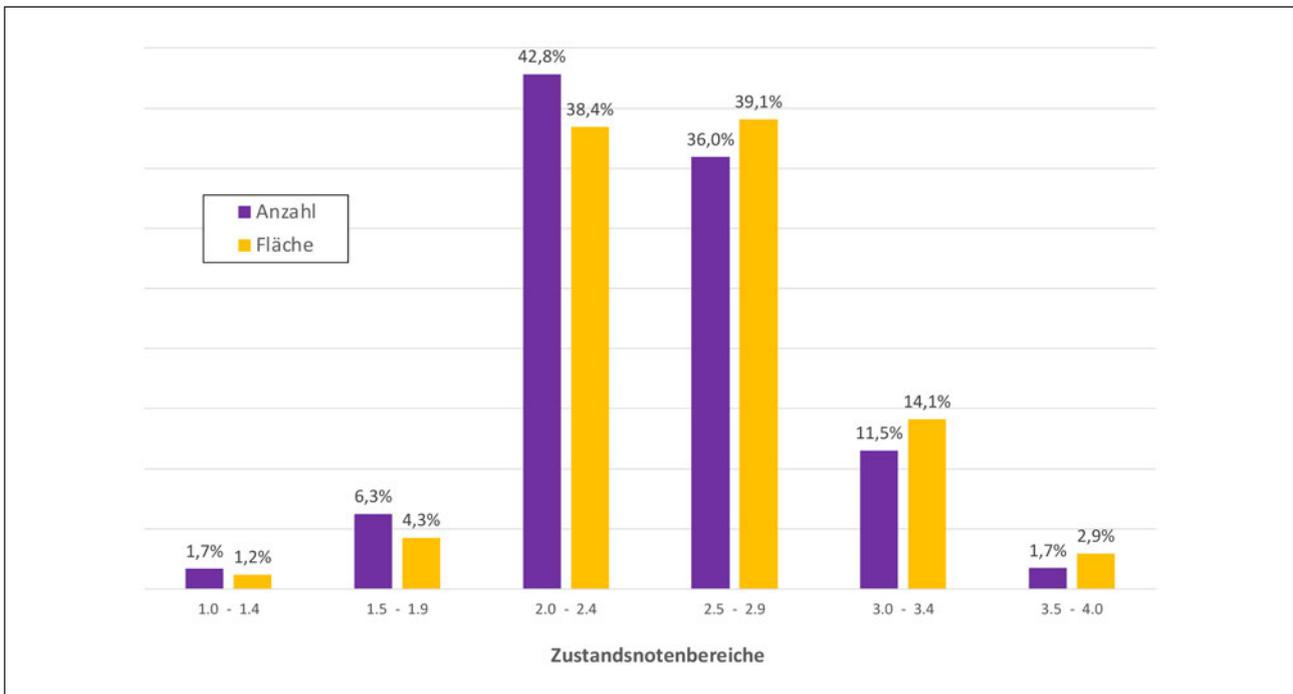


Bild 3: Zustandsnotenverteilung für Großbrücken größer 100 m Länge an Bundesfernstraßen anteilig nach Anzahl an Teilbauwerken und Brückenfläche

3.2 Traglastindex – Bewertung der Tragfähigkeitseigenschaften

Die Zustandsnote als Ergebnis einer äußeren, handnahen Sichtprüfung des Bauwerks ist nur bedingt geeignet, mögliche Tragfähigkeitsdefizite einer Brücke einzuordnen. Aus dem enorm gestiegenen Schwerverkehr sowie aus Schwächen in den ursprünglichen Bemessungsvorschriften können Defizite gegenüber den heute geforderten Anforderungen bestehen, die sich auch nicht zwingend aus dem äußerlich erkennbaren Zustand der Brücken ableiten lassen, sofern keine äußeren Schäden erkennbar sind. Es erfordert einen „Blick in das Innere“ eines Tragwerks, um u. a. Abweichungen vom Soll im Tragverhalten zu erkennen und Abhilfe zu schaffen. Diese Abweichungen können bereits daraus resultieren, dass aufgrund der hohen Verkehrsbeanspruchung die Ausnutzung des Tragwerks übermäßig hoch ist, somit die zulässige Beanspruchung übersteigt, weshalb die Nutzungsfähigkeit eingeschränkt wird und Alterung sowie Verschleiß zunehmen. Durch die überproportionale Verkehrsentwicklung haben die Brücken eine Nutzungsänderung erfahren.

Der Traglastindex als ein neuer, weiterer zusätzlicher Kennwert ist hier besser geeignet. Er repräsentiert die strukturellen Eigenschaften eines Tragwerks, die maßgeblichen Einfluss auf die Leistungsfähigkeit einer Brücke haben. Die Bewertung erfolgt in einem Soll-Ist-Vergleich zwischen erforderlicher bzw. zukunftsfähiger Brückentragfähigkeit (Ziellastniveau gemäß der vom Bund eingeführten Nachrechnungsrichtlinie) und der rechnerisch tatsächlich vorhandenen Tragfähigkeit. Da-

rüber hinaus werden noch bauart- oder materialbedingte Parameter berücksichtigt. Die Bewertung erfolgt in fünf Stufen: I bis V. Mit aufwachsender Stufe nehmen die Abstände zum aktuellen Ziellastniveau zu: Stufe I = keine Abweichung, Stufe V = die meisten Abweichungen. Indirekt lassen sich aus der Stufung ebenfalls Dringlichkeiten ableiten; die Stufe V umfasst demnach auch die dringlichsten Problemstellungen. Die Einordnung in die Indexstufe V muss dabei nicht bedeuten, dass eine kurzfristige Brückensperrung erforderlich ist. Sie gibt aber den Hinweis, dass aufgrund der festgestellten Zahl an statisch relevanten Kriterien die vorhandenen Reserven der Brücke zunehmend aufgebraucht sein könnten. Hierdurch wird Handlungsbedarf aufgezeigt, der im Rahmen der Brückenmodernisierung abgearbeitet wird. Eventuell können belastungsmindernde verkehrliche Maßnahmen oder Beschränkungen notwendig werden, um die Restnutzungsdauer der Bauwerke zu verlängern.

Eine aktuelle Verteilung der Traglastindizes getrennt nach Bundesautobahnen und Bundesstraßen ist in **Bild 4** dargestellt. Bauwerke mit höherem Traglastindex ab Stufe III werden hinsichtlich der Modernisierung besonders priorisiert angegangen, weil bei diesen Brücken die Reserven zunehmend aufgebraucht sind. Die große Anzahl an Bauwerken mit Handlungsbedarf weist auf die Herausforderungen hin, die für alle Beteiligten aus den Planungsbüros, den Baufirmen und den Verwaltungen bereits heute und auch in den nächsten Jahren anstehen. Angesichts der immensen Aufgabe ist es wichtig, den Beruf des Bauingenieurs attraktiv zu gestalten, um ausreichend viele Nachwuchsingenieure gewinnen zu können.

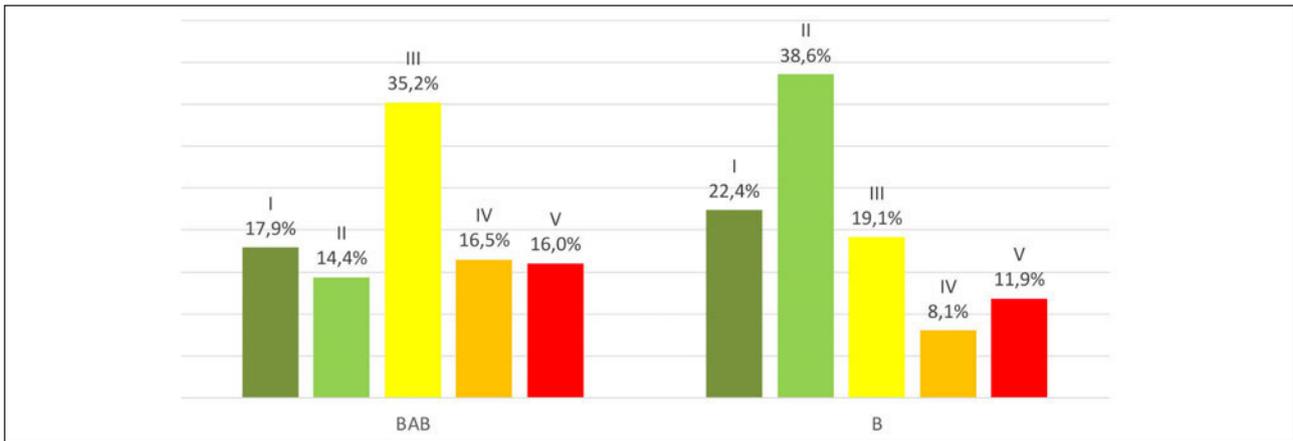


Bild 4: Verteilung der Traglastindizes bei Brücken an Bundesautobahnen und Bundesstraßen anteilig nach Brückenfläche

Von den 27.915 Brücken-Teilbauwerken im Autobahnnetz sind 8.665 Teilbauwerke der Stufe III und damit einer mittleren Dringlichkeit, 2.154 Teilbauwerke der dringlicheren Stufe IV und 1.001 Teilbauwerke der dringlichsten Stufe V zugeordnet (**Tabelle 1**).

Wie bei den Zustandsnoten sieht die Verteilung der Indexstufen des Traglastindex bei den Brücken der Bundesstraßen günstiger aus. Von den 24.471 Teilbauwerken im Netz der Bundesstraßen sind gegenwärtig 3.307 Teilbauwerke der Indexstufe III, 824 Teilbauwerke der Indexstufe IV und 759 Teilbauwerke der dringlichsten Indexstufe V zugeordnet (**Tabelle 2**).

Tabelle 1: Traglastindex für Brücken der Autobahnen nach Anzahl und Fläche der Teilbauwerke (A-Bauwerke = Bauwerke im Zuge von BAB, Ü-Bauwerke = Bauwerke über eine BAB)

Traglast-index	Anzahl Teilbauwerke		Summe Brückenfläche in m ²		Summe Anzahl	Summe Fläche (m ²)
	A-Bauwerke	Ü-Bauwerke	A-Bauwerke	Ü-Bauwerke		
I	3.260	851	2.912.219	563.787	4.111	3.476.006
II	5.254	773	2.394.003	563.813	6.027	2.957.816
III	8.665	628	5.972.877	322.322	9.293	6.295.199
IV	2.154	478	2.656.396	267.560	2.632	2.923.956
V	1.001	714	2.661.758	459.466	1.715	3.121.224
1)	0	249	0	49.607	249	49.607
2)	359	3.529	511.091	1.649.119	3.888	2.160.210
Summe	20.693	7.222	17.108.344	3.875.674	27.915	20.984.018

1) Geh- und Radwegbrücken, 2) Wirtschaftswege oder Brücken ohne Tragfähigkeitseinstufung

Tabelle 2: Traglastindex für Brücken der Bundesstraßen nach Anzahl und Fläche der Teilbauwerke (A-Bauwerke = Bauwerke im Zuge von B, Ü-Bauwerke = Bauwerke über eine B)

Traglast-index	Anzahl Teilbauwerke		Summe Brückenfläche in m ²		Summe Anzahl	Summe Fläche (m ²)
	A-Bauwerke	Ü-Bauwerke	A-Bauwerke	Ü-Bauwerke		
I	4.434	649	1.994.600	275.524	5.083	2.270.124
II	10.531	332	3.417.022	153.628	10.863	3.570.650
III	3.108	199	1.674.496	62.269	3.307	1.736.765
IV	697	127	703.282	61.696	824	764.978
V	591	168	1.036.975	70.126	759	1.107.101
1)	2	542	47	55.805	544	55.852
2)	30	3.061	6.051	904.345	3.091	910.396
Summe	19.393	5.078	8.832.473	1.583.393	24.471	10.415.866

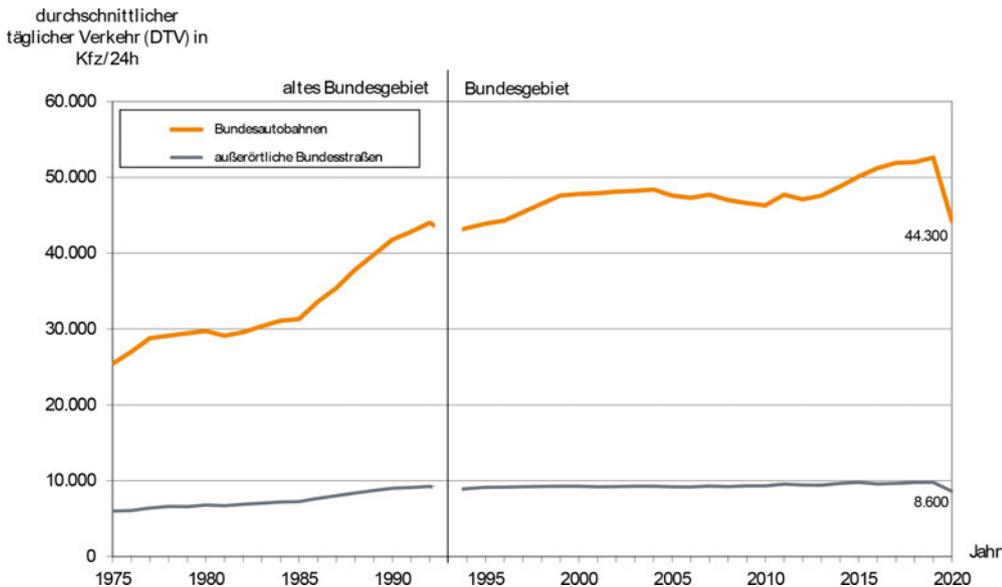
1) Rad- und Gehwege, 2) Wirtschaftswege oder Brücken ohne Tragfähigkeitseinstufung

4. Aktuelle Herausforderungen im Brückenbau

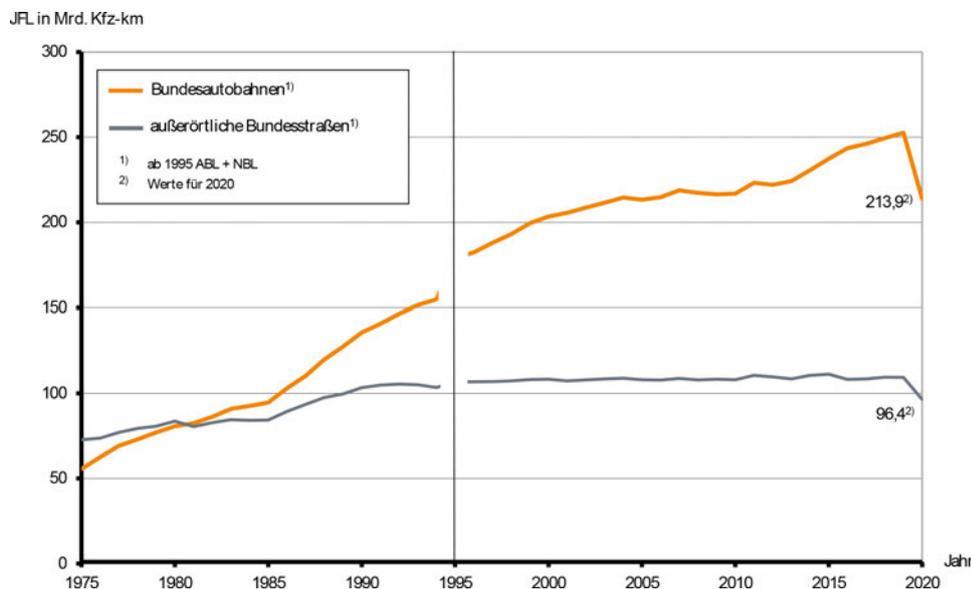
4.1 Verkehrsentwicklung

Der überproportionale Anstieg des Schwerverkehrs in den letzten Jahrzehnten, sowohl bei den Fahrzeuggesamtgewichten, den Achslasten als auch in der Häufigkeit (DTV und Jahresfahrleistung, **Bild 5**), in Verbindung mit der Altersstruktur der Brücken machen Erhaltungsmaßnahmen zur Verbesserung des Zustandes und vor allem der Tragfähigkeit vieler älterer Brücken erforderlich.

Dem Anstieg der Verkehrsleistung steht bei den älteren Brücken oftmals eine eingeschränkte Tragfähigkeit gegenüber, die sich neben bauartspezifischen Defiziten vor allem aus den damaligen normativ geforderten Brückentragfähigkeiten ergibt. Die Brückentragfähigkeit wird anhand der Brückenstatik festgelegt, indem entsprechende normative Verkehrslastmodelle bei der Dimensionierung der Tragwerke berücksichtigt werden. Hier hat sich in den letzten Jahrzehnten eine deutliche Steigerung ergeben (**Bild 6**). Folglich sind ausgewiesene Brückentragfähigkeiten an jeweilige Normungsstände gebunden.



a) Entwicklung des durchschnittlichen täglichen Verkehrs (DTV) in Kfz/24h



b) Entwicklung der jährlichen Fahrleistung in Mrd. Kfz-km

Bild 5: Entwicklung der Verkehrsleistung: a) DTV und b) Fahrleistung [1]

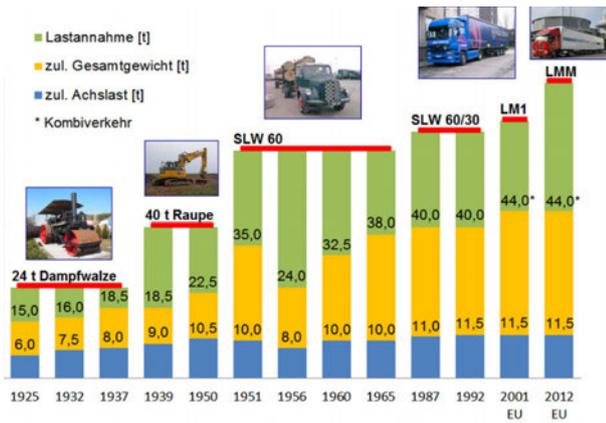


Bild 6: Normative Verkehrslastmodelle in Verbindung mit der Entwicklung der zulässigen Fahrzeuggesamtgewichte und Achslasten gemäß StVO

Im **Bild 7** sind die vorhandenen Brückentragfähigkeiten aller Bauwerke an Bundesfernstraßen dargestellt. Aktuelle Brücken**neubauten** werden seit 2013 für das europäische Lastmodell LMM bzw. wurden davor seit 2003 für das Lastmodell LM1 nach DIN-Fachbericht 101 ausgelegt. Diese Brückengeneration erfüllt alle aktuellen Anforderungen an Tragfähigkeit und Dauerhaftigkeit. Bei den Brücken der Brückenklasse 60/30 erfüllen zumindest die jüngeren Bauwerke ab Herstelljahr 1985 weitgehend alle heute gestellten Anforderungen. Brücken älterer Jahrgänge vor 1985 sind jedoch für deutlich geringere Verkehrslasten ausgelegt worden. Immerhin zählen zu dieser Gruppe über 50 % der Bestandsbrücken an Bundesfernstraßen. Diese Bauwerke werden in den nächsten Jahren zu modernisieren sein.

Bei Brücken der Brückenklasse 60 oder geringer sind die einstmals vorhandenen Tragreserven inzwischen zunehmend aufgebraucht. Hier bedarf es Verstärkungen oder Ersatz älterer Bauwerke für einen möglichst ungehinderten Verkehrsfluss. Verkehrliche Einschränkungen, z. B. Lkw-Überholverbot, Lkw-Abstandsgebot auch im Stau etc. können eine Interimslösung sein, um Tragwerkschwächen zu kompensieren, solange die Verstärkung noch nicht umgesetzt oder der Ersatzneubau noch nicht fertiggestellt wurde. Die Kompensationsmaßnahmen sind in der Nachrechnungsrichtlinie des Bundes [2] geregelt.

4.2 Bauliche Defizite

Bauliche Defizite aus der Herstellung der Bauwerke sind ebenfalls an Ausgabestände von Normen gebunden. Bei Spannbetonbrücken betrifft dies neben der Koppelfugenproblematik und der Verwendung von gegenüber Spannungsrissskorrosion sensitiven Spannstählen vorrangig das Querkrafttragverhalten, weil sich u. a. die Bemessungsansätze über die Jahrzehnte insbesondere bei Spannbetonbrücken mehrfach geändert haben und erst seit 1966 Mindestbewehrungsgrade zur Verhinderung eines spröden Versagens quantitativ gefordert werden. Bei Stahl- und Stahlverbundbrücken steht neben der Materialermüdung von Stahlbauteilen das Stabilitätsverhalten, z. B. das Beulen großer Blechfelder von Stahlträgern, bei den Untersuchungen im Vordergrund. Die Beulnachweise hoher Hauptträgerstege genügen erst seit 1978 den heutigen, aktuellen Anforderungen. Ältere Stahl- und Stahlverbundbrücken, die vor 1980 gebaut wurden und bei denen die Methodik der heutigen Nachweisverfahren noch keine Anwendung fand, können je nach Ausführung das systemische Problem einer zu geringen Beulsicher-

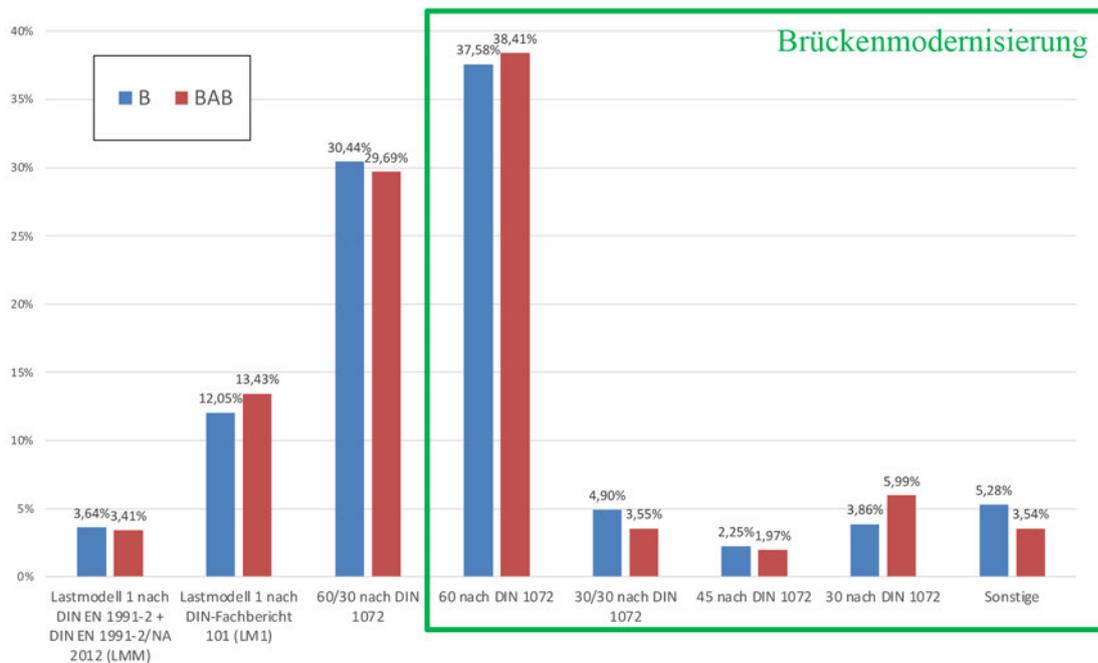


Bild 7: Tragfähigkeitsverteilung für Brücken im Zuge der Bundesfernstraßen anteilig nach Anzahl der Teilbauwerke

heit in sich tragen. Aufgrund der aktuellen Probleme mit der Rahmedetalbrücke, A 45, wurde eine entsprechende Untersuchung zu möglichen Beulverformungen für ähnlich aufgebaute Brücken bei den Ländern und der Autobahn GmbH des Bundes veranlasst.

Bei der Entwicklung von Bauvorschriften werden regelmäßig erkannte Defizite und Schwächen adressiert und durch angepasste oder neue Regelungen bei der Normfortschreibung abgestellt. So kann festgestellt werden, dass ab 1985 ein Normungsstand erreicht war, der in wesentlichen Zügen für die konstruktive Durchbildung der Tragwerke vielfach auch heute noch Bestand hat.

5. Modernisierung von Brücken der Bundesfernstraßen

5.1 Grundsätzliche Vorgehensweise bei der Brückenmodernisierung

Die grundsätzliche Vorgehensweise bei der Modernisierung von Brücken ist im **Bild 8** dargestellt. Durch eine Nachrechnung nach Nachrechnungsrichtlinie des Bundes [2] werden die Abweichungen vom Soll einer Brücke hinsichtlich Tragfähigkeit und Dauerhaftigkeit genau ermittelt, bewertet und mögliche Abhilfemaßnahmen erörtert, während der Traglastindex hierfür nur ein Indiz vermittelt. Anhand einer Wirtschaftlichkeitsbetrachtung erfolgt die Festlegung baulicher Maßnahmen, die dann finanziert und umgesetzt werden.

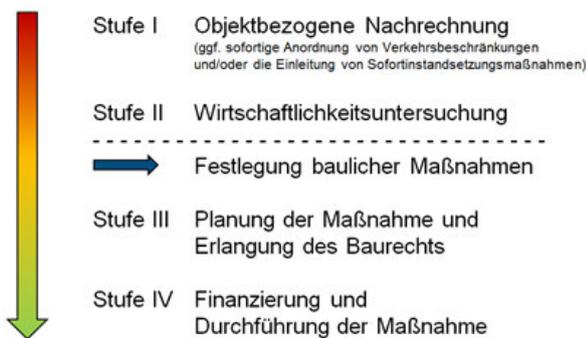


Bild 8: Ablauf der Brückenmodernisierung

Die Bauwerke, die prioritär zu untersuchen sind, müssen zuvor nach baulichen und/oder verkehrlichen Kriterien aus dem zu untersuchenden Bauwerksbestand herausgefiltert werden.

5.2 Bisherige Priorisierung von Einzelbauwerken (BAST-Liste)

Ausgehend von der von Bund und Ländern gemeinsam erarbeiteten „Strategie zur Ertüchtigung der Straßenbrücken im Bestand der Bundesfernstraßen“ wurden in Zusammenarbeit mit der Bundesanstalt für Straßenwesen (BAST) und den Ländern in einem ersten Schritt ca. 2.500 Teilbauwerke aus dem Gesamtbestand der Brücken der Bundesfernstraßen herausgefiltert und hinsichtlich ihrer Dringlichkeit zur statischen Untersuchung und ggf. Verstärkung gereiht.

Weil sehr unterschiedliche Faktoren und Kriterien Einfluss auf die Dringlichkeit haben, wurde ein multi-kriterieller Ansatz zu Bewertung der Bauwerke gewählt:

- Zustandsbewertung der Bauwerke: Zustandsnote und Substanzkennzahl,
- Bauwerksalter,
- Besondere Brückencharakteristika: Großbrücken (Länge ≥ 100 m), Brücken mit Einzelstützweiten ≥ 20 m, fehlende Temperaturlastfälle in der Brückenstatik, Angaben zu Koppelfugen und bestimmten Spannstählen bei Spannbetonbrücken in Abhängigkeit vom Baujahr,
- Verkehrsbelastung: DTV-SV (durchschnittliche tägliche Verkehrsstärke des Schwerverkehrs).

Die Priorisierung der Bauwerke umfasste damit eine qualitative Bewertung sowohl der Streckenabschnitte als auch der darin befindlichen Brücken, indem mittels eines Punktesystems die Einzelkriterien benotet und mathematisch miteinander zu einer Bewertungsziffer (Prioritätszahl) verbunden wurden. Hohe Bewertungsziffern führen zu entsprechenden Dringlichkeiten, wodurch die Reihung letztlich gegeben war. Sie sind jedoch kein Ausdruck einer etwaigen Gefährdung von Bauwerken. Großbrücken stellten sich regelmäßig hierbei als besonders dringlich dar, weil diese Einzelschäden und Defizite aufsummieren. Die Bauwerksliste wurde aus Übersichtlichkeitsgründen anfangs auf 2.500 Teilbauwerke begrenzt, weshalb die BAST-Liste tatsächlich nur einen begrenzten Ausschnitt des gesamten Untersuchungsraums darstellt. Von den 2.500 Teilbauwerken ist inzwischen ein erheblicher Anteil abgearbeitet worden oder wird derzeit bearbeitet (**Bild 9**). Während 833 Teilbauwerke fertiggestellt wurden, befinden sich 1.157 Teilbauwerke in der Bearbeitung, d. h. diese werden statisch nachgerechnet oder hinsichtlich notwendiger Verstärkungsmaßnahmen beplant, oder es werden bereits die planerischen Vorarbeiten für einen Ersatzneubau vorangetrieben, wenn dieses Vorgehen wirtschaftlicher ist. Etwa 484 Bauwerke müssen noch bearbeitet werden.

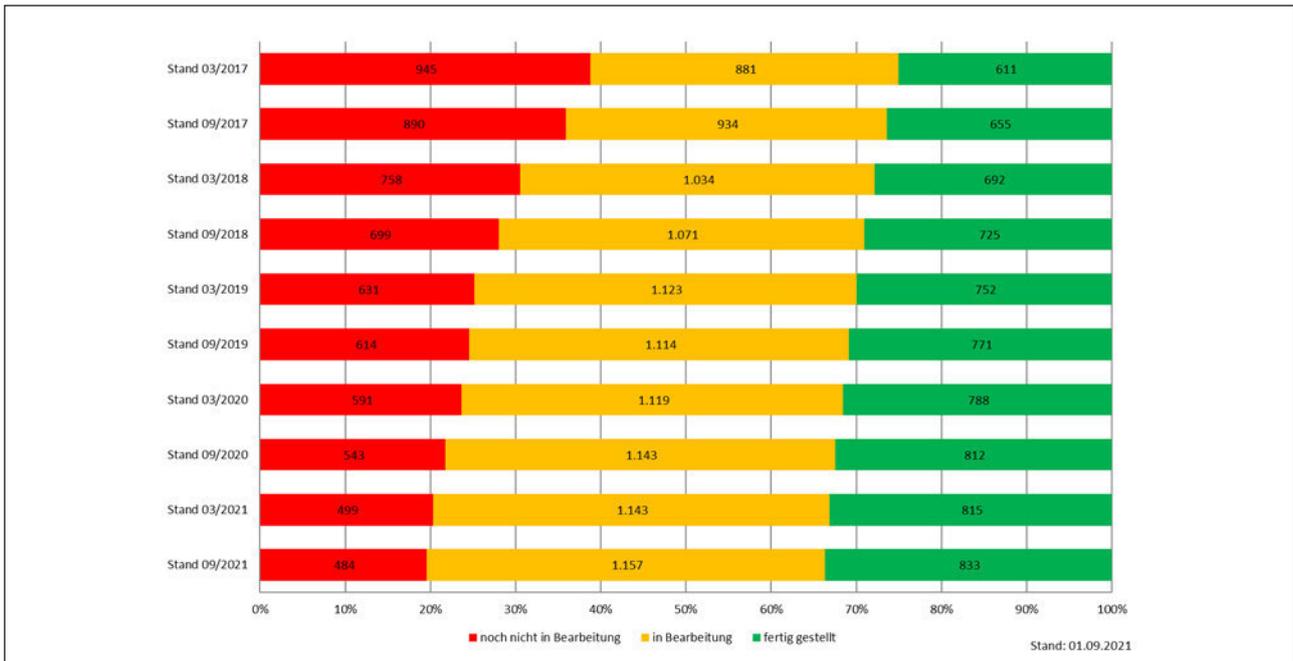


Bild 9: Stand der Abarbeitung besonders dringlich eingeschätzter Bauwerke (Bauwerke der BAST-Liste, BAB und B)

5.3 Neue Priorisierung von Einzelbauwerken im Netz der Autobahnen

Vor dem Hintergrund vorliegender mehrjähriger Erfahrungen von Brückennachrechnungen wurden die Brücken des gesamten Bestandsnetzes der Bundesfernstraßen mit zugeschrärfen technischen Kriterien aktuell erneut ausgewertet und Bilanz gezogen. Hierbei wurde vor allem der Traglastindex erstmals herangezogen, der seinerzeit bei der ersten grundlegenden Auswertung der Bestandsbauwerke, die zur BAST-Liste führte, noch nicht verfügbar war. Das Ergebnis der Auswertung ist in Abschnitt 3.2, insbesondere in den Tabellen 1 und 2, wiedergegeben und beschrieben.

Mit dem Traglastindex lässt sich die Priorisierung von Modernisierungsmaßnahmen der BAST-Liste sinnvoll fortschreiben, indem zum einen Brücken mit technischen Unzulänglichkeiten sehr einfach und schnell identifiziert, zum anderen durch die gestufte Indexdarstellung die Dringlichkeiten hinsichtlich notwendiger Modernisierungsmaßnahmen abgeleitet werden können. Darüber hinaus können mit dem Traglastindex ähnlich den Zustandsnoten aggregierte Darstellungen erzeugt werden, anhand derer Vergleiche von Brücken untereinander auch zu verschiedenen Zeitpunkten möglich werden. Die Priorisierung wird sehr transparent. Die sehr breite Untersuchungsbasis gewährleistet darüber hinaus, dass alle Bauwerke der ehemaligen BAST-Liste in der Priorisierung mit dem Traglastindex aufgehen. Von daher ist es folgerichtig, dass der Traglastindex die BAST-Liste als Priorisierungsinstrument ablöst.

Bei der Netzanalyse gilt es jedoch zu beachten, dass der Traglastindex zwar als Leitgröße, jedoch nicht als alleini-

ge Grundlage für die Priorisierung von Erhaltungs- und Ertüchtigungsmaßnahmen an Brücken dienen sollte. Eine Priorisierung erfordert zumindest auch die Berücksichtigung des baulichen Erhaltungszustandes der Brücken, also die Bewertung nach Zustandsnoten. Darüber hinaus können weitere Parameter, wie z. B. die Verkehrsbedeutung der Strecke (u. a. Korridorbetrachtung in der Brückenmodernisierung), geplante Um-, Ausbau oder Erhaltungsmaßnahmen der Strecke sowie eine geplante gemeinsame Abwicklung von Baumaßnahmen an Strecke und Bauwerken im Sinne einer Baustellenkoordination berücksichtigt werden.

Für eine Gesamtnetzanalyse im BAB-Netz werden in Summe alle Bauwerke im Zuge einer Autobahn und nur teilweise Überführungsbauwerke betrachtet, hier mit der Einschränkung nur für die Überführung höherwertiger klassifizierter Straßen über eine Autobahn (B-, L-, Kreisstraßen), also keine Gemeindestraßen und Wirtschaftswege. Gemeinde- und Wirtschaftswege werden nicht in die Untersuchung einbezogen, weil die verkehrliche Bedeutung und damit auch die Anforderungen an diese Kategorie von Straßen und Wegen geringer und nicht vergleichbar mit den übrigen Brücken sind. Insgesamt wurden damit 23.395 Bauwerke betrachtet.

Damit ergibt sich eine erste Übersicht zur Anzahl der zu priorisierenden Bauwerke (**Tabelle 3**), aufgeschlüsselt nach den jeweiligen Stufen des Traglastindex, und Bauwerken, die keiner Maßnahme bedürfen. Von Bedeutung sind hierbei insbesondere jene Teilbauwerke, die einen Traglastindex III, IV oder V aufweisen.

Tabelle 3: Priorisierung von Autobahnbrücken (A- und Ü-Bauwerke, jeweils Teilbauwerke) nach dem Traglastindex

Traglast-index	Anzahl Teilbauwerke	Summe Brückenfläche in m ²
I	3.817	3.335.319
II	5.858	2.875.691
III	8.922	6.176.483
IV	2.287	2.791.909
V	1.274	2.929.348
1)	1.237	1.095.980
Summe	23.395	19.204.730

1) Kleine Brücken oder Brücken ohne Tragfähigkeitseinstufung

Die Priorisierung mit den Traglastindex fokussiert vor allem auf Tragfähigkeitsdefizite der Bauwerke. Brücken, die derzeit dem Traglastindex I zugeordnet sind, weisen in der Regel das Tragfähigkeitsniveau LM1 nach DIN-Fachbericht 101 oder LMM nach Eurocode 1 auf und erfüllen alle aktuellen Anforderungen an die Tragfähigkeit und Dauerhaftigkeit. Diese Brücken bedürfen keiner weiteren speziellen Untersuchung.

Bauwerke, die derzeit in die Brückenklasse 60/30 (BK60/30) eingestuft sind und 1985 oder später gebaut wurden – hierbei handelt es sich um Bauwerke, die in Bezug auf die konstruktive Durchbildung den heutigen Anforderungen genügen, z. B. alle Brücken in Strecken der Verkehrsprojekte Deutsche Einheit (VDE) – sind in Abhängigkeit von Stützweitenverhältnissen und der Verkehrsbelastung der Indexstufe III oder II zugeordnet und können aufgrund der vorhandenen Tragreserven und Robustheit nachrangig betrachtet werden oder sogar unberücksichtigt bleiben. Dagegen sind Bauwerke der Tragfähigkeitsklasse BK60/30 mit Baujahr **vor 1985** trotz

Traglastindex III als prioritär anzusehen, weil bei dieser Generation von Brücken technische Sachverhalte anders beurteilt wurden als heute. Das Verhältnis der Bauwerke mit einem Baujahr vor und nach 1985 wird in etwa als hälftig abgeschätzt.

Bauwerke der Indexstufe IV und V weisen die größten Abweichungen vom Soll auf. Hierunter fallen viele Autobahnbrücken mit einer Brückenklasse 60 und geringer. Aufgrund der teilweise sehr großen Abweichungen zwischen IST- und SOLL-Tragfähigkeit bei Brücken der Indexstufe IV und V kann nahezu immer wegen fehlender technischer Machbarkeit oder Unwirtschaftlichkeit von Verstärkungsmaßnahmen eine Modernisierung durch einen Ersatzneubau angenommen werden. Im **Bild 10** ist die regionale Verteilung der Autobahnbrücken (Teilbauwerke) mit einer Indexstufe IV und V dargestellt. Eine Konzentration auf die älteren Autobahnen in den westlichen Bundesländern ist zu erkennen, d. h. hier ist ein entsprechend großer Bedarf an Modernisierungsmaßnahmen von Autobahnbrücken vorhanden.

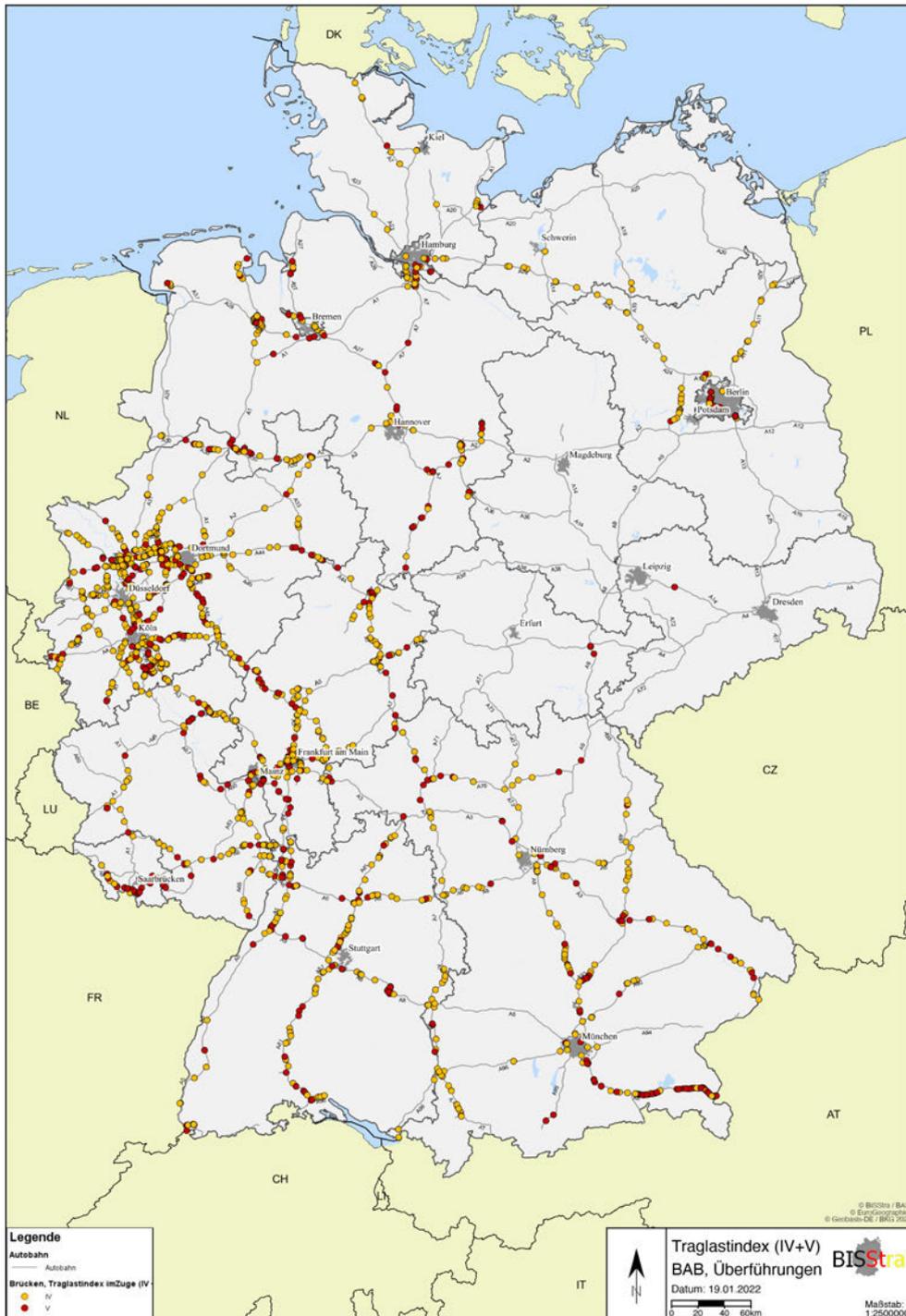
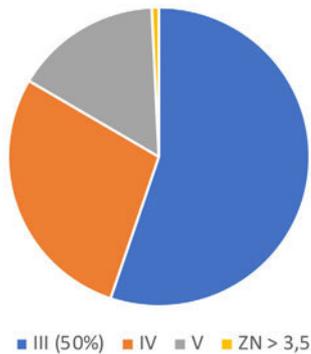


Bild 10: Regionale Verteilung von Autobahnbrücken (A- und Ü-Bauwerke, jeweils Teilbauwerke) mit einem Traglastindex der Stufe IV und V im Autobahnnetz)

Teilbauwerke mit einem Traglastindex III und einem Baujahr **vor 1985** werden verstärkt oder ebenfalls ersetzt, wohingegen Bauwerke mit einem Traglastindex III mit einem Baujahr **nach 1985** oder auch Bauwerke mit dem besseren Traglastindex II im Regelfall wenig Verstärkungsaufwand erfordern und deshalb als nachrangig angesehen werden; aus statischer Sicht sind i. d. R. vorerst keine dringenden Maßnahmen erforderlich. Neben dem Traglastindex als Leitgröße fließt final auch der bauliche Zustand der Brücken in die Priorisierung

ein. Dies gilt insbesondere für jene Teilbauwerke, die einen schlechten Bauwerkszustand aufweisen, weil Schäden, Alterungserscheinungen und Verschleiß sich mittelfristig nachteilig auf die Tragfähigkeit eines Bauwerks auswirken können. Deshalb werden zu den obigen Auswertungen nach dem Traglastindex folglich noch jene Teilbauwerke hinzugerechnet, die eine schlechte Zustandsbewertung (Zustandsnote > 3,5) haben, jedoch nicht den Indexstufen III, IV oder V zugeordnet sind. Dies sind im Autobahnnetz 61 Teilbauwerke.

Folglich lässt sich der voraussichtliche Gesamtbedarf an zu modernisierenden Autobahnbrücken (Teilbauwerke) wie folgt abschätzen:



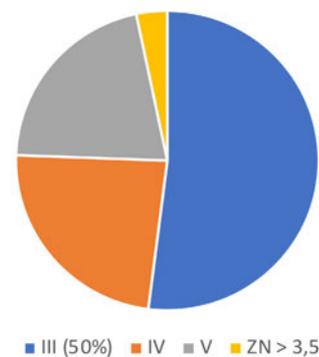
Traglastindex III zu 50 %	4.461 Teilbauwerke
Traglastindex IV	2.287 Teilbauwerke
Traglastindex V	1.274 Teilbauwerke
Zustandsnote > 3,5	61 Teilbauwerke
Gesamtnetz BAB	8.083 Teilbauwerke

5.4 Besonders dringliche Einzelbauwerke im Netz der Bundesstraßen

Bei den Bundesstraßen lassen sich die Gesamtaufwendungen hinsichtlich Brückenmodernisierung in derselben Weise wie bei den Autobahnen zusammenfassen, indem alle Bauwerke im Zuge einer Bundesstraße und alle Überführungsbauwerke höherwertiger klassifizierter Straßen über eine Bundesstraße (B-, L-, K-Straßen), also keine Gemeindestraßen und Wirtschaftswege, in die Betrachtung einbezogen werden. Insgesamt wurden 20.552 Bauwerke bewertet.

Die Anzahl an zu priorisierenden Bauwerken ergibt sich aus der Zuordnung zu den Traglastindexstufen, wie in **Tabelle 4** ersichtlich ist, aufgeschlüsselt nach den jeweiligen Traglastindexstufen. Wiederum von Bedeutung sind hierbei insbesondere jene Teilbauwerke mit einem Traglastindex IV oder V (**Bild 11**), und hälftig die der Indexstufe III. Auch wenn sich die schlecht bewerteten Brücken (Teilbauwerke) nicht an ausgewiesenen Hauptstrecken festmachen, so ist doch wie bei den Autobahnbrücken beim Traglastindex ein deutliches Ost-West-Gefälle zu beobachten.

Wegen der schlechten Zustandsbewertung einiger Bauwerke sind trotz eines Traglastindex von I oder II noch etwa 100 Teilbauwerke mit einer Zustandsnote größer 3,5 hinzuzurechnen, so dass in der Gesamtschau ca. 3.000 Teilbauwerke im Bundesstraßennetz vordringlich zu modernisieren sind:



Traglastindex III zu 50 %	1.576 Teilbauwerke
Traglastindex IV	714 Teilbauwerke
Traglastindex V	640 Teilbauwerke
Zustandsnote > 3,5	100 Teilbauwerke
Gesamtnetz BStr.	3.030 Teilbauwerke

Tabelle 4: Priorisierung von Brücken der Bundesstraßen (Teilbauwerke) nach dem Traglastindex

Traglast-index	Anzahl Teilbauwerke	Summe Brückenfläche in m ²
I	4794	2183117
II	10733	3533862
III	3151	1703224
IV	714	723548
V	640	1067252
1)	518	255371
2)	2	47
Summe	20.552	9.466.421

1) Wirtschaftswege oder Brücken ohne Tragfähigkeitseinstufung, 2) Rad- und Gehwege

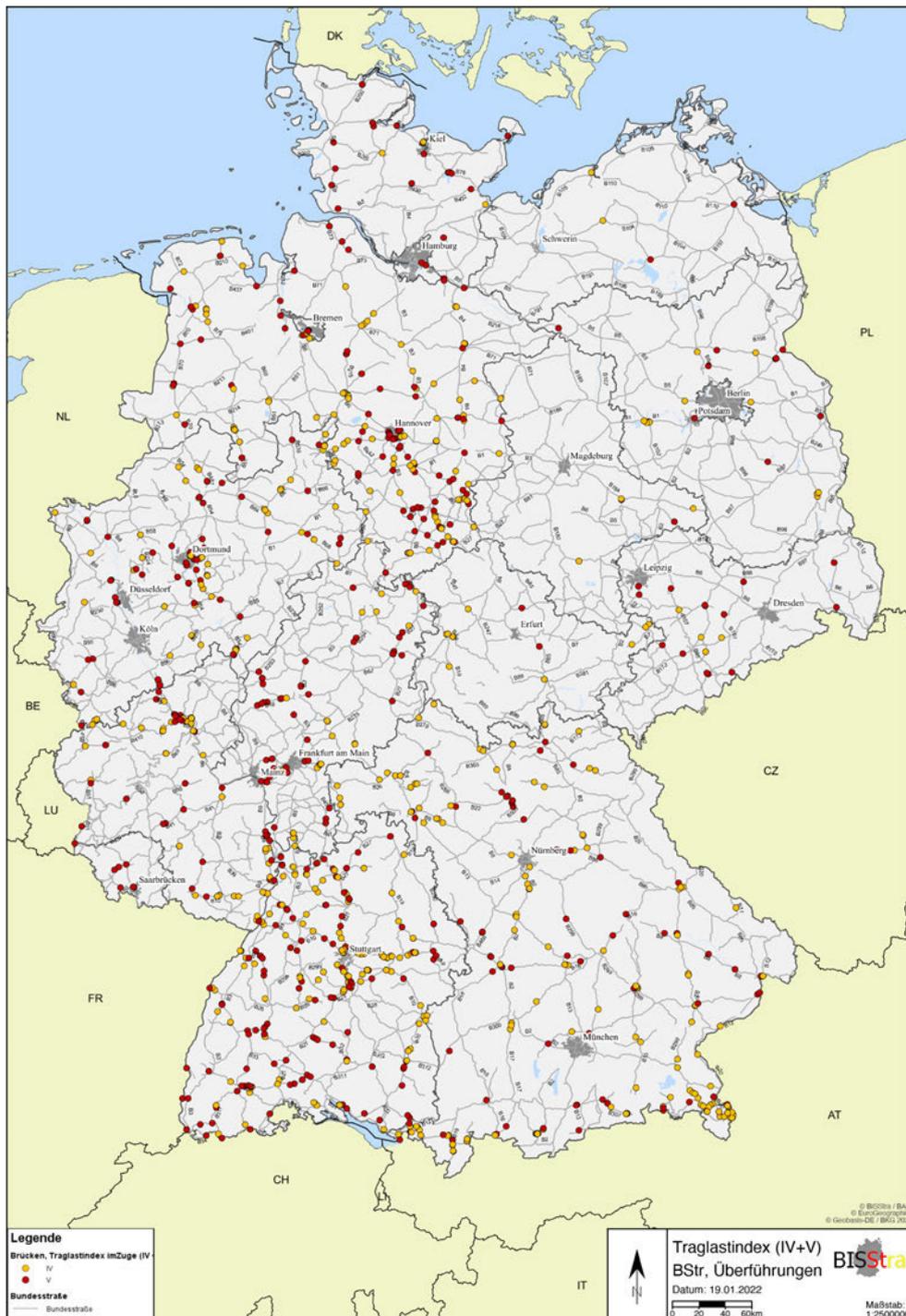


Bild 11: Regionale Verteilung von Brücken im Netz der Bundesstraßen (A- und Ü-Bauwerke, jeweils Teilbauwerke) mit einem Traglastindex der Stufe IV und V)

6. Modernisierung von Autobahnkorridoren (Brückenmodernisierungsnetz)

Für eine systematische Modernisierung eines Autobahn-Gesamtnetzes ist es nicht sinnvoll und auch nicht ziel-führend, allein und losgelöst von zusammenhängenden Streckenzügen singuläre Bauwerke zu betrachten. Wegen der bedeutenden überregionalen Verbindungsfunktion der Autobahnen muss die Brückenmodernisierung im Autobahnnetz differenzierter angegangen werden. Anstelle von Einzelbauwerken müssen vielmehr wichti-

ge Netzabschnitte und Korridore mit hoher Verkehrsbe-deutung vordringlich modernisiert werden (**Bild 12**), um den Verkehr zwischen Metropolen, Industriezentren und Seehäfen verlässlich, verkehrssicher und mit hoher Ver-fügbarkeit aufnehmen und abwickeln zu können. Dringliche Autobahnabschnitte können somit schneller zu-kunfts-fähig hergerichtet und in leistungsfähigerer Form verkehrswirksam werden; sie tragen somit in kürzerer Zeit zur Steigerung von Sicherheit und Leichtigkeit des Verkehrs bei.

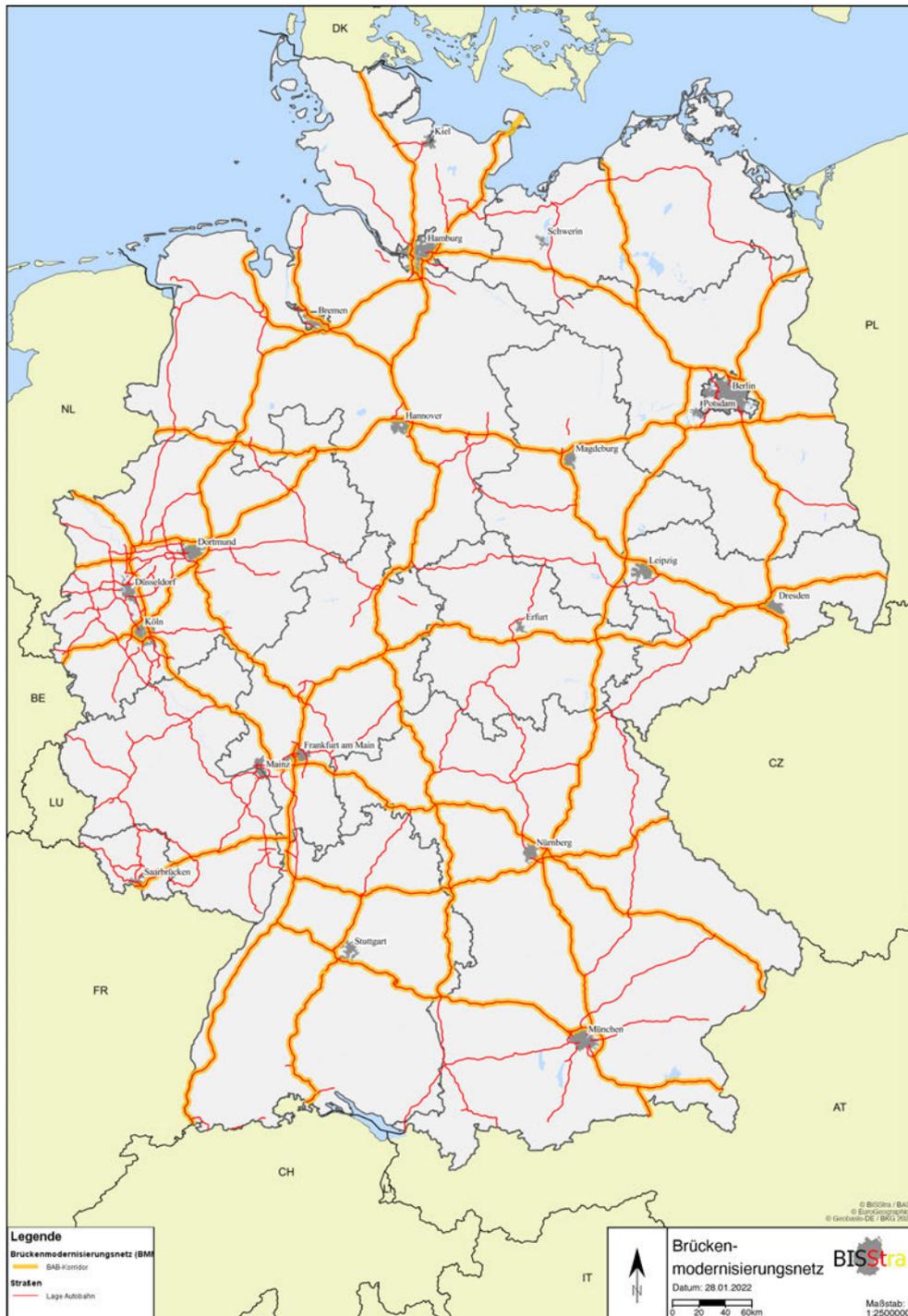


Bild 12: Brückenmodernisierungsnetz (gelb hinterlegte BAB-Strecken)

Die Strategie zur Modernisierung von Autobahnbrücken wurde auf die Modernisierung von Brücken ganzer Streckenzüge ausgeweitet. Auf diese Weise konzentriert sich die Brückenmodernisierung zwar in erster Linie auf ein vordringlich herzurichtendes Teilnetz an BAB-Strecken (Brückenmodernisierungsnetz), derweil der Verkehr im übrigen Teilnetz fließen kann, lässt aber dennoch ausreichend Ressourcen für die Modernisierung von besonders dringlichen Einzelbauwerken außerhalb des prioritären Netzes und für eine ungeschmälernde Fortführung sonstiger Erhaltungsmaßnahmen an Autobahnbrücken zu. Denn trotz Fokussierung auf das Brückenmodernisierungsnetz

dürfen besonders dringliche Einzelbauwerke außerhalb des Teilnetzes sowie die normalen Erhaltungsmaßnahmen an allen Brücken nicht vernachlässigt werden. Mit dieser durchgehenden Netzstrategie soll in den nächsten acht Jahren ein Teilnetz aus Autobahnstrecken mit leistungsfähigen Brücken zukunftssicher hergerichtet werden, während Nachbarstrecken außerhalb des Brückenmodernisierungsnetzes mit ausreichender Zuverlässigkeit den Verkehr abwickeln. Das Brückenmodernisierungsnetz deckt mit einer Länge von rund 7.000 km etwas mehr als die Hälfte des Autobahnnetzes ab und enthält 10.683 Teilbauwerke (**Tabelle 5**).

Die Festlegung der Korridore erfolgte in enger Abstimmung mit den Straßenbauverwaltungen der Länder, später auch unter Mitwirkung der Autobahn GmbH des Bundes. Hierbei wurden Maßnahmen des neuen Bedarfsplans 2016, Maßnahmen der Streckenerhaltung (soweit bekannt), Strecken des europäischen TEN-V-Kernnetzes, Zulaufstrecken zu Seehäfen sowie Strecken, die von der Schwertransportindustrie als besonders wichtig deklariert wurden, berücksichtigt. Während in den ersten Darstellungen des prioritären Netzes die Bundesautobahnen A 45 und A 81 nicht Bestandteil des Brückenmodernisierungsnetzes waren, sind sie seit diesem Jahr integraler Teil des Netzes. Dieser Schritt ist sinnvoll, weil beide Autobahnen zu großen Teilen nur aus Brückenbauwerken bestehen und kaum Umfahrungsmöglichkeiten für unplanmäßige Ausfälle bieten. Daher sind beide Strecken möglichst schnell zukunftsfest zu machen.

Die Auswertung der aktuellen Tragfähigkeitseinstufung der Bauwerke im Zuge von BAB-Strecken des Brückenmodernisierungsnetzes inkl. der neu zugeordneten Autobahnen A 81 und A 45 (**Tabelle 5**) zeigt, dass in Bezug zur Gesamtanzahl von 10.683 Teilbauwerken im prioritären Netz etwas weniger als die Hälfte in die nicht zukunftsfähige Brückenklasse 60 oder geringer eingestuft sind, was einem Traglastindex IV und V und teilweise III (ca. 70 %) entspricht. Der Anteil ist hoch, aber auch nachvollziehbar. Denn tendenziell werden durch das Brückenmodernisierungsnetz die Haupttrouten im Autobahnnetz erfasst, vielfach in Westdeutschland, die durch ihre Verbindungsfunktion von Metropolen und Industriezentren besonders viel und vor allem schweren Güterverkehr zu tragen haben. Fast immer trifft es hierbei die älteren Autobahnen mit Brücken, die für deutlich geringere Verkehre vor 1985 gebaut wurden und die aufgrund des permanent hohen Verkehrsaufkommens eine andauernde hohe Bauwerksauslastung aufweisen.

Für die Priorisierung im Brückenmodernisierungsnetz werden jene Teilbauwerke mit einem Traglastindex der Stufen IV und V sowie anteilig die Stufe III berücksichtigt. Der Anteil der Bauwerke der Stufe III wird hier mit etwa 70 % als dringlich angerechnet. In Summe ergeben sich Stand heute für das Brückenmodernisierungsnetz 3.946 zu modernisierende Teilbauwerke im Zuge von Autobahnen, darunter viele kleinere Standardbauwerke. Derzeit befinden sich 1.296 Teilbauwerke in verschiedenen Phasen der Planung oder des Baus, sind also in Bearbeitung und werden nachgerechnet, verstärkt, als Ersatzneubauten beplant oder sind bereits im Bau. Aus diesem Kontingent rekrutiert sich zu wesentlichen Teilen die Planungsreserve für die nächsten Jahre. Weitere 2.650 Teilbauwerke müssen einer Bearbeitung noch zugeführt werden (**Tabelle 6**).

Tabelle 6: Abarbeitungsstand der Brücken im Zuge von Autobahnen im Brückenmodernisierungsnetz nach Anzahl der Teilbauwerke

Anzahl noch zu modernisierender Teilbauwerke	3.946
Davon sind in Bearbeitung	1.296
noch nicht in Bearbeitung	2.650

Auch wenn die Brückenmodernisierung noch nicht den eingeschungenen Zustand erreicht hat und weitere Anstrengungen hinsichtlich Planungs- und Baubeschleunigung notwendig sind, so ist doch im **Bild 13** zu erkennen, dass die massiven Investitionen in die Brückenerhaltung und -modernisierung den negativen Trend in der Zustandsentwicklung der Bauwerke gestoppt haben. Der Anteil der mit sehr gut bis gut bewerteten Bauwerke (grüne Farbkodierung) bezogen auf die Gesamtbrückenfläche aller Brücken der Bundesfernstraßen hat sich stabilisiert, der Anteil der Bauwerke mit schlechterem Zustand (Zustandsnote größer 3,0, rote Farbkodierung) ist spürbar verringert worden.

Tabelle 5: Traglastindex der Brücken im Brückenmodernisierungsnetz (Bauwerke nur im Zuge von BAB-Strecken)

Traglast-index	Anzahl Teilbauwerke	Summe Brückenfläche (m ²)
I	1.960	1.567.078
II	2.775	806.190
III	4.322	2.685.315
IV	947	1.125.719
V	523	1.300.859
1)	156	143.921
Summe	10.683	7.629.082

1) Kleine Brücken oder Brücken ohne Tragfähigkeitseinstufung



Bild 13: Zustandsnotenverteilung für Brücken an Bundesfernstraßen im Jahresvergleich anteilig nach Brückenfläche

7. Finanzierung und Mittelumsatz bei der Brückenmodernisierung

Insgesamt hat das BMDV die Investitionen in die Erhaltung der Bundesfernstraßen (Strecke und Brücke) kräftig aufgestockt. Ausgehend von derzeit rund 4,5 Mrd. Euro pro Jahr, von denen im Jahr 2022 rund 1,6 Mrd. Euro in die Brückenerhaltung fließen werden, ist nun in Umsetzung des Koalitionsvertrages seitens des BMDV eine weitere schrittweise Erhöhung der Erhaltungsmittel auf 5,7 Mrd. Euro im Jahr 2026 angestrebt. Der jährliche Mittelbedarf für die Brückenerhaltung inkl. Modernisierung ist weiterhin hoch und muss zukünftig gesteigert werden.

Mit den gesteigerten Investitionen sind alle geplanten jährlichen Maßnahmen ordnungsgemäß umsetzbar. Der höhere Mittelbedarf ist eng mit einer notwendigen Steigerung der Leistungsfähigkeit der Autobahn GmbH des Bundes verbunden. Wurden in den letzten Jahren im Mittel etwa 200 Autobahnbrücken modernisiert, so verlangt das immense Aufgabenportfolio nahezu eine Verdopplung des Bauumsatzes auf ca. 400 Autobahnbrücken pro Jahr (Bild 14), wenn die Brückenmodernisierung im Autobahnnetz in etwa zwei Dekaden geleistet werden soll.

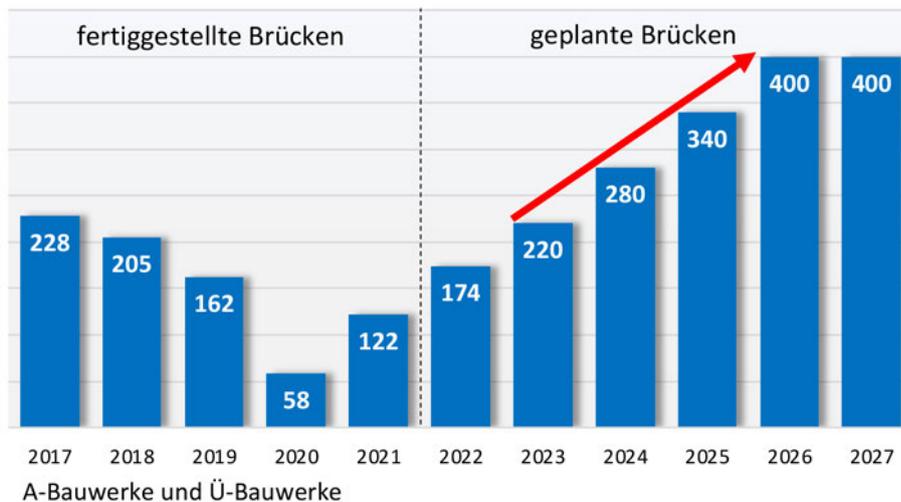


Bild 14: Geplanter jährlicher Aufwuchs der modernisierten und fertiggestellten Autobahnbrücken bis zum Jahr 2026

Anhand einer Modellrechnung mit Mittelwerten lässt sich der dafür erforderliche Mittelbedarf ableiten. Bezogen auf alle Brücken-Teilbauwerke im Autobahnnetz ergibt sich eine rechnerische Vergleichsbrücke mit folgenden Kenndaten: mittlere Länge 50 m, mittlere Breite 15 m und mittlere Brückenfläche 750 m².

Mittelbedarf für Brückenmodernisierung der Autobahnbrücken

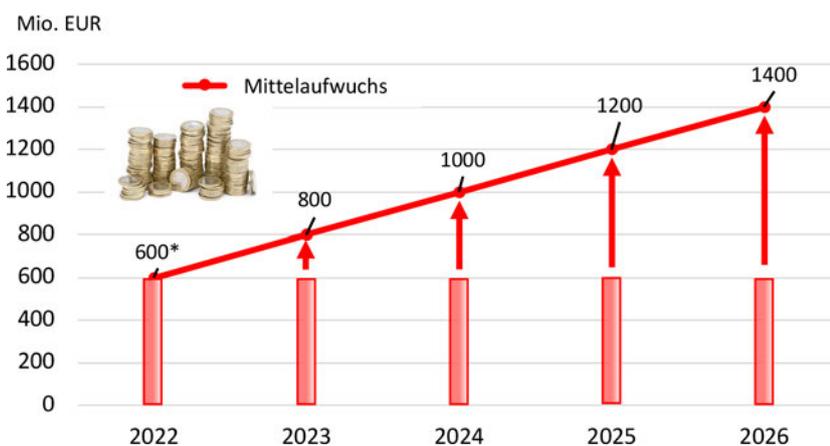
Wurden bisher im Mittel der letzten Jahre ca. 200 Autobahnbrücken (Teilbauwerke) in einem Jahr modernisiert, so ergeben sich anhand der Vergleichsbrücke mit einem aktuellen mittleren Kostenansatz von ca. 4000 EUR/m² ein aktueller Mitteleinsatz von ca. 600 Mio. EUR pro Jahr für die Brückenmodernisierung im Autobahnbereich. Diese Summe ist in der Wirtschaftsplanung der Autobahn GmbH für das Jahr 2022 enthalten (**Bild 15**):

$$750 \text{ m}^2 \times 4000,00 \text{ EUR/m}^2 \times 200 \text{ TBW} = \mathbf{600 \text{ Mio. EUR}}$$

Da die Zahl der modernisierten Brücken im Autobahnnetz bis zum Jahr 2026 auf ca. 400 Autobahnbrücken (Teilbauwerke) pro Jahr ansteigen soll und darüber hinaus auf der Kostenbasis von 2022 eine 4 %ige jährliche Kostensteigerung in Ansatz gebracht werden muss (neuer Kostenansatz $1,04^4 \times 4000 \text{ EUR/m}^2 = 4.700 \text{ EUR/m}^2$) ergibt sich ein notwendiger Haushaltsmitteleinsatz von ca. 1,4 Mrd. EUR allein für die Autobahnen, für den wir uns einsetzen werden:

$$750 \text{ m}^2 \times 4700,00 \text{ EUR/m}^2 \times 400 \text{ TBW} = 1.410 \text{ Mio. EUR} \approx \mathbf{1,4 \text{ Mrd. EUR}}$$

Im **Bild 15** ist der erforderliche Mittelaufwuchs für die Modernisierung der Autobahnbrücken dargestellt.



* geschätzte 600 Mio. € sind in der Wirtschaftsplanung der Autobahn GmbH für die Jahre 2022 ff. bereits enthalten

Bild 15: Erforderlicher Mittelaufwuchs für die Modernisierung von Autobahnbrücken

Mittelbedarf für Brückenmodernisierung der Bundesstraßenbrücken

Für die Brücken der Bundesstraßen sind analoge Betrachtungen anzustellen. Wurden in den letzten Jahren ca. 250 bis 300 Mio. EUR für die Brückenmodernisierung verausgabt, werden bei vergleichbarem jährlichen Modernisierungsaufwand inkl. einer 4 %igen jährlichen Preisentwicklung im Jahr 2026 bekanntermaßen etwa 400 Mio. EUR zu veranschlagen sein.

Mittelbedarf für übliche Bauwerkserhaltung

Die Aufwendungen der üblichen Erhaltungsmaßnahmen, z. B. Betoninstandsetzung bei Betonbrücken, Erneuerung des Korrosionsschutzes von Stahlbrücken, Lagertausch etc., werden sich für die Bundesfernstraßen (BAB und B) bei vergleichbarem Aufgabenumfang bis 2026 bei etwa ca. 700 Mio. EUR jährlicher Kosten (inkl. jährlicher Preisentwicklung) einpendeln.

Gesamter Mittelbedarf für die Bundesfernstraßen

In der Gesamtbetrachtung der Bauwerkserhaltung werden für die Brückenmodernisierung für die Bundesfernstraßenbrücken (BAB und B) im Jahr 2026 etwa 1,8 Mrd. EUR benötigt werden. Hinzukommen die Aufwendungen für übliche Erhaltungsmaßnahmen in Höhe von 700 Mio. EUR, so dass in Summe die erforderlichen Erhaltungsmittel auf ca. **2,5 Mrd. EUR im Jahr 2026** anwachsen werden (**Bild 16**). Für diese Summe werden wir uns einsetzen.

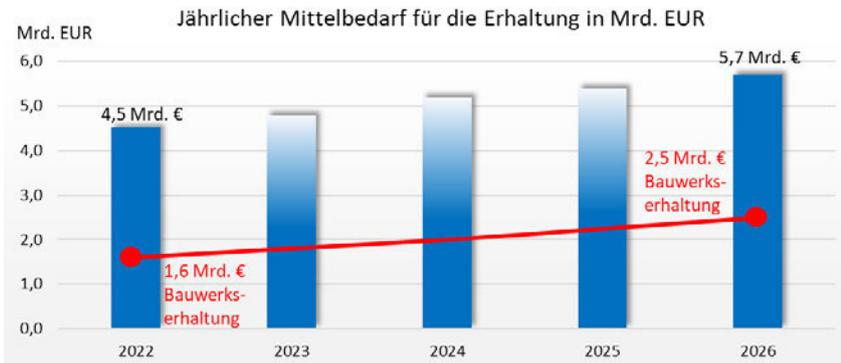


Bild 16: Erforderlicher Mittelaufwuchs für die Erhaltung der Bundesfernstraßen

Es zeichnet sich folglich ab, dass die notwendigen Investitionsmittel in die Bauwerkserhaltung in den kommenden Jahren dringend verstärkt werden müssen, um die gewaltige Aufgabe der Zukunftssicherung der Brücken der Bundesfernstraßen zu stemmen. Für diesen Mittelaufwuchs werden wir uns bei den anstehenden Haushaltsverhandlungen einsetzen.

Personalbedarf

Zur Umsetzung der Investitionsmittel ist ein entsprechender Personaleinsatz erforderlich, so dass der jeweilige Bedarf stark mit dem Jahresbauprogramm verwoben ist. In Abhängigkeit vom verfügbaren eigenen Personalbestand (inkl. Personalaufwuchs) muss der darüber hingehende Bedarf über Drittmittelvergaben an Ingenieurbüros gedeckt werden, um das ambitionierte Bauprogramm sowohl bei den Bundesstraßen als auch bei den Bundesautobahnen realisieren zu können. Die notwendigen Ingenieurmittel (eigenes Personal und Ingenieurverträge) für die notwendigen Planungen lassen sich etwa mit 18 % der Baukosten abschätzen.

8. Rechtlich flankierende Maßnahmen für Ersatzneubauplanungen für Brücken im Zuge von Bundesfernstraßen

Ein wesentlicher Zeitfaktor bei der Vorbereitung von Brückenmodernisierungsmaßnahmen ist die Schaffung von Baurecht. In Bezug auf Ersatzneubauplanungen für Brücken im Zuge von Bundesfernstraßen sind zwei Gesetzesanpassungen aus der letzten Legislaturperiode hervorzuheben:

- Um den Ersatz von hoch belasteten Brücken zu beschleunigen, hat der Bund mit dem in 2018 in Kraft getretenen Gesetz zur Beschleunigung von Planungs- und Genehmigungsverfahren im Verkehrsbereich Regelungen zur Planungsbeschleunigung geschaffen. Dies bringt insoweit eine Erleichterung, als dass anstelle eines Planfeststellungsverfahrens auch dann ein Plangenehmigungsverfahren durchgeführt werden kann, wenn eine Umweltverträglichkeitsprüfung durchzuführen ist.
- Mit dem Gesetz zur weiteren Beschleunigung von Planungs- und Genehmigungsverfahren im Verkehrsbereich aus 2020 wird der Begriff der „Änderung“ einer Bundesfernstraße in § 17 Abs. 1 Bundesfernstraßen-

gesetz (FStrG) legaldefiniert und restriktiver gefasst, um Maßnahmen leichter als Unterhaltungsmaßnahmen und damit ohne Baurechtverfahren durchführen zu können. Über eine 1:1 Wiederherstellung hinaus sind auch konstruktive Anpassungen der neuen Infrastruktur als Unterhaltungsmaßnahmen möglich. Rein konstruktive Verbesserungen der Straße zur Anpassung an aktuelle Regelwerke, Standards, Sicherheits- oder Verkehrsbedürfnisse können dann zwar eine bauliche Umgestaltung der Straße darstellen, aber überschreiten nicht zwingend die Erheblichkeitsschwelle, sind damit keine Änderungen im Sinne von § 17 Abs. 1 Satz 2 FStrG und werden somit nach einer Einzelfallprüfung als Unterhaltungsmaßnahmen qualifiziert.

Bereits nach geltender Rechtslage kann der Ersatz einer abgängigen Autobahnbrücke an Ort und Stelle genehmigungsfrei und auch ohne Durchführung einer Umweltverträglichkeitsprüfung erfolgen. Maßgebend sind stets die Umstände des Einzelfalls. Empfehlenswert ist die frühzeitige Einbindung und Abstimmung des Vorhabenträgers mit den zuständigen Behörden.

In dieser Legislatur stehen vor allem die Digitalisierung von Verwaltungsprozessen und die Optimierung interner Verfahrensabläufe im Fokus.

Eine Digitalisierung des Planungs- und Genehmigungsverfahrens ist geboten, um dieses Verfahren unter der Zielsetzung der Beschleunigung, Qualitätssicherung sowie unter Wahrung der Öffentlichkeitsbeteiligung zu modernisieren. Durch Digitalisierung können Schnittstellen eingespart und Entscheidungswege beschleunigt werden. Digitale Projekte, wie Wissensplattformen zum Datenaustausch, zum Beispiel beim Artenschutz, könnten zukünftig einen Beitrag zur Verfahrensbeschleunigung leisten. Auch die Nutzung von Building Information Modeling (BIM) soll weiter vorangetrieben werden.

Neben der Digitalisierung spielt auch die Qualität interner Verwaltungsstrukturen und Prozesse eine entscheidende Rolle bei der Planungsdauer. Damit die internen Strukturen und Prozesse gut funktionieren, ist ausreichendes, gut ausgebildetes Personal erforderlich, das interdisziplinär zusammenarbeitet. Notwendig sind auch eine effiziente Projektorganisation, eine frühzeitige Ab-

stimmung mit allen Beteiligten, klare Entscheidungswege sowie ein effizientes Controlling.

Darüber hinaus sollen auch alle noch bestehenden gesetzlichen Möglichkeiten zur Planungsbeschleunigung ausgeschöpft werden. Welche Gesetzesanpassungen für die Baurechtsschaffung von Brückenersatzneubauten erfolgen können, wird aktuell geprüft. Dies schließt auch die Prüfung der Legalplanung für ausgewählte Brückenbauwerke als Pilotvorhaben ein. Generell gilt, dass mit der Genehmigung von Vorhaben auf Grundlage des Maßnahmengesetzvorbereitungsgesetzes bislang noch keine praktischen Erfahrungen bestehen. Im Rahmen des derzeit laufenden Vertragsverletzungsverfahrens der EU KOM gegen dieses Gesetz hatte die Bundesregierung im Juli 2021 gegenüber der Europäischen Kommission ihre Position dargelegt.

9. Schlussfolgerungen und Ausblick

Durch die ungünstige Altersstruktur mit vielen Brücken jenseits der 50 Jahre einerseits und der ungebremsten Zunahme des Güterverkehrs andererseits müssen viele Brückenbauwerke im deutschen Bundesfernstraßennetz verstärkt oder erneuert werden, um für die Zukunft gut aufgestellt zu sein. Die Problemstellungen der älteren Brücken sind erkannt; sie werden zielgerichtet angegangen. Dafür werden die Brücken nachgerechnet und Defizite aufgedeckt, Abhilfemaßnahmen erarbeitet und baulich umgesetzt. Fast immer sind die notwendigen Maßnahmen bei laufendem Verkehr durchzuführen.

Zur zielgerichteten Umsetzung dieser Aufgabe wurde ein Programm zur Brückenmodernisierung aufgelegt, welches für die nächsten Jahre eine Schwerpunktaufgabe darstellt. Das Programm Brückenmodernisierung konzentriert planerische und bauliche Aktivitäten auf die zukunftsichere Ausrichtung verkehrswichtiger Korridore vorwiegend im Autobahnnetz. Die Korridore be-

stehen aus zusammenhängenden Autobahnstrecken, die in Summe das Brückenmodernisierungsnetz bilden und mit 7.000 km etwas mehr als die Hälfte des deutschen Autobahnnetzes umfassen. Darüber hinaus wird sichergestellt, dass ausreichend Ressourcen für die Modernisierung von einzelnen Brücken außerhalb des prioritären Netzes zur Verfügung stehen, um ungewollte Ausfälle zu verhindern. Ansonsten bleiben Strecken außerhalb des Brückenmodernisierungsnetzes möglichst frei von Baumaßnahmen, um den Autobahnverkehr flüssig abwickeln zu können. Sonstige Erhaltungsmaßnahmen an Autobahnbrücken werden bedarfsgerecht fortgeführt. Nach Fertigstellung des Brückenmodernisierungsnetzes werden die notwendigen Arbeiten in der verbliebenen Hälfte des Autobahnnetzes fortgesetzt.

Ziel ist es, größere Streckenabschnitte für die Modernisierung zusammenzufassen, z. B. durch andere, funktionale Vergabeformen, um die Effektivität der Umsetzung von Modernisierungsmaßnahmen zu steigern. Unmittelbar verkehrswirksame Verbesserungen würden Raum gewinnen, je mehr zukunftsichere Autobahnabschnitte vorhanden sind und je länger die daraus zusammengesetzten Streckenabschnitte werden.

Die Leistungsfähigkeit und Zukunftssicherheit des deutschen Autobahnnetzes hängen maßgeblich von einer erfolgreichen Brückenmodernisierung ab. Für eine Umsetzung in angemessenen Zeiträumen müssen insbesondere die personellen, aber auch die finanziellen Mittel bedarfsgerecht verstärkt und auf hohem Niveau über viele Jahre hinweg fortgeführt werden.

Literatur

- [1] BMDV (2020) Verkehrsinvestitionsbericht
- [2] BMVI (2011) Richtlinie zur Nachrechnung von Straßenbrücken im Bestand (Nachrechnungsrichtlinie), Bonn/Berlin, 05/2011, 1. Ergänzung, 04/2015

Erfahrungen mit der Bewertung und Verstärkung stählerner Straßenbrücken

Prof. Dr.-Ing. Karsten Geißler

Fachgebiet Entwerfen und Konstruieren – Stahlbau, Technische Universität Berlin

Dr.-Ing. Josef Kraus

GMG Ingenieurgesellschaft Berlin

Zusammenfassung

Der Brückenbestand des Straßennetzes weist insbesondere durch die in den letzten Jahrzehnten permanente Verkehrslaststeigerung systemische Probleme auf. Allerdings kann nicht jedes Bauwerk zügig ersetzt werden. Für die Bewertung der Brücken und damit die Priorisierung der Ersatzneubauten steht seit ca. 10 Jahren die „Nachrechnungsrichtlinie für Straßenbrücken“ zur Verfügung. Im vorliegenden Beitrag wird die Nachrechnung in den 4 Bewertungsstufen thematisiert. Auf die beiden für Stahlbrücken wichtigen Themenbereiche Beultragfähigkeit und Ermüdungssicherheit, für die häufig in den niedrigen Bewertungsstufen 1 und 2 rechnerisch kein befriedigendes Ergebnis erreicht werden kann, wird besonders eingegangen. Weiterhin wird die meist zielführende Einbindung von Bauwerksmonitoring in die Nachrechnung erläutert.

1. Normative Grundlagen der Bewertung

Für die Bewertung von Brücken steht seit ca. 10 Jahren die Nachrechnungsrichtlinie für Straßenbrücken [1] zur Verfügung. Die Nachrechnung kann bedarfsweise in 4 Stufen verfeinert werden, wobei die Stufe 1 i. W. den Regelungen für die Neubemessung eines Bauwerks entspricht. Aufgrund der Weiterentwicklung der Einwirkungs- und Bemessungsnormen ist es dabei systemisch, dass einige Nachweise in der Stufe 1 der Nachrechnung nicht erbracht werden können. In Stufe 2 der Nachrechnung können bestimmte Nachweise modifiziert angewandt werden, wobei diese Ergebnisse mit eingeschränkter Nutzungsdauer bzw. -parametern verbunden sind.

Insofern die rechnerischen Nachweise im Grenzzustand der Tragfähigkeit (GZT) und der Ermüdungssicherheit weiterhin kein befriedigendes Ergebnis aufweisen, ist das zwar ein Indiz für eine hohe Auslastung des Tragwerks, muss aber noch nicht dessen zu geringe Zuverlässigkeit bedeuten. Dieser Bereich wird durch die Stufen 3 und 4 der Nachrechnungsrichtlinie erfasst (siehe Abb. 1). Hier werden die weitergehenden Methoden zur noch gezielteren (objektspezifischen) Ausnutzung rechnerischer Reserven angegeben.

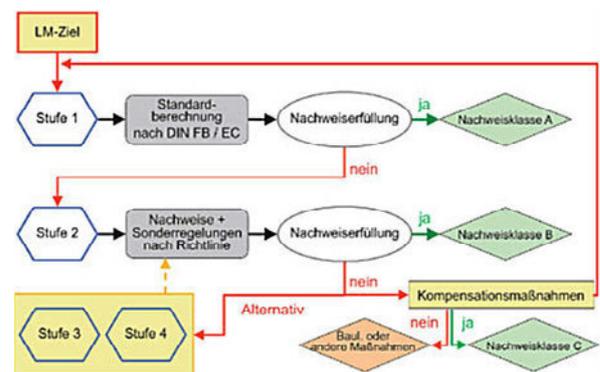


Abb. 1: Bewertungsstufen Brückennachrechnung [1]

Die Methoden der Stufe 3, also die Umsetzung von Messergebnissen zum Tragwerk, sollen dabei im Regelfall vor den speziellen „wissenschaftlichen“ Rechenmethoden der Stufe 4 eingesetzt werden, da erfahrungsgemäß durch die realistische Erfassung der Beanspruchungen bereits ein großer Nutzen erreicht werden kann. Die Methoden in Stufe 3 umfassen i. W.:

- 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).

Ein sicherheitsrelevantes Bauwerksmonitoring ist der Stufe 4 zuzuordnen und bedingt eine zugehörige Maßnahmenkette bei Grenzwertüberschreitungen. Weiterhin betreffen die Methoden in Stufe 4 insbesondere die geometrisch und physikalisch nichtlinearen Berechnungsverfahren, zuverlässigkeitstheoretische Methoden bzw. Nachweise sowie Verkehrslastsimulationen zur rechnerischen Begründung objektspezifischer Lastmodelle im GZT bzw. für Ermüdung.

Im Folgenden wird neben einem kurzen Kommentar zu den einwirkungsseitigen Aspekten auf zwei zentrale Problembereiche der Nachrechnung von Stahlbrücken, die Tragsicherheit (dabei insbesondere die Beulsicherheit) sowie die Ermüdungssicherheit, näher eingegangen.

2. Sicherheitskonzept und Einwirkungen

Nach früheren Vorschriften geplante Tragwerke mit geringeren einwirkungsseitigen Bemessungswerten sind heute häufig – systemisch bedingt – bei Nachrechnung auf Basis der Eurocodes nicht nachweisbar. Eine „Neubauvorsorge“ ist allerdings in der Nachrechnung nur in wesentlich geringerem Umfang erforderlich. Es ist entsprechend zu prüfen, inwieweit das Defizit wegen einwirkungsseitig geringerer Werte früherer Bemessung durch begründete Minderung der aktuellen Teilsicherheitsbeiwerte etwas ausgeglichen werden kann. Bei Bestandsbauwerken liegen Vorkenntnisse vor, welche die bei der Planung anzusetzenden Unsicherheiten verringern. Dazu zählen Informationen über die tatsächlichen Abmessungen, Eigenlasten und Festigkeiten der Bauteile. Die Wahrscheinlichkeit grober Fehler in der Planungs- und Ausführungsphase ist bei Bestandsbauten, die viele Jahre schadensfrei gestanden haben und mindestens alle 6 Jahre inspiziert werden, deutlich verringert.

In [3] wird vorgeschlagen, bei der Begründung der erforderlichen Teilsicherheitsfaktoren für die zeitveränderlichen Einwirkungen bzw. für probabilistische Nachweise davon auszugehen, dass für die Nachrechnung eines Bestandstragwerkes im guten Zustand ein Zuverlässigkeitsindex $\beta_{\text{erf}} = 3,2$ ausreichend wäre. Es stellt sich die Frage, ob dieser Ansatz richtig ist, denn die gesellschaftlich akzeptierte Versagenswahrscheinlichkeit, d.h. die Zielzuverlässigkeit, sollte nicht verändert werden. Allerdings ist der rechnerische Spielraum für den Nachweis der Zuverlässigkeit bei Bestandsbauwerken größer, da mehrere Eingangsparameter wegen der reduzierten o. g. Unsicherheiten weniger streuen. Diese Thematik muss weiter aufgearbeitet werden, da viele Bauwerke trotz deren möglicherweise ausreichender Zuverlässigkeit nicht mehr mit den traditionellen Berechnungskonzepten nachweisbar sind.

Unabhängig von diesen grundlegenden Fragen sind folgende Aspekte nach Auffassung der Autoren für die Nachrechnung von stählernen Straßenbrücken zu diskutieren:

- Der Teilsicherheitsfaktor $\gamma_G = 1,20$ für ein durch Aufmaß kontrolliertes Eigengewicht der Stahlkonstruktion ist akzeptabel. In diesem Fall sind spezifische Festlegungen zum Kontrollaufwand verbunden, womit die Streuung der jeweiligen Last eingegrenzt wird. Es wird allerdings darauf hingewiesen, dass die Gewichte der „Kleinbauteile“ wie Knotenbleche, Verbindungsmittel, Korrosionsschutz etc. bei Nachrechnungen sorgfältig ermittelt werden müssen, da ein pauschaler Faktor von z. B. 5 % diese Gewichte stark unterschätzen kann.
- Die Bemessungswerte der Beanspruchungen infolge vertikaler Straßenverkehrslasten sind – wie bereits festgelegt – mit dem Teilsicherheitsbeiwert $\gamma_F = 1,50$ bei Ansatz des LM 1 nach DIN-Fb 101 zu ermitteln, da die charakteristischen Werte deutlich geringer als bei Ansatz des LMM nach EC 1 zur Abdeckung zukünftiger Straßenverkehrslasten sind. Wegen der relativ großen Streuung der Extremwerte der Straßenverkehrslasten ist pauschal zunächst keine günstigere Regelung möglich.
- Nur auf der Basis von Bauwerksmonitoring (s. [15]) oder Verkehrslastsimulationen (s. [14]) können die charakteristischen Werte modifiziert begründet werden. In diesem Fall müssen die extremalen dynamischen Überhöhungen mit innerhalb des charakteristischen Wertes abgebildet werden.
- Die heute gegenüber früheren Vorschriften ungünstigeren Temperatureinwirkungen sind besonders zu beachten. Für die Beurteilung der Temperatureinwirkungen spielt neben den bekannten Einflussfaktoren auch die geografische Ausrichtung des Bauwerks (insbesondere Richtung und Dauer der täglichen Sonneneinstrahlung) eine Rolle.
- Für typische durch Straßenverkehr und vertikale Temperaturdifferenz gleichzeitig beanspruchte Tragwerke wurde durch probabilistische Analysen begründet (vgl. [4], [5], [6]), dass in der Nachrechnung der Kombinationsbeiwert $\psi_0 = 0,50$ für die Temperatureinwirkung (im GZT als Begleiteinwirkung zum Straßenverkehr) möglich wäre. Der Teilsicherheitsbeiwert für die Temperatureinwirkung sollte aber mit 1,35 bestehen bleiben.

3. Grenzzustand der Tragfähigkeit

3.1 Erforderliche Nachweise

Für die Nachweise der Querschnittstragfähigkeit werden analog zur Neubemessung die Bemessungswerte der Beanspruchungen und der jeweiligen Grenztragfähigkeit gegenübergestellt. Da früher die Vergleichsspannung nicht explizit nachgewiesen wurde, kann es in oberen bzw. unteren Randbereichen durchlaufender Stege über Innenstützen zu rechnerischen Überschreitungen des Nachweises kommen, die aber meist diskutiert werden können.

Hinsichtlich der Tragfähigkeit von bis ca. 1970 noch verwendeten Nietverbindungen ergaben sich mit der bisherigen Regelung der Nachrechnungsrichtlinie (die analog

zu den Schraubennachweisen ist) häufig zu ungünstige Nachweisergebnisse. Das mechanische Werkstoffverhalten der Niete ist allerdings nicht deckungsgleich mit dem spröderen Verhalten (hochfester) Schrauben, sondern eher mit dem des Grundmaterials zu vergleichen (vgl. erforderliche Bruchdehnung von ca. 30 % für Niete nach DIN 101, Abb. 2). Das gute Werkstoffverhalten der Niete kann berücksichtigt werden, indem der widerstandsseitige Teilsicherheitsbeiwert für den Abschnernachweis der Niete St 34 bzw. St 36 und St 44 nicht mit $\gamma_{M2} = 1,25$, sondern wie für das Grundmaterial mit γ_{M0} (bzw. alternativ ein entsprechend höherer Vorfaktor für die Abschertragfähigkeit, derzeit $\alpha = 0,60$) angesetzt werden kann.

3) Niete aus Stahl von 10 mm Durchmesser an Technische Lieferbedingungen.					DIN 101 Entwurf April 1952
1. Einführung. Die technischen Lieferbedingungen bezwecken, Niete für den Regelbedarf ergänzend zu den Maßnormblättern eindeutig zu bestimmen, Beschaffenheit u. Güteprüfung sowie die Handhabung der Lieferung u. Abnahme festzulegen.					
2. Bezeichnung. Bei Bestellung von Nieten sind die nach den Maßnormblättern jeweils anzuwendenden Bezeichnungen anzugeben.					
3. Beschaffenheit.					
3.1 Werkstoffigenschaften.					
3.11 Festigkeitseigenschaften.					
Markenbezeichnung	Stahlart	Zugfestigkeit kg/mm ²	Bruchdehnung L ₀ = 5 d % mindestens	Scherfestigkeit kg/mm ²	Geeignet für Herstellung der Rohniete
TU St 34 ¹⁾	Thomasstahl unberühigt	34 bis 42	30	25 bis 36	nur für Warmstauchung
MU St 34	Siemens-Martin-Stahl unberühigt	34 bis 42	30	25 bis 36	
MR St 34	Siemens-Martin-Stahl berühigt	34 bis 42	30	25 bis 36	
Q St 34	Siemens-Martin-Stahl unberühigt	34 bis 42	30	25 bis 36	vornehmlich für Kaltstauchung
MR St 44	Siemens-Martin-Stahl berühigt	44 bis 52	24	33 bis 44	für Warmstauchung

Kaltgepreßte Niete müssen nach der Herstellung normalgeglüht werden.

Abb. 2: Auszug aus DIN 101 (1952) zu Anforderungen an Nietwerkstoffe

Für die Stabstabilität wird der Bezug auf die gemäß Eurocode erforderlichen Nachweise mit den differenzierten europäischen Knickspannungslinien (einschließlich der zugehörigen rechnerischen Stabimperfektionen) hergestellt. Das Biegeknicken und das Biegedrillknicken kann wahlweise nach dem Ersatzstabverfahren oder mit einer Berechnung nach Theorie II. Ordnung nachgewiesen werden. Die Differenzierung der Teilsicherheitsbeiwerte für reines Festigkeitsversagen und für Stabilitätsversagen, wie es in der Neubemessung mit $\gamma_{M0} = 1,0$ und $\gamma_{M1} = 1,10$ angewandt wird, ist auch für die Nachrechnung notwendig.

3.2 Nachweis der Beultragfähigkeit

Der Nachweis gegen Plattenbeulen ist mit Bezug auf DIN EN 1993-1-5 [9] zu führen. Dabei ist in der Nachrechnung von Brücken zunächst das Verfahren mit Grenzbeulspannungen (DIN EN 1993-1-5, Abschn. 10) mit den von dort referenzierten Beulabminderungskurven anzuwenden. Dieses Rechenverfahren ermöglicht auch die direkte Einbindung von FE- Ergebnissen für komplex beanspruchte Beulfeldgeometrien.

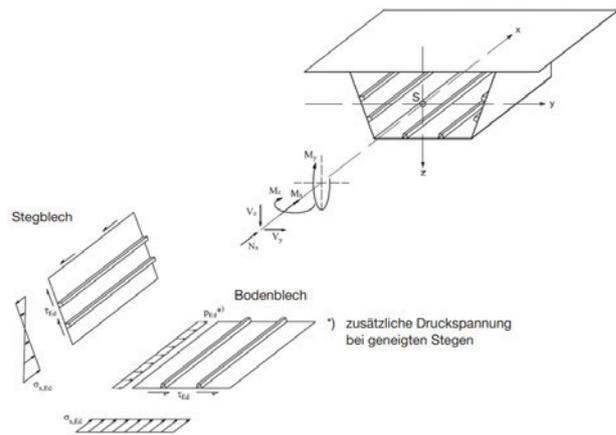


Abb. 3: Beulfelder an einem Kastenquerschnitt

Die Beulabminderungskurve für Längsspannungen der DIN EN 1993-1-5 entspricht nur für das Gesamtfeld und einem Spannungsverhältnis $\psi = 1,0$ (konstanter Druck) früheren Festlegungen der DAST-Ri 012 [10] bzw. DIN 18800-3 [11]. Einzelfelder wiesen nach den früheren deutschen Normen etwas höher liegende und damit günstigere Beulabminderungskurven auf. Die Beulabminderungskurve für Schubspannungen liegt nach DIN EN 1993-1-5 für verformbare Auflagersteifen etwas tiefer als nach früheren deutschen Normen. Entsprechend ergeben sich Auswirkungen auf den Interaktionsnachweis.

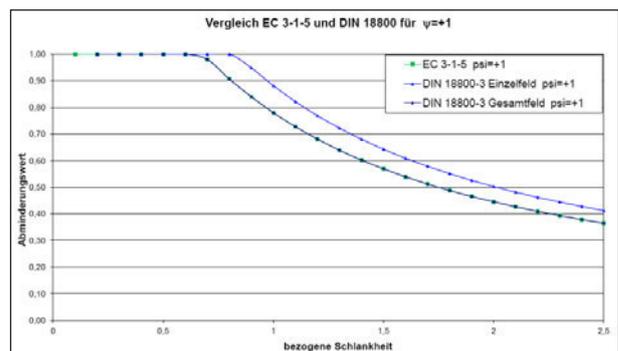
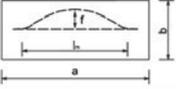
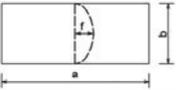
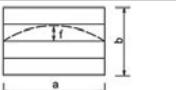
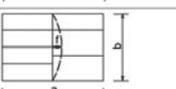


Abb. 4: Beulabminderungskurven für Längsspannungen mit $\psi = 1,0$ nach DIN EN 1993-1-5 und DIN 18800-3, aus [12]

Das alternative Rechenverfahren mit wirksamen Querschnitten berücksichtigt eine (überkritische) Umlagerung der Längsbeanspruchungen innerhalb des Querschnittes. Dieses Verfahren sollte erst zur Anwendung kommen, wenn die linear-elastischen Beulnachweise nach Abschnitt 10 (Grenzbeulspannungen) nicht erfüllt werden können. Deutliche Vorteile ergeben sich mit dem nicht-linearen Verfahren vor allem im Bereich der biegebeanspruchten Stege, da dort die Umlagerungen über der Querschnittshöhe häufig am größten sind.

Die in der Fertigung einzuhaltenen geometrischen Toleranzen der Beulfelder sind für Neubauten in der ZTV-ING geregelt, s. Abb. 5. Sollten diese Werte am Bestandsbauwerk überschritten werden, wird eine FE-Berechnung nach Th. II. Ordnung mit Imperfektionen (Vorbeulen) erforderlich. Die Größe der anzusetzenden Imperfektion muss dabei mindestens der gemessenen Geometrie entsprechen, allerdings unter Berücksichtigung, dass die Beanspruchungen infolge Eigengewicht bereits in die Konstruktion eingetragen sind. Im Einzelfall ist noch ein Zuschlag auf den Stich der gemessenen Geometrie der Vorbeulen zur Berücksichtigung von Eigenspannungen (strukturelle Imperfektion) vorzunehmen. Allerdings wäre die für stabförmige Bauteile geltende Näherung, dass geometrische und strukturelle Imperfektionen jeweils in ungefähr gleicher Größe rechnerisch anzusetzen sind, hier zu ungünstig. Man kann davon ausgehen, dass die strukturellen Imperfektionen beim Beulen deutlich kleiner sind, wobei belastbare Untersuchungen hierzu nicht vorliegen.

1	unversteifte Beulfelder	allgemein		$f \leq l_m / 250$ $l_m = a$, wenn $a \leq 2b$ $l_m = 2b$, wenn $a > 2b$
2		mit Druckbeanspruchung in Querrichtung		$f \leq l_m / 250$ $l_m = b$, wenn $b \leq 2a$ $l_m = 2a$, wenn $b > 2a$
3	Längssteifen mit längsversteiften Beulfeldern			$f \leq a / 400$
4	Quersteifen in längs- und querversteiften Beulfeldern			$f \leq a / 400$ $f \leq b / 400$

Das Maß f ist senkrecht zur Plattenebene gerichtet.
 l_m Messlänge

Abb. 5: Toleranzen der Bauteile des Beulfeldes für den Neubau

Auf die Notwendigkeit der Überprüfung des knickstabähnlichen Verhaltens der Beulfelder wird besonders hingewiesen, da dieser sicherheitsrelevante Nachweis erst seit ca. Mitte der 1970er-Jahre in der Neubemessung normativ zwingend geführt worden ist. Er kann im vorliegenden Endzustand vor allem im Innenstützbereich für die Bodenbleche, aber auch die Stege, durchlaufender Hohlkastenbrücken relevant werden.

Der widerstandsseitige Teilsicherheitsbeiwert ist unabhängig vom Nachweisverfahren mit $\gamma_{M1} = 1,10$ anzusetzen – hier ist zukünftig nochmal zu diskutieren, ob nicht eine Differenzierung angezeigt ist oder ob die höheren Versagensfolgen z. B. bei knickstabähnlichem Verhalten des Gesamtfeldes im Vergleich zum Beulen eines Einzel-feldes anderweitig im Nachweis berücksichtigt werden.

3.3 Beispiel für Verstärkungsmaßnahmen

Eine mögliche Ertüchtigung hinsichtlich der Beultragfähigkeit soll am Beispiel einer größeren Stahlbrücke gezeigt werden. Das dreifeldrige Haupttragsystem mit Einzelstützweiten von 67,9 m, 143,3 m und 68,4 m besteht aus drei parallelen Hohlkästen. Die beiden äußeren Hohlkästen wurden im Jahr 1963 und der mittlere Hohlkasten 1977 errichtet. Die Überbauten sind durch Koppelverbände kraftschlüssig miteinander verbunden.

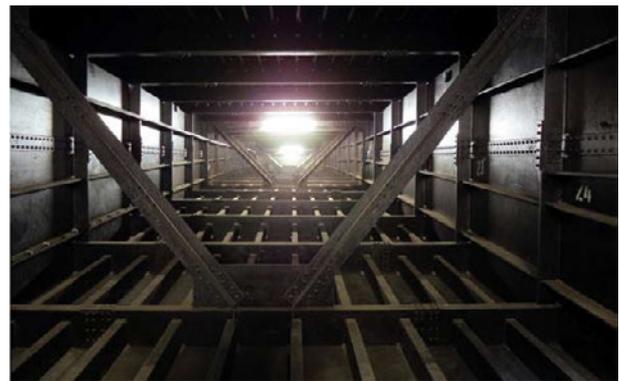


Abb. 6: Ansicht und Querschnitt der Autobahnbrücke

Im Rahmen der Nachrechnung dieses Bauwerks wurden u.a. Defizite der Beultragfähigkeit identifiziert, deren rechnerische Ursachen zum einen in der überarbeiteten Nachweisführung im Vergleich zur Ursprungsstatik sowie in der Anpassung der normativen Verkehrslastmodelle wegen Zunahme des Schwerverkehrs in den letzten Jahrzehnten liegen.

Die Ertüchtigung erfolgt sowohl durch den Einbau neuer als auch durch Verstärkung bestehender Beulsteifen, hier vorwiegend an den Hauptträgerstegen der Innenstützbereiche. Rechnerisch liegt damit der Fall eines Beulfeldes mit unterschiedlichen Steifen vor, die sowohl hinsichtlich knickstabähnlichem Verhalten als auch der Neigung offener Steifen zum Drillknicken separat zu betrachten sind.

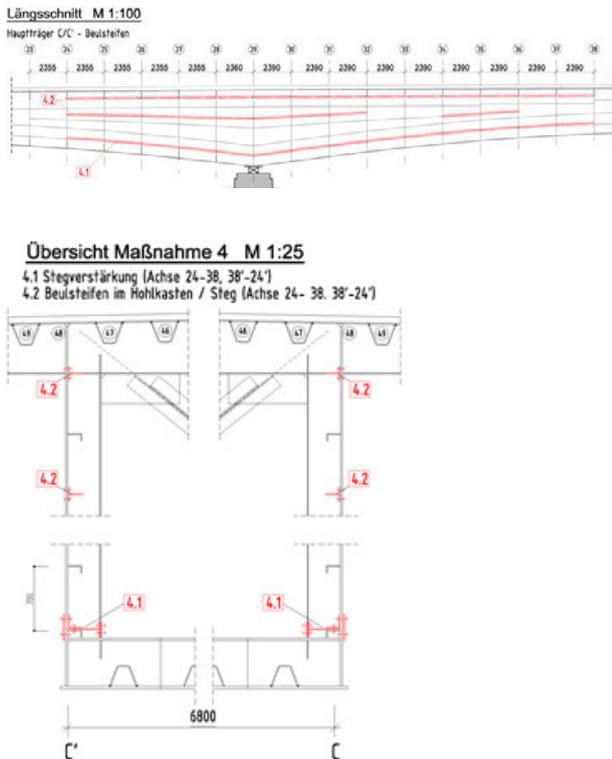


Abb. 7: Ertüchtigung der Hauptträgerstege im Stützbe-
reich) zur Erhöhung der Beultragfähigkeit

Besondere Beachtung ist für Tragwerke der Bauzeit bis ca. 1970 der Schweißbarkeit der Stähle zu widmen. Bei zu hohem Kohlenstoffäquivalent ist eine besondere Abstimmung der eingesetzten Zusatzstoffe und Schweißverfahren vorzunehmen bzw. – wenn möglich – für ermüdungsbeanspruchte Bauteile ganz auf Schweißungen zu verzichten. Hier erfolgt deshalb der Anschluss an den Bestand über vorgespannte Passschrauben. Zu berücksichtigen ist der teilweise erhebliche Aufwand für Einpassarbeiten, z. B. an Querschotten oder Montagestößen, sowie ein eventuell erforderlicher Toleranzausgleich wegen Unebenheiten der Steg- und Bodenbleche.

4. Ermüdungssicherheit

4.1 Nachweisverfahren – allgemein

Die realitätsnahe Beurteilung der Ermüdungssicherheit ist bei der Bewertung von Brücken von großer Bedeutung. Die Nachweisführung gegen Ermüdung kann grundsätzlich (mit steigendem Aufwand) erfolgen:

- bei kleinem Maximalwert des Kollektivs der Spannungsdifferenzen als Dauerfestigkeitsnachweis,
- als Betriebsfestigkeitsnachweis mit schadigungsäquivalenten Spannungsdifferenzen, für Straßenbrücken unter Ansatz des ELM 3 und zugehörigen Betriebslastfaktoren,
- als Betriebsfestigkeitsnachweis mit direkter Berechnung der akkumulierten Schadenssumme über ein

Mehrstufenkollektiv (für Straßenbrücken i. d. R. vereinfacht durch das ELM 4).

4.2 Nachweisverfahren nach Nachrechnungsrichtlinie [1], Bewertungsstufen 1 und 2

In Stufe 1 sind die Ermüdungsbeanspruchungen auf Grundlage des ELM 3 (Abb. 8) unter Berücksichtigung der Schadensäquivalenzfaktoren λ zu ermitteln. Die sich ergebende schadigungsäquivalente Spannungsschwingbreite $\Delta\sigma_E$ ist als Einstufenkollektiv mit $n_E = 2 \times 10^6$ äquivalent zum mehrstufigen Beanspruchungskollektiv des realen Verkehrs und wird zur Nachweisführung dem wiederum n_E -fachen Kennwert des lokal vorliegenden Kerbfalls $\Delta\sigma_C$ i.d.R. nach [13] gegenübergestellt.

$$\Delta\sigma_E = \varphi_{fat} \cdot \underbrace{\lambda_1}_{\text{System}} \cdot \underbrace{\lambda_2}_{\text{Art}} \cdot \underbrace{\lambda_3}_N \cdot \underbrace{\lambda_4}_{n \text{ Spuren}} \cdot \Delta\sigma_{ELM 3} \leq \lambda_{max}$$

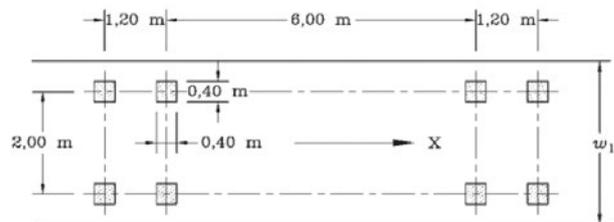


Abb. 8: ELM 3 – Modell mit 4 Achsen à 120 kN

Wesentlich ist bei bestehenden Bauwerken die im Gegensatz zum Neubau bessere Datenlage hinsichtlich Verkehrsaufkommen und -zusammensetzung (λ_2), s.a. [14]. Das tatsächliche Verkehrsaufkommen wird über den Parameter N_{obs} (Schwerverkehrsstärke je Jahr im 1. Fahrstreifen) gut abgebildet. Defizite lagen bisher jedoch bei der Berücksichtigung der Verkehrsart mit ihrem großen Einfluss vor. Diese war im Stahlbau bislang über Q_{m1} nicht abbildbar. Durch eine aktuelle Neuregelung wurde der Einfluss der Verkehrsart bzw. -zusammensetzung bereits in der ersten Stufe der Nachrechnung berücksichtigt (Tabelle 1 und Tabelle 2), was erheblichen Einfluss auf die Ergebnisse haben kann, siehe Abb. 9.

Tabelle 1: Schadensäquivalenzfaktoren λ_2 für Baustahl

bis 2022 geltende Regelung	Aktualisiert (2022)
$\lambda_2 = \frac{Q_{m1}}{480 \text{ kN}} \sqrt[5]{\frac{N_{obs}}{0,5 \cdot 10^6}}$ bei Neubauten: $\lambda_2 \geq 1,10$ n. ARS 22/2012 $(Q_{m1} = 400 \text{ kN})$ $(N_{obs} = 2,0 \cdot 10^6)$	$\lambda_2 = \bar{Q} \cdot \sqrt[5]{\frac{N_{obs}}{0,5 \cdot 10^6}}$

Tabelle 2: Aktualisierung und Vereinheitlichung der Beiwerte für die Verkehrsart \bar{Q} für Bauteile aus Spann- bzw. Betonstahl (k_2) sowie Baustahl ($m_2 = 5$)

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

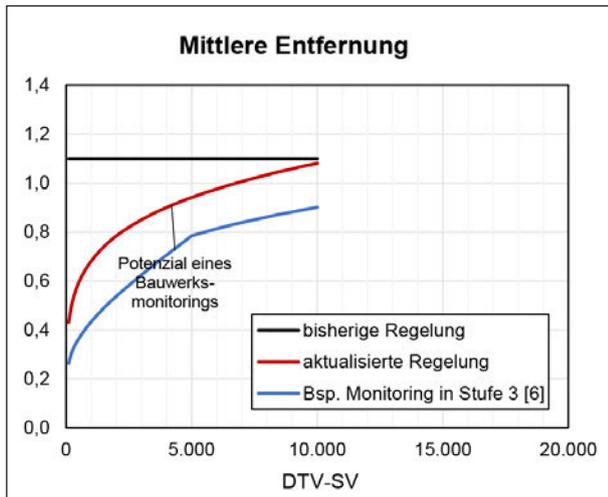


Abb. 9: Vergleich bisheriger und aktualisierter Regelung zur Berücksichtigung der Verkehrsart über

In Stufe 2 der Nachrechnungsrichtlinie kann der Nachweis der Ermüdungssicherheit alternativ über die direkte Berechnung der Schadenssumme D erfolgen. Dieses Nachweisformat basiert auf einem modifizierten ELM 4 mit einer Gruppe von Lastkraftwagen, welche eine Analogie zum realen Schwerverkehr darstellen und je Lkw über ein zugehöriges (schädigungsäquivalentes) Gesamtgewicht, feste Achsabstände und Radaufstandsfläche definiert ist. Das ELM 4 ist in vielen Fällen genauer als das ELM 3, sollte jedoch nur angewendet werden, wenn „die gleichzeitige Anwesenheit von mehreren Lkw auf der Brücke unberücksichtigt bleiben kann“, ist also praktisch auf Bauwerke mit kurzen und mittleren Stützweiten oder mit sehr geringer Verkehrsstärke begrenzt. Mit dem Nachweisformat über das ELM 4 entfällt die Linearisierung der Bezugs-Wöhlerlinie, welche bei der Kalibrierung der Schadensäquivalenzfaktoren des ELM 3 erforderlich ist, vgl. [8]. Dadurch liefert der Nachweis (durch

die mögliche Berücksichtigung einer Dauerfestigkeitsgrenze) realistischere Ergebnisse.

4.3 Weitergehende Ermüdungsnachweise gemäß Nachrechnungsrichtlinie, Stufen 3 und 4

Insofern in der Nachrechnung die rechnerischen Nachweise der Ermüdungssicherheit nach Stufen 1 oder 2 kein befriedigendes Ergebnis aufweisen, ist das zwar ein Indiz für eine hohe Auslastung des Tragwerks infolge Verkehrsbelastung, muss aber noch nicht dessen zu geringe Ermüdungssicherheit bedeuten. Dieser Bereich wird durch die Stufe 3 (s. Abschnitt 5) und Stufe 4 der Nachrechnungsrichtlinie erfasst – mit den diesen Stufen wird das Potenzial geschaffen, rechnerische Reserven der Bauwerke noch besser auszunutzen.

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. Die objektspezifische – auf die Tragfähigkeit und/oder Ermüdung bezogene – Kalibrierung des rechnerischen Lastmodells bietet für die Bewertung bestehender Brücken eine wichtige Alternative zu sonst erforderlichen Kompensationsmaßnahmen.

4.4 Beispiel für Ertüchtigungsmaßnahmen

Die Detailausbildung älterer Stahlbrücken entspricht häufig nicht den heutigen Anforderungen hinsichtlich Ermüdung, insbesondere an Elementen der orthotropen Fahrbahnplatte sowie am Quertragsystem. Verstärkt wird das Problem durch die in den Anfangsjahren der großflächigen Schweißanwendungen teilweise noch reduzierte Schweißnahtqualität. Das Beispiel der o. g. Stahlbrücke zeigt diese gravierenden Defizite der Ermüdungssicherheit u. a. an den Details der Querrahmenkonstruktionen, s. Abb. 10. Die lokal am Anschluss der Querträger an die Vertikalsteifen vielfach bereits aufgetretenen Ermüdungsrisse zeigen eindeutig, dass nicht nur ein rechnerisches Defizit vorliegt.

Im Rahmen des Ertüchtigungskonzeptes wurde ein zweistufiges Vorgehen gewählt, bestehend a) aus einer Notinstandsetzung vorhandener und teilweise bereits in Richtung Hauptträgersteg gewachsener Risse sowie b) das nachträgliche Einsetzen relativ kerbfreier Eckbleche. Mit den Eckblechen werden die gerissenen Bereiche entlastet und die Kerbwirkung an den Schadensstellen verringert. Die Ermüdungsbeanspruchungen werden damit in weniger belastete bzw. weniger geschädigte Bereiche umgelagert.

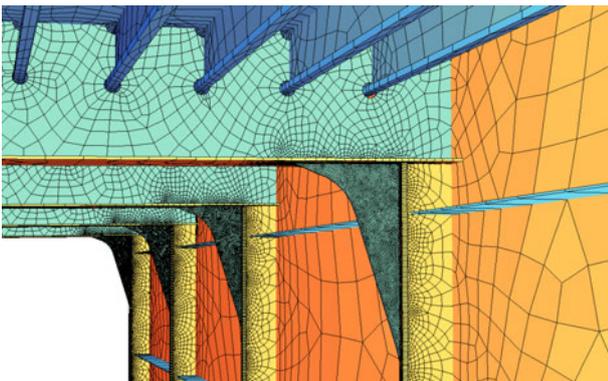
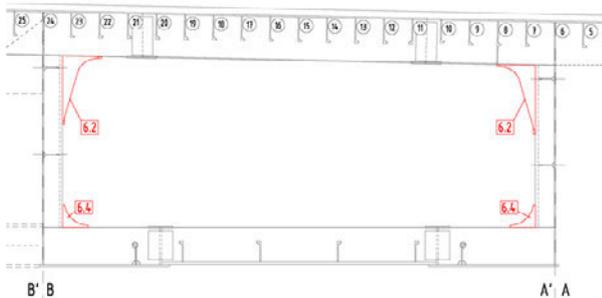


Abb. 10: Ermüdungsschäden an den Querrahmen-Eckbereichen, zugehöriges numerisches Modell

Maßnahme 6 - Querrahmen M 1:25



Maßnahme 6.2 M 1:10

Eckbleche an den oberen Ecken aller Querrahmen
(Anschluss Querträger zu Vertikalsteife)
Achsen aller Querrahmen
Hohlkästen A/B und A'/B'

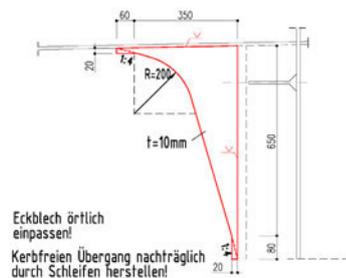


Abb. 11: Sanierung der Querrahmenecken zur Verbesserung der Ermüdungssicherheit

Aufgrund der schwach ausgebildeten Querrahmen sind hier die normativen Ermüdungsnachweise trotz umfangreicher Verstärkungsmaßnahmen nicht gänzlich erfüllbar (bzw. wären dies erst bei einem unwirtschaftlichen Mehraufwand). Die Ermüdungssicherheit wird jedoch mit den Maßnahmen im Gegensatz zum Ist-Zustand trotzdem um Größenordnungen verbessert. Für die verbleibende Nutzungsdauer wurde neben den in DIN 1076 vorgesehenen Prüfintervallen von 3 bzw. 6 Jahren eine mindestens jährliche Sonderprüfung der Stellen mit weiterhin rechnerisch unzureichender Ermüdungsfestigkeit festgelegt. Nach der so sichergestellten rechtzeitigen Feststellung neuer Ermüdungsrisse sind diese in Anlehnung an bereits erprobte Notinstandsetzungsmaßnahmen zu sanieren.

5. Messtechnische Bewertung in Stufe 3

5.1 Stand der Technik hinsichtlich Bauwerksmonitoring zur Brückenbewertung

Grundsätzlich ist bei statischen oder dynamischen Messungen an Brücken zwischen Systemmessungen zur Modellkalibrierung mit entsprechend optimierter Berechnung und dem Bauwerksmonitoring zur Langzeiterfassung und Auswertung von Beanspruchungen bzw. ggf. objektspezifischen Kalibrierung der Lastmodelle zu unterscheiden, s. Abb. 12. Die Stufe 3 der Nachrechnungsrichtlinie beinhaltet nicht nur die Bauwerksmessungen an sich, sondern insbesondere auch ein vorgeschaltetes Konzept mit eindeutiger, auf den Ergebnissen der Stufe 2 basierender Zielstellung, und weiterhin die punktuell wiederholte Nachweisführung mithilfe der aus den Messungen gewonnenen zusätzlichen Informationen. Deshalb ist die Bezeichnung „Messwertgestützte Bewertung“ passend. Wegen der komplexen Thematik ist Stufe 3 auch nur von Ingenieuren/innen, die über ausgewiesene Erfahrungen sowohl im Brückenbau als auch der Messtechnik verfügen, anzuwenden.

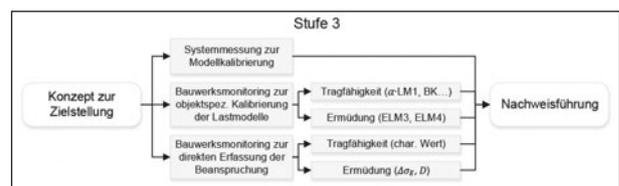


Abb. 12: Überblick zu den Möglichkeiten in Stufe 3

Systemmessungen

Durch die Systemmessung und die darauf basierende Modellkalibrierung kann man häufig bereits viel erreichen. In jedem Fall fördert sie das Verständnis für das tatsächliche Tragverhalten und damit die Beurteilung der Nachrechnungsergebnisse. Die Messungen finden unter definierter Belastung im Gebrauchslastbereich statt. Im Rahmen der Nachweisführung des GZT ist zu beachten, ob möglicherweise ein nichtlineares Verhalten des Bauteils bzw. Tragsystems oberhalb des (messtechnisch er-

fassten) Gebrauchslastniveaus auftreten könnte und dann rechnerisch zu berücksichtigen ist.

Systemmessungen mit Modellkalibrierung werden normalerweise auch immer eingangs eines Bauwerksmonitoring durchgeführt. Durch Fahrten von Lkw unterschiedlicher Geschwindigkeit können Hinweise zum dynamischen Verhalten von Bauteilen bzw. des Tragwerks und seiner Steifigkeitsverteilung gewonnen werden. Eine automatisierte Modelloptimierung, die aber erst bei maßgeblichem Einfluss mehrerer Parameter sinnvoll wird, bezeichnet man als FE-Update.

Statische oder dynamische Systemmessungen führen immer zu einer Reduzierung der Modellunsicherheiten (was man im Einzelfall rechnerisch begründet auch in reduzierten Teilsicherheitsbeiwerten ausdrücken kann) und in der Konsequenz zu einer präziseren Nachweisführung.

Bauwerksmonitoring

Bauwerksmonitoring, als kontinuierliche Messung über einen längeren Zeitraum, kann nach aktualisierter Ausgabe der Nachrechnungsrichtlinie bereits in Stufe 3 zur objektspezifischen Kalibrierung der Lastmodelle verwendet werden. Dies betrifft je nach Anforderung die Lastmodelle für die Nachweise der Tragfähigkeit (s. Abschnitt 5.2), vor allem aber der Ermüdungssicherheit (Abschnitt 5.3). Dabei ist zu bedenken, dass Bauwerksmonitoring den Ist-Zustand analysiert und daher im Zuge der Auswertung eine Verkehrsprognose für die Zukunft zu berücksichtigen ist.

5.2 Gemessene Extremwertverteilungen für Nachweise im GZT

Die objektspezifische Kalibrierung der Lastmodelle für die Tragfähigkeit (α_{NR} ·LM 1 oder BK xx, vgl. [7]) wird wegen der maßgeblichen Auswirkungen nur im Ausnahmefall und mit Zustimmung der Straßenbauverwaltung vorgenommen. Weiterhin ist zu beachten, dass bei objektbezogenen Lastmodellen die einfache Behandlung im Genehmigungsverfahren für Schwerverkehr verloren geht.

Hierfür sind Messzeiträume von mindestens 12 Monaten erforderlich. Zu berücksichtigen sind immer auch mögliche Situationen des Baustellenverkehrs (im positiven wie negativen Sinn).

Auf Grundlage der temperaturkompensierten Messdaten werden unter Beachtung des erforderlichen Grundzeitintervalls Verteilungen der Extremwerte gebildet, z. B. aus den 52 Wochenextrema bei einer einjährigen Messung und einer daran angepassten Gumbelverteilung, s. Abb. 13. Diese dient anschließend im Rahmen einer statistischen Extrapolation zur Ableitung eines charakteristischen Wertes, siehe z. B. [15] bei Ansatz der Gumbelverteilung:

$$E_{K, Mess} = m \cdot [1 - 0,78 \cdot v \cdot (0,5772 + \ln \{-\ln q\})]$$

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

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

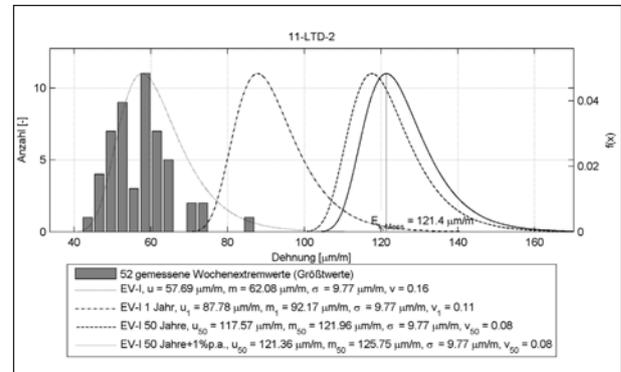


Abb. 13: Gemessene Wochenextremwerte und Extrapolation auf den Bezugszeitraum

Die das Tragwerk betreffenden Zwangsbeanspruchungen infolge Temperatur sind messtechnisch immer separat zu erfassen, d.h. bezüglich ihrer Extremwerte getrennt von den Verkehrsbeanspruchungen auszuwerten.

Die Teilsicherheitsbeiwerte in der Nachrechnung sind analog den Festlegungen der Nachrechnungsrichtlinie zu verwenden.

5.3 Gemessene Beanspruchungskollektive für Nachweise der Ermüdungssicherheit

Eine objektspezifische Kalibrierung der Ermüdungslastmodelle (ELM 3 oder ELM 4) oder ein direkter Ermüdungsnachweis ist auf Grundlage eines Messzeitraumes von i.d.R. 2 – 3 Monaten möglich, wobei zu beachten ist, dass die Messungen innerhalb des Regel-Verkehrszustandes stattfinden. Auf Grundlage der temperaturkompensierten Messdaten wird eine Rainflow-Zählung durchgeführt, die das Beanspruchungskollektiv infolge des Straßenverkehrs liefert. Die so berechenbare Schädigung D bzw. rückgerechnete schadensäquivalente Schwingbreite $\Delta\sigma_{E, Mess}$ wird anschließend genutzt, um das Ermüdungslastmodell entsprechend den örtlichen Gegebenheiten zu kalibrieren. Der Vorteil dieser Methode ist, dass für die eigentliche Nachweisführung in Stufe 3 dann dieses Lastmodell genutzt werden kann, um Ermüdungsnachweise auch an den anderen Bauteilen des Tragwerks (eine gleichermaßen richtige Charakteristik durch das Ermüdungslastmodell vorausgesetzt) zu führen.

Alternativ können die Ermüdungsnachweise auch direkt über eine Schadensakkumulationsberechnung mit den gemessenen Beanspruchungskollektiven geführt werden. Dieses Vorgehen kann allerdings nur an wenigen (maß-

gebenden) Tragwerkspunkten realisiert werden, um den messtechnischen Aufwand vertretbar zu halten. Sinnvolle Einsatzszenarien sind Bauteile, wo 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. Einwirkungsseitig sind beim Ermüdungsnachweis keine Sicherheitsbeiwerte erforderlich, da die Ermüdungsnachweise mit Gebrauchslasten geführt werden. Die widerstandsseitigen Teilsicherheitsbeiwerte sind analog der Festlegungen der Nachrechnungsrichtlinie anzusetzen. Für die o. g. Stahlbrücke ist das Tragsystem durch die nachträgliche Kopplung der Hohlkästen verschiedener Bauzeiten als kompliziert zu bewerten und Abweichungen der tatsächlichen Beanspruchungen von den berechneten nicht unwahrscheinlich. Um im Vorfeld der Ertüchtigung das rechnerische Tragwerksmodell zu verifizieren, die Beanspruchungen der zu verstärkenden Bauteile zweifelsfrei festzustellen und auch die Ursachen für die Entstehung der Ermüdungsrisse an Querrahmen und Querverbänden zu bestätigen, wurde die Brücke zeitweilig mit einer Dauermessanlage ausgerüstet, s. Abb. 14. Über die Klassierung der Verkehrsbeanspruchungen wurde eine belastbare Aussage zu den real einwirkenden Lastkollektiven möglich. Parallel dazu wurden die Beanspruchungskollektive an mehreren kritischen Tragwerkspunkten direkt gemessen, s. z. B. Abb. 15, die als Grundlage für eine direkte Berechnung der Schadenssumme nach der Schadensakkumulationshypothese von Palmgren/Miner dienen. Bereits anhand der Beanspruchungskollektive (Abb. 15) wurde für mehrere Messpunkte des Quertragsystems deutlich, dass die Beanspruchungen im hoch ermüdungswirksamen Bereich liegen und damit die Wahrscheinlichkeit für Ermüdungsrisse groß ist.

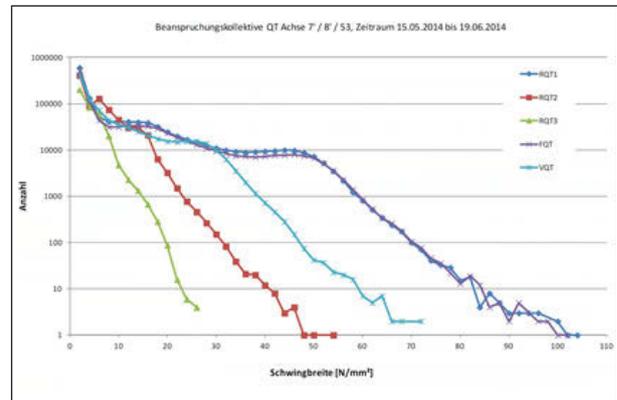


Abb. 15: Gemessene Beanspruchungskollektive für Bauteile des Quertragsystems

6. Weitergehende Maßnahmen (Bewertungsstufe 4)

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

Zu den geometrisch und physikalisch nichtlinearen Berechnungsverfahren zählen nach heutigem Kenntnisstand vor allem:

- nichtlineare Berechnung der Beanspruchungen bei stetiger Laststeigerung und zugehörige Nachweise im GZT,
- rechnerische Überprüfung des Umlagerungsvermögens und damit der Schadenstoleranz bzw. Robustheit von einzelnen Bauteilen und/oder im Tragsystem,

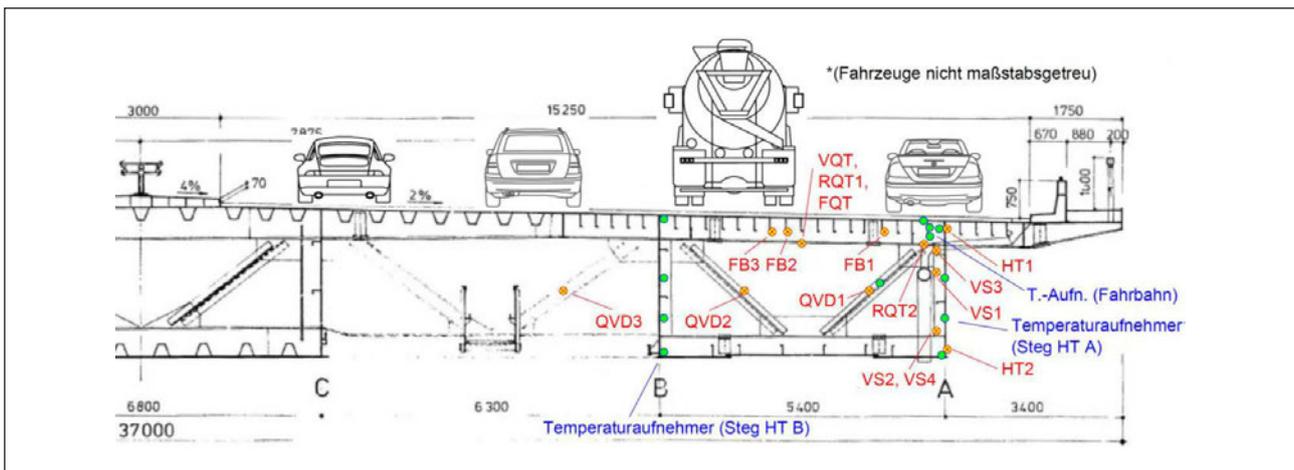


Abb. 14: Messstellen am Quertragsystem

- Ermüdungsberechnungen mit nichtlinearen Schadensakkumulationshypothesen einschließlich bruchmechanischer Berechnung der Restnutzungsdauer.

Neben den nichtlinearen Berechnungsverfahren werden voraussichtlich in nächster Zeit die probabilistischen Berechnungsmethoden an Bedeutung gewinnen, konkret können das sein:

- zuverlässigkeitstheoretische Analysen zur Begründung von Modifikationen der normativen Sicherheits- und Kombinationsfaktoren,
- direkte zuverlässigkeitstheoretische Nachweise (Berechnung der Versagenswahrscheinlichkeit und Nachweis auf diesem Niveau).

7. Ausblick

Die Nachrechnungsrichtlinie für Straßenbrücken bildet eine der wesentlichen Grundlagen, die Trag- und Ermüdungssicherheit der nicht selten hochbeanspruchten Bauwerke einzuschätzen und damit die erforderlichen Sanierungs-, Verstärkungs- und Ersatzbaumaßnahmen zu priorisieren. Trotz des bereits sehr entwickelten Regelwerkes sind in den nächsten Jahren weitere Ergänzungen bzw. Detaillierungen notwendig, um aus Sicht der Ingenieur*innen den anstehenden Aufgaben der Brückenbewertung zu entsprechen.

Dazu sind insbesondere die in Bewertungsstufe 4 angeführten Maßnahmen für die breite praktische Anwendbarkeit weiterzuentwickeln, insbesondere die direkte und durchgängige Nachweisführung auf Basis der Zuverlässigkeitstheorie. Nur so werden einige – rechnerisch nach bisherigem Regelwerk nicht mehr nachweisbare – Bauwerke bei ausreichender Zuverlässigkeit unter Betrieb zu halten sein, denn nicht jedes Bauwerk kann sofort ersatzneugebaut oder auch „nur“ verstärkt werden. Es gilt in jedem Einzelfall, ein Optimum zwischen der uneingeschränkten Verfügbarkeit der Tragwerke und deren technischer Zuverlässigkeit zu finden. Die möglichst lange Weiternutzung der bestehenden Bauwerke kann übrigens einen wesentlichen Beitrag zum optimalen Umgang mit knapper werdenden Ressourcen (Material, Ingenieurkapazität, Baukapazität) darstellen.

Literatur

- [1] BMVBS: Richtlinie zur Nachrechnung von Straßenbrücken im Bestand (2011)
- [2] Marzahn, G., et al.: Die Nachrechnung von bestehenden Straßenbrücken aus Beton (Beton-Kalender 2013: Lebensdauer und Instandsetzung)
- [3] DBV-Heft 24: Begründung eines reduzierten Zuverlässigkeitsindex und modifizierter Teilsicher-

heitsbeiwerte für Stahlbetontragwerke im Bestand. Deutscher Beton- und Bautechnik-Verein e.V. (Hrsg.), Berlin 2013, Autoren: Fischer, A.; Grünberg, J.; Schnell, J.; Stauder, F.

- [4] Frenzel, B., Freundt, U., König, G., Mangerig, I., Merzenich, G., Novak, B., Sedlacek, G., Sukhov, D.: Bestimmung von Kombinationsbeiwerten und -regeln für Einwirkungen auf Brücken, Forschung Straßenbau und Straßenverkehrstechnik, Heft 715, Bundesministerium für Verkehr, Bau- und Wohnungswesen, 1996
- [5] Frenzel, B.: Kombination der kurzzeitigen Lasten Verkehrslast und Temperaturunterschied für massive Straßenbrücken, unveröffentlichter Bericht 1989 zur Überarbeitung der TGL 32274/01 „Lastannahmen für Bauwerke, Grundsätze“
- [6] Geißler, K.: Überarbeitung der Richtlinie 805 – Gutachten zum Kombinationsbeiwert für vertikale Temperaturdifferenz, Gutachten für DB Netz 09/2021, unveröffentlicht
- [7] 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, BAST, 2018
- [8] Geißler, K., Kraus, J. K., Freundt, U., Böning, S.: Zukunftssicherheit der Ermüdungslastmodelle nach DIN EN 1991-2, Schlussbericht FE 15.0629/2016/FRB, BAST, 2018
- [9] DIN EN 1993-1-5: 2010-12: Eurocode 3: Bemessung und Konstruktion von Stahlbauten – Teil 1-5: – Plattenförmige Bauteile. Deutsche Fassung EN 1993-1-5:2006 + AC:2009, Beuth-Verlag Berlin
- [10] DAST-Richtlinie 012: Plattenbeulen, Deutscher Ausschuss für Stahlbau
- [11] DIN 18800-3: Stahlbauten – Teil 3: Stabilitätsfälle, Plattenbeulen. Beuth Verlag, Berlin 1990
- [12] Geißler, K.: Handbuch Brückenbau, Ernst und Sohn, 2014
- [13] DIN EN 1993-1-9: 2010-12: Eurocode 3: Bemessung und Konstruktion von Stahlbauten – Teil 1-9: Ermüdung. Deutsche Fassung EN 1993-1-9:2005 + AC:2009, Beuth-Verlag Berlin
- [14] Kraus, J. K.: Zur analytischen Herleitung von Verkehrslastmodellen für die Tragfähigkeit und Ermüdung von Straßenbrücken, Dissertation TU Berlin, 2021
- [15] Steffens, N.: Sicherheitsäquivalente Bewertung von Brücken durch Bauwerksmonitoring, Dissertation TU Berlin, 2019

Analytische und numerische Verfahren zur Brückennachrechnung der NRR

Univ.-Prof. Dr.-Ing. Josef Hegger

Institut für Massivbau (IMB), RWTH Aachen University

Zusammenfassung

Neben gestiegenen Verkehrslasten führen Weiterentwicklungen der Normen während der letzten Jahrzehnte zu höheren Anforderungen an Spannbetonbrücken. Darüber hinaus ist die Altersstruktur der Brücken im Bundesfernstraßennetz ein weiterer wesentlicher Grund für den schlechten Zustand zahlreicher Brückenbauwerke. Viele bestehende Spannbetonbrücken weisen aus den genannten Gründen rechnerische Defizite bei der Querkrafttragfähigkeit auf, obwohl sie trotz dieser Randbedingungen noch keine Querkraftrisse zeigen. Genauere Nachweise der Nachrechnungsrichtlinie, die 2011 erschienen, 2015 erstmals erweitert und jetzt in der BEM-ING nochmals verbessert sind, können hier helfen. Grundlage für die verfeinerten Bemessungsansätze sind Ergebnisse aus Forschungsvorhaben der vergangenen ca. zehn Jahre. Durch experimentelle und theoretische Untersuchungen in einem aktuellen durch die Bundesanstalt für Straßenwesen (BASt) finanzierten Forschungsprojekt sollen verfeinerte Berechnungsansätze für die Querkrafttragfähigkeit erarbeitet werden, die gegenüber den aktuellen Bemessungsansätzen weitere Querkrafttragreserven berücksichtigen.

1. Einleitung

Bei der Beurteilung der Standsicherheit bestehender Stahl- und Spannbetonbrücken ergeben sich auf Grundlage aktuell gültiger Bemessungsansätze in vielen Fällen konservative Tragfähigkeiten. Insbesondere die Querkrafttragfähigkeit von Bauwerken mit vergleichsweise geringen Querkraftbewehrungsgraden in den hoch vorgespannten Hauptträgern wird im Zuge der Nachrechnung teilweise erheblich unterschätzt. Infolgedessen wird der Zustand der betroffenen Bestandsbrücken schlechter eingeschätzt als wahrscheinlich erforderlich. Gründe für die rechnerischen Tragfähigkeitsdefizite sind vor allem das gestiegene Verkehrsaufkommen und die im Laufe der Zeit erhöhten Anforderungen an die bauliche Durchbildung der Bauwerke.

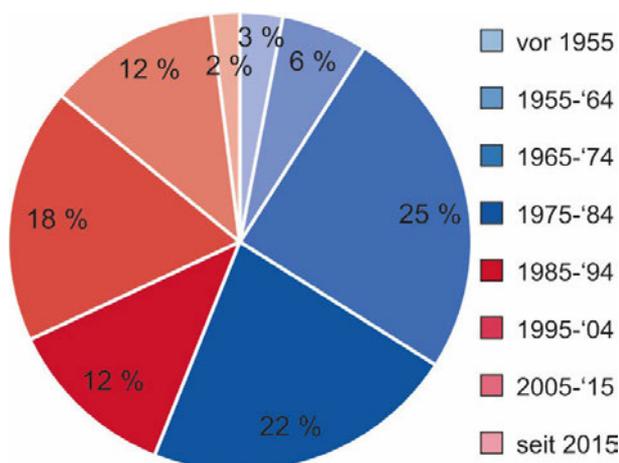


Abb. 1: Altersstruktur der Straßenbrücken im Bestand in Deutschland nach [1]; Grafik: IMB, RWTH Aachen

Ein Großteil der Brücken des Bundesfernstraßennetzes wurde vor 1985 gebaut (Abb. 1, blaue Bereiche). Seit-

dem sind beim Schwerlastverkehr erhebliche Steigerungen zu verzeichnen. Gemäß aktuellen Studien sind weitere Güterverkehrssteigerungen zu erwarten [2], wie Abb. 2 zeigt. Ein großer Teil der Bestandsbrücken wurde allerdings noch für das Lastmodell BK60 [3] bemessen.

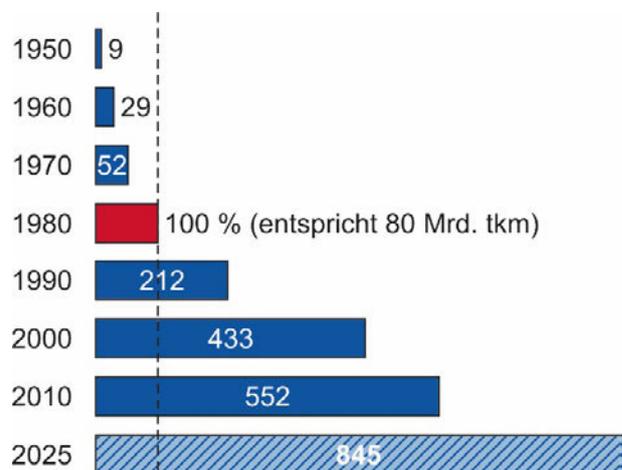


Abb. 2: Entwicklung der Beförderungsleistung auf Bundesfernstraßen [4], Grafik: IMB, RWTH Aachen

Zudem gab es in den letzten Jahrzehnten in den Normen eine Reihe von Modifikationen, die insbesondere für früher übliche Bewehrungsführungen eine Anwendung der dem Eurocode 2 [5–8] zugrundeliegenden Modelle (z. B. [9–11]) nicht ohne Weiteres zulassen. Beispielsweise gab es erst Ende der 1960er-Jahre erstmals einen Mindestwert des Querkraftbewehrungsgrades für das Haupttragssystem [12]. Darüber hinaus erfolgten verschiedene Anpassungen der Bemessungsansätze für Querkraft. Dies führt neben den höheren Einwirkungen zu rechnerischen Defiziten bei der Nachrechnung von Bestandsbauwerken gemäß DIN-Fachbericht 102 [13]. Es ergeben sich daher

rechnerisch erforderliche Querkraftbewehrungsgrade, die in den Stegen der Bestandsbauwerke nicht vorhanden sind [14]. Hinzu kommt der allgemein schlechte Gesamtzustand vieler Bestandsbrücken infolge des hohen Alters und der hohen Verkehrsbelastung [15].

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 (Abb. 3), wobei mit aufsteigender Nachrechnungsstufe sowohl die Genauigkeit der Berechnungsverfahren zunimmt als auch ein höherer Berechnungsaufwand entsteht. So sind in Stufe 2 u.a. Modifikationen in der Querkraft- und Torsionsbemessung bei Bestandsbrücken in Massivbauweise erlaubt, die entweder an die alte Normengeneration angelehnt sind (DIN 4227 vor 2003) oder auf neuen Erkenntnissen basieren.

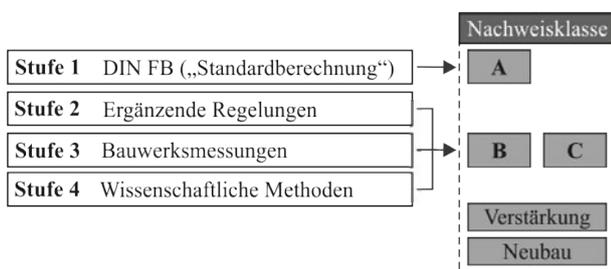


Abb. 3: Vierstufiges Verfahren der Nachrechnungsrichtlinie zur Bewertung der Standsicherheit von Brückenbauwerken

Lässt sich trotz der verfeinerten Berechnungsansätze keine ausreichende rechnerische Tragfähigkeit nachweisen, kann in Abhängigkeit der verkehrlichen Bedeutung und der örtlichen Randbedingungen eine genauere Untersuchung in Stufe 4 der Nachrechnungsrichtlinie erfolgen. Nichtlineare FE-Berechnungen ermöglichen neben Nachweisen zur Standsicherheit auch Untersuchungen zum Bauteiltragverhalten, die gezielte Hinweise für Bauwerkprüfungen (z.B. Bereiche mit Rissbildung) liefern.

2. Querkrafttragfähigkeit nach EC 2 [5–8] und DIN FB 102 [13]

2.1 Allgemeines

Nach aktuellen normativen Vorgaben wird bei der Querkraftbemessung zwischen Bauteilen mit und ohne Querkraftbewehrung unterschieden. Dabei weisen balkenförmige Bauteile stets eine Mindestquerkraftbewehrung auf, während Stahlbetonplatten auch ohne Querkraftbewehrung zulässig sind. Zudem ist bei Platten in Ort betonbauweise eine Ausführung ohne Querkraftbewehrung aus baupraktischer Sicht vorzuziehen, um den hohen Aufwand bei deren Einbau zu vermeiden.

2.2 Bauteile ohne Querkraftbewehrung

2.2.1 Schubzugversagen

Für einen ungerissenen Betonquerschnitt können die Hauptspannungen nach der Technischen Mechanik unter Annahme eines ebenen Spannungszustandes und linear-elastischer Materialgesetze bestimmt werden. Ein Versagen des Querschnitts tritt nicht ein, wenn die Hauptdruckspannungen die zulässige Betondruckfestigkeit und die Hauptzugspannungen die zulässige Betonzugfestigkeit nicht überschreiten. Ein Schubzugversagen tritt dann ein, wenn die schiefen Hauptzugspannungen die Betonzugfestigkeit vor der Biegerissbildung überschreiten, d. h., Schubrisse treten vor der Biegerissbildung auf. Dies kann insbesondere bei profilierten Bauteilen mit Vorspannung oder äußeren Drucknormalkräften der Fall sein.

2.2.2 Biegeschubversagen

Der aktuelle Bemessungsansatz für Querkraft ohne Querkraftbewehrung (Biegeschubversagen) nach EC 2 basiert auf dem Ansatz aus dem Model Code 1990 (MC 90) [16], der auf empirische Untersuchungen der 1960er Jahre zurückgeht [17]. Anhand von einigen Hundert Querkraftversuchen und theoretischen Vorüberlegungen zu potentiellen Einflussgrößen wurde über Regressionsanalysen ein Produktansatz für schlanke Bauteile hergeleitet, der aufgrund nachträglicher Auswertungen weiterer Versuche an gedungenen Bauteilen leicht modifiziert wurde [18]. Bei der Überführung in MC 90 wurde ein Faktor zur Berücksichtigung des Maßstabeffekts ergänzt. Dieser Bemessungsansatz wurde später ohne wesentliche Änderungen, abgesehen von der Vernachlässigung eines Parameters für die Schubschlankheit, in den EC 2 übernommen.

2.3 Bauteile mit Querkraftbewehrung

Dem Querkraftbemessungsansatz für Bauteile mit Querkraftbewehrung nach EC 2 mit Nationalem Anhang für Deutschland [8] liegt ein Fachwerkmodell mit Rissreibung zugrunde [10]. Entlang der im Winkel β_r verlaufenden Schubrisse können in diesem Modell zusätzliche Kräfte infolge Rissreibung übertragen werden. Dadurch ergeben sich rechnerisch kleinere Druckstrebenneigungswinkel θ . Aufgrund des unterschiedlichen Rissverhaltens von Bauteilen ohne und mit Querkraftbewehrung entspricht der Betontraganteil beim Nachweis für Bauteile mit Querkraftbewehrung nicht der Querkrafttragfähigkeit von Bauteilen ohne Querkraftbewehrung. Der Nachweis der Querkrafttragfähigkeit von Bauteilen mit Querkraftbewehrung umfasst sowohl den Nachweis der Druckstrebentragfähigkeit als auch den Nachweis der Zugstreben, der bei Bauteilen mit niedrigen Schubbewehrungsgraden aufgrund der nicht voll ausgenutzten Druckstrebentragfähigkeit maßgebend wird. Experimentelle Untersuchungen haben ergeben, dass nach dem Ausfall der Rissreibung Umlagerungen auf andere Traganteile stattfinden, sodass die aus dem Fachwerkmodell mit Rissreibung errechnete Traglast insbesondere bei Bautei-

len mit geringen Schubbewehrungsgraden die tatsächliche Bruchlast unterschätzt [19; 20].

3. Zusätzliche Regelungen der Nachrechnungsrichtlinie

3.1 Querkraft

3.1.1 Hauptspannungsnachweis

Für die Ergänzung [21] der Nachrechnungsrichtlinie von 2011 [22] wurde zur Vereinfachung der Nachweisführung und zur Vermeidung von iterativen Berechnungen vorgeschlagen, den Querkraftnachweis als Hauptzugspannungsnachweis zu führen [23–25], der für die unterschiedlichen Schnittgrößenkombinationen in mehreren Abschnitten entlang der Bauteilhöhe zu führen ist. Die zusätzlichen Festlegungen beruhen auf Untersuchungen in [26; 27]. So wurden die zulässigen Randzugspannungen im Grenzzustand der Tragfähigkeit für den Fall, dass innerhalb der Flansche Zugspannungen infolge der Biegebeanspruchung des Längssystems auftreten, auf f_{ctm} erhöht. Außerdem ist für Spannbetonbauteile mit einem vorhandenen Querkraftbewehrungsgrad von mindestens etwa 50 % der nach DIN FB 102 erforderlichen Mindestquerkraftbewehrung nach den Bauteilversuchen kein sprödes Versagen zu erwarten. Da Spannbetonträger mit zunehmender Vorspannung weniger duktil versagen, wird auf Basis der Untersuchungen für Bauteile, die mindestens über die nach DIN FB 102 erforderliche Mindestquerkraftbewehrung verfügen, eine Begrenzung der Betondruckspannungen empfohlen. Die zulässigen Betondruckspannungen dürfen für Querkraftbewehrungsgrade zwischen dem 0,5- und dem 1,0-Fachen der Mindestquerkraftbewehrung linear interpoliert werden. Für Bauteile, in denen weniger als das 0,5-Fache der Mindestquerkraftbewehrung enthalten ist, wurde ein Abminderungsbeiwert für die rechnerische Betonzugfestigkeit von $\alpha_{ct} = 0,85$ eingeführt, um der Gefahr eines spröden Bruchverhaltens bei geringen Querkraftbewehrungsgraden vorzubeugen. Für Bauteile, die mindestens einen 0,5-fachen Mindestquerkraftbewehrungsgrad aufweisen, darf dagegen ein gegenüber EC 2 erhöhter Beiwert von $\alpha_{ct} = 1,0$ verwendet werden, da Versuchsergebnissen zufolge nach der Schubrissbildung noch ausreichende Tragreserven existieren [28].

3.1.2 Modifiziertes Fachwerkmodell mit Rissreibung

Im Nationalen Anwendungsdokument für Deutschland zum EC 2 wird die Druckstrebenneigung auf $29,7^\circ$ ($\cot \theta = 1,75$) als unterer Grenzwert für den Brückenneubau beschränkt. Bei Brückennachrechnungen nach Stufe 2 darf der minimal zulässige Druckstrebenwinkel unter bestimmten Voraussetzungen auch auf $21,8^\circ$ ($\cot \theta = 2,5$), bzw. $18,4^\circ$ ($\cot \theta = 3,0$) verringert werden, was jedoch häufig wegen der zusätzlichen Begrenzung durch das Rissreibungskriterium nicht möglich ist und daher nur eine geringe rechnerische Verbesserung der Querkrafttragfähigkeit ergibt.

3.2 Torsion

Die Schnittgrößenverteilung in statisch unbestimmten Systemen hängt von den Steifigkeitsverhältnissen im Querschnitt ab. In Untersuchungen konnte nachgewiesen werden, dass das Tragverhalten im Grenzzustand der Tragfähigkeit durch eine Abminderung der Torsionssteifigkeit der Hauptträger infolge Rissbildung realitätsnah abgebildet wird [23; 29]. In der ersten Ergänzung zur Nachrechnungsrichtlinie wurde daher unter Berücksichtigung einer Fallunterscheidung festgelegt, dass bei der Schnittgrößenermittlung mehrstegiger Plattenbalkenbrücken die Torsionssteifigkeit ohne weiteren Nachweis abgemindert werden darf.

4. Untersuchungen für die 2. Ergänzung der Nachrechnungsrichtlinie

4.1 Allgemeines

In [30] wurde u. a. festgestellt, dass sich insbesondere bei kleinen Querkraftbewehrungsgraden mit $\rho_{w,vorh} < \rho_{w,min}$ deutlich höhere Querkrafttragfähigkeiten ergeben als rechnerisch über das Fachwerkmodell ermittelt. Dies konnte auch durch die Ergebnisse anderer Untersuchungen bestätigt werden [31–33]. Daher wurde ein erweitertes Fachwerkmodell mit additivem Betontraganteil hergeleitet, das die Querkrafttragfähigkeit von Spannbetonträgern mit geringem Bügelbewehrungsgrad wirtschaftlicher abbildet als aktuelle Ansätze [34]. Weiterhin wurde ein Ansatz zur Anrechenbarkeit von Spanngliedern auf die Torsionslängsbewehrung formuliert und Anwendungsregeln für heute nicht mehr zulässige Bügelformen in Bestandsbrücken erarbeitet [30].

4.2 Erweitertes Fachwerkmodell mit additivem Betontraganteil

4.2.1 Allgemeines

Bereits in den Anfängen des Stahlbetonbaus wurde auf Basis von Versuchsergebnissen vermutet, dass zusätzlich zur Fachwerktragwirkung der Bügel ein Betontraganteil existiert [35]. Die Addition eines Betontraganteils, der dem Anteil eines unbewehrten Bauteils entspricht, war auch in den Regeln von Model Code 1978 [36] enthalten. Auch im Model Code 2010 [37] wird als Level-III-Ansatz ein additiver Betontraganteil vorgeschlagen, der mit der Querkrafttragfähigkeit eines Bauteils ohne Querkraftbewehrung identisch ist.

Versuchskörper mit geringen Querkraftbewehrungsgraden weisen beim Versagen einen einzelnen konzentrierten Schubriss und keine gleichmäßig verteilten Schubrisse wie bei Bauteilen mit höheren Schubbewehrungsgraden auf. Zudem verläuft dieser Schubriss nicht gerade, sondern oft gekrümmt, wie es für Bauteile ohne Querkraftbewehrung zu beobachten ist (z. B. [38; 39]). Weiterhin zeigen Versuche an Spannbetonträgern, dass eine Berücksichtigung der veränderlichen Druckzonenhöhe bei Ermittlung der Querkrafttragfähigkeiten zutreffendere Ergebnisse liefert (z. B. [28; 40; 41]). Diese Beobachtungen belegen, dass ein kontinuierlicher Übergang

des Tragverhaltens von Trägern ohne zu Trägern mit geringer Querkraftbewehrung existiert.

4.2.2 Berechnungsvorschlag

Zur Bestimmung der Querkrafttragfähigkeit von Bauteilen ohne Querkraftbewehrung wurde der bisherige Ansatz nach Gl. 6.2a aus dem DIN FB 102 übernommen. Auf Grundlage einer Datenbankauswertung wurden lediglich die Beiwerte k_1 zur Berücksichtigung der günstigen Wirkung von Drucknormalspannungen infolge Vorspannung angepasst. Eingetragen im Plastizitätskreis ergeben sich u. a. die in Abb. 4 dargestellten Fälle.

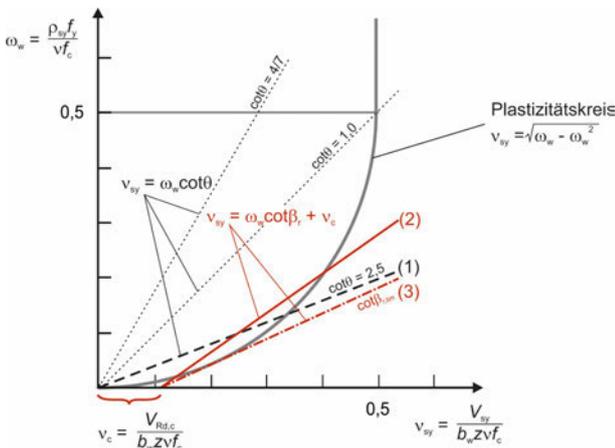


Abb. 4: Plastizitätskreis mit (1) Begrenzung des Druckstrebenwinkels θ auf $\cot \theta = 2,5$ und (2)/(3) Fachwerkmodellen mit Betontraganteil, Grafik: nach [42], IMB, RWTH Aachen

Die gestrichelt dargestellten Linien zeigen das Fachwerkmodell für verschiedene Neigungen des Druckstrebenwinkels, bspw. ergibt sich für $\cot \theta = 2,5$ 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 $\cot \beta_r$ begrenzt (Linie (3)). Weitere Informationen werden in [34; 42] gegeben. Das vorgestellte Modell ermöglicht einen rechnerisch fließenden Übergang von Bauteilen ohne zu Bauteilen mit Querkraftbewehrung.

5. Anwendungsbeispiel zur Nachrechnung in Stufe 4

5.1 Allgemeines

Im Rahmen der Nachrechnung von Bestandsbrücken in Stufe 2 der Nachrechnungsrichtlinie lässt sich trotz der verfeinerten Berechnungsansätze nicht immer eine ausreichende rechnerische Querkraft- und Torsionstragfähigkeit nachweisen. Zur Sicherstellung der Tragfähigkeit des Bauwerks kann eine entsprechende Verstärkungsmaßnahme vorgesehen werden. Alternativ kann eine genauere rechnerische Untersuchung der Brücke in Stufe 4 der Nachrechnungsrichtlinie erfolgen. Eine Anwendung wissenschaftlicher Verfahren in Stufe 4 erfordert die Abstimmung mit der zuständigen obersten Baubehörde. Hierzu sind entsprechende Erfahrungen des An-

wenders erforderlich. Weiterhin ist sicherzustellen, dass die verfahrensspezifischen Anwendungsgrenzen eingehalten werden können und das erreichbare Sicherheitsniveau sinnvoll ermittelt werden kann.

Die Nachrechnung in Stufe 4 ist insbesondere dann sinnvoll, wenn aufgrund der verkehrlichen Bedeutung des Bauwerks im Straßennetz kompensatorische Einschränkungen bis zur Fertigstellung der Verstärkungsmaßnahme (z. B. Spursperrung, Gewichtsbeschränkung, Sperrung für Schwertransporte) nicht vertretbar sind. Darüber hinaus kann eine solche Berechnung zielführend sein, wenn eine bauliche Verstärkung bzw. ein Ersatzneubau aufgrund der örtlichen Randbedingungen (z. B. Lichtraumprofile) oder der Kombination vorhandener rechnerischer Defizite nicht ohne weiteres möglich ist.

Die Berechnung in Stufe 4 der Nachrechnungsrichtlinie umfasst die Nachweisführung unter Anwendung wissenschaftlicher Methoden. Hierzu gehören neben verfeinerten analytischen Ansätzen [43; 44] unter anderem räumliche nichtlineare Finite Elemente-Berechnungen. Da in der Regel eine Überprüfung bzw. Validierung einer Berechnung in Stufe 4 nur durch andere wissenschaftliche Methoden möglich ist, ist eine Kombination der verschiedenen Berechnungsansätze zielführend.

Nichtlineare Finite Elemente-Berechnungen ermöglichen eine Untersuchung des Bauteiltragverhaltens nach Schubrissbildung unter Berücksichtigung möglicher Umlagerungsreserven im Zustand II. Darüber hinaus können basierend auf der Ermittlung des rechnerischen Ankündigungsverhaltens bis zum Versagen (z. B. Rissentwicklung) gezielte Maßnahmen zur Überprüfung des Bauwerks festgelegt werden. Im Folgenden wird die Anwendung anhand eines Bauwerks mit rechnerischen Tragfähigkeitsdefiziten aufgezeigt, zu dem im Rahmen von gutachterlichen Stellungnahmen und der statischen Prüfung Brückennachrechnungen durchgeführt wurden.

5.2 Berechnung eines Plattenbalkenquerschnitts

5.2.1 Vorstellung des Bauwerks

Das im Jahr 1959 errichtete Bauwerk dient der Überführung der BAB über eine Eisenbahntrasse und wurde für die Brückenklasse 60 nach DIN 4227 [45] bemessen. Der schiefwinklige Ortbetonüberbau wurde als längs vorgespannter Einfeldträger ausgebildet. Die Gesamtlänge des Überbaus beträgt 31,2 m bei einer Stützweite von 30,1 m. Die Konstruktionshöhe des 13,35 m breiten, sechsstegigen Plattenbalkenquerschnitts beträgt im Regelbereich 1,44 m. Der Überbau besitzt Endquerträger in beiden Auflagerachsen und Feldquerträger in den Viertelspunkten.

Am östlichen Widerlager werden die Kräfte in Brückenlängsrichtung über längsfeste Lager abgetragen. In Querrichtung werden die Kräfte über querfeste Lager in einer Längsachse aufgenommen. An den übrigen verschieblichen Auflagerpunkten liegt der Überbau auf Kalottenlagern auf.

Eine vorhergehende Nachrechnung des Bauwerks gemäß Nachrechnungsrichtlinie in den Stufen 1 und 2 für

das Ziellastniveau BK 45 nach DIN 1072 [46] mit Fahrbahneinengung ergab deutliche rechnerische Defizite der Querkraft- und Torsionstragfähigkeit der Längsträger.

5.2.2 Bauwerksmodellierung

Die statische Berechnung und Nachweisführung nach Stufe 4 der Nachrechnungsrichtlinie erfolgte mit Hilfe der nichtlinearen FEM-Software Limfes [47]. Dazu wurde der Überbau unter Berücksichtigung aller Voutungen und Querschnittsänderungen als räumliches Volumenmodell abgebildet. Abb. 5 zeigt einen Ausschnitt des dreidimensionalen Volumenmodells.

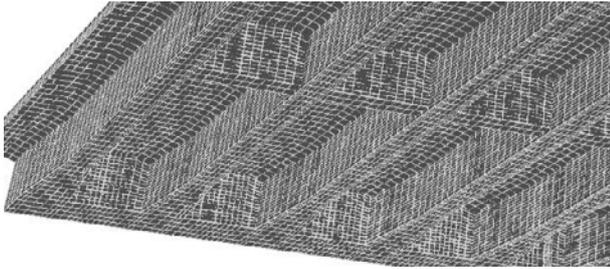


Abb. 5: Bauwerksabbildung im FE-System Limfes
Grafik: H+P Ingenieure

Die vorhandene Betonstahl- und Spannstahlbewehrung wurde gemäß den Bestandsplänen diskret eingegeben (Abb. 6). Hierbei wurde neben der Längs- und der Querbewehrung der Fahrbahnplatte sowie der vorhandenen Bügelbewehrung in den Stegen auch die Spaltzugbewehrung der Spannglieder implementiert.

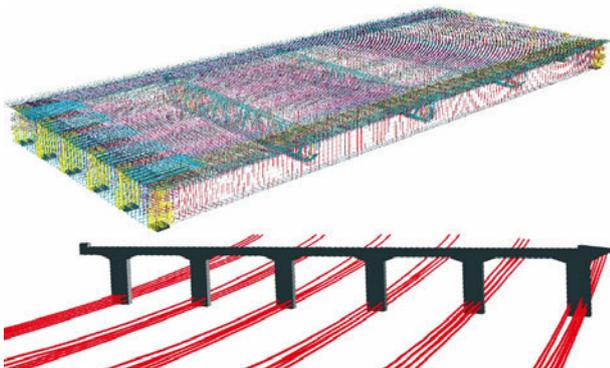


Abb. 6: Betonstahlbewehrung der gesamten Brücke (oben) und parabelförmige Spannglieder in Feldmitte (unten), Grafik: H+P Ingenieure

Das nichtlineare Werkstoffverhalten des Betons wurde unter Berücksichtigung der Betonzugfestigkeit durch das *Microplane*-Modell [48] beschrieben. Zur Abbildung der Bewehrungs- und Spannstahlelemente wurden elastisch-plastische Materialmodelle verwendet.

5.2.3 Berechnungsablauf

Ziel der Untersuchung war es, die rechnerische Tragfähigkeit des Brückenüberbaus unter der maximalen Beanspruchung (Querkraft und Torsion mit zugehöriger Biegung) für die maßgebende Stelle nachzuweisen. Dieser Nachweis ist erbracht, wenn sich bei der Berechnung unter der maßgebenden Bemessungskombination im Grenzzustand der Tragfähigkeit (1) ein stabiles Gleichgewicht einstellt und (2) die Grenzdehnungen (Beton, Beton- und Spannstahl) eingehalten sind.

Dann kann gemäß DIN-Fachbericht 102 [13] davon ausgegangen werden, dass der Widerstand des Tragwerks gegen Versagen mit ausreichender Sicherheit gegeben ist. Gemäß DIN FB 102 ist für die Einwirkungen die Ständige und Vorübergehende Bemessungssituation in Kombination mit einem einheitlichen Teilsicherheitsbeiwert von $\gamma_R = 1,3$ für die Baustoffkennwerte zu betrachten sowie dem (vgl. DIN FB 102, Kap. A.2.1).

Zur Nachweisführung in Stufe 4 werden vorab die relevanten Laststellungen auf Basis der Ergebnisse aus Stufe 2 identifiziert. In Abb. 7 sind die Ausbaulasten und die für die nichtlineare Berechnung maßgebende Verkehrslaststellung dargestellt.

Bei der nichtlinearen Systemanalyse werden alle Lasten unter Berücksichtigung der Teilsicherheitsbeiwerte in einem Lastfall betrachtet, da das Superpositionsprinzip nicht gültig ist. Die Lastaufbringung in einer nichtlinearen FE-Berechnung erfolgt hierbei schrittweise. Zunächst werden alle ständigen Lasten und die Vorspannung aufgebracht. Danach erfolgte analog zu den ständigen Lasten schrittweise die Aufbringung der Verkehrslast, sodass das Gebrauchstauglichkeitsniveau (LS GZG) erreicht wird. In den anschließenden Lastschritten wurden die ständigen Lasten und die Verkehrslast um die zugehörigen Teilsicherheitsbeiwerte von 1,35 bzw. 1,5 gesteigert. Zur Sicherstellung des nach DIN FB 102 geforderten Sicherheitsniveaus muss diese Laststufe in Verbindung mit dem einheitlichen Teilsicherheitsbeiwert der Baustoffkennwerte von 1,3 betrachtet werden. Die Laststellung LS GZT bildet damit das Tragfähigkeitsniveau nach DIN Fachbericht [13; 49] ab. Alle weiteren Laststufen darüber hinaus dienen der Untersuchung eventueller Tragfähigkeitsreserven.



Abb. 7: Ausbaulasten (links) und maßgebende Verkehrslaststellung (rechts), Grafik: H+P Ingenieure

5.2.4 Ergebnisse

Das angestrebte Sicherheitsniveau unter Berücksichtigung des globalen Teilsicherheitsbeiwerts von $\gamma_R = 1,3$ wurde erreicht. Die anschließende Steigerung der Verkehrslast bis zum Versagenszustand führte zu deutlichen Verformungen und Rissen. In Abb. 8 sind die Hauptdehnungen ϵ_1 in Hauptzugspannungsrichtung des Bauwerks im rechnerischen Grenzzustand der Tragfähigkeit und im Bruchzustand dargestellt. Der Hauptdehnungsverlauf kann hierbei dem Rissbild gleichgesetzt werden.

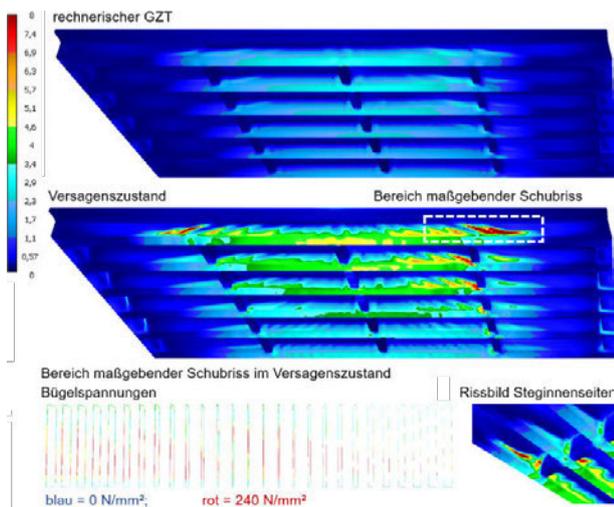


Abb. 8: Hauptdehnung ϵ_1 im GZT und im Versagenszustand (oben, unten rechts) und Bügelspannungen im Versagenszustand (unten links), Grafik: H+P Ingenieure

Unter den im GZT nach DIN FB anzusetzenden γ -fachen Lasten stellt sich eine Biegerissbildung im Feldbereich in den Stegen ein. Hierbei weist der Randsteg die größten Hauptzugdehnungen auf. Eine beginnende diagonale Schubrissbildung im Randsteg ist im Bereich des letzten Feldquerträgers festzustellen. Die Erhöhung der Verkehrslast führt bis zum Versagen sowohl zu einem deutlichen Wachstum dieses Schubrisses als auch zur Bildung zusätzlicher Schubrisse im Randsteg und den benachbarten Innenstegen. Die zweischnittige Bügelbewehrung ($f_{yk} = 240 \text{ N/mm}^2$) des Randsteges erreicht im Bereich der kreuzenden Schubrisse die Streckgrenze. Die große Laststeigerung zwischen rechnerischem GZT und Versagenszustand zeigt hierbei die Umlagerungsmöglichkeiten der Einwirkungen trotz des Fließens der Bügelbewehrung. Die damit verbundenen großen Verformungen des Überbaus resultieren in hohen Betonstauchungen. Die lokale Überschreitung der zulässigen Betondruckstauchungen ($\epsilon_c > 3,5 \%$) führt letztendlich zu einem Systemversagen, wobei vorher eine ausgeprägte Versagensankündigung oberhalb des nach DIN FB 102 geforderten Sicherheitsniveaus vorliegt.

Neben dem rechnerischen Nachweis der Tragfähigkeit unter kombinierter Querkraft-, Torsions- und Biegebeanspruchung konnten durch die Ermittlung des Ankündungsverhaltens die für Brückenprüfungen relevanten Trägerbereiche mit zugehörigen, kritischen Rissbildern identifiziert werden.

6. Vergleich mit Nachrechnungsbeispiel

In Abb. 9 werden die Ergebnisse einer in [23] beschriebenen Beispielbemessung für verschiedene Querkraftbemessungsansätze mit dem Fachwerkmodell mit additivem Betontraganteil gegenübergestellt. Dazu wird der Quotient aus der einwirkenden Querkraft V_{Ed} und der Querkrafttragfähigkeit entsprechend dem jeweiligen Modell V_{Rd} gebildet.

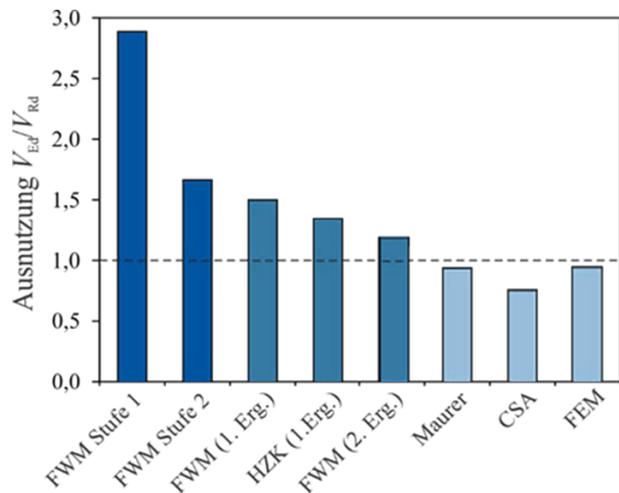


Abb. 9: Gegenüberstellung einer Beispielberechnung aus [23] mit dem Ergebnis nach dem vorgestellten Fachwerkmodell mit additivem Betontraganteil

Mit dem erweiterten Modell für Stufe 2 der Nachrechnungsrichtlinie ergibt sich eine höhere rechnerische Querkrafttragfähigkeit im Vergleich zu den anderen Ansätzen der Stufe 2. Obwohl die wissenschaftlichen Modelle nach Stufe 4, wie (1) das erweiterte Druckbogenmodell (Maurer), (2) die kanadische Norm und (3) FEM (hellblaue Balken in Abb. 9), geringere Ausnutzungsgrade ergeben, ist dennoch der Vorteil des Fachwerkmodells mit additivem Betontraganteil für diese Beispielberechnung deutlich erkennbar.

7. Zusammenfassung und aktuelle Untersuchungen

Durch eine Erweiterung der Querkraftnachweise in Stufe 2 der Nachrechnungsrichtlinie ist unter Ansatz eines Fachwerkmodells mit Betontraganteil insbesondere bei Brücken mit geringen Querkraftbewehrungsgraden eine zutreffendere Ermittlung der Querkrafttragfähigkeiten möglich. Der Betontraganteil wurde so definiert, dass sich ein stetiger Übergang der Querkrafttragfähigkeit von Bauteilen ohne Querkraftbewehrung zu Bauteilen mit Querkraftbewehrung ergibt. Dadurch ist eine progressivere und vor allem realitätsnähere Bewertung der Standsicherheit älterer Massivbrücken hinsichtlich Querkraft und Torsion möglich.

Darüber hinaus besitzen Spannbetonbrücken im Bestand weitere Tragreserven unter Querkraft- und Torsionsbeanspruchung. Hauptgründe für die noch vorhandenen Tragreserven sind zum einen die günstigen Einflüsse aus dem statischen System bei Durchlaufträgern (geringere Schubschlankheit im Vergleich zum Einfeldträger), der

Vorspannung (spätere Schubbrissbildung) und der Belastungsart (hohe Streckenlasten aus Eigengewicht im Vergleich zu Einzellasten aus Verkehr). Alle drei Faktoren reduzieren die effektive Schubslankheit und vergrößern die Querkrafttragfähigkeit.

Die Querkrafttragfähigkeit von Spannbetonbrücken mit geringen Querkraftbewehrungsgraden (0,5- bis 1,5-fache Mindestbewehrung) wird maßgeblich durch den Betontraganteil gesteuert. Der Betontraganteil ist dabei abhängig von der Querschnittsform (Rechteck-, T- oder I-Querschnitt), dem Vorspanngrad, dem Spannungszuwachs der geneigten Spannglieder und auch der der Momenten-Querkraftinteraktion (Schubslankheit). Bei der Aktivierung dieser Traganteile ist daher die Interaktion von Querkraft und Torsion genauer zu untersuchen.

In einem von der BAST finanzierten Forschungsvorhaben werden aktuell experimentelle und theoretische Untersuchungen zu diesen Fragestellungen durchgeführt [50]. An dem Forschungsprojekt sind drei Hochschulinstitute (RWTH Aachen, TU München, TU Dortmund) und zwei Ingenieurbüros (H+P Ingenieure, ZMI Ingenieure) beteiligt. Anhand von für die Praxis relevanten Untersuchungsparametern soll in diesem Projekt die Basis für eine weitere Verbesserung der Bemessungsansätze in Stufe 2 der NRR geschaffen werden. Um das Tragverhalten von Durchlaufsystemen unter Querkraftbeanspruchung und auch mit kombinierter Torsion zu untersuchen, werden 28 Versuche an großformatigen Spannbetondurchlaufträgern (RWTH Aachen: 16, TU Dortmund: 12) und zwölf Versuche an Spannbetonträgerausschnitten (TU München) durchgeführt. Ziel ist es, mit verfeinerten Bemessungsansätzen eine genauere rechnerische Abbildung der Traglastreserven in der NRR zu ermöglichen. Außerdem werden die wissenschaftlichen Verfahren in Stufe 4 der Nachrechnungsrichtlinie adressiert. Zurzeit dürfen nichtlineare FE-Berechnungen, das erweiterte Druckbogenmodell oder die *Modified Compression Field Theory* angewendet werden, wenn sich die Ergebnisse der Berechnungen durch andere Methoden bestätigen lassen. Mit allen Verfahren lassen sich hohe rechnerische Tragreserven ermitteln, da sie das nichtlineare Materialverhalten und das Systemtragverhalten zutreffender erfassen als eine vereinfachte Nachweisführung. Da die Überprüfung einer solchen Berechnung nur durch andere wissenschaftliche Methoden möglich ist, 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. Darauf aufbauend sollen Handlungsanweisungen erarbeitet werden, welche die Anwendung der Stufe-4-Verfahren für Tragwerksplaner und Straßenbauverwaltungen erleichtern und die Vergleichbarkeit verschiedener Stufe-4-Verfahren herstellen.

Literatur

- [1] Bundesministerium für Verkehr und digitale Infrastruktur (13.12.2018) *Bericht „Stand der Modernisierung von Straßenbrücken der Bundesfernstraßen“*.
- [2] Naumann, J. (2010) *Brücken und Schwerverkehr - Eine Bestandsaufnahme* in: Bauingenieur 85, H. 1, S. 1–9.
- [3] DIN 1072:1985-12 (Dezember 1985) *Straßen- und Wegbrücken - Lastannahmen*. Berlin: Beuth.
- [4] Bundesministerium für Verkehr, Bau und Stadtentwicklung (22.05.2013) *Strategie zur Ertüchtigung der Straßenbrücken im Bestand der Bundesfernstraßen* [Bericht].
- [5] DIN EN 1992-1-1:2011-01 (Januar 2011) *Eurocode 2: Bemessung und Konstruktion von Stahlbeton- und Spannbetontragwerken – Teil 1-1: Allgemeine Bemessungsregeln und Regeln für den Hochbau – Deutsche Fassung EN 1992-1-1:2004 + AC:2010*. Berlin: Beuth.
- [6] DIN EN 1992-2:2010-12 (Dezember 2010) *Eurocode 2: Bemessung und Konstruktion von Stahlbeton- und Spannbetontragwerken – Teil 2: Betonbrücken – Bemessungs- und Konstruktionsregeln – Deutsche Fassung EN 1992-2:2005 + AC:2008*. Berlin: Beuth.
- [7] DIN EN 1992-1-1/NA:2013-04 (April 2013) *Nationaler Anhang – National festgelegte Parameter – Eurocode 2: Bemessung und Konstruktion von Stahlbeton- und Spannbetontragwerken – Teil 1-1: Allgemeine Bemessungsregeln und Regeln für den Hochbau*. Berlin: Beuth.
- [8] DIN EN 1992-2/NA:2013-04 (April 2013) *Nationaler Anhang – National festgelegte Parameter – Eurocode 2: Bemessung und Konstruktion von Stahlbeton- und Spannbetontragwerken – Teil 2: Betonbrücken – Bemessungs- und Konstruktionsregeln*. Berlin: Beuth.
- [9] Deutscher Ausschuss für Stahlbeton (2012) *Erläuterungen zu DIN EN 1992-1-1 und DIN EN 1992-1-1/NA (Eurocode 2) – DAfStb-Heft 600*. Berlin: Beuth.
- [10] Reineck, K.-H. (2001) *Hintergründe zur Querkraftbemessung in DIN 1045-1 für Bauteile aus Konstruktionsbeton mit Querkraftbewehrung* in: Bauingenieur 76, H. 4, S. 168–179.
- [11] Hegger, J.; Görtz, S. (2006) *Querkraftmodell für Bauteile aus Normalbeton und Hochleistungsbeton* in: Beton- und Stahlbetonbau 101, H. 9, S. 695–705. <https://doi.org/10.1002/best.200600498>
- [12] Richtlinie (1969) *Zusätzliche Bestimmungen zu DIN 4227 für Brücken aus Spannbeton*. Berlin.
- [13] DIN-Fachbericht 102:2009-03 (März 2009) *DIN-Fachbericht 102 - Betonbrücken*. Berlin: Beuth.
- [14] Maurer, R.; Bätjer, G. (2007) *Sicherheit von Spannbetonbrücken - Entwicklung von Konstruktions- und Bemessungsgrundsätzen in Deutschland* in: Bauingenieur 82, H. 1, S. 14–24.

- [15] Zilch, K.; Weiher, H. (2006) *Untersuchung des Zustands der deutschen Spannbetonbrücken* in: Zilch, K. [Hrsg.]. München: Eigenverlag der TUM, S. 1–18.
- [16] Euro-International Committee for Concrete (1993) *CEB-FIP Model Code 1990 – Design code*. London: Telford.
- [17] Zsutty, T. C. (1968) *Beam Shear Strength Prediction by Analysis of Existing Data* in: ACI Journal 65, Nr. 6, pp. 943–951.
- [18] Zsutty, T. C. (1971) *Shear Strength Prediction for Seperate Categories of Simple Beam Tests* in: ACI Journal 68, Nr. 2, pp. 138–143.
- [19] Görtz, S. (2004) *Zum Schubrissverhalten von Stahlbeton- und Spannbetonbalken aus Normal- und Hochleistungsbeton* [Dissertation]. RWTH Aachen.
- [20] Herbrand, M. et al. (2016) *Einheitliches Querkraftmodell zur Bemessung von Stahl- und Spannbetonbrücken im Bestand* in: Beton- und Stahlbetonbau 111, H. 2, S. 58–67. <https://doi.org/10.1002/best.201500055>
- [21] (04 / 2015) *Richtlinie zur Nachrechnung von Straßenbrücken im Bestand I. Ergänzung – Nachrechnungsrichtlinie*. Bonn.
- [22] (05/ 2011) *Richtlinie zur Nachrechnung von Straßenbrücken im Bestand – Nachrechnungsrichtlinie*. Bonn.
- [23] Hegger, J. et al. (2014) *Beurteilung der Querkraft- und Torsionstragfähigkeit von Brücken im Bestand - Kurzfristige Lösungsansätze*. Institutsbericht 326/2013.
- [24] Hegger, J. et al. (2014) *Beurteilung der Querkrafttragfähigkeit des Längssystems von Spannbetonbrücken im Bestand* in: Bauingenieur 89, S. 500–510.
- [25] Hegger, J. et al. (2015) *Zur Anwendung des Hauptzugspannungskriteriums bei der Nachrechnung bestehender Spannbetonbrücken* in: Beton- und Stahlbetonbau 110, H. 2, S. 82–95. <https://doi.org/10.1002/best.201400106>
- [26] Hegger, J.; Herbrand, M. (2014) *Querkrafttragfähigkeit bestehender Spannbetonbrücken – Einfluss einer nachträglichen externen Vorspannung in Längsrichtung: [Bericht zum Forschungsprojekt FE 15.0498/2010/FRB: Einfluss einer nachträglichen externen Vorspannung in Längsrichtung auf die Querkrafttragfähigkeit bestehender Spannbetonbrücken]*. Hannover, Bremen: Fachverlag NW.
- [27] Herbrand, M.; Classen, M. (2015) *Shear tests on continuous prestressed concrete beams with external prestressing* in: Structural Concrete 16, Nr. 3, pp. 428–437. <https://doi.org/10.1002/suco.201400082>
- [28] Herbrand, M.; Hegger, J. (2013) *Experimentelle Untersuchungen zum Einfluss einer externen Vorspannung auf die Querkrafttragfähigkeit vorgespannter Durchlaufträger* in: Bauingenieur 88, H. 12, S. 428–437.
- [29] Kolodziejczyk, A. (2015) *Untersuchungen zum Kippen schlanker Stahlbeton- und Spannbetonträger beliebiger Geometrie mit der nichtlinearen FEM* [Dissertation]. TU Dortmund.
- [30] Hegger, J. et al. (2020) *Beurteilung der Querkraft- und Torsionstragfähigkeit von Brücken im Bestand - erweiterte Bemessungsansätze*. Brücken- und Ingenieurbau Heft B 150.
- [31] Huber, P.; Huber, T.; Kollegger, J. (2019) *Experimental and theoretical study on the shear behavior of single- and multi-span T- and I-shaped post-tensioned beams* in: Structural Concrete 25, H. 3, S. 266. <https://doi.org/10.1002/suco.201900085>
- [32] Huber, P. et al. (2016) *Rechnerische Beurteilung der Schubtragfähigkeit einer Spannbetonbrücke mit geringem Querkraft bewehrungsgrad* in: Beton- und Stahlbetonbau 111, H. 11, S. 706–715. <https://doi.org/10.1002/best.201600050>
- [33] Huber, P. et al. (2016) *Experimentelle Untersuchung zum Querkrafttragverhalten von Spannbetonträgern mit geringer Schubbewehrung* in: Bauingenieur 91, H. 6, S. 238–247. <https://doi.org/10.37544/0005-6650-2016-06-56>
- [34] Herbrand, M. (2017) *Shear Strength Models for Reinforced and Prestressed Concrete Members* [Dissertation]. RWTH Aachen University.
- [35] Talbot, A. N. (1909) *Tests of reinforced concrete beams: resistance to web stresses – Series of 1907 and 1908*.
- [36] Model Code 1978 (1978) *CEB-FIP-Mustervorschrift für Tragwerke aus Stahlbeton und Spannbeton (Übersetzung der französischen Originalfassung) – International Systems of Unified Standard - Codes of Practice for Structures*. Paris, Lausanne.
- [37] (2013) *fib Model Code for Concrete Structures 2010*. Berlin: Ernst & Sohn.
- [38] Frosch, R. J. (2000) *Behavior of Large-Scale Reinforced Concrete Beams with Minimum Shear Reinforcement* in: ACI Structural Journal 97, Nr. 6, pp. 814–820.
- [39] Lima de Resende, T.; da Conceição Domingues Shehata, L.; Abd El Malik Shehata, I. (2016) *Shear strength of self-compacting concrete beams with small stirrups ratios* in: Structural Concrete 17, Nr. 1, pp. 3–10. <https://doi.org/10.1002/suco.201400084>
- [40] Maurer, R.; Kiziltan, H. (2013) *Zum Einfluss des Druckbogens auf den Querkraftwiderstand von Spannbetonbalken* in: Bauingenieur 88, H. 4, S. 165–176.
- [41] Maurer, R. et al. (2014) *Querkraftversuch an einem Durchlaufträger aus Spannbeton* in: Beton- und Stahlbetonbau 109, H. 10, S. 654–665. <https://doi.org/10.1002/best.201400054>
- [42] Hegger, J. et al. (2018) *Beurteilung der Querkraft- und Torsionstragfähigkeit von Brücken im Bestand - erweiterte Bemessungsansätze*. Abschlussbericht 398/2017.
- [43] Vecchio, F. J.; Collins, M. P. (1986) *The Modified Compression-Field Theory for Reinforced Concrete Elements Subjected to Shear* in: ACI Struc-

- tural Journal 83, Nr. 2, pp. 219–231. <https://doi.org/10.14359/10416>
- [44] Kiziltan, H. (2012) *Zum Einfluss des Druckbogens auf den Schubwiderstand von Spannbetonbalken* [Dissertation]. Technische Universität Dortmund.
- [45] DIN 4227 (1953) *Spannbeton – Richtlinie für Bemessung und Ausführung*. Berlin: Beuth.
- [46] DIN 1072:1952-06 (Juni 1952) *Straßen- und Wegbrücken - Lastannahmen*. Berlin: Beuth.
- [47] Kerkeni, N. (2009) *Programmbeschreibung LIM-FES*.
- [48] Bažant, Z. P. et al. (2000) *Microplane Model M4 for Concrete – Part I: Formulation with Work-Conjugate Deviatoric Stress* in: Journal of Engineering Mechanics 126, Nr. 9, pp. 944–953.
- [49] DIN-Fachbericht 101:2009-03 (März 2009) *DIN-Fachbericht 101 - Einwirkungen auf Brücken*. Berlin: Beuth.
- [50] Hegger, J. et al. *Experimentelle und theoretische Untersuchungen zur Querkraft- und Torsionstragfähigkeit von Betonbrücken im Bestand – Aktuelles Forschungsprojekt BASt FE 15.0664/2020/DRB*.

Neue Erkenntnisse zur kombinierten Beanspruchung aus Biegung, Querkraft und Torsion (M+V+T)

Univ.-Prof. Dr.-Ing. Reinhard Maurer
TU Dortmund, Dortmund, Deutschland

Eva Stakalies M. Sc.
TU Dortmund, Dortmund, Deutschland

Zusammenfassung

Für Neubauten und in der Stufe 1 der Nachrechnung können die entsprechend konservativ ausgelegten Nachweise bei einer kombinierten Beanspruchung aus M+V+T getrennt geführt werden. Die so ermittelten Bewehrungen werden anschließend überlagert. Was die Begrenzung der Hauptdruckspannungen im Beton betrifft, so erfolgt lediglich für die kombinierte Beanspruchung aus V+T der Nachweis einer Interaktion für die geneigten Betondruckstreben im Steg. Dabei stellt sich die Frage, inwieweit hier auch M berücksichtigt werden muss, da auch M die Hauptdruckspannungen beeinflusst. Bei einer Bewertung bestehender Spannbetonbrücken durch eine Nachrechnung muss die Nachweisführung bei einer kombinierten Beanspruchung an die Nachweisformate der Stufe 2 und 4 angepasst werden. Dabei interessiert die Frage, ob durch eine genauere Nachweisführung unter Berücksichtigung von Interaktionsbedingungen Tragfähigkeitsreserven aktiviert werden können. Zusätzlich müssen ggf. auch von den heutigen normgemäßen Konstruktionsregeln abweichende konstruktive Durchbildungen bei der Bewehrung beachtet werden. Zu diesen Fragestellungen erfolgen im Rahmen eines FE-Auftrags der BASt [1] theoretische und experimentelle Untersuchungen im Rahmen von Großversuchen. Die dabei bisher gewonnenen Erkenntnisse und die daraus abgeleiteten Nachweisformate für die NRR werden nachfolgend im Beitrag vorgestellt.

1. Einleitung

Bei der Bewertung bestehender Spannbetonbrücken durch eine Nachrechnung besteht häufig das Problem, dass die älteren Bauwerke nach heutigem Stand der Normung keinen ausreichenden Widerstand gegen Schubbeanspruchungen aus Querkraft und Torsion aufweisen. Daher besteht ein Bedarf nach genaueren Berechnungsverfahren, um weniger kritische Bauwerke auf der Grundlage einer Stufe 2 Nachrechnung ggf. mit Verstärkungsmaßnahmen weiter nutzen zu können und um kritische Bauwerke mit einer Stufe 4 Nachrechnung noch so lange unter Verkehr halten zu können, bis sie durch einen Ersatzneubau ersetzt werden können.

Durch ein Forschungskonsortiums der Technischen Universitäten Aachen, Dortmund und München sowie den Ingenieurgesellschaften H&P, Aachen und ZMI, München wurden und werden im Rahmen von FE-Aufträgen der Bast genauere Nachweisverfahren mittels experimenteller und theoretischer Untersuchungen entwickelt. Diese sollen in der fortgeschriebenen Fassung der Nachrechnungsrichtlinie (BEM-ING, Teil 2) ihren Niederschlag finden.

2. Unterschiede im Tragverhalten von Hohlkasten- und Plattenbalkenbrücken bei Querkraft und Torsion (V+T)

Die Bemessungsmodelle im Eurocode 2 gelten für reine Torsions- und reine Querkraftbeanspruchung. Bei einer kombinierten Beanspruchung werden die ermittelten Bewehrungen addiert. Zur Begrenzung der Haupt-

druckspannungen im Beton, erfolgt für die geneigten Betondruckstreben im Steg infolge V+T der Nachweis auf Grundlage einer Interaktionsbedingung, die für Plattenbalkenbrücken und Hohlkastenbrücken unterschiedlich ist.

Plattenbalkenbrücke:

$$\left(\frac{T_{Ed}}{T_{Rd,max}}\right)^2 + \left(\frac{V_{Ed}}{V_{Rd,max}}\right)^2 \leq 1, C$$

Hohlkastenbrücke:

$$\frac{T_{Ed}}{T_{Rd,max}} + \frac{V_{Ed}}{V_{Rd,max}} \leq 1, C$$

2.1 Tragverhalten bei V+T von Plattenbalkenbrücken

Grundsätzlich wird bei den offenen Querschnitten der zweistegigen Plattenbalken das Torsionsmoment aus einer exzentrischen Verkehrsbelastung anteilig durch Querschnittsverwölbung (unterschiedliche Stegbiegung) und anteilig durch St. Venant-Torsion aufgenommen. Die Querschnittsverwölbung wird durch die Querverteilung berücksichtigt, die von der Torsionssteifigkeit der Stege beeinflusst wird. Nachfolgend wird die St. Venant-Torsion in den Stegen betrachtet.

Bei Plattenbalkenbrücken erzeugen die St. Venant-Torsionsmomente primär in den Stegen sowie zu einem gewissen Anteil in den angrenzenden Gurtplatten der

Hauptträger im Zustand I umlaufende Schubspannungen, die tangential zu den Querschnittsrändern verlaufen. Die von den Gurtplatten anteilig aufgenommene Torsion wird in der Regel bei der Bemessung vernachlässigt, indem das Torsionsmoment vollständig den Stegen zugewiesen wird. Das Moment aus den umlaufenden Schubspannungen

$$T = \int r \cdot \tau \, dA$$

bezogen auf den Schubmittelpunkt ist gleich dem im Querschnitt wirkenden Torsionsmoment (St-Venant'sche Torsion).

Im Zustand II erfolgt die Bemessung auf Grundlage eines räumlichen Fachwerkmodells am Ersatzhohlkasten mit der effektiven Wanddicke $t_{eff,i}$. Das Tragverhalten im Zustand II ist in Bild 1 auf Querschnittsebene in Form von mittleren Schubspannungen über den Querschnitt dargestellt. Der Querschnittsbereich innerhalb des Ersatzhohlkastens beteiligt sich nicht nennenswert an der Aufnahme des Torsionsmomentes.

Im dünnwandigen geschlossenen Profil des Ersatzhohlkastens ist der umlaufende Schubfluss infolge reiner Torsion konstant. Für die Schubspannung in einer Schubwand gilt daher

$$\tau_{Ed}^T = \frac{T_{Ed}}{2 \cdot A_k \cdot t_{eff,i}}$$

Die Schubkraft $V_{Ed,i}$ in einer Schubwand i infolge Torsion wird wie folgt ermittelt:

$$V_{Ed,i} = \tau_{Ed,i}^T \cdot t_{eff,i} \cdot z_i$$

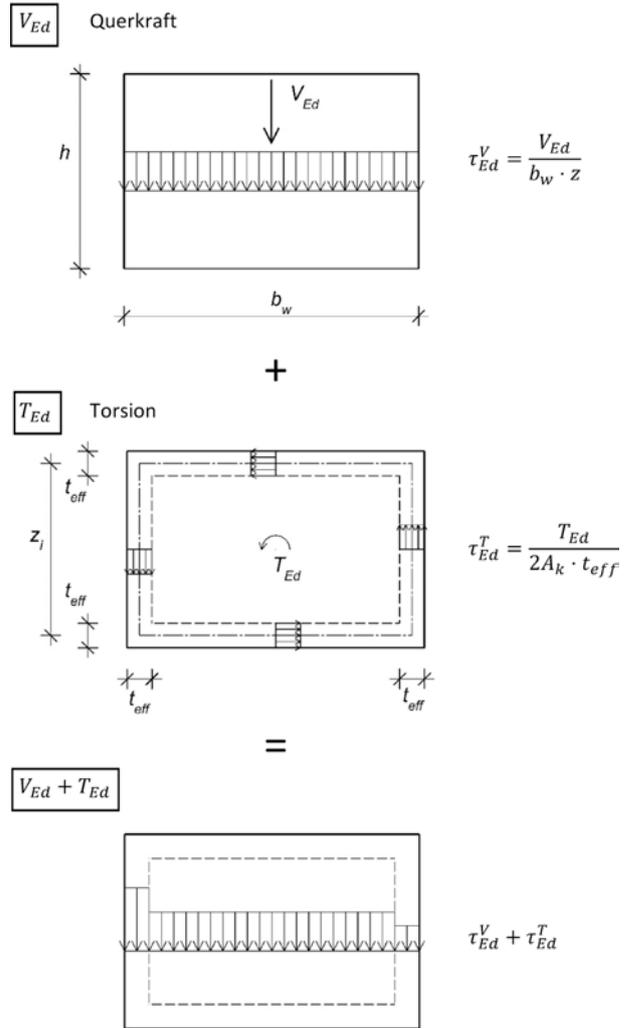
Bei Querkraft ist die mittlere vertikal gerichtete Schubspannung im Querschnitt über die gesamte Breite b_w konstant.

Bei einer kombinierten Beanspruchung kommt es im Bereich der seitlichen Schubwände des Ersatzhohlkastens zur Überlagerung der Schubspannungen aus Querkraft und Torsion. Auf einer Seite kommt es dabei zur Addition, wodurch die resultierende Schubbeanspruchung verstärkt wird, auf der anderen Seite heben sich die Schubspannungen teilweise auf.

Aus der Darstellung ist klar zu erkennen, dass für den Tragwiderstand bei Querkraft die gesamte Stegbreite mitwirkt. Dagegen wirken beim Tragwiderstand für Torsion nur relativ schmale Randzonen mit, wobei die effektive Wanddicke t_{eff} des Ersatzhohlkastens im deutschen NA als der doppelte Abstand von der Außenfläche bis zur Mittellinie der Längsbewehrung festgelegt ist.

Dagegen darf nach EC2-1-1, 6.3.2 (1) für die effektive Dicke einer Schubwand $t_{eff,i} = A/u \geq 2 \cdot d_1$ angesetzt werden.

Steg Plattenbalkenbrücke $b_w/h / t_{eff}(t_{eff} \approx 0,15 \, m)$



$$v_{Ed} = \tau_{Ed,i} \cdot t_{eff,i} = \text{Schubfluss der Wand } i$$

$$v_{Ed,T} = \frac{T_{Ed}}{2 \cdot A_k}$$

Schubkraft der Wand i

$$V_{Ed,T} = v_{Ed,T} \cdot z_i = T_{Ed} \cdot \frac{z_i}{2 \cdot A_k} \quad V_{Ed,V} = \frac{V_{Ed}}{b_w} \cdot t_{eff}$$

$$V_{Ed,T+V} = V_{Ed,T} + V_{Ed,V}$$

Bild 1: Tragverhalten bei Querkraft und Torsion eines Plattenbalkens auf Querschnittsebene

Mit dem konservativeren Ansatz im NA soll in den hohen und sehr ungünstig beanspruchten Randzonen der Stege ein vorzeitiges Druckstrebenversagen verhindert werden, wie es bei einigen der nachfolgend beschriebenen Versuche beobachtet wurde. Dabei muss allerdings zwischen primärem und sekundärem Druckstrebenversagen unterschieden werden. Hierzu später mehr.

Was die Querkrafttragfähigkeit betrifft, so trägt der Querschnitt über die gesamte Stegbreite zum Betontraganteil und damit zu einem sehr günstigen Tragverhalten bei. Dagegen ist das Tragverhalten bei Torsion eher