



DER PRÜFINGENIEUR

Das Magazin der Bundesvereinigung der Prüingenieure für Bautechnik

- Planungssünden – oder: Die gefährliche Sache mit den Kompromissen
- PRB-Vorschläge werden in Europa überwiegend positiv aufgenommen
- Besonderheiten bei der Nachrechnung von Bestandstragwerken
- Wieviel mechanisches Wissen ist für Brückennachrechnungen notwendig?
- 2200 große Spannbetonbrücken warten auf ihre konstruktive Analyse
- Experimenteller Vergleich von gemessenen Bruchlasten mit EN 1992-4
- Heißbemessung mit den neuen Eurocodes für Neubau und Bestand
- Versammlungsstätten-VO als Fundament sicherer Brandschutzkonzepte
- Darf vorbeugender Brandschutz rein wirtschaftlich optimiert werden?
- Neue Empfehlungen für die Prüfung von Traggerüsten

Planungssünden – oder: Die gefährliche Sache mit den Kompromissen



Dr.-Ing. Sylvia Heilmann
Prüfingenieurin für Brand-
schutz; öffentlich bestellte und
vereidigte Sachverständige für
Brandschutz; im Vorstand der
Bundesvereinigung der Prüfin-
genieure für Bautechnik (BVPI)
für Brandschutz zuständig

Es gibt kleine Sünden und große Sünden. Die kleinen Sünden nennt man im Brandschutz Kompromisse, und sie werden, so sagt der Volksmund, gleich bestraft. Nur die großen können wirklich gefährlich werden – können, müssen aber nicht! Allerdings ist bei der Unkalkulierbarkeit des Schadenseintrittes, bei der ungewissen Dynamik des Verbrennungsvorganges und angesichts der kausalen Unnachgiebigkeit der Brandereignisse dringend von Kompromissen abzuraten, den kleinen wie den großen.

Warum? Weil kompromissbeladene Brandschutzkonzepte ein Risiko darstellen, und zwar:

1. für die Nutzer und Betreiber hinsichtlich der Verkehrssicherheit,
2. für die Bauherren und Investoren hinsichtlich der Betriebswirtschaftlichkeit,
3. für die Planer hinsichtlich des Werkvertragsrechts und der Berufshaftung.

Schauen wir uns das Planerrisiko unter Punkt 3 genauer an.

Was heißt es für den Planer, einen Kompromiss zu finden? Einen Kompromiss finden heißt heute in der Bauplanung, dass jeder ein Stück von seinen Forderungen zurücknimmt. Bekanntlich muss ein Kompromiss, soll er wirklich einer sein, weh tun, und zwar beiden Seiten. Machen wir es an einem Beispiel deutlich: Der Brandschutzplaner sieht für die in Sicherheit fliehende Person eine maximale Rettungsweglänge von 35 Meter als erforderlich an. Der Bauherr aber meint, dass auch 55 Meter noch ausreichend sicher zu absolvieren wären, und man einigt sich – kompromissbereit – in der Mitte: es entsteht eine Rettungsweglänge von 45 Metern. Diesen „verhandelten“ Kompromiss muss nun der Brandschutzplaner in seinem Sicherheitskonzept begründen und für die kommenden dreißig Jahre auf seinen Schultern haftungsrechtlich alleine tragen. Aber wie begründet man nun die Zulässigkeit eines Kompromisses, der nur noch die Hälfte der „Wahrheit“ birgt? Wie schwer ist ein Kompromiss, den mehrere wollen, aber nur einer tragen soll? Ist es überhaupt noch ein Kompromiss, wenn er haftungsrechtlich auf den Schultern eines Einzelnen abgeladen wird? Und am wichtigsten die übergeordnete Frage: In welcher Weise verändert sich die innere Sicherheit mit der kompromissbereiten Handlungsfreiheit jedes Einzelnen?

Der Bauherr – und hier wird das Ausmaß des Risikos erst so richtig deutlich – bleibt von diesem Kompromiss freilich unbeeindruckt. Er hat für die notwendigen Kompromisse einen Fachplaner beauftragt, der mit seiner Berufshaftpflichtversicherung eventuelle Schäden abdeckt. Er – der Bauherr – hat nur das Gespräch gesucht und die Notwendigkeit der Kompromissfindung deutlich gemacht. Was ist daran verwerflich? Eigentlich nichts, solange es nicht brennt! Und solange dabei auf dem 45 Meter langen Rettungsweg niemand zu Schaden kommt. Aber was, wenn doch?

Dann wird der im kleinen Kreis verhandelte Kompromiss, mit all seinen riskanten Nuancen, besonderen juristischen Auslegungen, spezifischen Annahmen und irrigen Voraussetzungen zum alleinigen Haftungsgegenstand des Fachplaners – und zwar mit umfassender judikativer Härte. Dann wird ein privat verhandelter Kompromiss zu einem Risiko für die öffentliche Sicherheit. Denn jeder Kompromiss in der Gebäudesicherheit muss am Individualinteresse scheitern, wenn, wie Dirk Proske 2004 in seinem „Katalog der Risiken (Eigenverlag Dresden, 2004, S. 18) richtig schreibt [...] *die Wahl des richtigen Augenblickes, gutes Verhandlungsgeschick, persönliche Beziehungen oder Lobbyismus viel wichtiger für die Entscheidung* [...] sind, als die mit dem Kompromiss verbundene Risikosteigerung. Wie verändert sich die Gebäudesicherheit, wenn die vom Auftraggeber eingeforderte Kompromissbereitschaft stärker überzeugen kann, als die Bedenken des Planers? Gibt es eine monetäre Abhängigkeit zwischen Risiko und Kompromissbereitschaft?

Was passiert mit der inneren Sicherheit, wenn die öffentlichen Interessen im individuellen Kreis verhandelbar sind? Und wer garantiert eigentlich, dass die Handlungsfreiheit des Einzelnen nicht die Interessen der Gemeinschaft konterkarieren? Und das, bevor ein Schaden zu beklagen ist?

Die hoheitliche Prüfung der Planung durch unabhängige und freie Prüfingenieure ist ein in Deutschland seit nunmehr 90 Jahren bewährter Garant für die Wahrung der öffentlichen Interessen und den Erhalt der inneren Sicherheit unseres Landes.

Die Prüfingenieure stehen dabei in der Pflicht des Staates und im Dienst der Gebäudesicherheit. Ihre Aufgabe ist der Schutz von Leben, Gesundheit und Eigentum, und dies unter dem Einfluss menschlicher Handlungen – aber leider nicht Fehlerfreiheit beim Planen und Bauen.

Die unabhängige Prüfung ist genau deshalb wichtig und notwendig, denn vergessen wir – auch in Anbetracht der sinkenden Schadenserfahrung – niemals, dass die Gebäudesicherheit ein fragiles und selten kostenloses Gut ist, das nicht allein durch Glauben zu substantiieren ist.



Foto: Klemens Ortmeier

IM PHAENO ZU WOLFSBURG, einem der weltweit bedeutendsten modernen Bauwerke, findet im Oktober 2016 die nächste Fortbildungsveranstaltung zum Thema Schutz und Instandsetzung von Betonbauteilen statt. Die Details stehen auf

Seite 13

EDITORIAL

Dr.-Ing. Sylvia Heilmann

Planungssünden – oder: Die gefährliche Sache mit den Kompromissen 3

NACHRICHTEN

Bericht über die Initiative Praxisgerechte Regelwerke im Bauwesen:	
Ihre Ergebnisse werden in Europa überwiegend positiv aufgenommen	6
Sachsen-Anhalt: Ingenieurforum Tragwerksplanung an der Uni in Halle	7
Arbeitstagung der Prüfeningenieure Baden-Württemberg in Baden-Baden	
Diskurs über die Unabhängigkeit des Prüfeningenieurs in Europa	8
Berufliches Pflichtprogramm für viele Ingenieurbüros:	
30. hessisches Fortbildungsseminar Tragwerksplanung	9
BVPI-Arbeitstagung 2016 vom 15. bis 17. September in Augsburg: Themen u.a.:	
Normung, Brandschutz, Eisenbahnbau und die Digitalisierung der Baugenehmigung	10
Für Bauherren, Sachverständige und Kommunen: Richtlinie	
für die Wiederkehrende Bauwerksprüfung im Hochbau	11
Lothar Schenck zum Vorsitzenden der Landesvereinigung	
der Prüfeningenieure in Rheinland-Pfalz wiedergewählt	11
Neue Ausgabe der „Ingenieurbaukunst“ 2016 erschienen	11
24. Bautechnisches Seminar NRW: Das Sicherheitskonzept	
mit Teilsicherheitsbeiwerten wird im Glasbau umgesetzt	12
Ab 2017 neue Ausbildungslehrgänge für Sachkundige Planer	
für den Schutz und die Instandsetzung von Betonbauteilen	13
Am 10. Juni in Berlin: Mitgliederversammlung der vpi-EBA	
Schwerpunkt: die Vorschriften des Eisenbahn-Bundesamtes	13

BAUEN IM BESTAND

Prof. Dr.-Ing. Jürgen Schnell/Dipl.-Ing. Michael Weber:

Besonderheiten bei der Nachrechnung von Bestandstragwerken
in Stahlbetonbauweise – Bestimmung charakteristischer Materialkennwerte
und Ansätze zur Modifikation von Teilsicherheitsbeiwerten 14

BRÜCKENERTÜCHTIGUNG

Dr.-Ing. Johannes Linhard/Prof. Dr.-Ing. Robert Hertle:

Die Brückennachrechnung erfordert neben der Kenntnis technischer Regeln
auch fundiertes mechanisches Wissen – Bei der Bewertung und Einstufung der
Bausubstanz kann dem Aufsteller der erfahrene Prüfeningenieur hilfreich sein 27

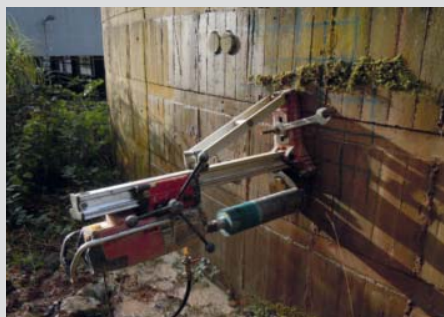


Bild: Straßen.NRW



EINE BOHRKERNENTNAHME verschafft dem Ingenieur für die Nachrechnung von Tragwerken zwecks Sanierung oder Umnutzung in die Jahre gekommener Stahlbetonbauten die wesentlichen Informationen. Neues aus der Wissenschaft steht darüber auf

Seite 14

VERSTOPFTE AUTOBAHNEN symbolisieren die ungeheure Zunahme des Verkehrs auf unseren Straßen. Wie lange sollen unsere Brücken das noch aushalten? Und was plant die Bundesregierung für die bundesweite Brückensanierung? Antworten stehen auf

Seite 34

BRÜCKENERTÜCHTIGUNG

Dr.-Ing. Gero Marzahn:

Die Bundesregierung konkretisiert ihre Strategie für die Modernisierung defizitärer Bundesfernstraßenbrücken – Nahezu 2200 große Spannbetonbrücken wurden für vordringliche konstruktive Untersuchungen bestimmt

34

MASSIVBAU

Prof. Dr.-Ing. Rolf Eligehausen/Dr.-Ing. Jörg Asmus/Dr.-Ing. Akanshu Sharma:

Befestigungen mit Kopfbolzen am Bauteilrand mit und ohne Rückhängebewehrung unter Querlasten senkrecht zum Rand – Experimentelle Untersuchungen und Vergleich von gemessenen Bruchlasten mit EN 1992-4

41

BRANDSCHUTZ

Dipl.-Ing. (FH) Bernd Stark:

Mit den neuen Eurocodes können Tragwerke sowohl für den Neubau als auch im Bestand heiß bemessen werden – Dabei müssen im Brandschutzkonzept die Interaktionen zwischen Tragwerk und Bauprodukten vorbedacht werden

53

Dipl.-Ing. Heiko Zies:

Die brandschutztechnische Beurteilung von Sportstadien wird vom Zweck ihrer geplanten Nutzungsart bestimmt – Mit den Versammlungsstättenverordnungen haben Planer ein Fundament für sichere Brandschutzkonzepte

62

Prof. Dr. Mario Fontana:

Darf eine Gesellschaft den vorbeugenden Brandschutz unter rein wirtschaftlichen Gesichtspunkten optimieren? – Eine wissenschaftlich gesicherte Antwort auf diese Frage fordert Gesetzgeber und Normenschaffende doppelt heraus

66

GERÜSTBAU

Der BÜV-Arbeitskreis hat seine Bewertungskriterien von 2002 aktualisiert und den neuen Entwicklungen angepasst – Neue Fassung der Empfehlungen der Prüfingenieure für die Prüfung von Traggerüsten in Anlehnung an DIN EN 12812

69

IMPRESSUM

75

Aktueller Bericht über den Stand der Arbeiten der Initiative Praxisgerechte Regelwerke im Bauwesen: Die Phase 1 ist fast abgeschlossen – ihre Ergebnisse werden in Europa überwiegend positiv aufgenommen

Als die Kammern und Verbände der Bauwirtschaft – in vorderster Reihe auch die Bundesvereinigung der Prüfen Ingenieure für Bautechnik (BVPI) – im Januar 2011 die Initiative Praxisgerechte Regelwerke im Bauwesen gründeten, um europaweit dafür zu sorgen, dass Normen „Hilfestellung und nicht Hemmnis oder Risiko sind“, da glaubten viele, dass eine so große und anspruchsvolle Aufgabe erfolgreich und durchschlagend nicht bewältigt werden könne. Mittlerweile aber dürften auch die größten Skeptiker davon überzeugt sein, dass die Gründung von PRB zum rechten Zeitpunkt und mit der richtigen Intention erfolgt war. Die regelmäßigen Statusberichte über die PRB-Aktivitäten, die in dieser Zeitschrift veröffentlicht werden, dokumentieren eine sehr zielgerichtete Intensität der Arbeit, die viele praktische Erfolge und ermutigende Fortschritte zeitigt. Der neue Bericht der PRB zeigt, dass die Phase 1 ihres planvollen Arbeitsprogramms, die sogenannte pränormative Phase, fast abgeschlossen ist. Inwieweit die Ergebnisse in den europäischen Normentexten zukünftig wiederzufinden sein werden, bleibt indes abzuwarten und ist der erfolgreichen Umsetzung in den europäischen Gremien vorbehalten.

Die im Rahmen der Förderung durch die Bundesregierung in den Abschlussberichten* zusammengefassten Ergebnisse stehen zum kostenlosen Download zur Verfügung.



Dr.-Ing. Eric Brehm

studierte Bauingenieurwesen (Konstruktiver Ingenieurbau) an der TU Darmstadt und an der Universität von Calgary; danach war er als wissenschaftlicher Mitarbeiter am Institut für Massivbau der TU Darmstadt tätig und promovierte über die Zuverlässigkeit von Aussteifungsscheiben; nach einiger Zeit im Ausland unterstützt er nun die BVPI bei deren pränormativen Arbeit und ist weiterhin in der Praxis tätig.

1. Allgemeines

Nach dem erfolgreichen Abschluss der Phase 1 (pränormative Phase) von PRB, in der die bestehenden Eurocodes auf Schwachstellen und entsprechende Verbesserungsmöglichkeiten hinsichtlich der Anwenderfreundlichkeit untersucht wurden, laufen derzeit die Arbeiten in der Phase 2 (Entwurfsphase). In dieser Phase steht der Transfer in die europäischen Gremien im Vordergrund. Fachliche Forschung wird nur noch in Einzelfällen betrieben. Die Projektarbeit wird dabei weiterhin in sechs Projektgruppen (PG) betrieben, die sich der Arbeit an jeweils einem Eurocode widmen (PG 1 umfasst EC 0 und EC 1).

Beim Transfer und bei der Implementierung eigener Interessen und Überzeugungen in die europäische Normenwelt spielen die dortigen sogenannten „Project Teams“ eine entscheidende Rolle. Sie werden im Rahmen der systematischen Überarbeitung der Eurocodes („Systematic Review“) zusammengestellt und übergeben ihre Arbeitsergebnisse anschließend den übergeordneten „Working Groups“ zur Abstimmung. Eine Einflussnahme auf den Normungsprozess ohne Mitgliedschaft im Project Team ist schwierig. PRB ist in der glücklichen Lage, dass viele Mitarbeiter in den Project Teams mitarbeiten.

Die fachliche Arbeit von PRB, die die Grundlage für die Normungsarbeit der ehren- und hauptamtlichen Mitarbeiter in den Verbänden und in der Geschäftsstelle der PRB in Berlin bildet, findet in den sechs oben erwähnten Projektgruppen statt. Eine wesentliche Aufgabe der Projektgruppen, die in der jetzigen Phase 2 viel Aufmerksamkeit verlangt, ist die Auseinandersetzung, Prüfung und Bewertung der laufend eingehenden Vorschläge für die Weiterentwicklung der Eurocodes aus anderen europäischen Ländern. Diese werden, um sicherstellen zu können, dass die deutschen Interessen angemessen gewahrt werden können, eingehend geprüft.

* Die vereinfachten Lesefassungen der Normentexte können den Mitgliedern der BVPI auf Nachfrage zur Verfügung gestellt werden.

Nachfolgend wird der aktuelle Stand der Arbeit der einzelnen Projektgruppen kurz zusammengefasst. Für detaillierte Informationen über Phase 1 wird auf [1] und [2] verwiesen.

2. Stand der Arbeit der Projektgruppen

2.1 Projektgruppe 1 – EC 0 (Grundlagen der Tragwerksplanung) und EC 1 (Einwirkungen)

Der Abschlussbericht der Phase 1 ist veröffentlicht worden [3] und liegt dem Fachpublikum zur Diskussion vor.

Im Project Team zu EC 0 hat Professor Wolfram Jäger die Aufgabe, die Ergebnisse von PRB einzubringen. Es wurde bisher daran gearbeitet, die aus der Arbeit der PRB stammende vereinfachte Lastkombination im EC 0 zu verankern. Weitere Arbeiten hatten die Trennung des EC 0 in zwei Teile zum Ziel – einen kurzen, vereinfachten Teil für Anwender und einen ausführlichen Teil für „Codewriter“. Große Aufmerksamkeit erfuhr auch die Arbeit am Anhang B zu EC 0, in dem die Qualitätssicherung von Bauwerken informativ geregelt ist. Hier arbeitet die BVPI konzentriert und zielbewusst an der Verankerung des deutschen Prüfen Ingenieurwesens. Auch wenn dieses eine Sache der nationalen Bauaufsichten ist – eine Verankerung im Anhang B ist wichtig für die Weichenstellung in die Zukunft.

Ob die Maßnahmen erfolgreich waren, wird sich in den nächsten Monaten zeigen, wenn das Project Team seine Vorschläge der Working Group 7 zur Abstimmung vorgelegt hat.

2.2 Projektgruppe 2 – EC 2 (Hoch- und Ingenieurbauten aus Beton, Stahlbeton und Spannbeton)

Die Projektgruppe 2 hat als Ergebnis ihrer pränormativen Arbeit an der EN 1992-1-1 in Phase 1 ebenfalls ein Gesamtdokument als Entwurf erstellt, das interessierten Anwendern des EC 2 zur Überprüfung und Stellungnahme zur Verfügung gestellt wurde. Dieses PRB-Gesamtdokument stellt keine DIN-Norm dar. Es handelt sich nur um ein Arbeitsdokument („Lesefassung“, siehe auch die Fußnote links).

Nach Verabschiedung durch den PRB-Lenkungsausschuss könnte aus Sicht der PRB eine zukünftige praxistaugliche Bemessungsnorm für den Stahlbeton- und Spannbetonbau so aussehen, wie sie in diesem Dokument niedergelegt worden ist. Dabei ist es gelungen, den derzeitigen Umfang von EN 1992-1-1 mit deutschem NA deutlich zu reduzieren. Die Seitenanzahl wurde von 334 Seiten auf 165 Seiten reduziert. Im Wesentlichen wurden dabei die bekannten Bemessungskonzepte beibehalten. Ein Forschungsbericht, der die Hintergründe der meisten Änderungen im PRB-Vorschlag beleuchtet, ist beim Fraunhofer-Informationszentrum Raum und Bau (IRB) veröffentlicht worden und kann dort kostenfrei heruntergeladen werden [4]. Selbstverständlich wurden die Ergebnisse auch in die europäische Normungsarbeit eingebracht, wo sie durchweg positiv aufgenommen worden sind.

2.3 Projektgruppe 3 – EC 3 (Stahlbauten und Stahlbauteile)

Der Abschlussbericht dieser Projektgruppe über Phase 1 wurde Ende 2015 veröffentlicht [5]. Diese Ergebnisse werden fortlaufend in der Zeitschrift „Stahlbau“ (Verlag Ernst & Sohn, Berlin) veröffentlicht.

Die erarbeiteten Vorschläge wurden in die europäische Diskussion eingebracht und wurden dort größtenteils positiv bewertet. Zu den Erfolgen zählt unter anderen die Tatsache, dass es zukünftig nur noch ein Verfahren für den Stabilitätsnachweis in EN 1993-1-1 geben soll. Des Weiteren wurde ein vereinfachtes Verfahren für den Beulnachweis nach EN 1993-5 entwickelt, welches auf wirksamen Blechdicken beruht und ebenfalls positiv in Europa aufgenommen wurde. Zusätzlich wurde die Heißbemessung von Stahlbauteilen nach EN 1993-1-2 hinsichtlich der Anwenderfreundlichkeit überarbeitet und zahlreiche weitergehende Vorschläge entwickelt. Diese wurden im nationalen Spiegelausschuss mehrheitlich positiv bewertet und werden bei nächster Gelegenheit in die europäische Diskussion überführt.

2.4 Projektgruppe 4 – EC 5 (Holzbau)

Die Projektgruppe 4 hat ihre Arbeit später erst als die anderen Projektgruppen aufnehmen können. Mittlerweile wurde aber ihr Zwischenbericht über Phase 1 in der PRB vorgestellt und zur Weitergabe an das Bundesinstitut für Bau-, Stadt- und Raumforschung (BBSR) empfohlen, welches bekanntlich die finanzielle Förderung der Arbeit der PRB durch die Bundesregierung steuert. Ende 2016 ist mit der Vorlage des Abschlussbe-

richts der Projektgruppe EC 5 zu rechnen. Die in der ersten Phase bearbeiteten Themen umfassen den Stabilitätsnachweis, Verstärkungen, Verbindungsmittel, Scheiben, Holzbrücken sowie die Bemessung im Brandfall und zu untersuchende Lastfallkombinationen.

2.5 Projektgruppe 5 – EC 6 (Mauerwerksbauten)

Auch der Abschlussbericht der Projektgruppe 5 über Phase 1 ist mittlerweile beim IRB veröffentlicht worden [6] und kann dort kostenlos heruntergeladen werden.

Im Project Team EC 6 übernimmt auch Professor Wolfram Jäger die Vertretung der Interessen von PRB. Unter der Leitung von Professor Carl-Alexander Graubner hat diese Projektgruppe vereinfachte Verfahren für die Bemessung von Kellerwänden mit beliebigem Erddruckansatz sowie für den Knicksicherheitsnachweis erarbeitet. Ersteres wurde in Europa positiv aufgenommen und wird höchstwahrscheinlich Eingang in EN 1996-3 finden. Die Diskussionen der weiteren Ergebnisse in Europa dauern noch an.

2.6 Projektgruppe 6 – EC 7 (Grundbau)

Der Abschlussbericht der Projektgruppe 6 ist ebenfalls beim IRB veröffentlicht worden [7]. Ihre bisherigen Ergebnisse umfassen im Wesentlichen die Straffung des Normen-Handbuchs für EN 1997-1 (es wurden Kürzungen von bis zu 70 Prozent erreicht) und die Harmonisierung der Nachweisverfahren. Die Ergebnisse sind in die Arbeit der Project Teams eingeflossen und wurden in Europa positiv aufgenommen.

3 Literatur

- [1] Brehm E. „Das Ergebnis des ersten internationalen Workshops der Initiative Pra-

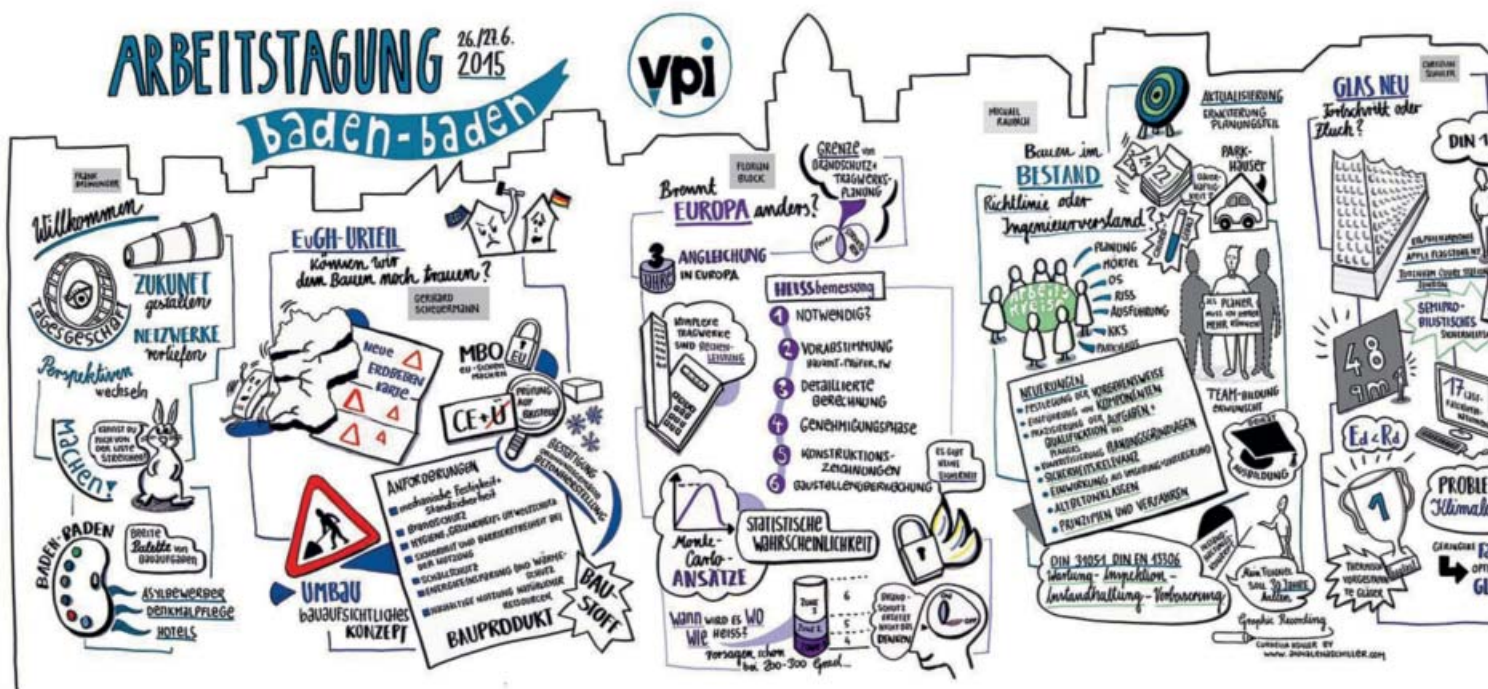
xisgerechte Normen übertraf die Erwartungen“, Der Prüfenieur, Ausgabe 46, BVPI, Berlin, Mai 2015

- [2] Prokop I. „Bericht über die pränormative Arbeit der Bauingenieure an den Eurocodes“, Der Prüfenieur, Ausgabe 45, BVPI, Berlin, November 2014
- [3] Breinlinger F., Jäger W. „Verbesserung der Praxistauglichkeit durch pränormative Arbeit – Teilantrag 1: Sicherheitskonzept und Einwirkungen“, Abschlussbericht, Fraunhofer IRB Verlag, herunterzuladen unter <https://www.baufachinformation.de/literatur/15089003090>, ISBN 978-3-8167-9542-1, 2015
- [4] Fingerloos F. et al. „Verbesserung der Praxistauglichkeit durch pränormative Arbeit – Teilantrag 2: Betonbau“, Abschlussbericht, Fraunhofer IRB Verlag, herunterzuladen unter <https://www.baufachinformation.de/literatur/15089002957>, ISBN 978-3-8167-9540-7, 2015
- [5] Geißler K. et al. „Verbesserung der Praxistauglichkeit durch pränormative Arbeit – Teilantrag 3: Stahlbau“, Abschlussbericht, Fraunhofer IRB Verlag, herunterzuladen unter <https://www.baufachinformation.de/literatur/15089002124>, ISBN 978-3-8167-9539-1, 2015
- [6] Graubner, C.-A. et al. „Verbesserung der Praxistauglichkeit durch pränormative Arbeit – Teilantrag 5: Mauerwerksbau“, Abschlussbericht, Fraunhofer IRB Verlag, herunterzuladen unter <https://www.baufachinformation.de/literatur/15109004801>, ISBN 978-3-8167-9581-0, 2015
- [7] Schuppener B. et al. „Verbesserung der Praxistauglichkeit durch pränormative Arbeit – Teilantrag 6: Geotechnik“, Abschlussbericht, Fraunhofer IRB Verlag, herunterzuladen unter <https://www.baufachinformation.de/literatur/14109021101>, ISBN 978-3-8167-9364-9, 2015

Sachsen-Anhalt: Ingenieurforum Tragwerksplanung an der Uni in Halle

Die Landesvereinigung der Prüfenieure für Baustatik Sachsen-Anhalt und die Ingenieurkammer Sachsen-Anhalt werden am 22. September in der Martin-Luther-Universität in Halle wieder ihr gemeinsames traditionelles Ingenieurforum Tragwerksplanung durchführen. Es wird, wie in den vergangenen Jahren, eine Fülle aktuell anstehender ingenieurfachlicher und auch einige berufspolitische und normenrelevante Themen auf seiner Tagesordnung ausweisen mit namhaften und fachlich renommierten Referenten. Angesprochen werden Ingenieure und Prüfenieure nicht nur aus Sachsen-Anhalt, sondern aus dem ganzen Bundesgebiet. Das konkrete Programm wird auf den Homepages der beiden Organisatoren im Sommer veröffentlicht.

<http://www.ing-net.de>
<http://www.vpi-sa.de>



Arbeitstagung der Prüfsingenieure Baden-Württemberg am 24. und 25. Juni im CongressCentrum Baden-Baden

Der Diskurs über die Unabhängigkeit des Prüfsingenieurs gewinnt europaweit jetzt an berufspolitischer Bedeutung

Am Freitag, dem 24., und am Samstag, dem 25. Juni 2016, wird die Landesvereinigung Baden-Württemberg der Prüfsingenieure für Bautechnik wieder im CongressCentrum in Baden-Baden ihre jährliche Arbeitstagung für Prüfsingenieure und Gäste aus Politik, Wirtschaft und Verwaltung durchführen.

Der Vorsitzende der Landesvereinigung Baden-Württemberg, Dr.-Ing. Frank Breinlinger, will seine Mitglieder an diesem Tag dazu anhalten, direkten Einfluss auf die inhaltliche Struktur ihres beruflichen Fundaments zu nehmen und damit auf den künftigen berufspolitischen Einflussradius der Prüfsingenieure einzuwirken, auf das unabhängig praktizierte Vieraugenprinzip nämlich, dessen bautechnische und volkswirtschaftliche Bedeutung heute nicht überall vorbehaltlos anerkannt wird. Breinlinger will in Baden-Baden die Definition zur Diskussion stellen, die der Norweger Steinar Leivestad im Rahmen eines Entwurfs für den Eurocode 0 Annex B – Management of Structural Reliability for Construction Works – vorgelegt hat. Für diese wollen die

deutschen Verbände und Ingenieurkammern eine europaweit konsensfähige Formulierung erwirken, mit der die Unabhängigkeit der bautechnischen Prüfung sichergestellt werden kann. Die deutschen Prüfsingenieure stehen hier im Widerspruch zu Leivestads Entwurf und der Meinung vieler ihm Gleichgesinnter in Europa, die eine bautechnische Prüfung auch ohne einen fachlich und wirtschaftlich unabhängigen Status des Prüfers („self-checking“) für möglich halten.

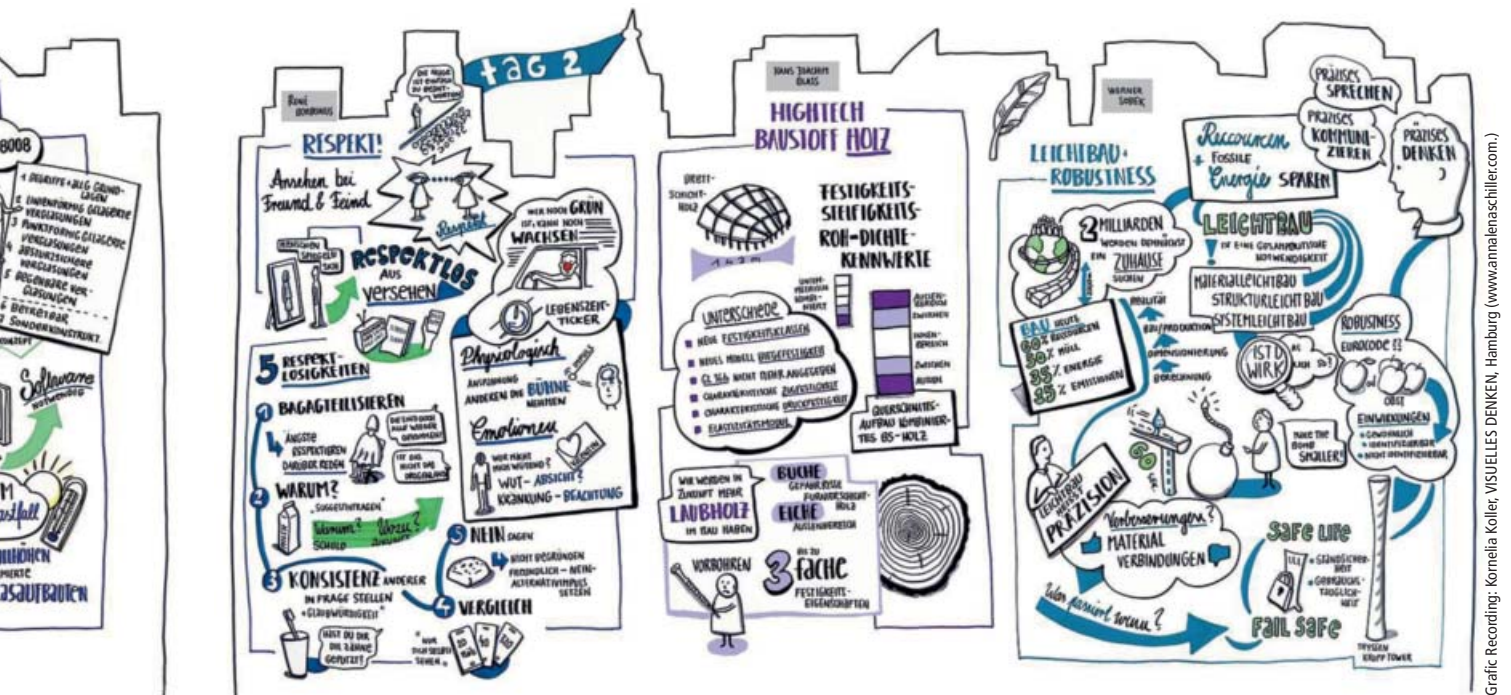
Neben diesem wichtigen berufspolitischen Thema „wollen“, schreibt Breinlinger in seiner Tagungsankündigung, „die baden-württembergischen Prüfsingenieure am späten Freitagnachmittag der aktuellen Lage im Beruf und in der Gesellschaft mit einem Blick über den Tellerrand Rechnung tragen. Urs Meier, ehemaliger „Weltschiedsrichter“ und aktueller Fernsehkommentator der Europa-meisterschaft wird am spielfreien Freitag über sein Leben und seine Erfahrungen als Schiedsrichter berichten: „Zwischen den Fronten – Entscheidungen unter Druck“. Er wird wohl Tipps parat haben, die sehr wahr-

scheinlich für viele Zuhörer sehr wertvoll sind – beruflich wie privat – und für Prüfsingenieure ganz besonders.

Neben dem offiziellen Vortragsprogramm der Arbeitstagung ist es ihr Ziel, auch in diesem Jahr den Teilnehmern die Gelegenheit zu geben, sich zwanglos über jene Veränderungen auszutauschen, die das Leben der Bauschaffenden im Allgemeinen und das der Prüfenden im Besonderen täglich bewegen, es sollen bereits erkennbare neue fachliche Richtungen vorgestellt und diskutiert und berufliche oder berufspolitische Trends und Entwicklungen aus- und ihre konkrete Bedeutung für das Berufsleben festgemacht werden.

Abseits des rein Beruflichen gibt es aber auch in diesem Jahr natürlich ein kurzweiliges Begleitprogramm sowie den traditionellen Gesellschaftsabend mit Buffet, Tanz und Kleinkunst und, für den, der will, einen Ausklang im Casino.

Mit der 2016er Arbeitstagung der baden-württembergischen Prüfsingenieure wird übr-



DAS PROTOKOLL der Arbeitstagung 2015 der Landesvereinigung der Prüferingenieure für Bautechnik in Baden-Württemberg wurde nicht – wie gewohnt – fein säuberlich aufgeschrieben, sondern karikativ gezeichnet. Vergrößerungen im Format 4 mal 1 Meter werden auf der diesjährigen Arbeitstagung für einen guten Zweck versteigert – die zeichnerisch und inhaltlich repräsentativen Reproduktionen könnten sich auf so manchem Büroflur so manchen Prüferingenieurs sehr gut machen.

gens fortgesetzt, was im vergangenen Jahr so verheißungsvoll und freudig anerkennend begonnen worden ist: Ein karikativ gezeichnetes Tagungsprotokoll, mit dem die Landesvereinigung Baden-Württemberg „die Tagung in der

Sprache des Ingenieurs dokumentieren“ will, wie Breinlinger vermerkt (siehe die beiden Abbildungen auf dieser und der gegenüberliegenden Seite). Am Ende der Tagung dieses Jahres werden übrigens Reproduktionen der

Originale des gezeichneten Protokolls der Vorjahressitzung (im Format 4 mal 1 Meter) gegen Höchstgebot versteigert – und den Erlös wird die Landesvereinigung der Prüferingenieure einem guten Zweck zuführen.

Berufliches Pflichtprogramm für viele Ingenieurbüros: 30. hessisches Fortbildungsseminar Tragwerksplanung

Zum 30. Mal – und zwar in diesem Jahr am 6. September 2016 in der Stadthalle von Friedberg – wird die Vereinigung der Prüferingenieure für Baustatik in Hessen zusammen mit dem hessischen Wirtschaftsministerium und der Ingenieurkammer Hessen ihr nächstes renommiertes Fortbildungsseminar Tragwerksplanung veranstalten.

Dieses Seminar gehört in Hessen und weit über Hessen hinaus längst zum beruflichen Pflichtprogramm vieler Ingenieurbüros und hatte in den vergangenen Jahren stets zwischen 850 und 900 Teilnehmer. Inzwischen ist es auch – vor allem in den kommunikativen

Pausen – ein Forum und Netzwerk von Freiberuflern, Vertretern öffentlicher und privater Bauherren, angestellten Mitarbeitern, Bauaufsichten und der einschlägigen Industrie, die mit zahlreichen Ausstellern neue Produkte zeigt und erläutert.

Die Zusammenarbeit mit dem für das Bauen im Land Hessen und für die hessischen Prüferingenieure zuständigen hessischen Wirtschaftsministerium gewährleistet einen schnellen und vor allem authentischen Informationsfluss mit direkt praktisch verwertbaren und nutzbaren Informationen über anstehende Novellen von landesrechtlichen Vorschriften und Regelungen.

Die Verzahnung mit der Ingenieurkammer Hessen führt zum engen Zusammenwirken von Aufstellern und Prüfern und zur Vertiefung gemeinsamer Themen und Probleme.

Eingebunden in das Vortragsprogramm dieses Seminars sind – neben aktuellen Themen aus dem Bereich der obligatorischen Tragwerksplanung – immer auch Vorträge über Themen der Geotechnik, der Bauphysik und des Brandschutzes sowie des Baurechts und der Normgebung. In diesem Jahre werden darüber hinaus unter anderem auch Probleme bei der Verwendung von Gebäudemodellen diskutiert werden.

Dr.-Ing. Ulrich Deutsch

BVPI-Arbeitstagung 2016 vom 15. bis 17. September im modernisierten „Kongress am Park“ in Augsburg Themen u.a.: Normung, Brandschutz, Eisenbahnbau, Bauschäden und die Digitalisierung der Baugenehmigung

Am 16. und 17. September 2016 wird im „Kongress am Park“ in Augsburg die diesjährige Arbeitstagung der Bundesvereinigung der Prüfsingenieure für Bautechnik (BVPI) stattfinden. Sie wird, neben der offiziellen Mitgliederversammlung, die am 15. September durchgeführt werden wird, wieder ein aktuelles und vielversprechendes Programm anbieten.

Die Liste der Vortragsthemen und Referenten der Arbeitstagung 2016 zeigt auch in diesem Jahr wieder deutlich, wie umfangreich und anspruchsvoll sich die berufliche Tätigkeit der Prüfsingenieure in Deutschland darstellt. Neben aktuellen Berichten über die laufende Normungsarbeit der Bundesvereinigung der Prüfsingenieure im Verein mit den Kammern und Verbänden der deutschen Ingenieure (hier wird es vor allem um die Arbeit am Annex B des Eurocode 0 und damit auch um die europaweit diskutierte Frage gehen, ob die

bautechnische Prüfung unabhängig sein müsse), werden an diesen beiden Tagen Neues über die EU-Bauproduktenverordnung und über die Novellierung der Musterbauordnung (MBO) mitgeteilt. Außerdem sind ingenieurtechnische Referate über den „Dämmschichtbildner im Stahlbau“ und in separaten Themenblöcken verschiedene Vorträge über die Themen Brandschutz, Infrastruktur und über Spezialthemen des Eisenbahnbaus vorgesehen. Neue und berufspolitisch interessante Details der Auswertung statistischer Erhebungen über die Häufigkeit und die Art von Baumängeln und Bauschäden in Deutschland ergänzen das Arbeitsprogramm dieser Tagung, das am Samstag, dem 17. September, mit einem Festvortrag zum Thema Zukunftsforschung abgeschlossen wird.

Ein Thema dieser Arbeitstagung könnte – neben diesen vielen – das besondere Interesse

der Teilnehmer erregen: die Digitalisierung des bauaufsichtlichen Genehmigungsverfahrens, die in Deutschland an Bedeutung für und an Einfluss auf die Arbeit auch der Prüfsingenieure zu gewinnen beginnt. Der Vortrag über dieses Thema wird darstellen, wo arbeitstechnische, optimierende Potenziale und wo professionelle Risiken der Digitalisierung zu erkennen sind.

Im Begleitprogramm der diesjährigen Arbeitstagung, das von der bayerischen Landesvereinigung der Prüfsingenieure für Baustatik zusammengestellt und organisiert wird, sind bislang einige sehr abwechslungsreiche Positionen zu finden; Stichwörter sollten hier genügen: Augsburger Puppenkiste, Fuggerei, Brechthaus, Textilmuseum. Daneben sind ein professionell geführter Besuch von Schloss Neuschwanstein, eine Tour rund um den Ammersee und eine Besichtigung von Kloster Andechs geplant.



DAS NEUE MODERNE KONGRESSGEBÄUDE AM PARK in Augsburg ist der Veranstaltungsort der diesjährigen Arbeitstagung der Bundesvereinigung der Prüfsingenieure für Bautechnik, die vom 15. bis 17. September 2016 neben der regulären Mitgliederversammlung ein vielversprechendes Vortragsprogramm bietet.

Für Bauherren, Sachverständige und Kommunen: Richtlinie für die Wiederkehrende Bauwerksprüfung im Hochbau

Der Arbeitskreis „Wiederkehrende Bauwerksprüfung im Hochbau des Bau-Überwachungsvereins“ (BÜV) hat unlängst eine neue und eigenständige Richtlinie für die Wiederkehrende Bauwerksprüfung im Hochbau herausgegeben.

Sie ist entwickelt worden vor dem Hintergrund der Vielzahl inhaltlich-tendenziell nicht einheitlicher Veröffentlichungen über dieses Thema. Sie beschreibt die Vorgehensweise bei der Wiederkehrenden Bauwerksprüfung im Hochbau prinzipiell und typisierend und dient der Orientierung und Erleichterung der Bearbeitung. Sie ist, wie der herausgebende Arbeitskreis schreibt, als eigenständiges Werk zu verstehen, das in Anlehnung an einschlägige Regelwerke entstanden ist. Zielgruppe dieser Richtlinie sind neben allen auf diesem Gebiet tätigen qualifizierten Sachverständigen Bauherren, Eigentümer, Kommu-

nen, Unternehmen der Immobilienwirtschaft und viele andere mehr, kurz: alle, denen diese Arbeitshilfe als praxismgerechter, fachlich assimilierender und anwendungsfreundlicher Leitfaden nützen kann.

Der BÜV hat diesen speziellen Arbeitskreis 2012 gegründet, vornehmlich mit den Zielen:

- ein vereinheitlichendes, praxismgerechtes und anwenderfreundliches Merkblatt für die „Wiederkehrende Bauwerksprüfung im Hochbau“ zu entwickeln, unter anderem unter Berücksichtigung der projektbezogenen Erfahrungen der Mitglieder dieses Arbeitskreises, die allesamt erfahrene Experten sind,
- eine allgemeinverbindliche Definition des Terminus' „Wiederkehrende Bauwerksprüfung im Hochbau“ einzuführen,

- eine allgemeingültige Empfehlung für das Konzept beziehungsweise den Ablauf der Prüfung zu erarbeiten, auch unter Würdigung technischer Aspekte, wie zum Beispiel Standsicherheit, Robustheit, Redundanz des statischen Systems, Verkehrssicherheit, Dauerhaftigkeit, Baustoffbeurteilung und deren Prüfung,

- die Qualifikation der überprüfenden Person zu definieren, auch unter Beachtung rechtlicher Aspekte, wie zum Beispiel des Vertragsrechts, der Verkehrssicherungspflicht und der Hinweispflicht.

Die Richtlinie kann auf der Website des Bau-Überwachungsvereins heruntergeladen werden unter

www.buev.eu ► Veröffentlichungen

Lothar Schenck zum Vorsitzenden der Landesvereinigung der Prüfmgenieure in Rheinland-Pfalz wiedergewählt

Auf der jüngsten Mitgliederversammlung der Vereinigung der Prüfmgenieure für Baustatik in Rheinland Pfalz sind deren bisheriger Vorsitzender, Dipl.-Ing. Lothar Schenck, erneut zum Vorsitzenden und Dipl.-Ing. Martin Hofmann zu seinem Stellvertreter gewählt worden. Aus dem Vorstand ausgeschieden sind Dipl.-Ing. Andreas Theis, Dipl.-Ing. Maik Aloff und Dipl.-Ing. Jürgen Lunkenheimer. Ihnen hat Schenck für ihre langjährige Tätigkeit und für ihr großes Engagement im Vorstand der rheinland-pfälzischen Vereinigung der Prüfmgenieure ausdrücklich gedankt.

Neu in den Vorstand der Landesvereinigung gewählt wurden Dr.-Ing. Rolf Wörner als Obmann des technischen Ausschusses, Dipl.-Ing. Christoph Farr als Schriftführer und Dipl.-Ing. Martin Dieterich als Kassenwart.

Als Schwerpunkte ihrer künftigen Arbeit hat sich der Vorstand der Landesvereinigung Rheinland-Pfalz nach den Worten ihres Vorsitzenden vorgenommen,

- die Stellung des Prüfmgenieurs im Genehmigungs- und Bauprozess zu stärken,

- den Dialog mit der Bauaufsicht und anderen am Bauprozess beteiligten Parteien zu intensivieren,
- praktisch verwendbare technische Informationen zu erarbeiten und den Mitgliedern der vpi Rheinland-Pfalz und den Tragwerksplanern zur Verfügung zu stellen,
- die Anpassung der Gebühren- und Stundensätze an die Gebühren- und Stundensätze anderer Bundesländer zu erwirken und
- die Werbung für das Vieraugenprinzip zu verstärken.

Neue Ausgabe der „Ingenieurbaukunst“ 2016 erschienen

Die Bundesingenieurkammer hat die Herausgabe einer neuen Ausgabe ihrer Buchreihe über herausragende Projekte deutscher Ingenieure in aller Welt („Ingenieurbaukunst 2016“) annonciert.

Sie präsentiert die derzeit spektakulärsten Ingenieurbauprojekte, an denen deutsche Ingenieure wesentlichen Anteil haben und stellt deshalb eine Galerie der Spitzenleis-

tungen deutscher Bauingenieure in aller Welt dar. Die Bundesingenieurkammer bezeichnet ihre Ingenieurbaukunst-Reihe, die sie schon seit 2001 ediert, als „die zentrale Leistungsschau“ und als „Reflexionsfläche der Debatten im Bauingenieurwesen“. Im Mittelpunkt auch dieser Ausgabe stehen die Ingenieure selbst, die über ihre Projekte berichten und einen unmittelbaren Einblick in ihr fachliches Denken und in ihre Arbeitswei-

se geben. Neben den Projektpräsentationen befasst sich das Buch aber auch mit einigen übergeordneten Themen, beispielsweise mit dem Erhalt von Infrastrukturbauten oder mit der Finanzierung von Innovationen im Bauwesen.

Verlag Ernst & Sohn, Berlin, 192 Seiten, 230 Abbildungen, Softcover, 39,90 Euro; ISBN: 978-3-433-03126-1.

24. Bautechnisches Seminar NRW: Das Sicherheitskonzept mit Teilsicherheitsbeiwerten wird im Glasbau umgesetzt

Zum 24. Mal wurde Anfang November 2015 das Bautechnische Seminar NRW durchgeführt, zu dem in gewohnter Weise das Ministerium für Bauen, Wohnen, Stadtentwicklung und Verkehr des Landes Nordrhein-Westfalen (MBWSV NW), die Landesvereinigung der Prüfeningenieure vpi NRW, der Landesverband NRW im Verband Beratender Ingenieure VBI und die Ingenieurkammer Bau NRW eingeladen hatten. Auf seiner Tagesordnung standen nicht nur hochaktuelle fachtechnische Themen, etwa über den Glasbau, sondern auch büroalltägliche wichtige Informationen und Ratschläge.

Zwischen der Begrüßung durch den Präsidenten der Ingenieurkammer Bau NRW, Dr.-Ing. Heinrich Bökamp, und dem Schlusswort von Dipl.-Ing. Alexander Pirlet (Köln), dem Vorsitzenden der Landesvereinigung der Prüfeningenieure für Bautechnik in NRW, wurde auch in diesem Jahr wieder ein umfangreiches und ingenieurfachlich hoch attraktives Vortragsprogramm abgewickelt.

So stellten beispielsweise der Inhaber der Professur für Baukonstruktion und Bauphysik der Universität der Bundeswehr München, Prof. Dr.-Ing. Geralt Siebert, und Prof. Dr.-Ing. Christian Schuler vom Fachgebiet Glas- und Fassadenbau der Fakultät für Bauingenieurwesen der Fachhochschule München die neue Glasbaunormenreihe DIN 18008 vor, die, nunmehr bauaufsichtlich eingeführt, die drei bisherigen technischen Regeln im Glasbau ersetzt, nämlich die Technischen Regeln

- für die Verwendung von absturzsichernden Verglasungen (TRAV),
- für die Bemessung und die Ausführung punktförmig gelagerter Verglasungen (TRPV) und
- zur Lärm- und Vibrations-Arbeitsschutzverordnung (TRLV).

Mit einem Umfang von sechs Hauptteilen mit 107 Seiten zuzüglich dem Teil 7 für Sonderkonstruktionen wird somit das aktuelle Sicherheitskonzept mit Teilsicherheitsbeiwerten nunmehr auch im Glasbau umgesetzt. Vergleichsrechnungen haben gezeigt, dass Float-Glas zukünftig weniger hoch ausgenutzt werden kann, während vorgespannte Gläser wie Verbund-Sicherheitsglas (VSG) in der Regel günstiger bewertet werden. Auf

europäischer Ebene wird derzeit der Eurocode 11 für den Glasbau erarbeitet.

Das „Bauen im Bestand“ war Thema der folgenden Vorträge, in deren Folge Dagmar Tezins, die Fachbereichsleiterin Metallographielabor der Duisburger Niederlassung der Gesellschaft für Schweißtechnik international (GSI), das Schweißen von Altstählen und Betonstählen erläuterte. An der Historie der Stahlproduktion erklärte sie, dass die Schweißneigung der Altstähle (der Baujahre von circa 1850 bis 1950) unmittelbar mit dem Zeitpunkt der Herstellung verbunden sei. Oftmals könne indes erst die Kombination von visueller Prüfung, Schwefelabdruck, chemischer Materialanalyse und ergänzender mechanischer Prüfung (Kerbschlagzähigkeit, Festigkeit) eine eindeutige Aussage über die Schweißneigung liefern. Bei Betonstählen sei hingegen eine visuelle Prüfung über die Rippung normalerweise aussagekräftig, da „alte“, nicht schweißgeeignete Betonstähle entweder keine oder eine gleichmäßige Rippung aufwiesen, Torstähle nur bedingt schweißgeeignet seien und „moderne“ schweißgeeignete Betonstähle eine ungleichmäßige Rippung hätten.

Im seinem Praxisbericht über „Instandsetzung und Verstärken von Betonbauten“ gab der Technische Leiter der Firma Torkret (Essen), Dipl.-Ing. Erich Erhard, eine Übersicht über aktuelle Bauvorhaben seines Unternehmens, wobei neben den klassischen Spritzbetonanwendungen auch eingeschlitzte Lamellen, Textilbeton und profilierte Reliefoberflächen vorgestellt wurden.

Nach der Mittagspause gab Dipl.-Finanzwirt Dipl.-Kaufmann Helgo Bretschneider, Unternehmensberater und Seminarleiter aus Bad Honnef, der sich professionell auf den erfolgreichen Umgang mit der täglichen Informationsflut spezialisiert hat, lebensnahe Tipps dafür, wie man auch als Ingenieur die büroalltägliche und private Datenflut in den Griff bekommen könne. Menschen, so Bretschneider, die sich im ständigen Multitasking-Betrieb befänden, müssten nämlich erfahrungsgemäß mit deutlichen Leistungsdefiziten rechnen. Daher empfiehlt Bretschneider unter anderem, ausreichend dimensionierte Zeiträume für „Achtsamkeit und Entspannung“ in den Arbeitsalltag zu integrieren, außerdem die Dauererreichbarkeit zu kanalisie-

ren und die Informationsflut zu steuern, da die halbe Menge oft zur doppelten Wirkung führe.

Dipl.-Ing. Georg Spennes, einer der Geschäftsführenden Gesellschafter der BFT Cognos GmbH (Aachen), eines deutschlandweit tätigen Sachverständigenbüros für Brandschutz, Technische Anlagen, Bautechnik und den Arbeits- und Umweltschutz, referierte schließlich über die „Restnorm“ DIN 4102. Der konstruktive Brandschutz der meisten tragenden Bauteile werde nun, so Spennes, in den Eurocodes geregelt. Daher sei die DIN 4102-4:2014 grundlegend überarbeitet worden und sei nun ergänzend zu den Eurocodes anzuwenden. Dabei könne die DIN 4102 wie ein Bauteilkatalog mit Querbezug zu den Eurocodes gehandhabt werden. Darin befänden sich weiterhin Angaben zu klassifizierten Bauteilen aus Beton, Porenbeton, bekleidetem Stahl, Holz, Mauerwerk sowie zu Ausbaugewerken und Sonderbauteilen.

Wie in jedem Jahr, so beschrieb auch in diesem Jahr Dipl.-Ing. Andreas Plietz vom Referat Bautechnik des Ministeriums für Bauen, Wohnen, Stadtentwicklung und Verkehr des Landes Nordrhein-Westfalen die wichtigsten landesbaupolitischen, baurechtlichen oder normentechnischen Entwicklungen des vorhergehenden und laufenden Jahres. Er ging eingehend auf die Veränderung der bauaufsichtlichen Anforderungen an Bauprodukte vor dem Hintergrund des Urteils des Europäischen Gerichtshofs C-100/13 ein, mit dem ja verbindlich festgelegt worden ist, dass Zusatzanforderungen in den Bauregelisten der Länder im Einzelfall eine unzulässige Marktbehinderung für europäisch harmonisierte Bauprodukte darstellen können (siehe auch: *Der Prüfeningenieur*, Ausgabe 46 Mai 2015). Am 15. Oktober dieses Jahres solle daher bekanntermaßen die Bauregelliste B Teil 1 aufgehoben werden. Deswegen erarbeiteten die einschlägigen Fachleute der ARGE Bau (www.is-argebau.de) derzeit ein neues System, um das deutsche Sicherheitsniveau beizubehalten. Danach sollen die Anforderungen künftig auf Bauwerksebene – und nicht mehr auf Produktebene – definiert werden. Bis es soweit sei, gelte aber, so Plietz, die aktuelle Bauregelliste A, B und C, Ausgabe 2015/2 weiter.

Dr.-Ing. Wolfgang Roeser, Aachen

Ab 2017 neue Ausbildungslehrgänge für Sachkundige Planer für den Schutz und die Instandsetzung von Betonbauteilen

In Kooperation mit der Rheinisch-Westfälischen Technischen Hochschule Aachen (RWTH) und der Bayerischen Ingenieurekammer-Bau hat der Bau-Überwachungsverein (BÜV) Ende Februar 2016 in Aachen den 11. Zertifizierlehrgang für Sachkundige Planer für den Schutz und die Instandsetzung von Betonbauteilen durchgeführt – und zwar zum letzten Mal in der bisherigen Form, weil das Ausbildungsprogramm dieses Lehrgangs

ab 2016 auf der Grundlage der 2017 erscheinenden neuen Instandhaltungs-Richtlinie des Deutschen Ausschusses für Stahlbeton (DAfStb) neu konzipiert werden muss.

Für jene Ingenieure, die den 11. Zertifizierlehrgang im Februar in Aachen mit Erfolg bestanden und sich zwischenzeitlich haben zertifizieren lassen, sowie für all jene Ingenieure, die in den vergangenen Jahren von der Zertifi-

zierstelle GmbH des Deutschen Instituts für Prüfung und Überwachung (DPÜ) das besondere Qualitätsmerkmal verliehen bekommen haben, geht die Fortbildung aber weiter.

Am Freitag, dem 28. Oktober 2016, findet deshalb im Phaeno in Wolfsburg die diesjährige ganztägige Fortbildungsveranstaltung für diesen Personenkreis statt, dieses Mal dann mit neuem Inhalt, der an die neue Richtlinie des DAfStb angepasst sein wird.

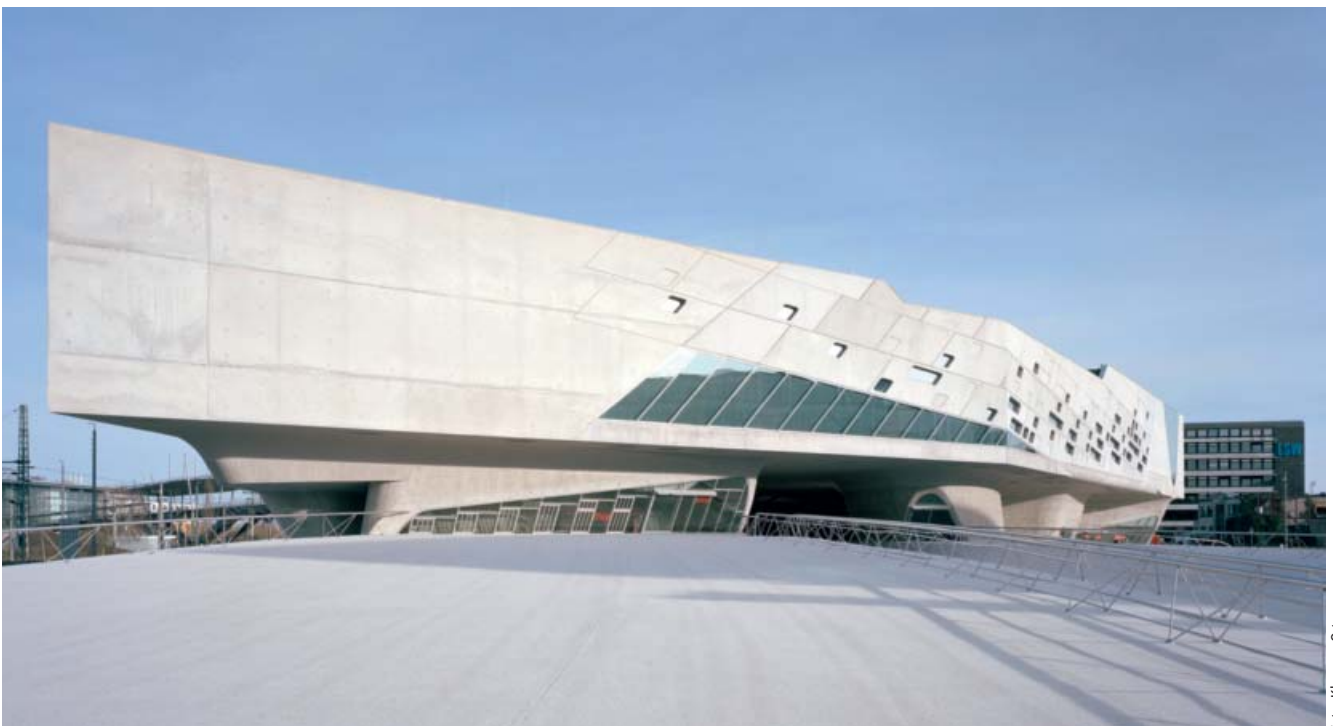


Foto: Klemens Ortmeier

DAS PHAENO zählt zu den bedeutendsten modernen Bauwerken der Welt. Das einzigartige Gebäude, in dem im Oktober dieses Jahres die nächste ganztägige Fortbildungsveranstaltung zum Thema Schutz und Instandsetzung von Betonbauteilen stattfinden wird, ist Ende November 2015 zehn Jahre alt geworden. Es stellt den ersten realisierten großen Entwurf der Pritzker-Preisträgerin Zaha Hadid dar, die vor wenigen Wochen unerwartet gestorben ist.

Am 10. Juni in Berlin: Mitgliederversammlung der vpi-EBA Schwerpunkt: die Vorschriften des Eisenbahn-Bundesamtes

Für die Sachverständigen und Prüfer, die bautechnische Nachweise im Eisenbahnbau erbringen und Mitglied der Vereinigung der Sachverständigen und Prüfer für bautechnische Nachweise im Eisenbahnbau (vpi-EBA) sind, findet am Freitag, dem 10. Juni 2016, in Berlin die satzungskonforme nächste Mitglie-

dersammlung statt. Neben dem obligatorischen Bericht des Vorstandes wird dort vor allem über Erreichtes seit 2014 sowie über anstehende Aufgaben bis 2018 berichtet werden. Das Hauptaugenmerk wird dabei auf die Stellung des Sachverständigen oder Prüfers im Einklang mit diversen verwal-

tungsrechtlichen Vorschriften des Eisenbahn-Bundesamtes gerichtet sein. Weitere Themen werden die Aktivitäten auf dem Feld der Normung sowie der Fort- und Weiterbildung sein.

www.vpi-eba.de

Besonderheiten bei der Nachrechnung von Bestandstragwerken in Stahlbetonbauweise

Bestimmung charakteristischer Materialkennwerte und Ansätze zur Modifikation von Teilsicherheitsbeiwerten

Wenn beim Bauen im Bestand alte Stahlbetontragwerke ertüchtigt werden sollen, brauchen die Ingenieure für ihre Nachrechnung nach heutigen Normen Nachrechnungswerte für die damals verwendeten Baustoffe, die den Definitionen der heutigen Eurocodes entsprechen. Diese Werte können den früheren Normen nicht einfach entnommen und auf heutige Zeiten übertragen werden, weil in den alten Normen Festigkeiten ganz anders definiert worden sind als heute. Was ist in dieser Situation zu tun? Was ist technisch und konstruktiv verantwortbar? Was ist wirtschaftlich vertretbar? Mit diesen Fragen setzt sich der folgende Beitrag auseinander, der nicht nur die Inhalte passender und deshalb nützlicher fachlicher Merkblätter und amtlicher Richtlinien, sondern auch diverse experimentelle Untersuchungen und praktische Ergebnisse beschreibt, die die Autoren in ihrer Eigenschaft und Funktion als Ingenieur-Wissenschaftler an der Technischen Universität Kaiserslautern für bessere Lösungen dieses Problems durchgeführt haben, eines Problems, das überdies ein signifikanter Teil eines überaus wichtigen Zukunftsmarkts für Ingenieure und Architekten repräsentiert.



Prof. Dr.-Ing. Jürgen Schnell

studierte das Bauingenieurwesen an der Technischen Hochschule Darmstadt und war von 1979 bis 2002 Technischer und Leitender Angestellter der Philipp Holzmann AG in Frankfurt am Main und in Düsseldorf, 1986 promovierte er an der TH Darmstadt und ist seit 2002

Leiter der Arbeitsgruppe Massivbau an der Technischen Universität Kaiserslautern; seit 2004 ist Jürgen Schnell Prüflingenieur für Baustatik und seit 2012 Vorsitzender des Deutschen Ausschusses für Stahlbeton DAfStb und Fachkollegiat der Deutschen Forschungsgemeinschaft



Dipl.-Ing. Michael Weber

studierte das Bauingenieurwesen von 2008 bis 2013 an der Technischen Universität Kaiserslautern; seit 2013 ist er wissenschaftlicher Mitarbeiter im Fachgebiet Massivbau und Baukonstruktion an der TU Kaiserslautern; Arbeitsschwerpunkt: Bauen im Bestand

1 Einführung

Die Nachrechnung von Bestandstragwerken wird meist erforderlich, wenn Maßnahmen ergriffen werden sollen, die der Instandhaltung, Änderung oder Verbesserung von Gebäuden und baulichen Anlagen dienen. Angesichts einer in Deutschland sehr großen vorhandenen bestehenden Bausubstanz stellt das Bauen im Bestand einen wichtigen Zukunftsmarkt dar. Anlass für Maßnahmen sind neben der Stadtentwicklung vor allem ein Sanierungsbedarf oder die Umnutzung von Bestandsbauten, die oftmals mit Lasterhöhungen einhergeht.

Dabei erfordern die Planung, Bemessung, Konstruktion und Ausführung zunächst jene ganze Breite und Tiefe des Ingenieurwissens, die auch bei Neubauten erforderlich ist. Hinzu tritt aber beim Bauen im Bestand eine Vielzahl von Fragen hinsichtlich genehmigungsrechtlicher und zuverlässigkeitstheoretischer Aspekte. Weiterhin erfordert der sachgerechte Umgang mit vorhandener Bausubstanz umfangreiche Kenntnisse von historisch verwendeten Materialien, Konstruktionen und Regelwerken. Ein hier fehlender Überblick begrenzt tendenziell die Bereitschaft zur Weiternutzung bestehender Bausubstanz und damit das Bestreben nach Nachhaltigkeit im Baubereich.

Wegen der Vielzahl offener Fragen hat die Fachkommission Bautechnik der Bauministerkonferenz (ARGEBAU) Hinweise und Beispiele zum Vorgehen beim Nachweis der Standsicherheit beim Bauen im Bestand [1] herausgegeben. Die dort gegebenen Empfehlungen sind allerdings allgemeiner Art und lassen nur die prinzipielle Auffassung der obersten Bauaufsichtsbehörden erkennen.

Grundsätzlich sind Tragwerke, die im Rahmen einer Umbaumaßnahme, einer Revitalisierung oder einer Nutzungsänderung erhöhte Einwirkungen erfahren oder verändert werden sollen, zweifelsfrei nach aktuellem Stand der Technik und damit im Allgemeinen nach dem aktuellen Normenwerk nachzurechnen. In der Umsetzung zeigt sich jedoch, dass Standsicherheit und Gebrauchstauglichkeit bestehender Stahlbetontragwerke nach Eurocode 2 schon deshalb nicht ohne Weiteres nachweisbar sind, weil die Definition von Festigkeiten in früheren Normengenerationen auf andere Weise erfolgte. Außerdem sind Bewehrungs- und Konstruktionsregeln damals anders formuliert worden als heute, und es wurden in früheren Jahren auch Betonstähle verwendet, die von der aktuellen Normengeneration nicht erfasst werden.

Die Eurocodes behandeln die Bemessung für den Neubau und basieren auf Bemessungswerten (*design values*). Dagegen werden bei der Nachrechnung in der Regel jene Nachrechnungswerte (*assessment values*) herangezogen, die auf der Grundlage derjenigen Untersuchungsergebnisse festgelegt worden sind, die am Bauwerk gewonnen werden konnten. Diese erlauben, je nach Streuung, zusammen mit anderen Ergebnissen der Bauwerksuntersuchung eine Modifikation der zu verwendenden Teilsicherheitsbeiwerte.

Auf Möglichkeiten, die Teilsicherheitsbeiwerte unter Berücksichtigung einer begrenzten Restnutzungsdauer anzupassen oder vor dem Hintergrund einer geregelten Bauwerksüberwachung vorzunehmen sowie auf die Bauwerksanalyse mithilfe von Probelastungen [2] wird im vorliegenden Beitrag nicht eingegangen. Ebenso werden hier die vielfältigen Aspekte der Bewertung historischer Bewehrungs- und Konstruktionsregeln nicht behandelt. In diesem Zusammenhang wird auf [3] verwiesen.

2 Bestimmung charakteristischer Materialkennwerte aus vorliegenden Plandokumenten

2.1 Allgemeines

Liegen für das zu untersuchende Tragwerk Plandokumente vor, in denen die zum Zeitpunkt der Erstellung oder bei späteren Umbauten zur Ausführung vorgesehenen Werkstoffe eindeutig erkennbar sind, dann können charakteristische Festigkeiten, zumindest im Rahmen einer Vordimensionierung, jenen Umrechnungstabellen entnommen werden, die im Sachstandsbericht Bauen im Bestand – Teil I: Mechanische Kennwerte historischer Betone, Betonstähle und Spannstähle für die Nachrechnung von bestehenden Bauwerken – enthalten sind, den der Deutsche Ausschuss für Stahlbeton (DAfStb) als DAfStb-Heft 616 [4] herausgegeben hat. Sie umfassen alle Regelungen beziehungsweise Vorschriften, die seit 1916 auf dem Gebiet der Bundesrepublik Deutschland erlassen worden sind. Es sind dort zudem spezifische Kennwerte historischer Betone, Betonstähle, Spannstähle und Spannverfahren auf Basis von DIN EN 1992-1-1 [5] enthalten. Einen Abdruck aller deutschen Stahlbetonnormen (DDR bis 1988) umfasst [6].

Voraussetzung für eine Anwendbarkeit ist, dass keine ergänzenden Informationen bezüglich einer möglichen Materialalterung oder anderer Abweichungen vorliegen. Inwieweit erwartet werden darf, dass die angestrebten Festigkeiten am Tragwerk tatsächlich erreicht wurden, ist im Einzelfall verantwortungsbewusst zu entscheiden. In aller Regel

werden bestätigende oder ergänzende Untersuchungen am Tragwerk mit Probenentnahme unverzichtbar sein.

Weitere derzeit auf nationaler Ebene verfügbare Regelwerke sind die Brücken-Nachrechnungsrichtlinie des Bundesministeriums für Verkehr, Bau und Stadtentwicklung [7] und das Merkblatt Bauen im Bestand – Beton und Betonstahl [8] des Deutschen Beton- und Bautechnik-Vereins (DBV).

2.2 Beton

Durch Unterschiede unter anderem hinsichtlich der Ausführungsqualität, Güteüberwachung und Prüfbedingungen zwischen den zum Herstellzeitpunkt gültigen Regelwerken und den aktuellen Normen, wie zum Beispiel bei der Prüfung der Betondruckfestigkeit vorgegebenen Lagerungsbedingungen und Probekörpergeometrien können die Materialkennwerte, die in historischen Normen enthalten sind, für die Nachrechnung bestehender Tragwerke nicht direkt verwendet werden; sie müssen vielmehr zunächst auf jene Kennwerte umgerechnet werden, die für eine Nachrechnung nach DIN EN 1992-1-1 [5] erforderlich sind.

In **Tabelle 1** ist ausschnittsweise die charakteristische Betondruckfestigkeit f_{ck} für historische, in Deutschland (einschließlich DDR) verwendete Betone nach DAfStb-Heft 616 [4] angegeben. Dabei erfolgt eine Zuordnung von Betonfestigkeiten, die sich auf die charakteristische Zylinderdruckfestigkeit f_{ck} nach DIN EN 206-1 [9] bezieht. Dabei ist besonders zu beachten, dass eine Zuordnung zu Festigkeitsklassen nicht erforderlich wird und somit auch Zwischenfestigkeiten bei der Nachrechnung verwendet werden dürfen.

Zusätzlich sind im DAfStb-Heft 616 Informationen über die Betonüberwachung, die zum jeweiligen Herstellzeitpunkt durchgeführt werden musste, und Hinweise auf die Spannungs-Dehnungs-Linien enthalten, die für die Querschnittsbemessung anzusetzen sind.

2.3 Betonstahl

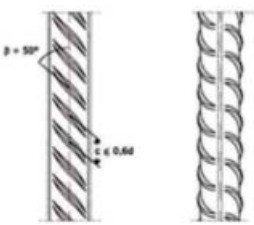
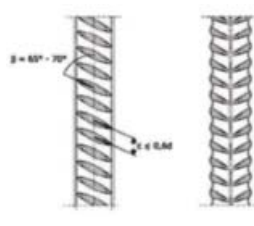
Weiterhin sind in DAfStb-Heft 616 spezifische Kennwerte von historischem Betonstahl, von Betonstahl vom Ring, von Betonform-

Zeitraum	Würfelkantenlänge [mm]	Bezeichnung									
	M: Mittelwert aus 3 Proben; 5-%-Quantilwert	Nennwert der Betondruckfestigkeit ^{a)} geprüft am Würfel									
	zugeordnete charakteristische Zylinderdruckfestigkeit f_{ck} [N/mm ²]										
1916-1925	200		W_{b28}	W_{b28}							
DAfEb	M [kg/cm ²]		150	180							
	f_{ck} [N/mm ²]		8	9,5							
1932-1943	200		W_{b28}	W_{b28}	W_{b28}						
DIN	M [kg/cm ²]		120	160	210						
	f_{ck} [N/mm ²]		6,5	8,5	12,0						
ab 2001	150		C8	C12		C16	C20	C25	C30	C35	C40
DIN	5 % [N/mm ²]		10	15		20	25	30	37	45	50
DIN EN	f_{ck} [N/mm ²]		8	12		16	20	25	30	35	40

a) Einheiten: 100 kg/cm² = 100 kp/cm² = 10 N/mm²

a) Einheiten: 100 kg/cm² = 100 kp/cm² = 10 N/mm²

Tab. 1: Zuordnung von Betonfestigkeiten ab 1916 nach DAfStb-Heft 616 [4] (Auszug)

Bezeichnung	Stahlsorte	Verwendungs- zeitraum	f_{yk} [N/mm ²]	Duktilitätsklasse
Glatte Rundstähle (DIN 1000, DIN 1612, DIN 488)	Schweißeisen	vor 1923	180 ^{a)} b)	–
	Flussstahl (St 37, St 37.12, St 00.12)	1925-1943	220 ^{a)} b)	B
NORECK-Stahl 	Betonstahlgruppe IIIb (kaltgereckt)	1960-1967	400 ^{b)} c)	A
DIROC-Stahl 				
	Betonstahlgruppe IIIa (naturhart)	1964-1969		B

a) Erhöhung des Teilsicherheitsbeiwertes γ_s um 10 % (vor 1943)
b) Bei glatten Betonstählen und Betonformstählen ist deren von DIN EN 1992 abweichendes Verbundverhalten zu berücksichtigen (siehe [4])
c) Erhöhung auf 420 N/mm² bei Stabdurchmesser ≤ 18 mm

Tab. 2: Charakteristische Streckgrenzen und Duktilitätsklassen von Betonstab- und Betonformstählen verschiedener Zeitperioden nach DAfStb-Heft 616 [4] (Auszug)

stahl sowie von den Lieferformen „Betonstahlmatte“ und „Gitterträger“ enthalten. Auch hier wird eine eindeutige oder gegebenenfalls auf der sicheren Seite liegende Zuordnung vorausgesetzt. In den Fällen, in denen dies nicht möglich ist, können die in **Tabelle 2** angegebenen Werte lediglich einer Vorabschätzung dienen. In dieser Tabelle sind ausschnittsweise Informationen über die charakteristische Streckgrenze f_{yk} sowie über die Duktilitätsklasse von historischen Betonstab- und Betonformstählen nach [4] angegeben.

Im DAfStb-Heft 616 sind unter anderem auch eine Liste mit Betonstahlmatten und Informationen über die Entwicklung der zum jeweiligen Herstellzeitpunkt durchzuführenden Überwachung der mechanischen Eigenschaften sowie Hinweise auf für die Querschnittsbemessung anzusetzenden Spannungs-Dehnungs-Linien enthalten. Als Hilfe bei der Beurteilung der Verbundfestigkeit f_{bd} sind Hinweise auf die bezogenen Rippenfläche f_R der ab 1972 in DIN 1045 normativ eingeführten Betonrippenstähle enthalten.

2.4 Spannstahl

In DAfStb-Heft 616 sind unter anderem die für die Nachrechnung erforderliche Zugfestigkeit f_{pk} und die Dehnung bei Höchstlast ϵ_{uk} aus der zum Bauzeitpunkt gültigen Zulassung der bauaufsichtlich (baupolizeilich) in der Bundesrepublik Deutschland sowie der DDR zugelassenen Spannstähle angegeben. Ist für die Nachrechnung die 0,1 %-Dehngrenze erforderlich, jedoch wie bei älteren Zulassungen mit Bezug auf DIN 4227 oft nicht in der Zulassung enthalten, so kann diese mit ausreichender Genauigkeit aus den in den Zulassungen angegebenen Spannungs-Dehnungs-Linien der Spannstähle (wie in **Abb. 1** exemplarisch dargestellt) ermittelt werden.

Insgesamt sind in DAfStb-Heft 616 für verschiedene Zeitpunkte ab 1958 circa 400 zugelassene Spannstähle einschließlich der wichtigsten Materialkennwerte aufgelistet, wie in **Tabelle 3** für 1958 exemplarisch dargestellt. Zusätzlich sind auch Angaben zu Duktilitäts- und Ermüdungseigenschaften, Relaxation sowie Spannungsrissskorrosion

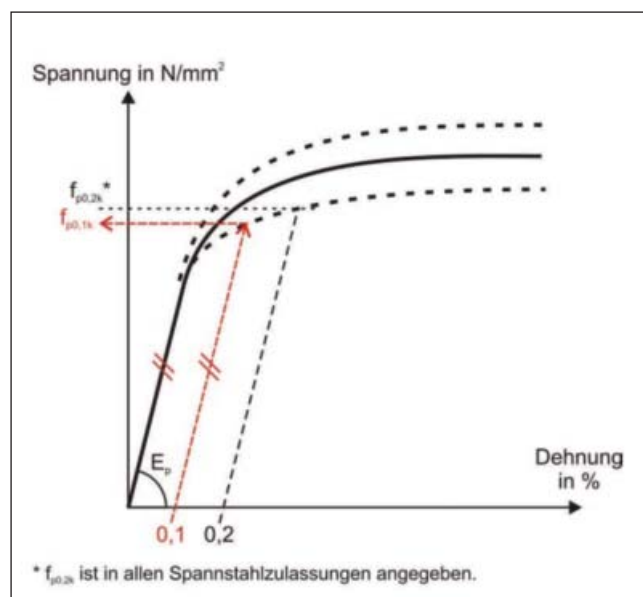


Abb. 1: Grafische Ermittlung der für die Nachweise im GZT benötigten 0,1 %-Dehngrenze aus der in Spannstahlzulassungen enthaltenen Spannungs-Dehnungs-Linie nach DAfStb-Heft 616 [4]

Art	Stahlgüte St	Handels- bezeichnung	Querschnitte Ø-A [mm]-[mm²]	Streck- grenze β_s bzw. $\beta_{0,2}$ [kg/mm²]	Zugfestig- keit β_z [kg/mm²]	Elastizitäts- grenze $\beta_{0,01}$ [kg/mm²]	Elastizitäts- modul E_s [kg/mm²]	Bruch- dehnung $\delta_{10}^{a)}$ [%]	Kriech- grenze $b)$ [kg/mm²]	Hersteller	Zulassungs- nummer
warmge- walzt	55/85	Sigma- Spannstahl	rund; Ø10,0-20,0	55	85	50	2,10·10 ⁴	10	50	Hüttenwerk Rheinhausen	II A 4 – 2.43 Nr. 2153/56
vergütet	145/160 ^{c)}	Sigma- Spannstahl	rund; Ø5,2-6,0	145	160	120	2,05·10 ⁴	6	110	Hüttenwerk Rheinhausen	II A 4 – 2.43 Nr. 2151/56

a) Bruchdehnung am langen Proportionalstab ($L = 10 \cdot d_p$)
b) Spannung, unter der zwischen der 6. Minute und der 1000. Stunde einer Dauerbelastung höchstens 3 % der unter zügiger Belastung erfolgten Dehnung als Zeitdehnung auftreten
c) Diese Stähle gelten als spannungsrisikokorrosionsgefährdet. Bauwerke, die unter Verwendung dieser Stähle erstellt wurden, bedürfen einer gesonderten Betrachtung, um ein Versagen ohne Vorankündigung auszuschließen.

Tab. 3: Teilübersicht der 1958 in der BRD zugelassenen Spannstähle und Spanndrahtlizenzen, Auszug aus DAfStb-Heft 616 [4]

Antragsteller (Firma, Zulassungsinhaber)	Gegenstand (Spannverfahren)	Gültigkeit		Zulassungs- nummer	Art ^{a)}	Zulassungs- stelle ^{b)}
		von	bis			
B + B Vorspanntechnik GmbH	Litzenspannverfahren Bilfinger + Berger	31.01.1979	31.01.1984	Z-13.1-31	Z	DIBt
BBR Systems Ltd	Spannverfahren CONA-Single Litzenspannglied ohne Verbund	25.01.2002	31.03.2005	Z-13.2-46	Z	DIBt

a) Z = Zulassung, E = Ergänzung, Ä = Änderung, V = Verlängerung
b) DIBt = Deutsches Institut für Bautechnik (vor 1993 Institut für Bautechnik)

Tab. 4: Teilübersicht über die 1960-2019 in der BRD und der DDR zugelassenen Spannverfahren, Auszug aus DAfStb-Heft 616 [4]

enthalten. Weiterhin ist eine Übersicht mit Kennwerten von ungefähr 400 bauaufsichtlich (baupolizeilich) zugelassenen Spannverfahren enthalten (Tabelle 4).

3 Bestimmung charakteristischer Materialkennwerte durch Untersuchungen am Bauwerk

3.1 Allgemeines

In Fällen, in denen keine Bestandsunterlagen vorliegen oder eine abgesicherte Nachrechnung durchzuführen ist, wird eine Bestandsaufnahme mit Überprüfung des Ist-Zustandes am Tragwerk erforderlich (Abb. 2, Abb. 3 und Abb. 4). Diese wird bisher nach den hier in Kapitel 3.2 beschriebenen Verfahren durchgeführt.

Publizierte Untersuchungen [10], [11] haben jedoch gezeigt, dass die zur Bestimmung der charakteristischen Betondruckfestigkeit f_{ck} bisher zur Verfügung stehenden Verfahren nach DIN EN 1990 [12] und DIN EN 13791:2008 [13] je nach Streuung und Umfang der Stichprobe zu einer mehr oder weniger deutlichen Fehleinschätzung der charakteristischen Betondruckfestigkeit führen.

Deshalb wurde zur Bestimmung der charakteristischen Betondruckfestigkeit f_{ck} ein neues Auswerteverfahren entwickelt (siehe Kapitel 3.3).

3.2 Bestehende Verfahren zur Bestimmung der charakteristischen In-situ Betondruckfestigkeit

3.2.1 DIN EN 1990

Eine Möglichkeit zur Bestimmung charakteristischer Betondruckfestig-

keiten stellt das in DIN EN 1990 [12], Anhang D, enthaltene Bayes'sche Verfahren dar. Dort sind sowohl das Vorgehen für die Anwendung einer Normalverteilung als auch einer logarithmischen Normalverteilung beschrieben.

■ Normalverteilung

Für eine Normalverteilung ergibt sich nach [12] der Wert der charakteristischen Betondruckfestigkeit (5%-Quantil) x_k wie in Gleichung (1) beschrieben.

$$x_k = \bar{x} \cdot (1 - k_n \cdot v_x) \quad \text{Gl. (1)}$$

mit:

$\bar{x}$ Mittelwert der Prüfergebnisse

k_n Fraktilefaktor zur Bestimmung charakteristischer Werte in Abhängigkeit vom Stichprobenumfang n nach Tabelle 5. Dabei wird vorausgesetzt, dass keine Vorinformationen über den Variationskoeffizienten vorliegen

v_x Variationskoeffizient der Prüfergebnisse

■ Logarithmische Normalverteilung

Unter Ansatz einer logarithmischen Normalverteilung nach [12] kann der Wert der charakteristischen Betondruckfestigkeit (5%-Quantil) x_k nach Gleichung (2) berechnet werden.

$$x_k = e^{(\mu_y - k_n \cdot \sigma_y)} \quad \text{Gl. (2)}$$

mit:

μ_y Mittelwert der logarithmierten Prüfergebnisse

n	3	4	5	6	8	10	20	30	∞
k_n „ v_x unbekannt“	3,37	2,63	2,33	2,18	2,00	1,92	1,76	1,73	1,64

Tab. 5: Fraktilefaktor k_n zur Bestimmung charakteristischer Werte x_k (5%-Quantile) [12]

k_n Fraktilefaktor zur Bestimmung charakteristischer Werte in Abhängigkeit vom Stichprobenumfang n nach **Tabelle 5**

σ_y Standardabweichung der logarithmierten Prüfergebnisse

3.2.2 DIN EN 13791:2008

DIN EN 13791:2008 unterscheidet je nach Umfang der Stichprobe n zwischen den beiden Ansätzen A und B. Stehen mindestens 15 Prüfergebnisse zur Verfügung, so ergibt sich die geschätzte charakteristische Betondruckfestigkeit $f_{ck, is}$ („is“ steht für „in situ“) nach DIN EN 13791:2008 [13], Ansatz A, aus dem niedrigeren der folgenden beiden Werte nach Gleichung (3) und Gleichung (4).

$$f_{ck, is} = f_{m(n), is} - k_2 \cdot s \quad \text{Gl. (3)}$$

$$f_{ck, is} = f_{is, niedrigst} + 4 \text{ N/mm}^2 \quad \text{Gl. (4)}$$

mit:

$f_{m(n), is}$ Mittelwert von n Prüfergebnissen der Druckfestigkeit des Bauwerksbetons

$f_{is, niedrigst}$ niedrigstes Prüfergebnis der Druckfestigkeit des Bauwerksbetons

s_x Standardabweichung der Prüfergebnisse mit einem Mindestwert von 2 N/mm²

k_2 Koeffizient nach nationalen Regelungen (in Deutschland $k_2 = 1,48$)

Stehen lediglich 3 bis 14 Prüfergebnisse zur Verfügung, so ergibt sich die geschätzte charakteristische Betondruckfestigkeit $f_{ck, is}$ nach DIN EN 13791:2008 [13], Ansatz B, aus dem niedrigeren der folgenden beiden Werte nach Gleichung (5) und Gleichung (6).

$$f_{ck, is} = f_{m(n), is} - k \quad \text{Gl. (5)}$$

$$f_{ck, is} = f_{is, niedrigst} + 4 \text{ N/mm}^2 \quad \text{Gl. (6)}$$

mit:

k Spanne in Abhängigkeit vom Stichprobenumfang n nach **Tabelle 6**

n	k
3 bis 6	7
7 bis 9	6
10 bis 14	5

Tab. 6: Spanne k zur Berechnung von $f_{ck, is}$ nach DIN EN 13791:2008 [13], Ansatz B

3.3 E DIN EN 13791/A20: 2016

Basierend auf der Auswertung verschiedener, umfangreicher an Bauwerken gewonnener Datensätze wurde ein neues, vom Umfang und Streuung der Stichprobe abhängiges Näherungsverfahren zur Bestimmung charakteristischer Betondruckfestigkeiten erarbeitet, welches auch in E DIN EN 13791/A20: 2016 [14] enthalten ist und somit die Verfahren



Abb. 2: Bohrkernentnahme [3]



Abb. 3: Bohrkernprüfung



Abb. 4: Bohrkernprüfung

nach DIN EN 13791:2008 [13] ersetzt. Dabei ist die Bohrkernentnahme (Abb. 2) aus dem zu bewertenden Bauwerk/-teil und deren Prüfung (Abb. 3) nach DIN EN 12504-1:2009-07 [15] vorzunehmen.

Stehen mindestens $n = 9$ Bohrkern zur Verfügung oder ist der Variationskoeffizient der Stichprobe v_x bei einem Umfang n zwischen 3 und 8 größer als 0,20, so ist die geschätzte charakteristische Betondruckfestigkeit $f_{ck, is}$ nach dem modifizierten Ansatz A aus E DIN EN 13791/A20: 2016 [14] zu bestimmen.

Stichproben mit einem Umfang von 3 bis 8 Bohrkernen und einem Variationskoeffizienten $v_x \leq 0,20$ sind dagegen nach dem modifizierten Ansatz B aus E DIN EN 13791/A20: 2016 [14] auszuwerten.

Liegt der Variationskoeffizient v_x bei einem Stichprobenumfang n zwischen 3 und 8 oberhalb von 0,20, ist es sinnvoll, alle Prüfergebnisse zunächst auf Plausibilität und Zugehörigkeit zu einer Grundgesamtheit zu prüfen, da eine Vermischung verschiedener Grundgesamtheiten zu einer großen Streuung und somit zugleich zu kleinen charakteristischen Festigkeitswerten führt. Es empfiehlt sich dann, eine Erhöhung des Stichprobenumfangs n vorzunehmen, wodurch die statistische Aussagekraft steigt.

3.3.1 Modifizierter Ansatz A

Unter Verwendung des modifizierten Ansatzes A ergibt sich die geschätzte charakteristische Betondruckfestigkeit $f_{ck, is}$ nach E DIN EN 13791/A20: 2016 [14], basierend auf einer Normalverteilung aus Gleichung (7).

$$f_{ck, is} = f_{m(n), is} \cdot (1 - k_n \cdot v_x) \quad \text{Gl. (7)}$$

mit:

- $f_{m(n), is}$ Mittelwert von n Prüfergebnissen der Druckfestigkeit des Bauwerksbetons
- k_n Fraktilefaktor zur Bestimmung charakteristischer Werte in Abhängigkeit vom Stichprobenumfang n nach **Tabelle 5**
- v_x Variationskoeffizient

Dabei ist für den Variationskoeffizienten ein Mindestwert von $v_{x, min} = 0,08$ anzusetzen.

Alternativ darf auch eine logarithmische Normalverteilung nach DIN EN 1990 [12], Anhang D, mit entsprechender Begrenzung der Streuung verwendet werden.

3.3.2 Modifizierter Ansatz B

Für 3 bis 8 Bohrkern ergibt sich die geschätzte charakteristische Betondruckfestigkeit $f_{ck, is}$ nach E DIN EN 13791/A20: 2016 [14], modifizierter Ansatz B aus dem niedrigeren der folgenden beiden Werte nach Gleichung (8) und Gleichung (9):

$$f_{ck, is} = f_{m(n), is} \cdot k_3 \quad \text{Gl. (8)}$$

$$f_{ck, is} = f_{is, niedrigst} + 4 \text{ N/mm}^2 \quad \text{Gl. (9)}$$

mit:

- $f_{m(n), is}$ Mittelwert von n Prüfergebnissen der Druckfestigkeit des Bauwerksbetons
- k_3 Faktor in Abhängigkeit vom Stichprobenumfang n nach **Tabelle 7**

n	k_3
3	0,70
4 bis 5	0,75
6 bis 8	0,80

Tab. 7: Faktor k_3 zur Berechnung von $f_{ck, is}$ nach E DIN EN 13791/A20: 2016 [14], modifizierter Ansatz B

$f_{is, niedrigst}$ niedrigstes Prüfergebnis der Druckfestigkeit des Bauwerksbetons

3.4 Vergleich unterschiedlicher Auswerteverfahren

Untersuchungen von Loch et al. [10] haben Schwächen bei einer Auswertung von Bohrkernfestigkeiten nach DIN EN 13791:2008 [13], Ansatz B, besonders bei kleinem Stichprobenumfang n in Verbindung mit einer großen Streuung der Stichprobe aufgezeigt. Das genannte Verfahren führt zu einer teilweise kritischen Überschätzung der tatsächlichen charakteristischen Betondruckfestigkeit. Untersuchungen von Knab et al. [11] sowie Veröffentlichungen auf internationaler Ebene [16] bestätigten diese Schwächen.

Auf dieser Erkenntnis aufbauend wurde an der Technischen Universität Kaiserslautern in Zusammenarbeit mit dem Deutschen Beton- und Bautechnik-Verein das hier in Kapitel 3.3 beschriebene Näherungsverfahren erstellt. Dabei wurde die Auswertung von Datensätzen mit großem Stichprobenumfang zugrunde gelegt, die an verschiedenen Bauwerken gewonnenen worden waren.

Die dabei angestellten Überlegungen werden nachfolgend exemplarisch an den Ergebnissen einer Bauwerksuntersuchung an einer Autobahnunterführung in Massivbauweise aus dem Jahr 1957 erläutert. Im Detail wurden an der Unterführung 29 Bohrkern zur Untersuchung der Betondruckfestigkeit entnommen, die alle zweifelsfrei einer Grundgesamtheit zugeordnet werden können. Die Parameter der Stichprobe sind in **Tabelle 8** zusammengefasst.

Stichprobenumfang n	$n = 29$
Mittelwert $\bar{x}$	$\bar{x} = \frac{1}{n} \sum_{i=1}^n x_i = 44,0 \text{ N/mm}^2$
Standardabweichung s_x	$s_x = \sqrt{\frac{1}{n-1} \sum_{i=1}^n (x_i - \bar{x})^2} = 7,48 \text{ N/mm}^2$
Variationskoeffizient v_x	$v_x = \frac{\sqrt{s_x^2}}{\bar{x}} = 0,17$

Tab. 8: Parameter der Stichprobe

Unter der Annahme einer logarithmischen Normalverteilung nach DIN EN 1990 [12] ergibt sich mit Gleichung (2) eine charakteristische Betondruckfestigkeit der Gesamtstichprobe von $31,3 \text{ N/mm}^2$.

Aufgrund des großen Stichprobenumfangs kann die an der Gesamtstichprobe ermittelte charakteristische Betondruckfestigkeit mit dem tatsächlichen Wert der untersuchten Grundgesamtheit gleichgesetzt werden.

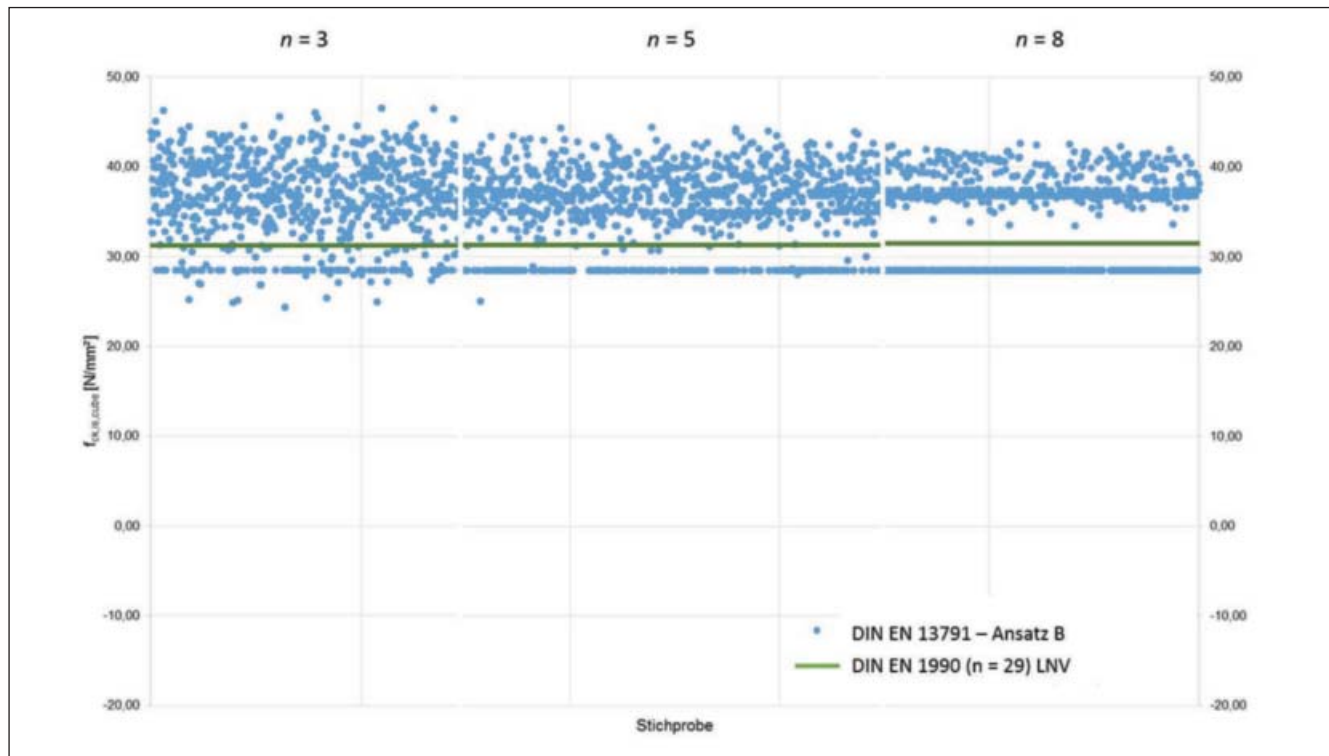


Abb. 5: Bewertung DIN EN 13791:2008 [13], Ansatz B

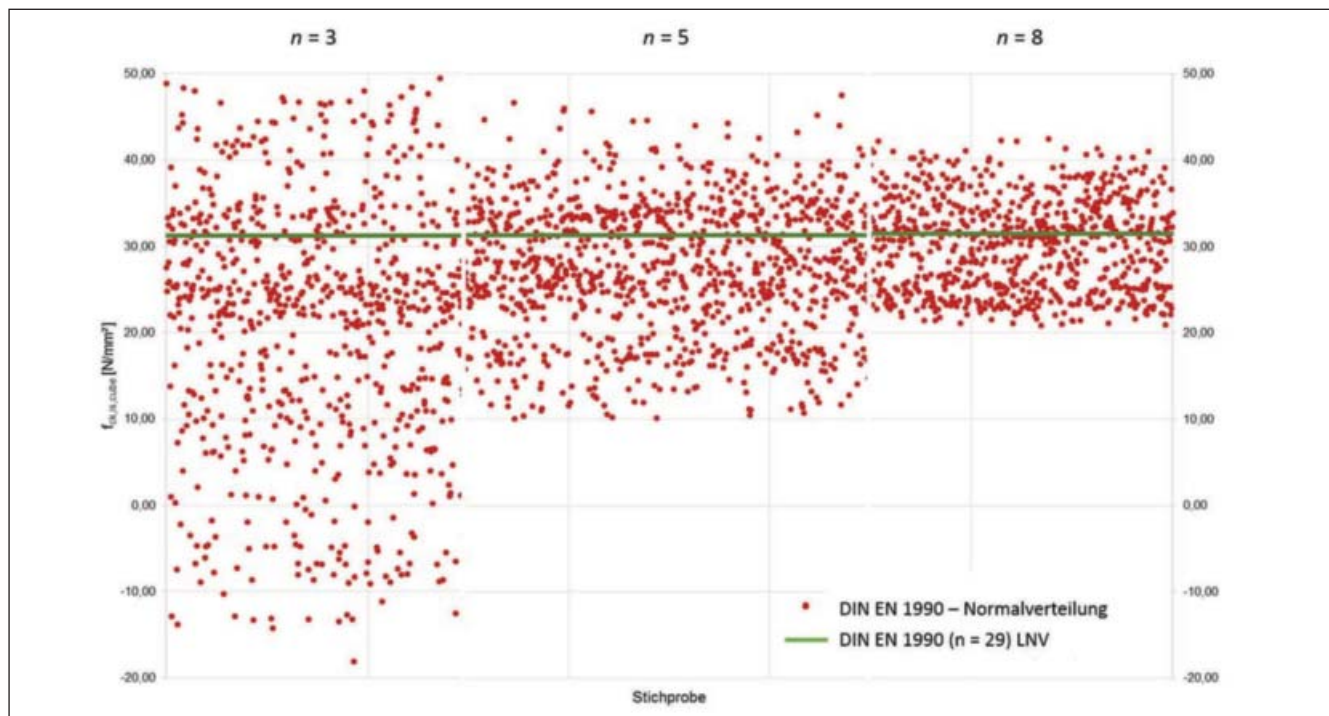


Abb. 6: Bewertung DIN EN 1990 [12], Normalverteilung

Zum Vergleich und zur Bewertung der in den Kapiteln 3.2 und 3.3 vorgestellten Auswerteverfahren wurden aus der Gesamtstichprobe alle möglichen Kombinationen mit $n = 3$, $n = 5$ und $n = 8$ Einzelwerten gebildet, die im Folgenden auch als Teilstichprobe bezeichnet werden, und anschließend mit den genannten Verfahren die jeweilige charakteristische Betondruckfestigkeit bestimmt. Als Maß der Güte eines statistischen Verfahrens/Näherungsverfahrens wird dabei die Abweichung der an der Teilstichprobe ermittelten charakteristischen Beton-

druckfestigkeit im Vergleich zur charakteristischen Betondruckfestigkeit der untersuchten Gesamtstichprobe verwendet.

In den Diagrammen der **Abb. 5, 6, 7 und 8** kennzeichnet die grüne Linie jeweils die charakteristische Betondruckfestigkeit, so, wie sie an der Gesamtstichprobe ermittelt wurde. Die blauen Punkte beschreiben die Auswertung der Teilstichproben nach DIN EN 13791:2008 [13], Ansatz B; die roten eine Auswertung nach DIN EN

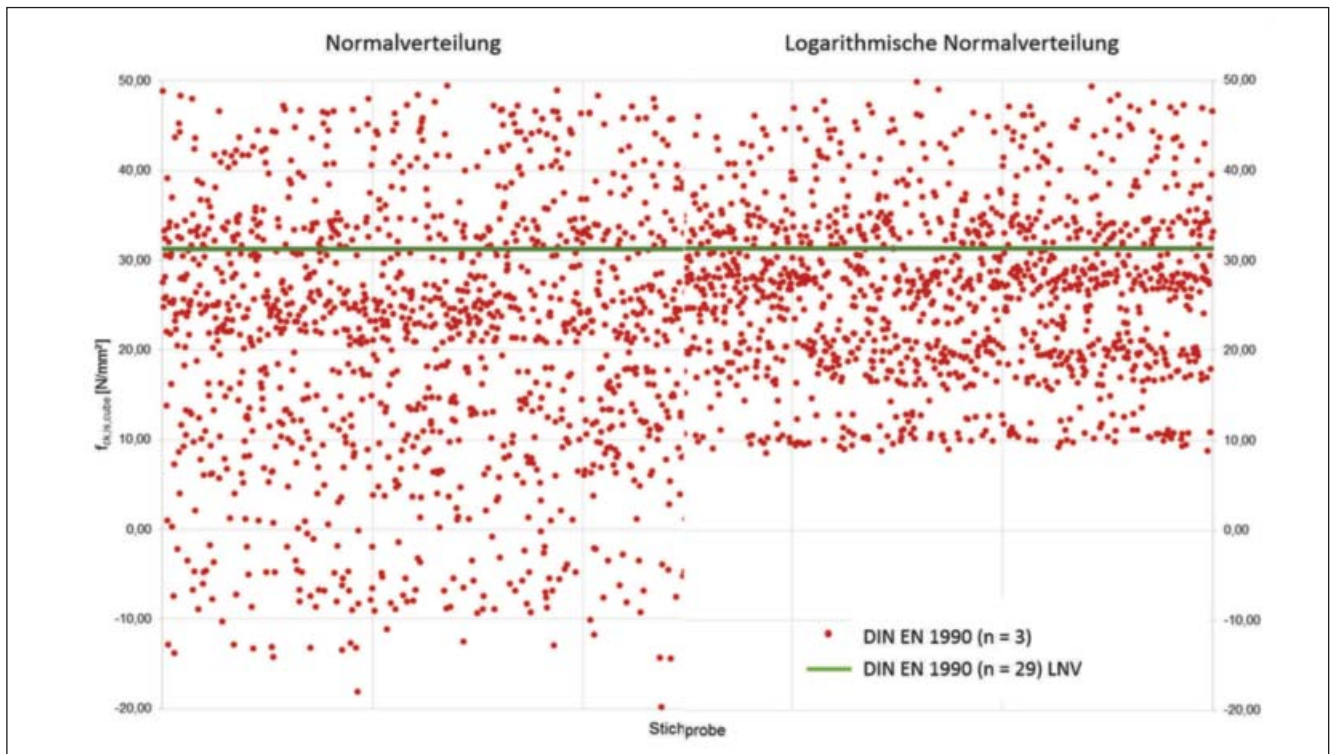


Abb. 7: Vergleich DIN EN 1990 [12], Normalverteilung (links) und logarithmische Normalverteilung (rechts)

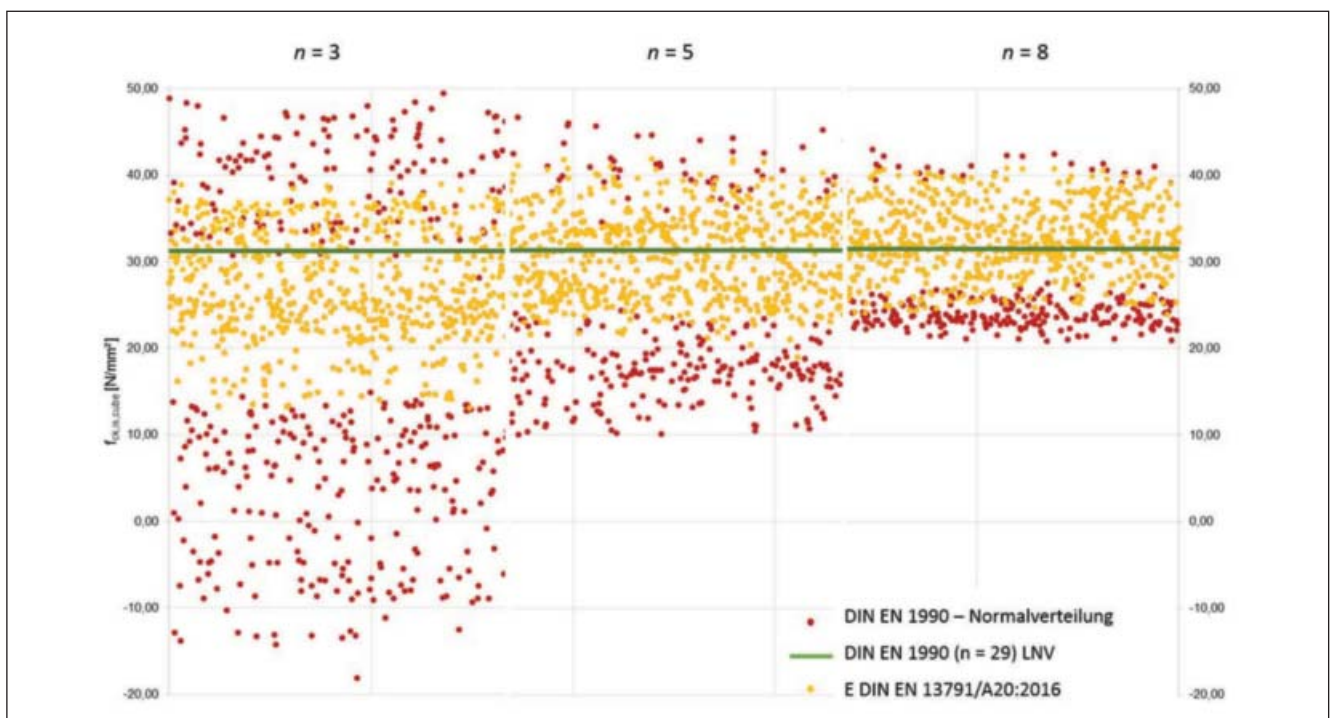


Abb. 8: Bewertung E DIN EN 13791/A20: 2016 [14], modifizierter Ansatz B

1990 [12] und die gelben Punkte eine Auswertung nach E DIN EN 13791/A20: 2016 [14], modifizierter Ansatz B. Die Ergebnisse sind dabei lediglich für eine repräsentative Auswahl von Teilstichproben dargestellt.

In Abb. 5 ist die Auswertung der Teilstichproben mit einem Umfang von 3, 5 oder 8 Prüfergebnissen nach dem hier in Kapitel 3.2.2 beschriebenen Ansatz B nach DIN EN 13791:2008 [13] dargestellt.

Die Verteilung der blauen Punkte zeigt, dass eine Auswertung nach DIN EN 13791:2008 [13], Ansatz B, nahezu unabhängig vom Stichprobenumfang n zu einer teilweise kritischen Überschätzung der tatsächlichen charakteristischen Betondruckfestigkeit der untersuchten Grundgesamtheit führt, was die Ergebnisse von Loch et al. [10] sowie Knab et al. [11] bestätigt. Das Verfahren ist somit zur Bestimmung charakteristischer Betondruckfestigkeiten im Bestand nicht uneingeschränkt geeignet.

Die in **Abb. 5** deutlich erkennbar auf einer Linie liegenden blauen Punkte können mit der Wirkung des Mindestkriteriums nach Gleichung (6) begründet werden.

Abb. 6 zeigt die Auswertung der Teilstichproben mit einem Umfang von 3, 5 oder 8 Prüfergebnissen nach dem in Kapitel 3.2.1 beschriebenen Bayes'schen Verfahren unter Ansatz einer Normalverteilung.

An der Verteilung der roten Punkte ist zu erkennen, dass eine Auswertung nach DIN EN 1990 [12] mit Normalverteilung bei kleinem Stichprobenumfang sowohl zu einer Über- aber auch zu einer starken Unterschätzung der tatsächlichen charakteristischen Betondruckfestigkeit der untersuchten Grundgesamtheit führen kann. Teilweise können sogar mechanisch unsinnige negative Werte entstehen. Weiterhin zeigt die Verteilung der roten Punkte in **Abb. 6**, dass mit zunehmendem Umfang der Stichprobe das Maß der Über- oder Unterschätzung sinkt.

Dem bei einem Teilstichprobenumfang von $n = 3$ entstehenden Maximalwert der charakteristischen Betondruckfestigkeit von circa 50 N/mm² ist dabei ein Variationskoeffizient $v_x \leq 0,01$ und dem kleinsten Wert der charakteristischen Betondruckfestigkeit von ungefähr -19 N/mm² ein Variationskoeffizient $v_x = 0,45$ zuzuordnen. Dies zeigt, dass Teilstichproben mit im Vergleich zu den in **Tabelle 8** zusammengefassten Parametern der Gesamtstichprobe geringer Streuung zu einer Überschätzung der tatsächlichen charakteristischen Betondruckfestigkeit der untersuchten Grundgesamtheit führen.

Ohne weitere Randbedingungen ist somit auch von einer Bestimmung charakteristischer Betondruckfestigkeiten im Bestand bei kleinem Stichprobenumfang n nach DIN EN 1990 [12], Normalverteilung abzuraten.

Zur Verdeutlichung des Unterschiedes zwischen einer Auswertung nach DIN EN 1990 [12], Normalverteilung und logarithmischer Normalverteilung, sind in **Abb. 7** die sich exemplarisch für einen Umfang der Teilstichprobe von $n = 3$ ergebenden charakteristischen Betondruckfestigkeiten dargestellt.

Durch die Anwendung der logarithmischen Normalverteilung nach DIN EN 1990 [12] können somit, wie in **Abb. 7** dargestellt, physikalisch unsinnige negative Werte vermieden werden. Das Maß der Überschreitung bleibt jedoch durch die Verwendung der logarithmischen Normalverteilung im Vergleich zur Normalverteilung im Wesentlichen unverändert, weshalb auch die logarithmische Normalverteilung nicht ohne Einschränkungen zur Bestimmung charakteristischer Betondruckfestigkeiten im Bestand verwendet werden sollte.

Vor dem Hintergrund der zuvor gezeigten Ergebnisse wurde das in Kapitel 3.3 beschriebene und in **Abb. 8** mit gelben Punkten dargestellte Verfahren nach E DIN EN 13791/A20: 2016 [14] entwickelt.

Bei der Darstellung in **Abb. 8** ist zu beachten, dass der zulässige Höchstwert des Variationskoeffizienten von $v_x = 0,20$ nach Kapitel 3.3 insofern berücksichtigt wurde, dass Teilstichproben mit einem größeren Variationskoeffizienten als 0,20 in **Abb. 8** nicht dargestellt sind. Im Anwendungsfall empfiehlt sich für diese Teilstichproben eine kritische Prüfung der Einzelwerte auf Plausibilität und Zugehörigkeit zu einer Grundgesamtheit. Gegebenenfalls muss der Umfang der Stichprobe erhöht werden. Wenn alle Werte einer Grundgesamtheit zugeordnet werden können und wenn eine Erhöhung des Stichprobenumfangs

nicht möglich ist, dann ist die jeweilige Teilstichprobe, wie in Kapitel 3.3 beschrieben, nach dem modifizierten Ansatz A auszuwerten.

Im Vergleich zur Auswertung nach DIN EN 1990 [12] (Normalverteilung), welche in **Abb. 8** mit roten Punkten dargestellt ist, liefert der modifizierte Ansatz B nach E DIN EN 13791/A20: 2016 [14] auch bei kleinem Stichprobenumfang n eine akzeptable Streubreite innerhalb des Gültigkeitsbereichs und somit belastbare Werte der charakteristischen Betondruckfestigkeit für die Nachrechnung von Bestandstragwerken.

Weitere Hintergrundinformationen sowie ein Anwendungsbeispiel werden dem DAfStb-Heft 619 Sachstandbericht Bauen im Bestand – Teil II – Bestimmung charakteristischer Betondruckfestigkeiten – [17] zu entnehmen sein, dessen Veröffentlichung für Ende 2016 geplant ist.

4 Ermittlung von Nachrechnungswerten für die Betondruckfestigkeit

Wurde die charakteristische Betondruckfestigkeit nach Kapitel 3.3 ermittelt, kann für den Nachrechnungswert $f_{cd,is}$ (zur Erinnerung: es steht für „in-situ“) geschrieben werden (Gleichung 10):

$$f_{cd,is} = \alpha_{cc} = \frac{f_{ck,is}}{\gamma_c} \cdot \frac{1}{0,85} \quad \text{Gl. (10)}$$

Dabei ist der Übertragungswert $1/0,85$ berücksichtigt [13], der den Unterschied erfasst, der zwischen jenen Prüfergebnissen, die im Labor an geschalteten Zylindern unter Normbedingungen und denen besteht, die aus Bohrkernen aus dem Tragwerk gewonnen worden waren (**Abb. 9** und **Abb. 10**).



Abb. 9: Bohrkern



Abb. 10: Zylinder

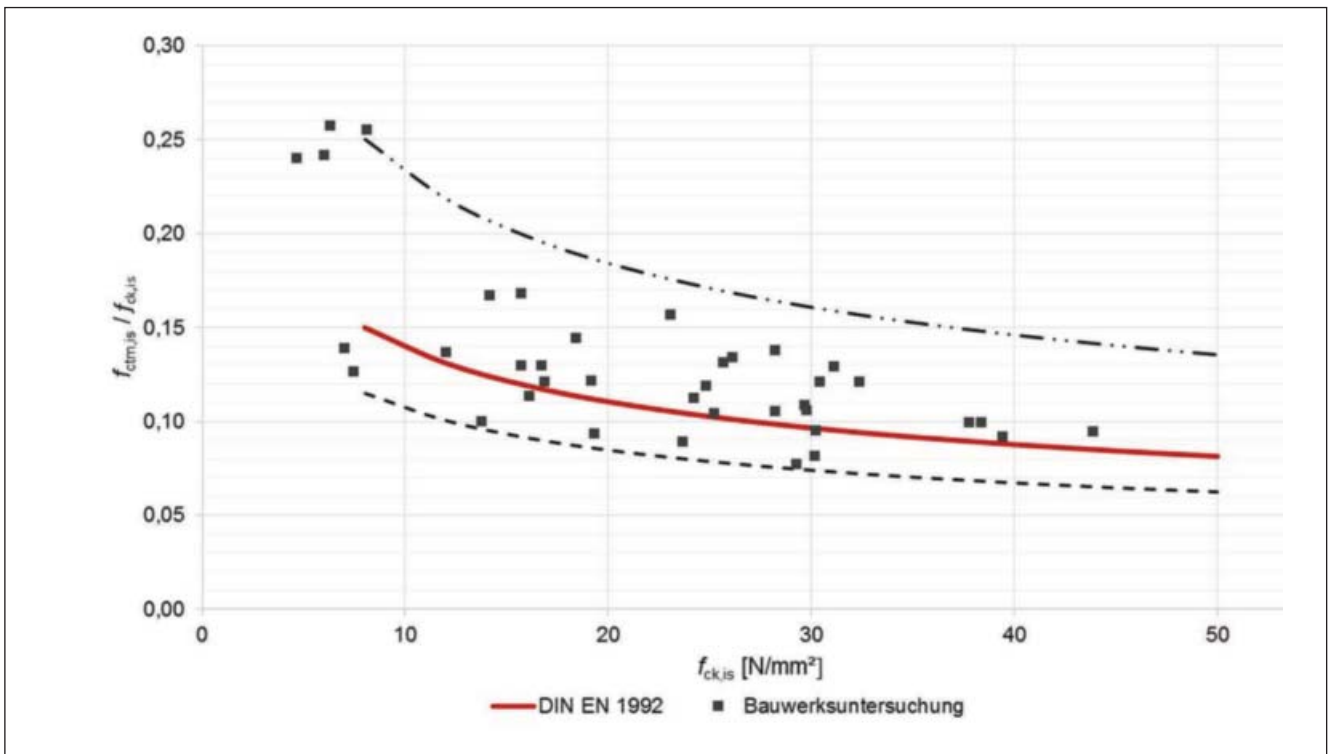


Abb. 11: Korrelation zwischen Betondruck- und Zugfestigkeit historischer Betone [18]

Nicht selten werden sich bei älteren Tragwerken charakteristische Betondruckfestigkeiten $f_{ck,js} < 12 \text{ N/mm}^2$ ergeben. Damit wird der Anwendungsbereich von Eurocode 2 unterschritten. Hierbei ist zu beachten, dass diese Untergrenze überwiegend unter dem Gesichtspunkt der Dauerhaftigkeit festgelegt wurde. Diese kann im Einzelfall gutachterlich gesondert bewertet werden. Im DAfStb-Unterausschuss Bewertung von Bestandtragwerken wurde deshalb mit dieser Einschränkung eine Anwendung des Eurocodes 2 bis zu einer charakteristischen Betondruckfestigkeit $f_{ck,js} \geq 8 \text{ N/mm}^2$ für vertretbar gehalten. Bei noch niedriger Festigkeit sind zusätzliche Überlegungen anzustellen.

5 Korrelation zwischen Druck- und Zugfestigkeit historischer Betone

Sofern der Mittelwert der Betonzugfestigkeit nicht experimentell bestimmt wurde, kann dieser für Neubetone mit einer Festigkeitsklasse $\leq \text{C50/60}$ nach DIN EN 1992-1-1 [5] aus der charakteristischen Betondruckfestigkeit f_{ck} nach Gleichung (11) berechnet werden.

$$f_{ctm} = 0,30 \cdot f_{ck}^{2/3} \quad \text{Gl. (11)}$$

mit:

f_{ctm} Mittelwert der zentrischen Zugfestigkeit

Die Gültigkeit dieser Beziehung für historische Betone wird derzeit in verschiedenen Forschungsprojekten überprüft. Im Rahmen eines Forschungsprojektes an der TU Kaiserslautern, gefördert von der Forschungsinitiative „Zukunft Bau“, einer gemeinsamen Initiative des Bundesministeriums für Umwelt, Naturschutz, Bau und Reaktorsicherheit (BMUB), des Bundesinstituts für Bau-, Stadt- und Raumforschung (BBSR) und des Fraunhofer-Informationszentrums Raum und Bau (IRB) wurden Betone verschiedener Art mit einem Alter zwischen 28 und 96

Jahren in Hinblick auf die Korrelation zwischen Betondruck- und Zugfestigkeit untersucht [18]. In Abb. 11 sind die Ergebnisse der experimentellen Untersuchung zusammenfassend dargestellt.

Die durchgezogene Linie in Abb. 11 stellt dabei das theoretische Verhältnis zwischen Betondruck- und Zugfestigkeit nach DIN EN 1992-1-1 [5] dar. Die einzelnen Punkte sind jeweils das Ergebnis der Bauwerksuntersuchungen an einem Bauwerk durch im Mittel circa 40 Bohrkerne, an denen jeweils zu gleichen Anteilen die Druckfestigkeit und die Spaltzugfestigkeit geprüft wurden.

Als Ergebnis der Bauwerksuntersuchung berechnet sich der Mittelwert der zentrischen Zugfestigkeit nach Gleichung (12), wobei der Faktor c für die untersuchten Bauwerke zwischen 0,23 und 0,50 variiert [18].

$$f_{ctm} = c \cdot f_{ck}^{2/3} \quad \text{Gl. (12)}$$

Die Verteilung der einzelnen Versuchsergebnisse zeigt, dass die Zugfestigkeit der untersuchten Bauwerke im Durchschnitt leicht größere Werte annimmt als nach Eurocode 2 zu erwarten ist. Somit kann danach die Betonzugfestigkeit f_{ct} – sofern nicht experimentell am Bauwerk bestimmt – anhand der analytischen Beziehungen in DIN EN 1992-1-1 [5] näherungsweise auf der sicheren Seite liegend aus der am Bauwerk geprüften Betondruckfestigkeit berechnet werden [18].

Allerdings wurden von der Bundesanstalt für Wasserbau entsprechende Daten von Untersuchungen an massiven Wasserbauwerken ausgewertet. Als Ergebnis der Untersuchungen empfiehlt die Bundesanstalt in ihrem Merkblatt Tragfähigkeit bestehender massiver Wasserbauwerke (TbW) [19], Ausgabe April 2015, eine Berechnung der zentrischen Zugfestigkeit nach Gleichung (12) mit einem Faktor $c = 0,15$. Die nach [19] für eine Nachrechnung anzusetzende Betonzugfestigkeit historischer Betone beträgt somit lediglich 50 Prozent derjenigen, die nach DIN EN 1992-1-1 [5] für Neubauten eingesetzt werden kann. Dabei ist

zu beachten, dass in massiven Wasserbauwerken offensichtlich Schädigungsmechanismen auftreten, die bei üblichen Bauteilabmessungen nicht beobachtet wurden.

Zur abschließenden Klärung besteht weiterer Forschungsbedarf.

6 Modifizierte Teilsicherheitsbeiwerte für Stahlbetonbauteile

Die im Rahmen einer qualifizierten Bestandsaufnahme zusätzlich am Tragwerk gewonnenen Informationen über die tatsächlich vorliegenden Materialparameter können neben der Bestimmung charakteristischer Materialkennwerte auch bei der Nachrechnung von Bestandstragwerken mit modifizierten Teilsicherheitsbeiwerten γ_{mod} auf der Widerstandsseite nach dem DBV-Merkblatt Modifizierte Teilsicherheitsbeiwerte für Stahlbetonbauteile [20] genutzt werden, wodurch teilweise Tragfähigkeitsreserven in der Größenordnung von zehn bis 20 Prozent aktiviert werden können. Stark streuende Materialeigenschaften können allerdings auch zu einer Erhöhung der Teilsicherheitsbeiwerte führen.

Für eine Nachrechnung mit modifizierten Teilsicherheitsbeiwerten müssen nach [20] unter anderem folgende Voraussetzungen erfüllt sein:

- Das Bauwerk ist für eine dem üblichen Hochbau zugeordnete Nutzungsdauer von 50 Jahren ausgelegt.
- Das Tragwerk wird seit Inbetriebnahme bereits mindestens fünf Jahre lang bestimmungsgemäß genutzt.
- Das Tragwerk ist in einem schadenfreien Zustand.

Das DBV-Merkblatt ist bauaufsichtlich nicht eingeführt. Zu seiner Anwendung ist eine *Zustimmung im Einzelfall* durch die zuständige Bauaufsichtsbehörde erforderlich. Wesentliche Grundlagen sind in den lediglich informativen Anhängen B und C von DIN EN 1990 [12] enthalten.

Eine wichtige Eingangsgröße zur Bestimmung modifizierter Teilsicherheitsbeiwerte nach [20] stellt der im Rahmen einer qualifizierten Bestandsaufnahme bestimmte Variationskoeffizient der Materialfestigkeit $V_{y,m}$ unter Annahme einer logarithmisch normalverteilten Stichprobe nach Gleichung (13) dar.

$$V_{y,m} = \sqrt{e^{\sigma_y^2} - 1} \quad \text{Gl. (13)}$$

mit:

σ_y Standardabweichung, basierend auf einer logarithmischen Normalverteilung (vgl. DIN EN 1990 [12], Anhang D)

Die innerhalb der Nachrechnung nach DIN EN 1990 [12] und DIN EN 1992-1-1 [5] berücksichtigten Variationskoeffizienten für Beton $V_{R,C}$ und Betonstahl $V_{R,S}$ stellen jedoch einen resultierenden Variationskoeffizienten $V_{R,M}$ nach Gleichung (14) dar, der zusätzlich auch Anteile für die geometrische Streuung V_G und die Modellunsicherheit V_m beinhaltet.

$$V_{R,M} = \sqrt{V_m^2 + V_G^2 + V_{y,m}^2} \quad \text{Gl. (14)}$$

mit:

- V_m Variationskoeffizient Modellunsicherheit (0,05 für Beton; 0,025 für Betonstahl)
- V_G Variationskoeffizient Geometrie (0,05 für Beton; 0,05 für Betonstahl)
- $V_{y,m}$ Variationskoeffizient Materialfestigkeit aus Bauwerksuntersuchung (Mindestwert für Beton: 0,15; Mindestwert für Betonstahl: 0,06)

Unter Annahme der konstanten Werte der Variationskoeffizienten für Modellunsicherheit V_m und Geometrie V_G , die dem Eurocode 2 zugrunde liegen, sind die für die Nachrechnung resultierenden modifizierten Teilsicherheitsbeiwerte für Beton $\gamma_{C,mod}$ und Betonstahl $\gamma_{S,mod}$, basierend auf einer qualifizierten Bestandsaufnahme mit Bestimmung des Variationskoeffizienten der Materialfestigkeit $V_{y,m}$ in **Tabelle 9** und **Tabelle 10** in Abhängigkeit vom jeweils resultierenden Variationskoeffizienten nach Gleichung (14) zusammengefasst.

Der zugehörige, modifizierte Nachrechnungswert der Betondruckfestigkeit $f_{cd,mod}$ beziehungsweise Stahzugfestigkeit $f_{yd,mod}$ ergibt sich bei Verwendung modifizierter Teilsicherheitsbeiwerte nach DBV-Merkblatt

Beton	$V_{R,C}$	$\gamma_{C,mod}$
Ständige und vorübergehende Bemessungssituation ^{a)}	$\leq 0,20$	1,20
	0,25	1,25
	0,30	1,30
	0,35	1,40 ^{c), d)}
	0,40	1,50 ^{c), d)}
Außergewöhnliche Bemessungssituation für Schnee in der Norddeutschen Tiefebene ^{b)}	$\leq 0,20$	1,10
	0,25	1,15
	0,30	1,20
	0,35	1,25 ^{c), d)}
	0,40	1,30 ^{c), d)}

Tab. 9: Modifizierte Teilsicherheitsbeiwerte für Beton nach DBV-Merkblatt [20]

Betonstahl	$V_{R,S}$	$\gamma_{S,mod}$
Ständige und vorübergehende Bemessungssituation ^{a)}	0,06	1,05
	0,08	1,10
	0,10	1,10
Außergewöhnliche Bemessungssituation für Schnee in der Norddeutschen Tiefebene ^{b)}	0,06	1,00
	0,08	1,00
	0,10	1,00

^{a)} nicht für vertikale Bauteile der Gebäudeaussteifung

^{b)} siehe Muster-Liste der Technischen Baubestimmungen, Anlage 1.2/2: Zu DIN EN 1991-1-3 – 10 in Verbindung mit DIN EN 1991-1-3/NA – 10 Schneelasten

^{c)} Erhöhung von $\gamma_{C,mod}$ um:

10 % bei unbewehrten Bauteilen

20 % bei Biegebauteilen und zum Nachweis von $V_{Rd,max}$

40 % bei unbewehrten Druckgliedern und bei Querkraftnachweisen

^{d)} für zentrisch gedrückte, nicht stabilitätsgefährdete Bauteile: Längsbewegungsgrad $p_i > 0,01$

Tab. 10: Modifizierte Teilsicherheitsbeiwerte für Betonstahl nach DBV-Merkblatt [20]

[20] aus Gleichung (15) beziehungsweise Gleichung (16).

$$f_{cd,mod} = \alpha_{cc} \cdot \frac{f_{ck,is}}{\gamma_{C,mod}} \quad \text{Gl. (15)}$$

mit:

$$\begin{aligned} \alpha_{cc} &= 0,85 \text{ für Stahlbetonbauteile} \\ \alpha_{cc} &= 0,70 \text{ für unbewehrte Bauteile} \end{aligned}$$

$$f_{yd,mod} = \frac{f_{yk,is}}{\gamma_{S,mod}} \quad \text{Gl. (16)}$$

Dabei ist, da dieser bereits in $\gamma_{C,mod}$ enthalten ist, nach Gleichung (15) zur Bestimmung des modifizierten Nachrechnungswertes der Betondruckfestigkeit $f_{cd,mod}$ der Übertragungswert 1/0,85 nicht erneut zu berücksichtigen, der den Unterschied erfasst, welcher zwischen denjenigen Prüfergebnissen besteht, die unter Normbedingungen an geschalteten Zylindern im Labor erhoben, und denjenigen Resultaten, die aus Bohrkernen aus dem Tragwerk gewonnen worden sind. Weitere Hinweise hierzu sind dem DBV-Heft 24 Begründung eines reduzierten Zuverlässigkeitsindex und modifizierter Teilsicherheitsbeiwerte für Stahlbetontragwerke im Bestand [21] zu entnehmen.

7 Zusammenfassung

Zur Nachrechnung bestehender Stahlbetontragwerke nach aktueller Norm, basierend auf dem semiprobabilistischen Sicherheitskonzept, werden Nachrechnungswerte der verwendeten Baustoffe benötigt, die den Definitionen der Eurocodes entsprechen. Diese können jedoch nicht ohne Weiteres aus den Normen entnommen werden, die zum Zeitpunkt der Errichtung des jeweiligen Bauwerks gültig gewesen sind, weil in diesen Normen die Definition von Festigkeiten auf andere Weise erfolgte als heute.

Grundsätzlich können die für die Nachrechnung erforderlichen Materialkennwerte entweder basierend auf vorliegenden Planunterlagen aus der Herstellzeit den aktuellen Definitionen nach Eurocode zugeordnet oder im Rahmen einer qualifizierten Bestandsaufnahme direkt am Tragwerk ermittelt werden.

Für eine Zuordnung überlieferter Materialkennwerte zu aktuellen Definitionen, welche besonders im Rahmen einer Vordimensionierung sinnvoll ist, da dadurch eine Schädigung der Tragstruktur durch Probekörperentnahme vermieden wird, stellt der oben vorgestellte Sachstandbericht Bauen im Bestand – Teil I: Mechanische Kennwerte historischer Betone, Betonstähle und Spannstähle für die Nachrechnung von bestehenden Bauwerken, DAfStb-Heft 616 [4] auf nationaler Ebene das derzeit umfangreichste Regelwerk dar. Neben der Zuordnung verschiedener Betonfestigkeiten ab dem Herstelljahr 1916 sowie der Zuordnung von Streckgrenzen und Duktilitätsklassen historischer Betonstab- und Betonformstähle sowie Betonstahlmatten ist in [4] auch eine umfangreiche Übersicht verschiedener historischer Spannstähle und Spanndrahtlitzen sowie zugelassener Spannfahrverfahren enthalten.

Liegen keine Bestandsunterlagen vor oder es ist zusätzlich eine abgesicherte Nachrechnung erforderlich, so wird eine Bestandsaufnahme mit Überprüfung des Ist-Zustandes am Tragwerk unerlässlich. Dabei ist jedoch zu beachten, dass speziell die zur Bestimmung der charakteristischen Betondruckfestigkeit bisher zur Verfügung stehenden Verfahren nach DIN EN 1990, Anhang D, und DIN EN 13791:2008, Ansatz B, wie



Abb. 12: Bestandsaufnahme

bereits in Veröffentlichungen von Loch et al. [10] und Knab et al. [11] gezeigt, je nach Streuung zu einer teilweise kritischen Fehleinschätzung der charakteristischen Betondruckfestigkeit führen können. Basierend auf den im vorliegenden Beitrag beschriebenen, von den Autoren durchgeführten Untersuchungen an verschiedenen Bauwerken und den dabei gewonnenen umfangreichen Datensätzen konnten diese Schwächen verdeutlicht werden, und darüber hinaus konnte ein neues Näherungsverfahren entwickelt werden, das die abgesicherte Bestimmung charakteristischer Betondruckfestigkeiten auch bei kleinem Stichprobenumfang n ermöglicht. Das neue Verfahren mit den in Kapitel 3.3 beschriebenen modifizierten Ansätzen A und B ist in E DIN EN 13791/A20: 2016 [14] enthalten.

Weitere Informationen sowie ein umfassender Hintergrundbericht werden, wie oben schon erwähnt, dem Sachstandbericht Bauen im Bestand – Teil II: Bestimmung charakteristischer Betondruckfestigkeiten, DAfStb-Heft 619 [17] zu entnehmen sein, dessen Veröffentlichung für Ende 2016 geplant ist.

Darüber hinaus haben die Autoren experimentelle Untersuchungen zur Korrelation von Betondruck- und Zugfestigkeit historischer Betone [18] durchgeführt, da aufgrund verschiedener last- und zeitabhängiger Einflüsse die Gültigkeit der in Eurocode 2 für Neubauten angegebenen Beziehung nicht ohne Weiteres vorausgesetzt werden kann. Die in Kapitel 5 dargestellten Versuchsergebnisse zeigen, dass die Zugfestigkeit der untersuchten Betone leicht größere Werte annimmt als nach Eurocode 2 zu erwarten ist. Untersuchungen der Bundesanstalt für Wasserbau, die im Merkblatt Tragfähigkeit bestehender massiver Wasserbauwerke (TbW) [19], Ausgabe April 2015 veröffentlicht wurden, empfehlen jedoch, für die Nachrechnung lediglich 50 Prozent der nach Eurocode 2 zu erwartenden Betonzugfestigkeit anzusetzen. Zur Klärung dieser Frage besteht also weiterer Forschungsbedarf.

Ein weiterer wesentlicher Aspekt bei der Nachrechnung bestehender Stahlbetonbauteile ist die Möglichkeit eines Informationszugewinns im Rahmen einer qualifizierten Bestandsaufnahme. Dabei können neben den tatsächlich am Bauwerk vorliegenden charakteristischen Materialkennwerten auch Informationen zur Streuung der jeweiligen Materialeigenschaft gewonnen werden, welche zur Ermittlung modifizierter Teilsicherheitsbeiwerte γ_{mod} auf Widerstandsseite nach DBV-Merkblatt Modifizierte Teilsicherheitsbeiwerte für Stahlbetonbauteile [20] genutzt werden können. Dadurch können teilweise Tragfähigkeitsreserven von zehn bis 20 Prozent aktiviert werden.

8 Literatur

- [1] Fachkommission Bautechnik der Bauministerkonferenz (ARGE-BAU): Hinweise und Beispiele zum Vorgehen beim Nachweis der Standsicherheit beim Bauen im Bestand. Fassung April 2008, Berlin, 2008
- [2] Deutscher Ausschuss für Stahlbeton: Richtlinie Belastungsversuche an Massivbauwerken. Berlin, Ausgabe 09/2000
- [3] Fingerloos, F.; Marx, S.; Schnell, J.: Tragwerksplanung im Bestand – Bewertung bestehender Tragwerke. In: Bergmeister, K.; Fingerloos, W.; Wörner, J.-D.: Betonkalender 2015, S. 27–113. Berlin, Verlag Ernst & Sohn, 2015
- [4] DAfStb-Heft 616: Sachstandbericht Bauen im Bestand – Teil I: Mechanische Kennwerte historischer Betone, Betonstähle und Spannstähle für die Nachrechnung von bestehenden Bauwerken. Berlin, Beuth Verlag 2016
- [5] DIN EN 1992-1-1:2011-01: Eurocode 2: Bemessung und Konstruktion von Stahlbeton- und Spannbetontragwerken – Teil 1-1: Allgemeine Bemessungsregeln und Regeln für den Hochbau mit DIN EN 1992-1-1/NA:2013-04: Nationaler Anhang und DIN EN 1992-1-1/NA/A1:2015-12: A1-Änderung zum Nationalen Anhang
- [6] Fingerloos, F.: Historische technische Regelwerke für den Beton-, Stahlbeton- und Spannbetonbau – Bemessung und Ausführung. Berlin, Verlag Ernst & Sohn, 2009
- [7] Bundesministerium für Verkehr, Bau und Stadtentwicklung: Richtlinie zur Nachrechnung von Straßenbrücken im Bestand (Nachrechnungsrichtlinie). Berlin, Ausgabe 05/2011
- [8] DBV-Merkblatt: Bauen im Bestand – Beton und Betonstahl. Eigenverlag, Ausgabe 2008
- [9] DIN EN 206-1:2001-07: Beton – Festlegung, Eigenschaften, Herstellung und Konformität
- [10] Loch, M.; Stauder, F.; Schnell, J.: Bestimmung der charakteristischen Betonfestigkeiten in Bestandstragwerken – Anwendungsgrenzen von DIN EN 13791. In: Beton- und Stahlbetonbau 106 (2011), Heft 12, S. 804-813
- [11] Knab, F.; Sodeikat, C.: Die Ermittlung der charakteristischen Betondruckfestigkeit von Bauwerken im Bestand – Hinweise aus der Erfahrung sachverständiger Ingenieure. In: Beton- und Stahlbetonbau 110 (2015), Heft 8, S. 539-553
- [12] DIN EN 1990:2010-12: Eurocode 0: Grundlagen der Tragwerksplanung mit DIN EN 1990/NA:2010-12: Nationaler Anhang und DIN EN 1990/NA/A1:2012-08: A1-Änderung zum Nationalen Anhang
- [13] DIN EN 13791:2008-05: Bewertung der Druckfestigkeit von Beton in Bauwerken oder in Bauwerksteilen; Deutsche Fassung EN 13791:2007
- [14] E DIN EN 13791/A20:2016: Bewertung der Druckfestigkeit von Beton in Bauwerken oder in Bauwerksteilen
- [15] DIN EN 12504-1:2009-07: Prüfung von Beton in Bauwerken – Teil 1: Bohrkernproben – Herstellung, Untersuchung und Prüfung der Druckfestigkeit; Deutsche Fassung EN 12504-1:2009
- [16] Caspeele, R.: Probabilistic Evaluation of Conformity Control and the Use of Bayesian Updating Techniques in the Framework of Safety Analyses of Concrete Structures. Dissertation Universität Gent, 2010
- [17] DAfStb-Heft 619: Sachstandbericht Bauen im Bestand – Teil II: Bestimmung charakteristischer Betondruckfestigkeiten. Berlin, Beuth Verlag 2016 (in Vorbereitung)
- [18] Weber, M.; Thiele, C.: Untersuchungen zur Korrelation von Druck- und Zugfestigkeit in alten, niederfesten Betonen als Grundlage für die Bestimmung der Tragfähigkeit von z. B. Befestigungsmitteln; Bundesamt für Bauwesen und Raumordnung (BBR); Abschlussbericht im Rahmen der Forschungsinitiative „Zukunft Bau“. TU Kaiserslautern, 2016
- [19] BAW-Merkblatt: Bewertung der Tragfähigkeit bestehender massiver Wasserbauwerke (TbW). Entwurf, Ausgabe April 2015
- [20] DBV-Merkblatt: Modifizierte Teilsicherheitsbeiwerte für Stahlbetonbauteile. Eigenverlag, Ausgabe März 2013
- [21] DBV-Heft 24: Begründung eines reduzierten Zuverlässigkeitsindex und modifizierter Teilsicherheitsbeiwerte für Stahlbetontragwerke im Bestand. Eigenverlag, 2014

Die Brückennachrechnung erfordert neben der Kenntnis technischer Regeln auch fundiertes mechanisches Wissen

Bei der Bewertung und Einstufung der Bausubstanz kann dem Aufsteller der erfahrene Prüfsingenieur hilfreich sein

Das Aufgabengebiet der Nachrechnung von Straßenbrücken hat seit der 2010 vom Bundesministerium für Verkehr, Bau und Stadtentwicklung (BMVBS) initiierten flächendeckenden Nachrechnung von denjenigen Bestandsbrücken der Bundesfernstraßen erheblich an Umfang und Bedeutung gewonnen, die als besonders kritisch angesehen werden. Diese Nachrechnungskampagne, die durch die stetige Zunahme der Verkehrsbelastung sowohl hinsichtlich der Verkehrsdichte als auch des Fahrzeuggewichts erforderlich wurde, erfolgt auf Grundlage der Richtlinie zur Nachrechnung von Straßenbrücken im Bestand (Nachrechnungsrichtlinie) [1], die im August 2011 vom BMVBS mit dem Ziel der Vereinheitlichung der Nachrechnung veröffentlicht und im April 2015 vom Bundesministerium für Verkehr und digitale Infrastruktur (BMVI) mit der 1. Ergänzung [2] fortgeschrieben wurde. Im folgenden Beitrag sollen einige Erfahrungen mit ihrer Anwendung geschildert werden, die im Rahmen der bautechnischen Prüfung mehrerer Nachrechnungsprojekte gewonnen werden konnten.



Dr.-Ing. Johannes Linhard

studierte das Bauingenieurwesen und promovierte an der TU München; seit 2009 ist er Mitarbeiter im Ingenieurbüro Prof. Hertle in Gräfelfing, wo er vornehmlich Prüfstatiken und Sachverständigengutachten erstellt; seine Spezialgebiete sind Baudynamik, Gerüstbau und die Nachrechnung von Bestandsbauwerken



Prof. Dr.-Ing. Robert Hertle

studierte das Bauingenieurwesen an der TU München und machte sich 1992 als Beratender Ingenieur in Gräfelfing selbstständig; heute ist er Prüfsingenieur für Baustatik, öffentlich bestellter und vereidigter Sachverständiger für Stahlbau und Baudynamik und seit 2012 Honorarprofessor der TU München; Robert Hertle ist Mitglied verschiedener Normenausschüsse im DIN und in CEN und Mitglied im Sachverständigenausschuss „Gerüste“ im Deutschen Institut für Bautechnik (DIBt); seit 2010 ist er Mitglied im Vorstand der Bundesvereinigung der Prüfsingenieure für Bautechnik (BVPI) und Vorsitzender des Lenkungsausschusses der Initiative Praxisgerechte Regelwerke im Bauwesen (PRB)

1 Einführung: Spektrum der Brücken

Einer vom BMVBS in Zusammenarbeit mit der Bundesanstalt für Straßenwesen (BASt) durchgeführten Erhebung zufolge wurde ein maßgeblicher Anteil des heutigen Brückenbestandes an Bundesfernstraßen in den 1960er bis 1980er Jahren erbaut (siehe unter anderem [3] und [4]). Bei etwas mehr als der Hälfte der Brücken handelt es sich um Großbrücken mit einer Bauwerkslänge von über einhundert Metern.

Diese dimensionale Struktur des Brückenbestandes spiegelte sich in ihren Grundzügen auch in den von den Verfassern des vorliegenden Artikels bearbeiteten bautechnischen Prüfungen von Brückennachrechnungen wider, die sich auf das Bundesland Bayern beschränkten (Abb. 1).

Ein Großteil der Projekte umfasste Großbrücken an Autobahnen aus dem oben genannten Zeitraum, in dem die größte Bautätigkeit am Bundesfernstraßennetz stattfand.

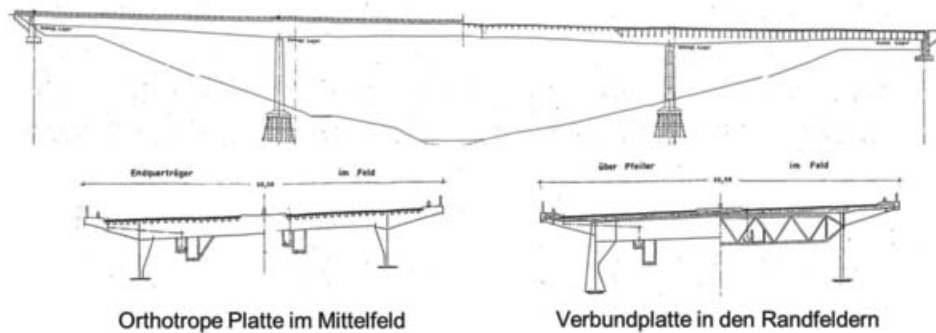
Hinsichtlich des Konstruktionstyps wurden hierbei vornehmlich Spannbeton-, Stahlbeton- und Stahlbetonverbundbrücken angetroffen, während reine Stahlbrücken in deutlich geringerer Anzahl vertreten waren. Die älteste Brücke, bei der eine Nachrechnung durchgeführt wurde, war eine in den 1950er Jahren errichtete einfeldrige Stahlbetonverbundkonstruktion mit genieteten Stahlträgern und einer aus Ortbeton bestehenden Fahrbahnplatte, die jüngsten Brücken wurden allesamt in der Mitte der 1970er Jahre erstellt.

Neben diesen konventionellen Brückentypen wurden auch Nachrechnungen von Brückenbauwerken geprüft, die auf den ersten Blick als solche nicht erkennbar sind. Es handelte sich um Tunnelbauwerke des Mittleren Rings in München, deren befahrbare Tunneldecken sowie, in gewissen Fällen, in denen der Fahrzeugtunnel einen darunter liegenden U-Bahn-Tunnel kreuzt, auch die Tunnelsohlen ein Brückenbauwerk darstellen. Bei diesen Tunnelbauwerken ist zu beachten, dass in der Nachrechnung auch der Einfluss eines Fahrzeugbrandes auf die Standsicherheit der Konstruktion durch eine Heißbemessung zu untersuchen ist, die für Brückenbauwerke generell nicht erforderlich ist.

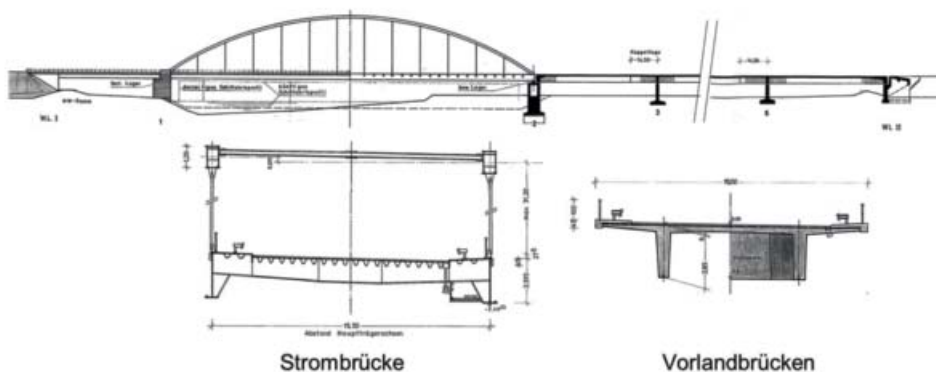
Einen besonders schwierigen Fall stellen hierbei Tunneldecken aus Spannbeton dar, deren Spannstahl eine Gefährdung zur Spannungsrisskorrosion aufweist. Der Nachweis der Standsicherheit lässt sich über das in der Handlungsanweisung Spannungsrisskorrosion [5] beschriebene Riss-vor-Bruch-Kriterium führen.

Für den Nachweis des Lastfalls Tunnelbrand liegen unter Berücksichtigung einer eventuell bereits vorhandenen, jedoch äußerlich noch nicht sichtbaren Schädigung des Tunnelbauwerks durch Spannungsrisskorrosion jedoch keine technischen Regeln vor. Auf der sicheren Seite läge die Annahme, dass das Tunnelbauwerk bei Eintreten des Tunnelbrandes schon an der unmittelbaren Grenze der Rissbildung durch ein pro-

- a) Stahl- bzw. Stahlverbundbrücke
Gesamtlänge: 356 m, Baujahr: 1972



- b) Brückenzug aus einer Stahlbrücke (Strombrücke) und zwei Spannbetonbrücken (Vorlandbrücken)
Gesamtlänge: 615 m, Baujahr: 1974-1977



- c) Straßentunnel mit befahrbarer Tunneldecke
Gesamtlänge: ≈ 550 m, Spannweite: $\approx 2 \times 12$ m, Baujahr: 1980-1984

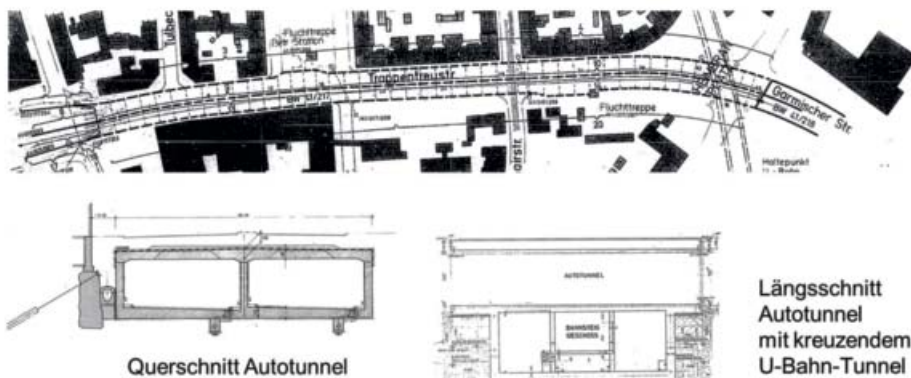


Abb. 1: Beispiele für Brückennachrechnungen

gressives Versagen des Spannstahls stand. Ob von dieser sehr konservativen Annahme abgewichen werden darf, und, wenn ja, um wieviel, kann von den Autoren bislang pauschal nicht beantwortet werden, da hier noch zusätzlicher Forschungsbedarf besteht.

2 Ablauf der Nachrechnung

Der Ablauf der Nachrechnung lässt sich prinzipiell in drei Phasen gliedern.

In der ersten Phase werden die Vorbereitungen für die Nachrechnung

getroffen. Hierzu gehören unter anderem die Sichtung der Bestandsunterlagen sowie Ortstermine am Brückenbauwerk. Vor allem für die Sichtung der Bestandsunterlagen sollte ausreichend Zeit eingeplant werden, da die Bestandsunterlagen leider oft nur in mäßiger Ordnung und Vollständigkeit verfügbar sind. Zusätzlich erschwerend wirkt sich oft auch die schlechte Lesbarkeit von Bestandsdokumenten aus, die auf Mikrofilm oder ähnlichem archiviert wurden.

Der Ablauf der eigentlichen Nachrechnung ist detailliert in der Nachrechnungsrichtlinie beschrieben. Zunächst wird in der sogenannten Stufe 1 versucht, das Bestandsbauwerk analog zu einem Brückenneubau unter dem aktuell gültigen technischen Regelwerk nachzuweisen.

Können die erforderlichen Nachweise nicht vollständig geführt werden, besteht die Möglichkeit, die ergänzenden Bestimmungen der Stufen 2, 3 und 4 anzuwenden. Deren Anwendung ist jedoch generell mit der Erfüllung bestimmter Voraussetzungen verbunden, beispielsweise mit der Ermittlung der tatsächlichen Bauteildicken und des Bewehrungsgehalts von Stahlbetonbauteilen zur Abminderung des Teilsicherheitsbeiwerts γ_g von 1,35 auf 1,20 für die ständigen Einwirkungen aus Eigenlasten in Stufe 2, und/oder mit Nutzungseinschränkungen, wie zum Beispiel der Einschränkung der vorläufigen Nutzungsdauer auf 20 Jahre bei einem Führen des Beulnachweises von Stahlbauteilen in Stufe 2 mit dem Verfahren der effektiven Querschnittsgrößen gemäß DIN-Fachbericht 103 (III-4 und III-9) [6] anstatt mit dem Verfahren der Spannungsbeschränkung zur Einhaltung der Bedingungen der Querschnittsklasse III gemäß DIN-Fachbericht 103 (III-10).

Zusätzlich zu den in der Nachrechnungsrichtlinie beschriebenen Nachrechnungsschritten hat es sich generell als hilfreich erwiesen, mit dem gewählten Berechnungsmodell der Nachrechnung im Vorfeld eine Schnittgrößenermittlung auf Bestandslastniveau durchzuführen, deren Ergebnisse mit den eventuell vorhandenen Ergebnissen – wie zum Beispiel den Auflagerkräften und Stabschnittgrößen – der Bestandsstatik verglichen werden können. Durch diesen oft als „Stufe 0“ bezeichneten Ergebnisvergleich erhält man die Möglichkeit eines Modellabgleichs zwischen der Bestandsstatik und der Nachrechnung, der als Plausibilitätsprüfung für das gewählte Berechnungsmodell verwendet werden kann.

Bei der Durchführung der einzelnen Schritte der Nachrechnung ist es von entscheidender Bedeutung, dass die maßgebenden Berechnungsergebnisse gut verständlich dokumentiert werden – beispielsweise Auflagerkräfte, Schnittgrößen und Ausnutzungsgrade – wie der auf deren Grundlage gewählte weitere Verlauf der Nachrechnung – zum Beispiel die Anwendung der Bestimmungen einer höheren Stufe, da bei einem bestimmten Bauteil in einer niedrigeren Stufe Überschreitungen des zulässigen Ausnutzungsgrads festgestellt wurden.

Die Übersichtlichkeit der Zusammenstellung der Ergebnisse kann generell als wichtiger angesehen werden als der Umfang des Ergebnisausdrucks. Dies soll bedeuten, dass beispielsweise das Ausdrucken der Schnittgrößen und Spannungen für alle möglichen Laststellungen des jeweiligen Lastmodells für den Prüfer oft nur wenig hilfreich ist, da diese Ergebnisse aufgrund ihres Umfangs nur stichprobenartig geprüft werden können. Sinnvoller ist es, dass sich Aufsteller und Prüferingenieur im Vorfeld über den Umfang des Ergebnisausdrucks abstimmen, um hierdurch unnötigen Aufwand auf beiden Seiten zu vermeiden.

Die letzte Phase der Nachrechnung stellt die abschließende Bewertung der Ergebnisse dar, anhand derer alle Projektbeteiligten das weitere Vorgehen beraten können. Hierbei gilt es zunächst zu klären, ob das Brückenbauwerk in seinem derzeitigen Zustand hinsichtlich der Standicherheit über die erforderlichen Sicherheiten verfügt, oder ob für deren Einhaltung kurzfristige Ertüchtigungs- beziehungsweise Kompensationsmaßnahmen erforderlich sind. Des Weiteren sollte überprüft werden, ob sich die Tragfähigkeit des Brückenbauwerks für die Restnutzungsdauer eventuell durch einfache Ertüchtigungsmaßnahmen erhöhen lässt, um beispielsweise eine höhere Brückenklasse zu erreichen, oder ob aufgrund eventuell festgestellter Defizite am rechnerischen Sicherheitsniveau ein Brückenneubau die wirtschaftlichere Lösung darstellt.

Es ist zielführend, die Durchführung der Nachrechnung, deren Prüfung und die Diskussion der Ergebnisse mit der zuständigen Straßenbaubehörde nicht als separate Schritte zu betrachten. Um den Verlauf der Nachrechnung effizient zu gestalten, sollten die Projektbeteiligungen während des gesamten Verlaufs der Nachrechnung in engem Kontakt zueinander stehen, um relevante Ergebnisse zeitnah austauschen zu können.

3 Aufgaben des Prüferingenieurs bei der Nachrechnung

Prinzipiell unterscheiden sich die Aufgaben des Prüferingenieurs bei der bautechnischen Prüfung einer Brückennachrechnung nicht grundlegend von denen, die er bei der bautechnischen Prüfung einer statischen Berechnung für einen Neubau zu erfüllen hat. Ein Unterschied lässt sich jedoch in seiner prinzipiellen Grundhaltung zum Bauwerk ausmachen: Während sie bei der Prüfung eines Neubauvorhabens – überspitzt ausgedrückt – als überwiegend kritisch-pessimistisch beschrieben werden kann, ist es bei der Prüfung einer Nachrechnung oft erforderlich, zusätzlich eine optimistische Grundhaltung anzunehmen.

Dies soll bedeuten, dass es bei der Prüfung einer Nachrechnung zwar weiterhin gilt, mögliche Fehler in der Bestandsstatik, der Bauausführung sowie in der für die Nachrechnung erstellten statischen Berechnung aufzuspüren. Neben dieser bewussten Suche nach Defiziten erscheint es jedoch als ebenso wichtig, dass überprüft wird, ob das Bestandstragwerk über Reserven verfügt, die in der Nachrechnung bislang nicht mobilisiert worden sind. Denn das Ziel einer Nachrechnung soll ja nicht sein, jede Brücke kaputtzurechnen, sondern viel mehr, das Bestmögliche an Tragfähigkeit aus einer Brücke herauszuholen, was mit gesundem Ingenieurverstand vertretbar ist.

Und gerade bei diesem Aufspüren von Tragreserven ist die Erfahrung des Prüferingenieurs gefragt, den Aufsteller der Nachrechnung hierbei zu unterstützen und ihm gegebenenfalls Hinweise zu geben, wie eventuell noch Tragreserven durch Verlassen der üblichen Nachweispfade in den höheren Stufen der Nachrechnungsrichtlinie ausgenutzt werden könnten.

In gewissem Sinne stellt die Nachrechnung einer Brücke eine Gratwanderung dar, bei der so viel wie möglich aus dem Bestandstragwerk herausgeholt werden sollte, aber eben auch nicht mehr. Es ist genauso wenig zielführend, eine eigentlich noch tragfähige Brücke allein auf Grundlage einer Nachrechnung, bei der noch nicht alle Möglichkeiten ausgeschöpft worden sind, durch Sanierungsmaßnahmen zu verschlimmbessern, wie eine äußerlich intakt scheinende Brücke als standsicher einzustufen, deren Tragfähigkeit aber bereits erheblich eingeschränkt ist. Und gerade dieses Abwägen, was zulässig ist und was nicht, erfordert die kompetente Unterstützung des Aufstellers der Nachrechnung durch den Prüferingenieur.

4 Systemmodellierung

Einen zentralen Punkt der Nachrechnung stellt die Modellierung des statischen Systems des Brückentragwerks dar. Auf Grundlage der immer häufiger zugänglichen elektronischen Berechnungsverfahren ist davon auszugehen, dass sowohl vom Aufsteller der Nachrechnung als auch vom Prüferingenieur selbst meist ein deutlich komplexeres Modell des Brückentragwerks erstellt wird als das verwendete Modell in der

BRÜCKENERTÜCHTIGUNG

Bestandsstatik, das insbesondere bei älteren Brücken zumeist noch auf Handrechenmethoden beziehungsweise rudimentären Stabwerksprogrammen basiert.

Eines der wichtigsten Motive hierfür ist sicherlich, dass man durch das verfeinerte Modell einen detaillierten Einblick in den tatsächlichen Beanspruchungszustand des Bestandstragwerks zu erlangen hofft. Ein weiterer Grund, der zumeist eher unbewusst angewendet wird, ist folgender: Paradoxe Weise lässt sich derzeit ein dreidimensionales Finite-Elemente-Gesamtmodell einer Brücke oftmals schneller erstellen als beispielsweise ein geeignetes zweidimensionales Stabwerksmodell für die Brückenlängs- und -querrichtung. Dies lässt sich darauf zurückzuführen, dass sich die Geometrieingabe zwar etwas aufwändiger gestaltet, der Aufwand einer erforderlichen Abstrahierung des Tragverhaltens aber weitgehend reduziert wird, obwohl der ja erheblich zum Verständnis der Funktionsweise der Brücke beitragen kann.

Diese fehlende Abstrahierung kann als einer der gravierenden Nachteile der modernen Berechnungsverfahren angesehen werden, da sich die damit erzielten Berechnungsergebnisse zuweilen oft nur deutlich schwieriger interpretieren und bewerten lassen. Während man bei ebenen Stabwerksmodellen bekanntlich nur drei Schnittgrößen entlang nur einer Stabachse auszuwerten hat, ist die Auswertung von Schalenberechnungen schon deutlich komplexer, da sich hier schon sechs Schnittgrößen an jedem Punkt einer zweidimensionalen Fläche ergeben. Es lässt sich erahnen, dass der Zeitaufwand, der bei der Abstrahierung des Modells eingespart werden kann, nun für die Interpretation der Berechnungsergebnisse aufzuwenden ist.

Auch die Hoffnung, mit einem komplexeren Berechnungsmodell aus einem Bestandstragwerk bislang unentdeckte Traglastreserven herauszukitzeln, bewahrheitet sich leider nicht immer. Gerade bei den im Brückenbau üblichen Tragwerken mit einer relativ geringen statischen Unbestimmtheit bilden auch einfache Stabmodelle die reale Beanspruchung ausreichend exakt ab, sodass hier auch deutlich komplexere Modelle wie zum Beispiel mit Schalenelementen diskretisierte räumliche FE-Modelle zumeist keine „besseren“ Ergebnisse liefern können, die zu einem niedrigeren Beanspruchungszustand führen würden (**Abb. 2**). Es gilt ebenfalls zu bedenken, dass sich eventuell durch eine detaillierte Modellierung bei den Berechnungsergebnissen Beanspruchungsspitzen ergeben können, die in einem einfacheren Berechnungsmodell nicht oder nur verschmiert auftreten würden. In diesen Fällen gilt es zu klären, ob diese festgestellten Beanspruchungsspitzen tatsächlich für das Bauwerk bemessungsrelevant sind, oder ob es sich hierbei nur um sekundäre Beanspruchungen handelt, die in der Realität nicht oder nur in deutlich geringerem Maße auftreten.

Dieser Sachverhalt soll anhand von zwei Beispielen einer Stahlverbundbrücke erläutert werden: Sowohl am Längs- als auch am Querträger wurden vom Aufsteller der Nachrechnungen Spannungsüberschreitungen festgestellt. Während am Längsträger die Schnittgrößenverläufe der Hauptträger noch einen glatten Verlauf aufwiesen, ergab sich in der Spannungsauswertung an den Flanschen ein stark gezackter Verlauf, dessen Extremwerte über dem zulässigen Wert lagen (**Abb. 3**). Nach anfänglicher Skepsis ob dieses Berechnungsergebnisses konnte durch einen Blick in die Bestandsunterlagen schnell die Ursache gefunden werden. Um Material einzusparen, hatte der Konstrukteur der Brücke eine abrupte Querschnittsabstufung der Flanschprofile vorgenommen, sodass genau an diesen Bereichen starke Spannungs-sprünge auftraten.

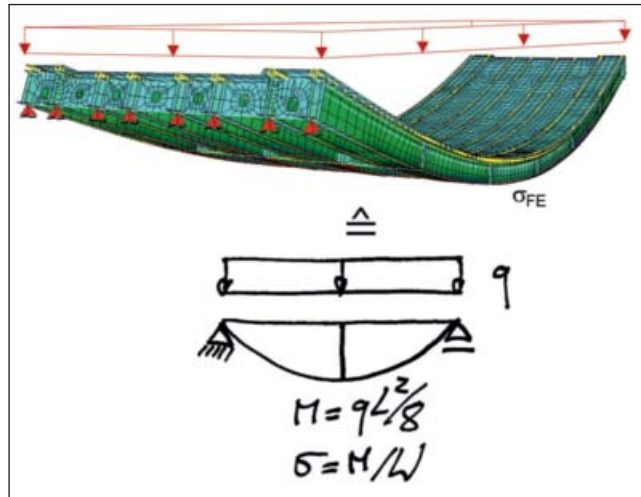


Abb. 2: Äquivalenz der Berechnungsverfahren am Beispiel eines Einfeldträgers

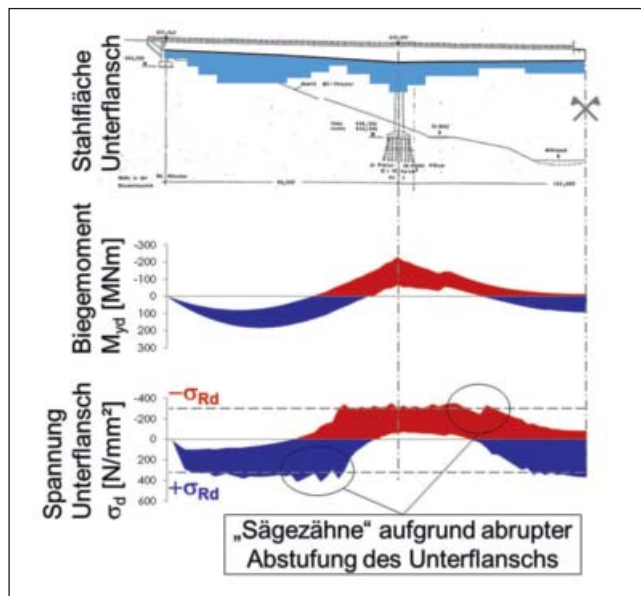


Abb. 3: Sägezahnartige Spannungsverteilung im Unterflansch einer Stahlverbundbrücke

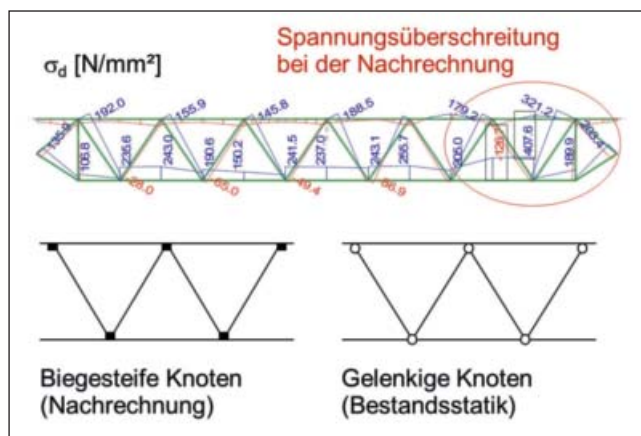


Abb. 4: Unterschiedliche Berechnungsmodelle eines Fachwerkträgers

Während die festgestellten Spannungsspitzen am Längsträger aufgrund ihres mechanisch begründbaren Ursprungs folglich bemessungsrelevant waren, kann auch der Fall eintreten, dass diese weitestgehend

der Modellierung geschuldet sind. Als einfaches Beispiel hierfür soll der Fachwerkquerträger derselben Brücke dienen, bei denen an den Knotenpunkten ebenfalls erhebliche Spannungsüberschreitungen auftraten (**Abb. 4**). Bei der Prüfung der Schnittgrößen konnte festgestellt werden, dass diese maßgeblich durch Biegemomente und nicht durch Normalkräfte in den Fachwerkstäben verursacht wurden. Da diese Spannungsspitzen bei der Verwendung eines reinen Fachwerkmodells mit gelenkigen anstatt wie in FE-Berechnungen standardmäßig angesetzt biegesteifen Knotenpunkten nicht aufgetreten wären, konnten diese Überschreitungen des zulässigen Ausnutzungsgrads als weitestgehend modellbedingt und somit nicht relevant für die Standsicherheit eingestuft werden. Voraussetzung hierfür war selbstverständlich die Überprüfung der konstruktiven Ausbildung der Knotenpunkte mit dem Blick darauf, ob die Zwangsschnittgrößen durch eine geeignete konstruktive Ausbildung der Knotenpunkte nicht oder nur minimal auftreten beziehungsweise ob sie durch plastische Verformungen abgebaut werden können.

5 Lastermittlung

Hinsichtlich der Lastermittlung bei der Nachrechnung sollen nur zwei Punkte kurz angesprochen werden. Der erste Punkt bezieht sich auf den hier bereits in Kapitel 2 erwähnten Teilsicherheitsbeiwert für die Eigenlasten, der gemäß den Vorgaben der Stufe 2 der Nachrechnungsrichtlinie bei Stahlbetonbauteilen, deren tatsächliche Bauteildicke und deren Bewehrungsgehalt durch Messungen vor Ort genauer bestimmt wurden, von 1,35 auf 1,20 reduziert werden kann.

Es verwundert, dass die Nachrechnungsrichtlinie eine analoge Regelung nicht ebenfalls für Stahlbauteile aufweist, deren Eigenlasten sich im Vergleich zu denen von Stahlbetonbauteilen mindestens ebenso genau bestimmen ließen. Da auch im Pendant der Nachrechnungsrichtlinie im Eisenbahnbrückenbau – der Richtlinie 805 [7] der Deutschen Bahn AG – eine entsprechende Regelung für Stahlbauteile zu finden ist, wäre es wünschenswert, wenn diese Regelung auch in der Nachrechnungsrichtlinie übernommen werden könnte.

Als zweiter Punkt soll noch der Einfluss der Lastmodelle auf den Gesamtbeanspruchungszustand der Brücke erwähnt werden. Werden im Laufe einer Nachrechnung unter einem gewissen Lastmodell Überschreitungen der Tragfähigkeit festgestellt, kann der Versuch unter-

nommen werden, durch Herabstufung der Brückenklasse, das heißt, durch die Wahl eines Lastmodells mit niedrigeren Lasten, die rechnerischen Defizite zu beheben.

Während die verschiedenen Lastmodelle lokal einen relativ starken Einfluss auf den Beanspruchungszustand haben können, sind die Auswirkungen einer derartigen Herabstufung der Brückenklasse auf die Gesamtbeanspruchung eines Brückentragwerks im Allgemeinen jedoch vergleichsweise gering. Ermittelt man beispielsweise die Lastsummen für die Verkehrslasten des Lastmodells 1 (LM1) gemäß DIN-Fachbericht 101:2009-03 [8] oder der Brückenklasse 60 (BK 60) gemäß DIN 1072:1985-12 [9], lässt sich feststellen, dass die Gesamtlasten der BK 60 bei schmalen Brücken mit zwei Fahrstreifen um circa 25 Prozent niedriger sind als die Gesamtlasten des LM 1 und sich mit zunehmender Brückenbreite immer mehr angleichen (**Abb. 5**). Berücksichtigt man zusätzlich, dass der Anteil der Verkehrslasten an der Gesamtlast einer Brücke nur circa 25 bis 40 Prozent beträgt, wird der eher geringe Einfluss der Wahl des Verkehrslastmodells auf die globale Beanspruchung einer Brücke ersichtlich.

6 Beispiele für die Nachweisführung bei einer Stahlverbundbrücke

Abschließend sollen noch exemplarisch zwei Nachweisführungen für charakteristische Probleme bei Stahlverbundbrücken aus den 1970er Jahren näher beleuchtet werden. Hierbei handelt es sich um den Nachweis einer ausreichenden Beulsicherheit für ein versteiftes Stegblech sowie um den Nachweis der Tragfähigkeit einer Betonfahrbahnplatte mit geringem Bewehrungsgrad.

6.1 Stegblechbeulen

Für den Beulnachweis von Stegblechen bietet die Nachrechnungsrichtlinie in den Stufen 1 bis 3 drei unterschiedliche Verfahren an, wobei die Verfahren der Stufen 1 bis 2 die Nachweismethoden des DIN-Fachberichts 103 [6] umfassen.

In der Stufe 3 ist die Nachweisführung über eine Finite-Elemente-Berechnung gemäß den Vorgaben des Anhangs C der DIN EN 1993-1-5:2010-12 [10] möglich, wenn die Toleranzanforderungen gemäß ZTV-Ing, Teil 4 [11] nicht eingehalten sind. Hier stellt sich die konkrete Frage,

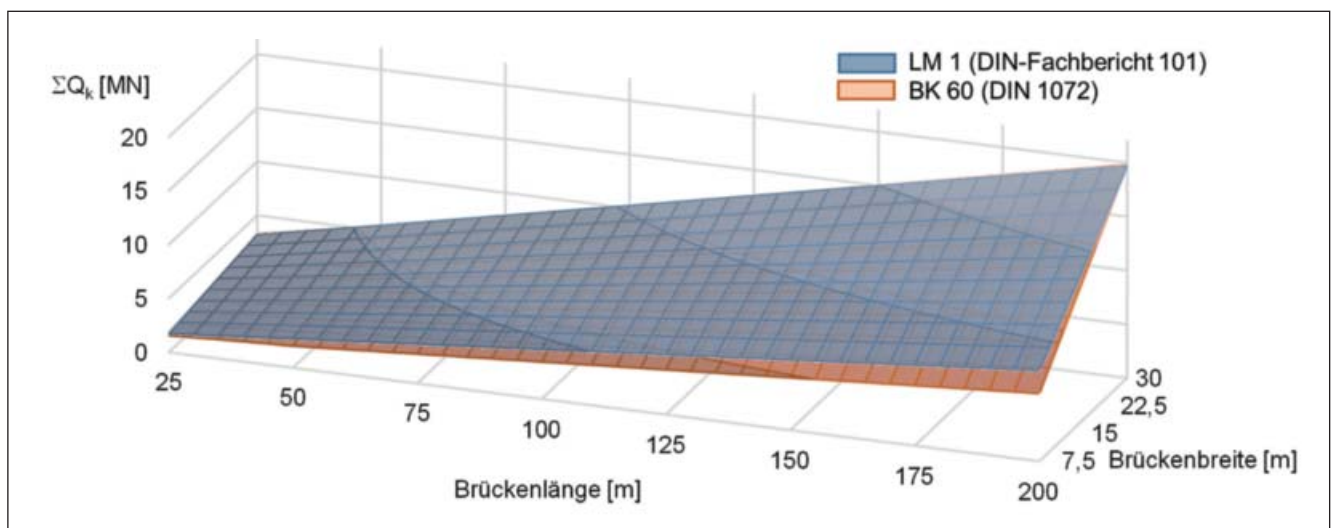


Abb. 5: Vergleich der Lastsummen unterschiedlicher Lastmodelle

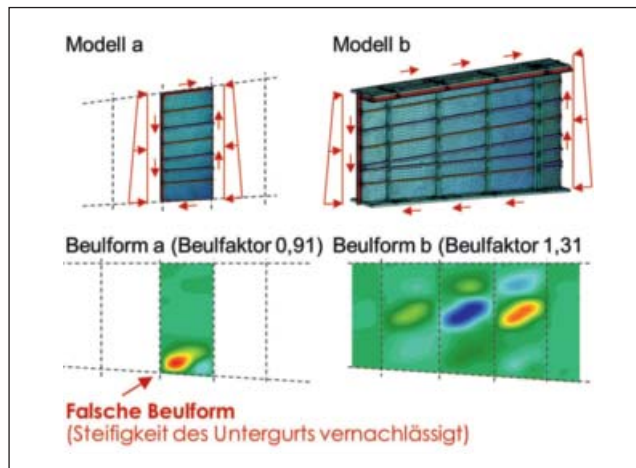


Abb. 6: Einfluss der Berechnungsmodells auf das Beulnachweis des Stegblechs

wie die Einhaltung einer Toleranzanforderung, die an ein spannungsloses Bauteil gestellt wird, an einem Bauwerk unter Last überprüft werden kann, bei dem die einwirkenden Lasten zu nicht näher bekannten Vergrößerungen der Vorverformungen führen. Hierzu wären noch ergänzende Angaben in der Nachrechnungsrichtlinie erforderlich.

Da der Beulnachweis für das konkrete Brückenbauwerk für den Stützbereich in den Stufen 1 und 2 nicht erfolgreich geführt werden konnte, wurde auch ohne Überprüfung der Toleranzanforderungen eine FE-Berechnung zur Nachweisführung in der Stufe 3 herangezogen. Bei diesen Berechnungen stellte sich heraus, dass es von entscheidender Bedeutung ist, auch die Steifigkeit der angrenzenden Bauteile an das Stegblech korrekt zu erfassen (Abb. 6). Wurde der Systemausschnitt nur auf das längs- und querversteifte Stegblech beschränkt, beulte das Stegblech in den unmittelbaren Randfeldern, die durch die dominierende Momentenbeanspruchung die höchsten Druckspannungen aufwiesen.

Dieses Berechnungsmodell, bei dem sich ein kritischer Beulfaktor < 1 ergab, erwies sich als zu ungünstig, da durch den gewählten Systemausschnitt die Steifigkeit der Einspannung des Stegblechs in die Untergurte vernachlässigt wurde. Bei einem entsprechend angepassten Modell, in dem auch die jeweiligen Gurte abgebildet wurden, verlagerte sich das Beulfeld in die Stegmitte. Zugleich erhöhte sich der Beulfaktor um mehr als 40 Prozent, sodass letztendlich der Beulnachweis geführt werden konnte.

6.2 Betonfahrbahnplatte

Bei Betonfahrbahnplatten von Stahlverbundbrücken stellen die Schub-einleitung aus den Hauptträgern im Bereich der Widerlager und eventueller Pfeiler sowie der lokale Tragfähigkeitsnachweis der zwischen den Querträgern spannenden Fahrbahnplatte zwei kritische Nachweis-schnitte dar.

Zur Beurteilung der vorherrschenden Beanspruchung an den zuvor genannten Stellen ergab sich bei der untersuchten Brücke der Vorteil, dass die Ergebnisse der Nachrechnung mit detaillierten Rissprotokollen verglichen werden konnten, die bei einer früheren Bauwerksüberprüfung von der Fahrbahnplattenunterseite erstellt worden waren.

Im Bereich der Auflager wurde aufgrund der Berechnungsergebnisse eine Schubrissbildung erwartet, die parallel zu den in einem Winkel von circa 25 bis 35 Grad zu den Hauptträgern verlaufenden Druckstre-

ben verläuft. Dieses Rissbild konnte in den Rissprotokollen wiedergefunden werden. Die zunächst etwas verwunderlichen großen Rissbreiten von stellenweise bis zu 0,5 Millimeter konnten, nach einigen Überlegungen und Berechnungen mit hoher Wahrscheinlichkeit auf eine Rissbildung zurückgeführt werden, die bereits in einer früheren Bauwerksphase eingetreten und nicht durch den rollenden Verkehr verursacht worden war.

Eine Betrachtung des Bauablaufs ließ vermuten, dass die maßgebliche Rissbildung bereits nach einem Entfernen der für die Betonage der Fahrbahnplatte verwendeten Hilfsstützen eingetreten war. Der rechnerische Nachweis der erforderlichen Schubbewehrung in der Fahrbahnplatte gestaltete sich aufgrund des geringen Bewehrungsgrads und der äußerst kurz ausgeführten Schubzulagen über den Trägerstegen als schwierig, konnte letztendlich aber über einen kombinierten Ansatz der Grundbewehrung, der Quervorspannung sowie der Stahlfläche der zugehörigen Spannglieder in Querrichtung erfolgreich geführt werden.

Im Gegensatz zum Auflagerbereich stimmte im Feldbereich, in dem die Betonfahrbahnplatte maßgeblich durch die darüberrollenden Verkehrslasten beansprucht wird, das erwartete Rissbild nicht mit dem bei der Bauwerksprüfung festgestellten Rissbild überein. Während die Berechnungsergebnisse auf eine Rissbildung senkrecht zur Haupttragrichtung im Mittelbereich zwischen den Querträgern schließen ließen, konnten im Rissprotokoll nahezu ausschließlich Risse gefunden werden, die parallel zu den Hauptträgern verliefen.

Es ist zu vermuten, dass diese Risse durch Schwindprozesse in der Betonfahrbahnplatte verursacht worden waren. Die nicht vorhandene Rissbildung senkrecht zur Haupttragrichtung deutete darauf hin, dass die Betonfahrbahnplatte die Radlasten im ungerissenen Zustand überträgt, wozu jedoch rechnerisch Betonzugfestigkeiten erforderlich wären, die weit über den normativen Werten liegen. Um diesen Sachverhalt zu überprüfen, wurden mehreren Bereichen der Betonfahrbahnplatte Bohrkern entnommen, an denen anschließend Druck- und Zugproben durchgeführt wurden.

Es stellte sich heraus, dass die Zugfestigkeiten aufgrund von Nachhärtungseffekten mit einem Mittelwert von $4,8 \text{ N/mm}^2$ und einem

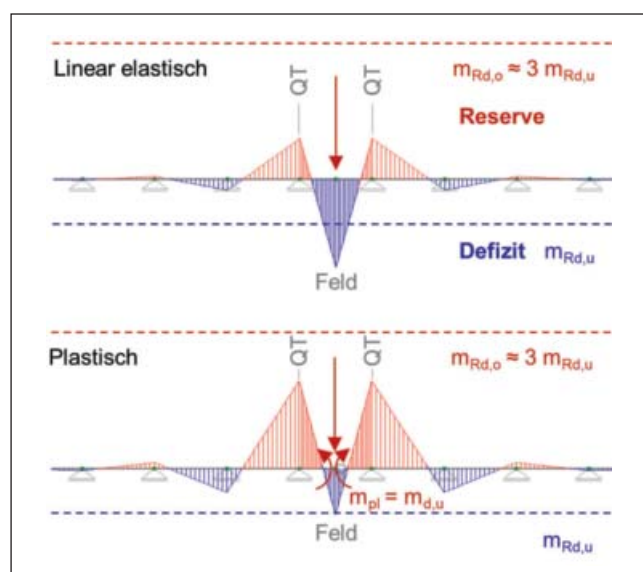


Abb. 7: Lokaler Tragfähigkeitsnachweis einer Betonfahrbahnplatte durch plastische Umlagerung

Fraktilwert von 4,0 N/mm² deutlich über den Normwerten für den verbauten Beton der Festigkeitsklasse B450 lagen.

Für den Nachweis im Grenzzustand der Ermüdung wurde nun die Annahme getroffen, dass der Beton auch weiterhin die Radlasten im ungerissenen Zustand abträgt. Da jedoch eine Rissbildung nicht ganz ausgeschlossen werden konnte, wurden für den Grenzzustand der Tragfähigkeit die Auswirkungen einer eventuellen Rissbildung untersucht, um ein progressives Versagen der Betonfahrbahnplatte ausschließen zu können. Es stellte sich zunächst heraus, dass der geringe Bewehrungsgrad in der unteren Lage nicht ausreicht, um bei einer eventuellen Rissbildung die frei werdenden Kräfte aus der Zugzone der biegebeanspruchten Betonfahrbahnplatte mit ausreichender Sicherheit aufnehmen zu können. Der Nachweis der Standsicherheit im Grenzzustand der Tragfähigkeit konnte letztendlich unter Zuhilfenahme einer plastischen Lastumlagerung erfolgreich geführt werden, bei der das nicht aufnehmbare Feldmoment auf die Stützmomente über den Querträgern umgelagert wurde, für deren Aufnahme eine ausreichende Bewehrung in der oberen Lage zur Verfügung steht (**Abb. 7**). Durch diese Nachweisführung konnte die Betonfahrbahnplatte in der Stufe 4 der Nachrechnungsrichtlinie als ausreichend standsicher und ermüdungsfest nachgewiesen werden, sodass auf eine schwierig umzusetzende Ertüchtigung verzichtet werden konnte.

7 Zusammenfassung

Die Nachrechnung von Straßenbrücken stellt aufgrund des vielseitigen Brückenspektrums ein komplexes und äußerst vielseitiges Aufgabenfeld dar. Mit der Nachrechnungsrichtlinie steht ein gutes Werkzeug zur Verfügung, mit dem die gängigsten Problemstellungen, die sich bei einer Nachrechnung ergeben, gelöst werden können. Trotz der darin enthaltenen umfangreichen Regelungen werden besonders in den höheren Stufen hohe Anforderungen an den Ingenieursverstand gestellt, um den tatsächlichen Beanspruchungszustand im Bestandsbauwerk korrekt zu ermitteln. Dies gilt insbesondere für die hierbei oft zu wählenden unorthodoxen Nachweismethoden, die erforderlich werden können, um ein Bestandstragwerk nachzuweisen und so auf eventuell schwierig umzusetzende Ertüchtigungsmaßnahmen verzichten zu können. Der kontrol-

lierenden und auch beratenden Funktion des Prüfenieurs kommt hierbei eine besonders hohe Bedeutung zu, da nur hierdurch die Gratwanderung, wie viel einem Tragwerk tatsächlich zugemutet werden kann, mit ausreichender Sicherheit beschritten werden kann.

8 Literatur

- [1] Bundesministerium für Verkehr, Bau und Stadtentwicklung – Abteilung Straßenbau: Richtlinie zur Nachrechnung von Straßenbrücken im Bestand (Nachrechnungsrichtlinie), Ausgabe 05/2011
- [2] Bundesministerium für Verkehr und digitale Infrastruktur – Abteilung Straßenbau: 1. Ergänzung zur Richtlinie zur Nachrechnung von Straßenbrücken im Bestand (Nachrechnungsrichtlinie), Ausgabe 04/2015
- [3] Naumann, J.: Brücken und Schwerverkehr – Strategie zur Ertüchtigung des Brückenbestands in Bundesfernstraßen. Bauingenieur 85 (2010), Heft 5, S. 210 – 216
- [4] Bundesministerium für Verkehr, Bau und Stadtentwicklung: Bericht „Strategie zur Ertüchtigung der Straßenbrücken im Bestand der Bundesfernstraßen“ – Vorlage an den Ausschuss für Verkehr, Bau und Stadtentwicklung des Deutschen Bundestages, 22.05.2013
- [5] Bundesministerium für Verkehr, Bau und Stadtentwicklung – Abteilung Straßenbau: Handlungsanweisung zur Überprüfung und Beurteilung von älteren Brückenbauwerken, die mit vergütetem, spannungsrissskorrosionsgefährdetem Spannstahl erstellt wurden (Handlungsanweisung Spannungsrissskorrosion), Ausgabe 06/2011
- [6] DIN-Fachbericht 103:2009-03: Stahlbrücken
- [7] Deutsche Bahn AG: Richtlinie 805 – Tragsicherheit bestehender Eisenbahnbrücken, gültig ab September 2010
- [8] DIN-Fachbericht 101:2009-03: Einwirkungen auf Brücken
- [9] DIN 1072:1985-12: Straßen- und Wegbrücken; Lastannahmen
- [10] DIN EN 1993-1-5:2010-12: Eurocode 3: Bemessung und Konstruktion von Stahlbauten - Teil 1-5: Plattenförmige Bauteile
- [11] Bundesanstalt für Straßenwesen: Zusätzliche Technische Vertragsbedingungen und Richtlinien für Ingenieurbauten, Teil 4: Stahlbau, Stahlverbundbau

Die Bundesregierung konkretisiert ihre Strategie für die Modernisierung defizitärer Bundesfernstraßenbrücken

Nahezu 2200 große Spannbetonbrücken wurden für vordringliche konstruktive Untersuchungen bestimmt

Die Erhaltung der Bundesfernstraßen ist ein vordringliches Ziel, um dem Wirtschaftsstandort Deutschland langfristig die notwendige Mobilität zu sichern. Die Brücken sind hierbei die neuralgischen Punkte – nicht nur weil sie zu den teureren, sondern mit einer prognostizierten hundertjährigen Lebensdauer auch zu den langlebigeren Gütern einer Verkehrsinfrastruktur zählen. Viele Brücken sind in die Jahre gekommen und erfordern beträchtliche Erhaltungsaufwendungen, gepaart mit notwendigen Verstärkungen, um sie für den heutigen, vor allem aber auch für den erwarteten zukünftigen Verkehr herzurichten. Die Modernisierung von Brücken hat deshalb bei den Investitionen oberste Priorität. Viele Bauwerke leisten oft ein Mehrfaches dessen, was bei Planung und Bau vorstellbar war. Sie müssen daher nicht nur substanziell erhalten, sondern für den aktuellen Verkehr und das Verkehrswachstum der Zukunft ertüchtigt werden.



Technischer Regierungsdirektor
Dr.-Ing. Gero Marzahn

studierte das Bauingenieurwesen von 1989 bis 1994 an der TH Leipzig und promovierte dort auch 1995 bis 2000 bei Prof. Dr.-Ing. Dr.-Ing. E.h. Gert König; gleichzeitig praktizierte er bei mehreren renommierten Ingenieurbüros in Deutschland und in den USA; 2004 wechselte er zum Landesbetrieb Straßenbau Nordrhein-Westfalen, wo er 2006 Abteilungsleiter Konstruktiver Ingenieurbau sowie Sachgebietsleiter Tragwerksplanung und statisch-konstruktive Prüfung wurde; heute leitet Gero Marzahn im Bundesministerium für Verkehr und digitale Infrastruktur (Bonn) das Referat Brücken-, Tunnel-, und sonstige Ingenieurbauwerke; daneben erfüllt er Lehraufträge an der Hochschule Bochum und an der Ruhr-Universität Bochum, dort für den „Erhalt und das Lebensdauermanagement im Brückenbau“; des weiteren arbeitet Gero Marzahn in zahlreichen nationalen und internationalen Normenausschüssen und bautechnische Regeln setzenden Gremien mit

1 Brückenbestand der Bundesfernstraßen – Zahlen, Daten, Fakten

Im Netz der Bundesfernstraßen befinden sich derzeit etwa 39.500 Brücken, die je nach Bauart, Länge und Brückenquerschnitt in Teilbauwerke untergliedert werden, sodass an den Bundesfernstraßen insgesamt etwa 51.300 Teilbauwerke zu betreuen sind. Würde man alle Bauwerke der Länge nach aneinanderreihen, nähmen sie eine Gesamtlänge von 2.125 Kilometer ein und könnten die Wegstrecke von Berlin nach Moskau vollständig überbrücken.

Hinsichtlich ihrer Verkehrsfläche decken die Brücken in der Baulast des Bundes eine Fläche von 30,6 Millionen Quadratmetern ab, was einer Fläche von über 3000 Fußballfeldern entspricht. Der Neubaubauwert aller Brücken des Bundesfernstraßennetzes summiert sich auf über 60 Milliarden Euro.

Die meisten Brücken im Bundesfernstraßennetz in Westdeutschland haben ein Alter zwischen 40 und 60 Jahren erreicht (**Abb. 1**). Sie sind in einer Zeit entstanden, in der die aufstrebende deutsche Wirtschaft nach dem 2. Weltkrieg moderne und leistungsfähige Verkehrsbeziehungen verlangte und der Autobahnnau- und -ausbau stark vorangetrieben wurden. Dagegen wurden im Osten der Bundesrepublik Deutschland Neubaumaßnahmen größeren Umfangs erst nach der Wiedervereinigung realisiert.

Gemessen an der Brückenfläche haben Spannbetonbrücken in Deutschland mit rund 70 Prozent den weitaus größten Anteil am Bestand, gefolgt von Brücken in Beton mit einem Anteil von rund 17 Prozent, Stahlverbundbrücken mit einem Anteil von rund sieben Prozent und Stahlbrücken mit einem Anteil von circa sechs Prozent. Stein- und Holzbrücken spielen im Netz der Bundesfernstraßen eine untergeordnete Rolle (**Abb. 2**).

Der Anteil der Großbrücken, Brücken also ab einer Länge von einhundert Metern, beträgt derzeit, bezogen auf die Gesamtbrückenfläche im Bundesfernstraßennetz, rund 52 Prozent.

2 Ursachen der Sanierungsbedürftigkeit von Brücken

2.1 Zunahme des Verkehrs

Die Fachwelt beschäftigt seit einigen Jahren die Erkenntnis, dass die vorhandenen Tragreserven der älteren Brücken durch das stetig gewachsene Verkehrsaufkommen – insbesondere im Güterverkehr – (**Abb. 3**) weitgehend aufgebraucht sind. Man spricht von einer Nutzungsänderung für die Brücken, verbunden mit der Frage, ob und wie lange die Bestandsbrücken den aktuellen und zukünftigen Anforderungen noch gerecht werden.

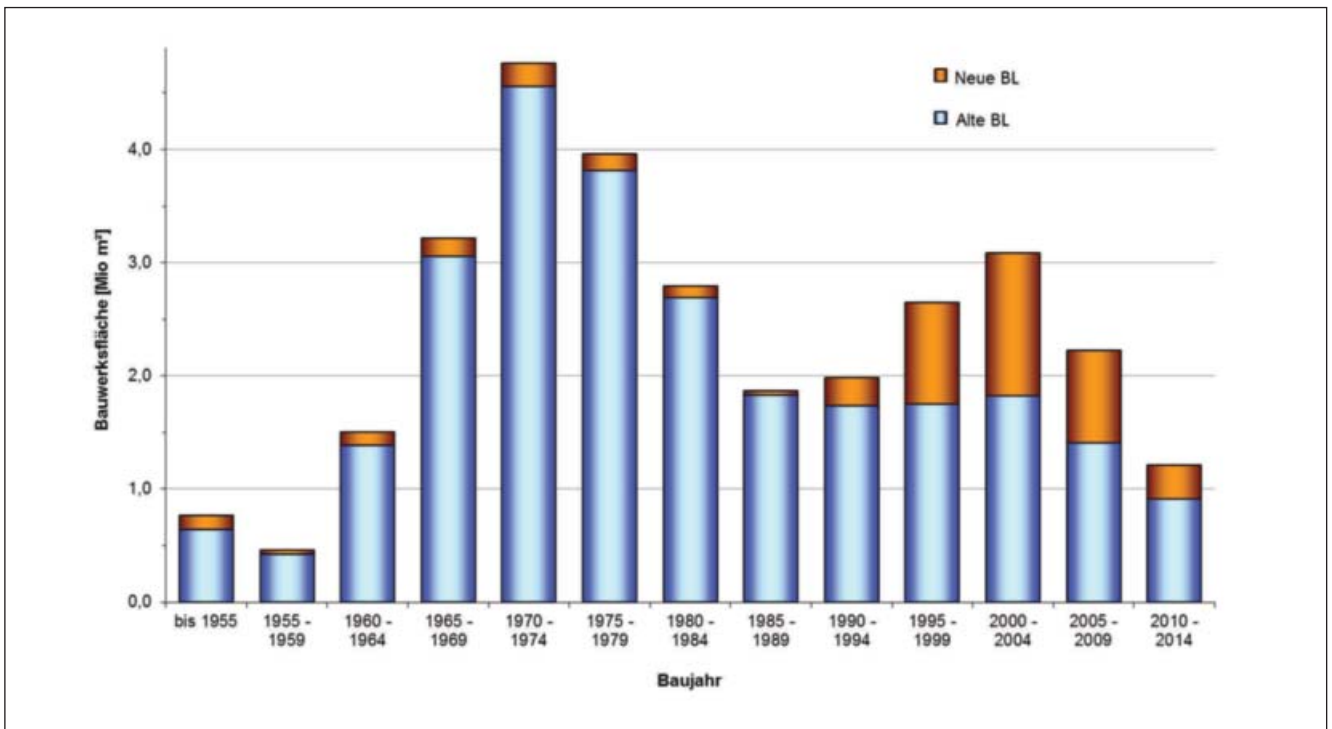


Abb. 1: Altersstruktur der Brücken im Bundesfernstraßenbereich nach Brückenfläche (Stand: 01.03.2015)

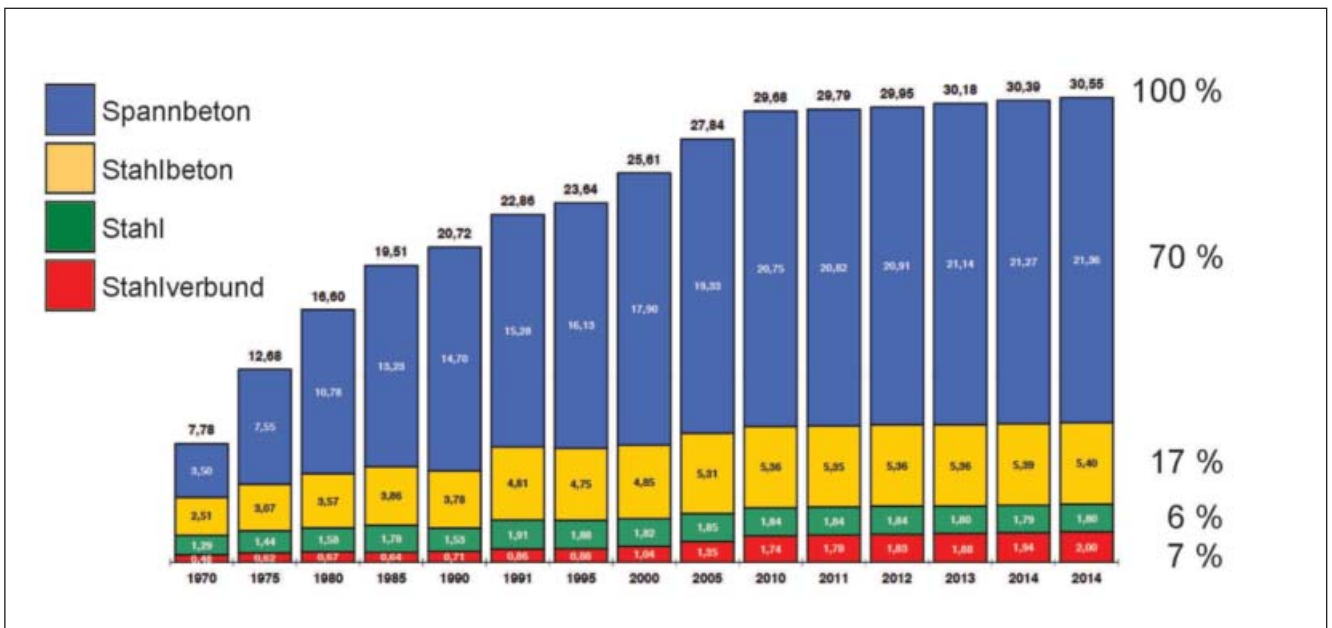


Abb. 2: Brückenbestand der Bundesfernstraßen (Stand 01.03.2015)

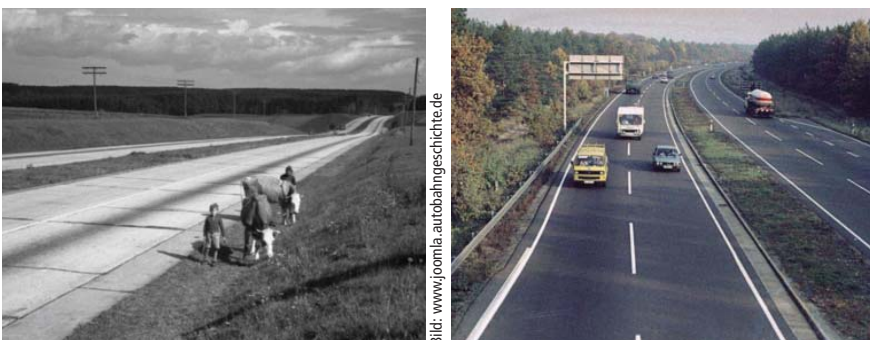


Abb. 3: Entwicklung des Verkehrsaufkommens 1950, 1975 und heute

BRÜCKENERTÜCHTIGUNG

Für Brücken ist aber nicht nur die Menge des Gesamtverkehrs entscheidend, sondern viel mehr die Tatsache, dass der Anteil des Güterverkehrs in den letzten Jahrzehnten überproportional zugenommen hat. Und diese Entwicklung wird sich weiter fortsetzen. Die aktuelle Prognose zur Verkehrsentwicklung (Verkehrsverflechtungsprognose 2030 ITP/BVU, 2014 [1]) weist für die Jahre 1980 bis 2030 eine prognostizierte Zunahme der Beförderungsleistungen im Straßengüterverkehr von 760 Prozent aus.

Zusätzlich haben sich in den letzten 50 Jahren die zulässigen Gesamtgewichte für Lkw von 24 auf 44 Tonnen fast verdoppelt. Auch die zulässigen Achslasten der Lkw wurden in dieser Zeit von sieben auf derzeit 11,5 Tonnen angehoben. Verkehrsmessungen zeigen, dass diese zulässigen Gewichte heute sehr stark ausgenutzt und häufig sogar überschritten werden.

Durch die wirtschaftliche Entwicklung bedingt, werden aber nicht nur immer mehr, sondern auch immer schwerere Güter über die Straße transportiert. Vielfach sind es große Transformatoren oder Anlagenteile von Windrädern, die mit speziellen Schwertransporten bewegt werden müssen. Aufzeichnungen einzelner Straßenbauverwaltungen belegen eine starke Zunahme der Anträge sowohl auf erlaubnispflichtige Schwertransporte als auch auf Transporte mit einem Gesamtgewicht über 150 Tonnen.

Der hohe Anteil schwerer Nutzfahrzeuge am heutigen Verkehrsaufkommen mit einer entsprechend hohen Frequenz an Brückenüberfahrten und auch Verkehrsstaus haben zu einer enormen Vergrößerung der Beanspruchung der Bauwerke durch den Verkehr geführt. Bei vielen älteren Brücken ist faktisch eine Nutzungsänderung eingetreten, und die Reserven sind aufgebraucht.

2.2 Defizite aufgrund des Baujahrs und der Bauart

Die Hochzeit des Brückenbaus in Westdeutschland nach dem 2. Weltkrieg war entscheidend von den technischen Entwicklungen im Spannbetonbrückenbau bestimmt, die sich bald auch weltweit durchsetzten. Ein weiterer Meilenstein war die Entwicklung von neuartigen Bauverfahren, zum Beispiel des Taktschiebeverfahrens, mit der große Brücken wirtschaftlich und in einer vergleichsweise kurzen Bauzeit hergestellt werden können.

Im Hinblick auf die damals hohen Materialpreise und die niedrigen Lohnkosten wurde sowohl bei Spannbeton- als auch bei Stahl- und Stahlverbundbrücken neben den Bauweisen und den Herstellungsverfahren auch der Materialeinsatz optimiert. Dies führte einerseits zu einer Vielzahl unterschiedlicher, filigraner Konstruktionen, andererseits zu sehr schlanken Abmessungen der Bauteile mit auffälligen Defiziten in der Robustheit (**Abb. 4**).

Innerhalb einer relativ kurzen Zeitspanne wurden seinerzeit gewaltige technische Fortschritte gemacht. Die heute bekannten Erfahrungen mit den damals zum Teil noch jungen Bauweisen und Herstellungsverfahren fehlten oftmals. Daher waren viele technische Sachverhalte, die heute im Ingenieuralltag als normal erachtet und in der Bemessung berücksichtigt werden, zu dieser Zeit noch nicht bekannt und auch nicht geregelt.

Bauwerke aus den 1960er bis 1980er Jahren weisen typische bauzeitbedingte Defizite auf, die heute Probleme bereiten. Dazu zählen insbesondere die Koppelfugenproblematik bei den Spannbetonbrücken und die verminderte Beulsicherheit bei den Stahl- und Verbundbrücken.

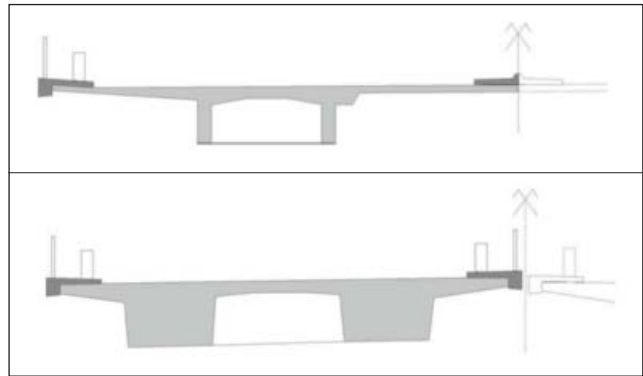


Abb. 4: Querschnittsbildung von Brücken im Vergleich (seinerzeit: oben, heute: unten)

2.3 Verschlechterung des Erhaltungszustandes

Auch Brücken kommen in die Jahre, zeigen Alterung und Verschleiß. Um eine ständige Funktionsfähigkeit und Verkehrssicherheit der Brücken zu gewährleisten, werden diese einer regelmäßigen und fachkundigen Überwachung und Prüfung unterzogen. Bauwerksprüfungen gemäß DIN 1076 sorgen während der Nutzungszeit der Bauwerke dafür, Schäden und Verschleißerscheinungen an den Bauwerken rechtzeitig zu erkennen und Instand zu setzen. Sie tragen somit nicht nur zum Werterhalt, sondern auch zu einer sicheren Nutzung bei.

Um einen Überblick über den Zustand des Brückenbestandes zu erhalten, werden jährlich die im Rahmen der Brückenprüfung nach bundesweit einheitlichen Regelungen vergebenen Zustandsnoten ausgewertet (**Abb. 5**).

Die Entwicklung der Zustandsnoten in den letzten zehn Jahren zeigt, dass sich der Erhaltungszustand in dieser Zeit verschlechtert hat. Zwar konnte der Anteil der Bauwerke mit einer Zustandsnote 3,0 und schlechter leicht reduziert werden. Gleichzeitig hat aber auch der Anteil der Bauwerke mit einer Zustandsnote 2,0 und schlechter weiter zugenommen. Hier steckt die zukünftige Arbeit für die Erhaltungsplanung im Bundesfernstraßenbereich, die mit politischem Willen und ausreichenden Mitteln sowohl im Personal- als auch im Baubereich unterfüttert werden müssen.

Die Auswertung der Zustandsnoten nur für Großbrücken mit einer Länge von über einhundert Metern zeigt, dass hier ein noch wesentlich größerer Anteil der Bauwerke eine Zustandsnote 3,0 und schlechter aufweist als der Gesamtbestand. Dies ist dadurch erklärbar, dass ein Großteil dieser Brücken in den 1960er bis 1980er Jahren gebaut wurde und sich vorwiegend im Zuge von Bundesautobahnen befindet, die im Vergleich zu Bundesstraßen stärker belastet sind. Darüber hinaus treffen verschiedene konstruktiv bedingte Problemstellen, wie zum Beispiel die Koppelfugenproblematik, Spannstahl mit Empfindlichkeit gegenüber Spannungsrissskorrosion und so weiter, vorwiegend bei großen Brücken aufeinander, sodass die Großbrücken tendenziell eine schlechtere Zustandsbewertung aufweisen (**Abb. 6**).

Diese unvorteilhafte Entwicklung des Bauwerkzustandes kommt nicht von Ungefähr, sondern sie geht einher mit der Feststellung, dass bei Bauwerken an der Belastungsgrenze Verschleiß und Alterung überproportional zunehmen und daher verstärkte Anstrengungen aller Beteiligten erfordern, was in der Vergangenheit, insbesondere wegen der Eingriffe in den Verkehr, nicht immer so gesehen worden war. Die tendenzielle Verschlechterung des Erhaltungszustandes ist ein Hinweis

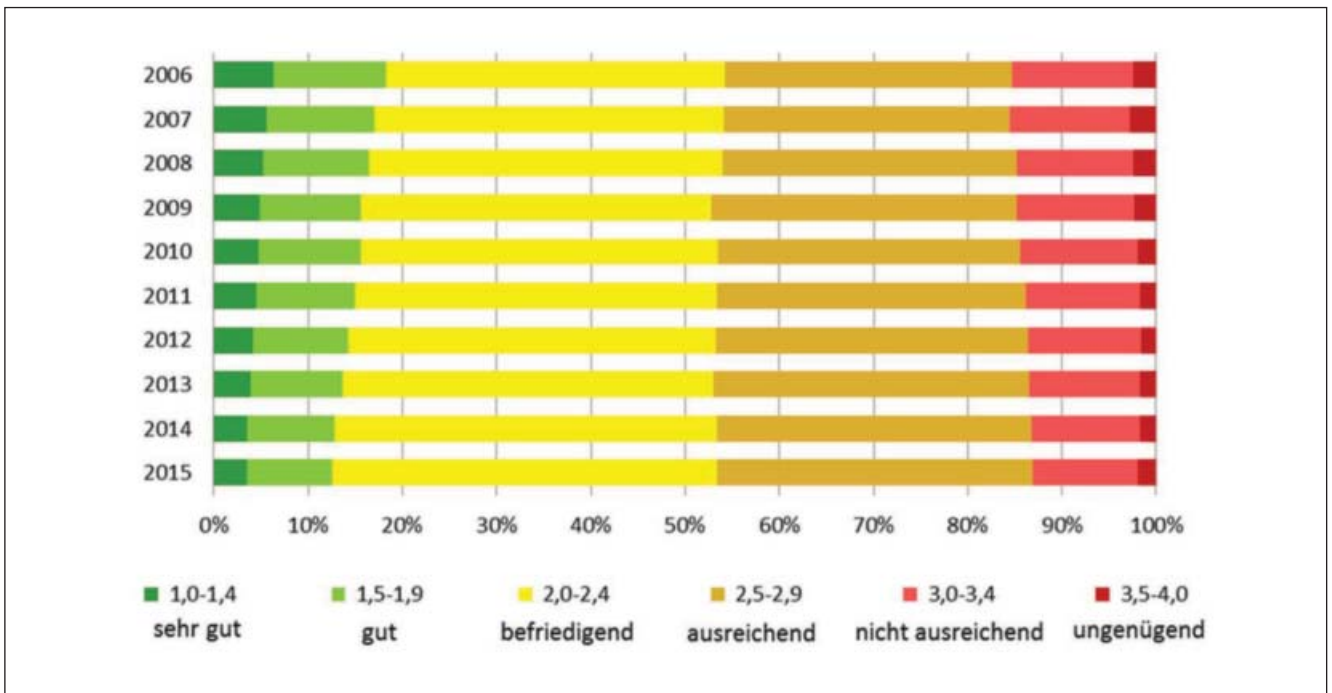


Abb. 5: Entwicklung der Zustandsnotenverteilung von 2006 bis 2015 nach Brückenfläche (01.03.2015)

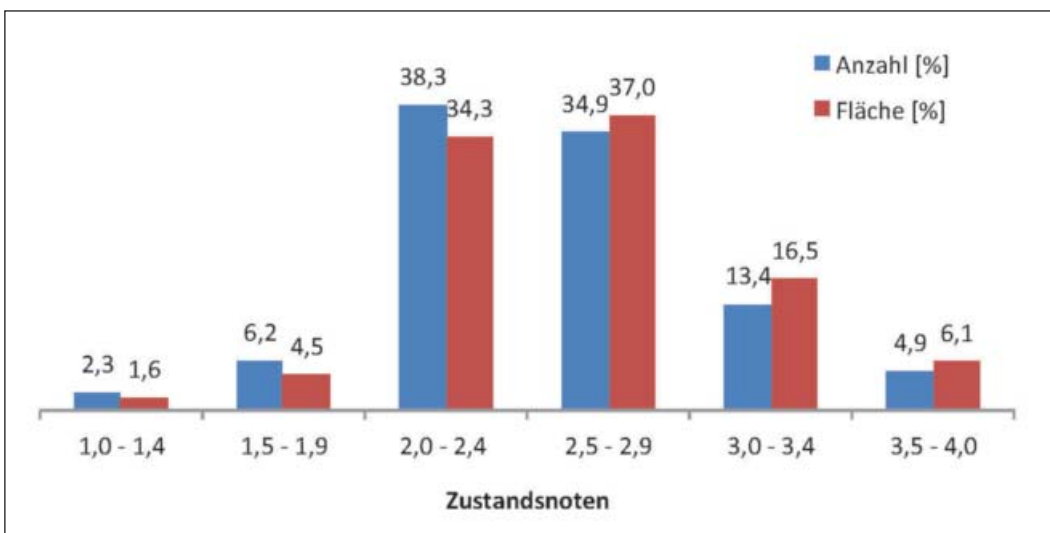


Abb. 6: Zustandsnoten von Großbrücken (Länge: mehr einhundert Meter)

darauf, dass sich ein erheblicher Rückstau bei den Instandsetzungsmaßnahmen gebildet hat, der nun mit entsprechendem Aufwand wieder aufgeholt werden muss.

3 Strategie für die Brückenmodernisierung

Für die Funktion der Brücken im Straßennetz ist neben dem Zustand auch eine ausreichende Tragfähigkeit und Gebrauchstauglichkeit der Konstruktion von entscheidender Bedeutung. Die gestiegenen Beanspruchungen führen unter anderem zu einer vorzeitigen Materialermüdung und damit zu einer Verkürzung der Nutzungsdauer der Bauwerke. Neben den dringend notwendigen Erhaltungsmaßnahmen zur Verbesserung des Zustands wird es zunehmend notwendig, Brücken zu verstärken beziehungsweise teilweise oder gar komplett zu erneuern.

Das Bundesministerium für Verkehr und digitale Infrastruktur (BMVI) hat bereits im Jahr 2013 gemeinsam mit der Bundesanstalt für Straßenwesen (BASt) und den Straßenbauverwaltungen der Länder die „Strategie zur Ertüchtigung der Straßenbrücken im Bestand der Bundesfernstraßen“ entwickelt. Diese Strategie ist langfristig angelegt und in die strukturierte Erhaltungsplanung des Bundesfernstraßennetzes eingebunden. Dabei gilt es, umfangreiche Verkehrseinschränkungen bis hin zu Brückensperrungen möglichst zu verhindern.

Ziel der Brückenertüchtigung ist, die Erhöhung oder Wiederherstellung der Tragfähigkeit von bestehenden Brückenbauwerken an aktuelle und zukünftige Belastungen und damit Zukunftsfähigkeit zu erreichen.

Die große Anzahl der betroffenen Brücken macht eine Reihung der zu untersuchenden Bauwerke erforderlich. Auf Grundlage einer bundesweiten Erhebung der Bundesanstalt für Straßenwesen wurden in Abstimmung mit den Straßenbauverwaltungen der Länder rund 2200



Abb. 7: Lage der vorrangig zu untersuchenden Brückenbauwerke

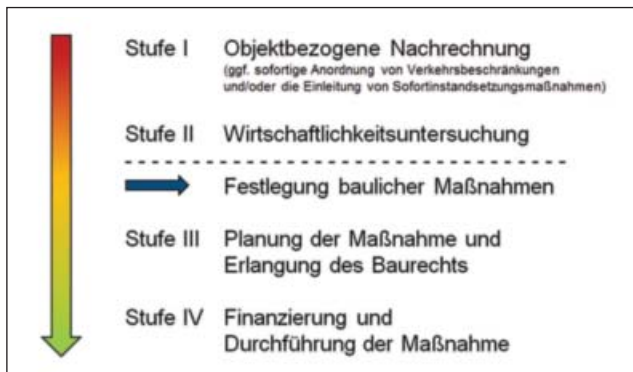


Abb. 8: Bearbeitungsstufen bei der Brückenerkertüchtigung

Brücken-Teilbauwerke, überwiegend Spannbetonbrücken, bestimmt, die vordringlich zu untersuchen sind. Davon befinden sich rund 1300 Teilbauwerke im Bereich der Bundesautobahnen und rund 900 Teilbauwerke im Bereich der Bundesstraßen. In Bezug auf die Anzahl entspricht dies einem Anteil von gerade einmal fünf Prozent der Brücken-Teilbauwerke. Weil es sich meistens jedoch um Großbrücken handelt, sind mit rund sieben Millionen Quadratmetern, bezogen auf die Brückenfläche, jedoch fast 25 Prozent des Brückenbestandes betroffen. Folglich stehen vorwiegend die Großbrücken im Fokus. Hinzu kamen noch etwa 300 Stahl- und Stahlverbundbrücken-Teilbauwerke, die ebenfalls prioritär zu überprüfen sind.

Besonders betroffen sind die großen Flächenländer Baden-Württemberg, Bayern, Hessen, Niedersachsen, Nordrhein-Westfalen und Rheinland-Pfalz (Abb. 7).

Die Bearbeitung der Bauwerke erfolgt in vier Stufen (Abb. 8).

Für die Nachrechnung der Bauwerke wird bundeseinheitlich die „Richtlinie für die Nachrechnung von Straßenbrücken im Bestand (Nachrechnungsrichtlinie)“ des Bundesministeriums für Verkehr und digitale Infrastruktur angewendet [2]. Mit der Ausgabe 05/2011 dieser Richtlinie und zusammen mit deren 1. Ergänzung vom April 2015 [3] steht der Fachwelt ein technisches Regelwerk zur Verfügung, das eine bundeseinheitliche Vorgehensweise bei der Analyse der Tragfähigkeit der Straßenbrücken im Bestand sicherstellt. Die Nachrechnungsrichtlinie wurde von einer Bund/Länder-Arbeitsgruppe unter Beteiligung der BAST sowie namhafter Wissenschaftler und Ingenieure der Praxis erarbeitet. Ihr sind die aktuellen Berechnungs- und Bemessungsverfahren des europäischen Konzepts der Eurocodes zugrunde gelegt.

In welcher Reihenfolge die vorrangigen Bauwerke untersucht werden, liegt in der Verantwortung der zuständigen Straßenbauverwaltungen, da es neben den technischen brückenbauspezifischen Kriterien weitere Gesichtspunkte gibt, die die Reihenfolge beeinflussen können. Hierzu gehören zum Beispiel die Verkehrsbedeutung und Verkehrsbelastung der Strecke, die Zusammenfassung mit Streckenbaumaßnahmen, die Bildung von Korridoren für den Schwerverkehr, aber auch die Bereitstellung entsprechender personeller und finanzieller Ressourcen. Die am stärksten betroffenen Länder haben in Abstimmung mit dem Bundesministerium für Verkehr und digitale Infrastruktur spezifische Länderkonzepte erarbeitet, die kontinuierlich überprüft und fortgeschrieben werden.

Im Anschluss an die Nachrechnung ist für jedes Bauwerk zu entscheiden, ob es weiterhin den Verkehrsanforderungen mit dem geforderten

Sicherheitsniveau genügt oder Verstärkungen beziehungsweise Erneuerungen notwendig sind. Dies ist für die Ingenieure eine anspruchsvolle Aufgabe und für alle Verantwortlichen eine große Herausforderung, nicht nur in fachlicher, sondern auch in finanzieller und personeller Hinsicht.

Die Ertüchtigung der Brücken wird aus wirtschaftlichen Erwägungen heraus in den meisten Fällen durch einen Ersatzneubau realisiert. Aber auch Verstärkungsmaßnahmen an den bestehenden Bauwerken sind oftmals technisch möglich, wirtschaftlich sinnvoll und eine Alternative zum Ersatzneubau. Eine Verstärkung kann auch dann geboten und wirtschaftlich sein, wenn sie temporär angelegt ist und der aktuelle Bauwerkzustand es erfordert, um einen kurz- bis mittelfristigen Planungs- und Umsetzungszeitraum für das nachfolgende Ersatzbauwerk zu überbrücken. In diesen Fällen sind die notwendigen Maßnahmen auf das erforderliche Maß abzustimmen.

Um das geforderte Sicherheitsniveau einzuhalten, müssen bei einem Teil der noch nicht fertiggestellten Bauwerke oder bei Bauwerken mit nicht behebbaren Defiziten verkehrliche Kompensationsmaßnahmen, wie zum Beispiel LKW-Gewichtsbeschränkungen, LKW-Geschwindigkeitsbeschränkungen oder LKW-Überholverbote, angeordnet werden. Diese Maßnahmen sind im Wesentlichen darauf ausgerichtet, den auf der Brücke befindlichen Verkehr entsprechend der Brückentragfähigkeit einzuschränken oder auszudünnen, somit eine faktische Entlastung des Tragwerks herbeizuführen, damit keine unzulässigen Beanspruchungen bei den Bauwerken auftreten.

Brücken sind bei einem Nutzungsausfall die kritischen Punkte im Straßennetz. Fehlende Redundanzen der Verkehrsrelationen im Straßennetz können zu erheblichen Störungen des regionalen und überregionalen Personen- und Güterverkehrs führen. Aus diesem Grund wird es unerlässlich, zunehmend länderübergreifend ganze Streckenzüge und Korridore vorrangig der Bundesautobahnen hinsichtlich des Erfordernisses der Brückenerkertüchtigung zu untersuchen und konzentriert abzuarbeiten. Das bedeutet aber auch, dass andere Streckenzüge während dieser Zeit möglichst nicht durch Bauarbeiten beeinträchtigt werden, um den Verkehr flüssig zu halten.

Die vordringlich zu betrachtenden Streckenzüge ergeben sich fast automatisch, indem verschiedene Maßnahmenpakete miteinander verschnitten und aufeinander abgestimmt werden:

- Streckenabschnitte mit einem hohen Anteil an vordringlich abzuarbeitenden Brücken (Bauwerke der BAST-Liste bezüglich Brückenerkertüchtigung),
- Streckenabschnitte, für die Ausbaumaßnahmen vorgesehen sind (Bundesverkehrswegeplanmaßnahmen),
- Streckenabschnitte, für die größere Erhaltungsmaßnahmen im Rahmen der Streckenerhaltung oder Bauwerkserhaltung geplant werden.

Diese Herangehensweise erfordert eine intensive Abstimmung aller Beteiligten bereits im Vorfeld und dies mit einem zeitlichen Vorlauf von mehreren Jahren, damit die vorbereitenden Schritte fristgerecht eingeleitet und abgeschlossen werden können.

Idealerweise werden dann die baulichen Maßnahmen abschnittsweise in diesem Streckenzug parallel ausgeführt, was ein entsprechend ausgerichtetes und zuverlässig arbeitendes Baustellenmanagement verlangt. Nur so lassen sich unter Aufrechterhaltung des Verkehrs ganze

BRÜCKENERTÜCHTIGUNG

Autobahnabschnitte zukunftsgerichtet herrichten und Schritt für Schritt das alternde Autobahnnetz ertüchtigen. Die oben erwähnte Strategie für die Brückenertüchtigung wird damit konsequent fortgeschrieben.

4 Finanzierung der Brückenmodernisierung

Für die Planung und Umsetzung der notwendigen Brückenertüchtigungsmaßnahmen müssen die Länder entsprechende Planungsmittel und Personalressourcen zur Verfügung stellen. Der Bund stellt den Ländern die notwendigen Haushaltsmittel für die Realisierung der Baumaßnahmen bereit (Tabelle 1).

Haushaltsjahr	2015	2016	2017	2018	2015-2018
Haushaltsmittel [Mio. EUR]	360	450	520	640	1.970

Tab. 1: Derzeit vorgesehene Haushaltsmittel für das „Sonderprogramm Brückenmodernisierung“

Die Brückenertüchtigung stellt inzwischen einen Schwerpunkt der Erhaltungsinvestitionen dar. Um die in den nächsten Jahren vorgesehene, deutlich ansteigende Mittelbereitstellung für die Brückenertüchtigung im Straßenbauhaushalt innerhalb der Ausgaben für die Erhaltung zu dokumentieren und einen besseren Überblick über den Stand der Brückenertüchtigung zu ermöglichen, werden ab dem Haushaltsjahr 2015 größere Brückenertüchtigungsmaßnahmen mit einem jewei-

ligen Bauvolumen von über fünf Millionen Euro im „Sonderprogramm Brückenmodernisierung“ finanziert. Die Maßnahmen des Sonderprogramms werden in den Erhaltungstabellen des Straßenbauplans separat dargestellt und die hierfür vorgesehenen Haushaltsmittel in den entsprechenden Erhaltungstiteln gesondert ausgewiesen.

Als Ausgangswert für die finanzielle Ausstattung des Sonderprogramms dienten die in den Jahren 2012 und 2013 im Straßenbauplan eingestellten Brückenertüchtigungsmaßnahmen mit einem Bauvolumen von über fünf Millionen Euro. Die im Durchschnitt der Jahre 2012 und 2013 investierten 220 Millionen Euro pro Jahr werden ab 2015 durch zusätzliche Haushaltsmittel deutlich angehoben. Die zusätzlichen Haushaltsmittel stammen unter anderem aus den für diese Legislaturperiode zusätzlich bereitgestellten fünf Milliarden Euro für Investitionen in die Verkehrsinfrastruktur sowie dem Zehn-Milliarden-Euro-Paket für Zukunftsinvestitionen.

Kleinere Brückenertüchtigungsmaßnahmen, die aufgrund der Baukosten nicht dem Sonderprogramm zuzuordnen sind, werden weiter wie bisher aus den ebenfalls deutlich ansteigenden Erhaltungsmitteln für Ingenieurbauwerke finanziert.

6 Literatur

- [1] BMVI: Verkehrsverflechtungsprognose 2030 ITP/BVU, 2014
- [2] BMVI: „Richtlinie für die Nachrechnung von Straßenbrücken im Bestand (Nachrechnungsrichtlinie)“, Ausgabe 05/2011
- [3] BMVI: „1. Ergänzung zur Richtlinie für die Nachrechnung von Straßenbrücken im Bestand („Nachrechnungsrichtlinie“), Ausgabe 04/2015

Befestigungen mit Kopfbolzen am Bauteilrand mit und ohne Rückhängebewehrung unter Querlasten senkrecht zum Rand

Experimentelle Untersuchungen und Vergleich von gemessenen Bruchlasten mit EN 1992-4

Teil 4 des Eurocode 2 für die Bemessung der Verankerung von Befestigungen in Beton (Deutsche Vorfassung prEN 1992-4:2013) soll Ende 2016 veröffentlicht werden. Diese harmonisierte Norm enthält auch Regelungen für Befestigungen am Bauteilrand ohne oder mit einer Rückhängebewehrung, die durch eine Querlast senkrecht zum Bauteilrand belastet werden. Für den Nachweis des Betonkantenbruchs wird angenommen, dass der Bruchriss von den randnahen Befestigungsmitteln ausgeht, welche die an der Ankerplatte angreifende Querlast übertragen. Die Rückhängebewehrung muss nach Eurocode 2 ab dem Schnittpunkt mit dem angenommenen Bruchriss für Zugbewehrung verankert werden. Um das Tragverhalten von Kopfbolzengruppen am Bauteilrand, belastet durch eine Querlast senkrecht zum Rand bei der Versagensart Betonkantenbruch zu untersuchen, sind an der Universität Stuttgart Versuche im ungerissenen Beton durchgeführt worden, mit denen der Einfluss von Kopfbolzenreihen senkrecht zum Rand und einer aus Bügeln und Randstäben bestehenden Rückhängebewehrung auf Rissbildung, Last-Verschiebungsverhalten und Höchstlast untersucht wurden. Diese Versuche und ihre wichtigsten Ergebnisse werden im folgenden Beitrag skizziert.



Prof. Dr.-Ing. Rolf Eligehausen

war von 1984 bis 2009 Professor und Leiter der Abteilung Befestigungstechnik am Institut für Werkstoffe im Bauwesen der Universität Stuttgart und ist heute Partner im Stuttgarter Ingenieurbüro Eligehausen-Asmus-Hofmann (IEA); Eligehausen ist Vorsitzender oder Mitglied mehrerer nationaler und internationaler einschlägiger Sachverständigenausschüsse und Autor oder Koautor von mehr als 250 fachlichen Publikationen



Dr.-Ing. Jörg Asmus

studierte Bauingenieurwesen an der TU Dresden und promovierte an der Universität Stuttgart; seit 1998 ist er Mitarbeiter und seit 2004 Partner im Ingenieurbüro Eligehausen-Asmus-Hofmann; er ist öbv Sachverständiger für Verankerungstechnik in Bauwerken und Mitglied zahlreicher nationaler Sachverständigenausschüsse sowie internationaler Arbeitsgruppen



Dr.-Ing. Akanshu Sharma

erwarb einen Master of Technologie vom Indian Institute of Technology in Dehli (Indien) und hat 2013 an der Universität Stuttgart promoviert; er ist wissenschaftlicher Mitarbeiter am Institut für Werkstoffe im Bauwesen der Universität Stuttgart und Mitglied mehrerer nationaler und internationaler Sachverständigenausschüsse und Arbeitsgruppen

1 Einführung

EN 1992-4 „Design of fastenings for use in concrete“ [1] wurde nach Beratungen über mehr als drei Jahre in CEN/TC 250/SC 2/WG 2 durch alle zuständigen Gremien von CEN verabschiedet. Derzeit bereitet CEN die „Formal Vote“ vor. Es wird erwartet, dass die Norm mit der erforderlichen Mehrheit angenommen und Ende 2016 veröffentlicht wird.

EN 1992-4 basiert auf der Vornorm CEN/TS 1992-4 [2]. Sie wurde wesentlich gestrafft und redaktionell verbessert. Weiterhin wurden einige technische Änderungen vorgenommen, die im Rahmen dieses Aufsatzes jedoch nicht diskutiert werden.

Die in der harmonisierten Norm enthaltenen Regelungen zum Nachweis von Befestigungen am Bauteilrand belastet durch eine Querlast senkrecht zum Rand gehen davon aus, dass bei Betonkantenbruch der Bruchriss von den randnahen Befestigungsmitteln ausgeht und eine vorhandene Rückhängebewehrung in dem angenommenen Bruchkörper mit einer Verankerungslänge nach Eurocode 2 [3] für Zugstäbe verankert wird. Beide Annahmen sind für Befestigungen ohne Lochspiel (zum Beispiel mit Kopfbolzen, die an eine Ankerplatte angeschweißt sind) konservativ [4], [5], [6].

In diesem Aufsatz wird der Einfluss einer Rückhängebewehrung auf das Verhalten von Befestigungen am Bauteilrand mit bis zu vier Kopfbolzenreihen senkrecht zum Rand behandelt, die durch eine Querlast senkrecht zum Rand beansprucht werden. Dazu werden zunächst die in EN 1992-4 [1] angegebenen Regeln zur Bemessung dieser Befestigungen erläutert und diskutiert. Anschließend erfolgen die Beschreibung der am Institut für Werkstoffe im Bauwesen der Universität Stuttgart durchgeführten Versuche mit Befestigungen ohne und mit Rückhängebewehrung sowie die Erläuterung der Versuchsergebnisse. Weiterhin werden die gemessenen Bruchlasten mit den Rechenwerten nach EN 1992-4 verglichen und ein verbesserter Bemessungsvorschlag für Befestigungen ohne Rückhängebewehrung vorgeschlagen.

2 Bemessung von Befestigungen am Bauteilrand belastet durch eine Querlast senkrecht zum Rand nach EN 1992-4

In EN 1992-4 sind Befestigungen ohne Lochspiel mit bis zu 3x3 Befestigungsmitteln für alle Belastungsarten und Randabstände geregelt. Der Randabstand darf jedoch nicht kleiner sein als der in der Zulassung angegebene minimale Wert. Anwendungen mit Kopfbolzen, die an die Ankerplatte angeschweißt oder in diese eingeschraubt sind, sowie mit Dübeln, bei denen der Ringspalt in der Ankerplatte mit Mörtel mit einer Druckfestigkeit $\geq 40 \text{ N/mm}^2$ gefüllt oder auf andere geeignete Weise ausgeschaltet ist, gelten als Befestigungen ohne Lochspiel.

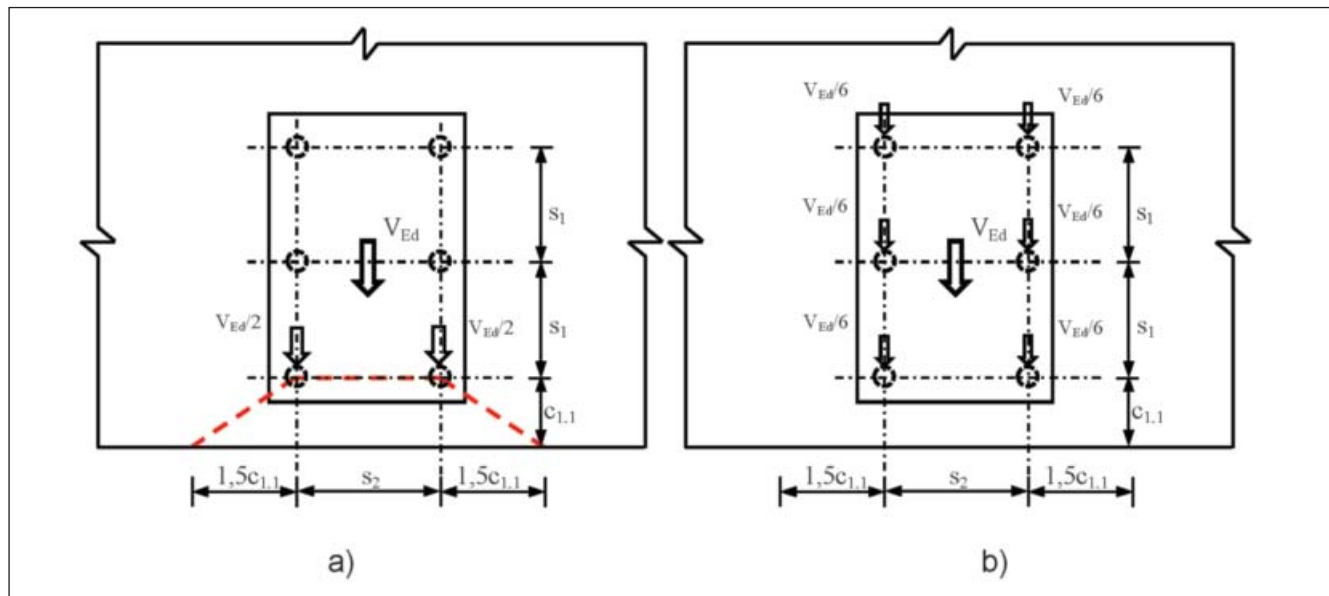


Abb. 1: Beispiel einer Befestigung mit Kopfbolzen am Bauteilrand belastet durch eine Querlast senkrecht zum Rand. Annahmen für die Bemessung nach EN 1992-4 [1] bei a) Betonkantenbruch, b) Stahlversagen der Kopfbolzen

Befestigungen am Bauteilrand belastet durch eine Querlast senkrecht zum Rand versagen in der Regel durch Betonkantenbruch oder Stahlbruch der Befestigungsmittel. Im Folgenden werden nur diese beiden Versagensarten behandelt

2.1 Befestigungen ohne Rückhängebewehrung

Abb. 1 zeigt eine Befestigung am Bauteilrand, die durch eine Querlast senkrecht zum Rand belastet wird. Sie besteht aus drei Reihen mit je zwei Kopfbolzen, die an die Ankerplatte angeschweißt sind. Bei dem Nachweis einer ausreichenden Sicherheit gegenüber Betonkantenbruch nach Gleichung (2.1) wird angenommen, dass der Bruchriss von den randnahen Kopfbolzen ausgeht, die auch die an der Ankerplatte angreifende Querlast aufnehmen müssen (Abb. 1a).

$$V_{Ed} = V_{Rd}(c_{1,1}) \quad (2.1)$$

mit

V_{Ed} = Bemessungswert der an der Ankerplatte angreifenden Querlast

$V_{Rd}(c_{1,1})$ = Bemessungswert des Widerstandes bei Betonkantenbruch ermittelt nach EN 1992-4, Abschnitt 7.2.2.5 für den Randabstand $c_{1,1}$ der randnahen Befestigungsmittel. Die Bemessungsgleichungen beruhen auf [7].

Der Ansatz nach Gleichung (2.1) ist für Befestigungen mit Lochspiel vernünftig, weil nicht ausgeschlossen werden kann, dass nur die randnahen Dübel an der Ankerplatte anliegen und ein von diesen Dübeln ausgehender Betonkantenbruch auftritt, bevor die randfernen Dübel aktiviert werden. Ein weitergehendes Konzept zur Berücksichtigung der Umlagerung der Querlast auf die randfernen Dübel einer Vierfachbefestigung im Grenzzustand der Tragfähigkeit wurde in [8] [9] entwickelt. Es wurde jedoch nicht in [1] aufgenommen.

Der Ansatz nach Gleichung (2.1) ist für Befestigungen ohne Lochspiel konservativ, weil sich von Anfang an alle Befestigungsmittel an der Aufnahme der Querlast beteiligen [4], die Lastaufnahme der randfernen Kopfbolzen jedoch vernachlässigt wird.

Beim Nachweis gegenüber Stahlversagen der Befestigungsmittel wird angenommen, dass sich alle Dübel oder Kopfbolzen an der Aufnahme der Querlast beteiligen (Abb. 1b). Dieser Ansatz ist berechtigt, weil Stahlversagen bei wesentlich größeren Verschiebungen erfolgt als das zulässige Lochspiel nach EN 1992-4, Tabelle 6.1.

2.2 Befestigungen mit Rückhängebewehrung

Eine Rückhängebewehrung kann aus Bügeln in Verbindung mit einer Randbewehrung (Abb. 2) oder aus Schlaufen bestehen, die am Schaft des Kopfbolzens anliegen. In diesem Aufsatz werden nur Befestigungen mit einer Rückhängebewehrung nach Abb. 2 behandelt.

Bei Befestigungen mit einer Rückhängebewehrung kann der Nachweis für Betonkantenbruch nach Gleichung (2.1) entfallen. Er wird durch den Nachweis der ausreichenden Tragfähigkeit der Rückhängebewehrung ersetzt. Die Bemessung der Rückhängebewehrung erfolgt nach einem Fachwerkmodell (siehe Abb. 2a). Die von dem Bemessungswert der an der Ankerplatte angreifenden Querkraft hervorgerufene Zugkraft in der Rückhängebewehrung (Abb. 2b) darf nicht größer sein als der Bemessungswert des Widerstandes für Fließen beziehungsweise Verankerungsversagen der Bügel (Gleichung (2.2)).

$$N_{Ed,re} \leq N_{Rd,re} \leq N_{Rd,a} \quad (2.2)$$

mit

$$N_{Ed,re} = \left(1 + \frac{e_s}{z}\right) V_{Ed} \quad (2.3)$$

e_s = Abstand zwischen der Achse der Rückhängebewehrung und der Wirkungsline der Querkraft (siehe Abb. 2b)

z = innerer Hebelarm
= $0,85d$ mit $d \leq \min(2h_{ef}; 2c_1)$

V_{Ed} = Bemessungswert der an der Ankerplatte angreifenden Querkraft

$$N_{Rd,re} = n_{re} A_{s,re} \cdot f_{yd,re} \quad (2.4)$$

n_{re} = Zahl der wirksamen Stäbe der Rückhängebewehrung

$A_{s, re}$ = Querschnitt eines Stabes der Rückhängebewehrung
 $f_{yd, re}$ = Bemessungswert der Streckgrenze der Rückhängebewehrung = $f_{yk, re}/1,15$

$$N_{Rd, a} = \sum_1^{n_{re}} N_{Rd, a}^0 \quad (2.5)$$

$$N_{Rd, a}^0 = \frac{l_1 \cdot \pi \cdot \phi \cdot f_{bd}}{\alpha_1 \cdot \alpha_2} \leq A_{s, re} \cdot f_{yd, re} \quad (2.6)$$

l_1 = Verankerungslänge der Rückhängebewehrung im Ausbruchkörper. Es wird angenommen, dass dieser die gleiche Form aufweist wie bei Verankerungen ohne Rückhängebewehrung (vgl. **Abb. 1a**).

f_{bd} = Bemessungswert der Verbundfestigkeit nach [3], Abschnitt 8.4.3

α_1, α_2 = Einflussfaktoren nach [3], Abschnitt 8.4.4. Sie betragen für eine Rückhängebewehrung aus Bügeln mit einer seitlichen Betondeckung $c_1 \geq 3\phi$ und einem lichten Abstand $a \geq 6\phi$ $\alpha_1 = \alpha_2 = 0,7$

Als wirksam werden Stäbe einer Rückhängebewehrung angesehen, wenn sie folgende Bedingungen erfüllen:

- Die Rückhängebewehrung besteht aus gerippten Bewehrungsstäben mit $f_{yk} \leq 600 \text{ N/mm}^2$ mit einem Durchmesser $\leq 16 \text{ mm}$, und der Biegerollendurchmesser entspricht [3].
- Der Abstand der Stäbe von einem Befestigungsmittel ist $\leq 0,75 c_1$ (siehe **Abb. 2a**).
- Die Verankerungslänge l_1 in dem Ausbruchkörper beträgt bei einer aus Bügeln bestehenden Rückhängebewehrung mindestens $\min l_1 = 4\phi$.

Die Randbewehrung ist für die Zugkraft im angenommenen Fachwerkmodell zu bemessen, wobei vereinfacht als Winkel der Druckstreben 45° angenommen werden darf.

Greift die Querkraft exzentrisch an der Ankerplatte an, ist Gleichung (2.2) für das höchst belastete Befestigungsmittel zu erfüllen, und die ermittelte Rückhängebewehrung ist bei allen randnahen Befestigungsmitteln anzuordnen.

Bei Befestigungen mit Rückhängebewehrung können folgende Brucharten auftreten:

- a) Stahlversagen der Befestigungsmittel,
- b) Versagen der Druckstreben,
- c) Fließen der Rückhängebewehrung (Bügel) und
- d) Versagen der Knoten (Verankerung der Bügel).

In [1] werden die Versagensarten a) und c) realistisch erfasst. Das Versagen der Druckstreben wird nicht behandelt. Es soll durch die Begrenzung des Stabdurchmessers der Rückhängebewehrung ($\phi \leq 16 \text{ mm}$) verhindert werden. Der Nachweis der Verankerung der Rückhängebewehrung wird wie für eine zugbeanspruchte Bewehrung geführt. In Wirklichkeit ähnelt das Tragverhalten der Rückhängebewehrung jedoch dem einer Schubbewehrung, für die weniger strenge Regeln für die Verankerung gelten. Der konservative Nachweis der Verankerung der Rückhängebewehrung bewirkt, dass bei Bemessung nach [1] die Tragfähigkeit von einreihigen Befestigungen am Bauteilrand in der Regel unterschätzt wird, insbesondere bei Befestigungen mit kleinem Randabstand [5]. Die Unterschätzung der Quertragfähigkeit ist noch größer bei Befestigungen mit mindestens zwei Kopfbolzen beziehungsweise Kopfbolzenreihen senkrecht zum Rand. Die Annahme eines von den randnahen Kopfbolzen ausgehenden Bruchrisses bewirkt, dass in **Abb. 3** nur die Bügel A als wirksam angesehen werden und die Verankerungslänge dieser Bügel im Bruchkörper gering ist. Daher ergibt sich eine niedrige rechnerische Tragfähigkeit der Rückhängebewehrung. Es ist jedoch zu erwarten, dass sich bei Höchstlast ein von den randfernen Kopfbolzen ausgehender Riss bildet. Dadurch werden zusätzlich die Bügel B aktiviert und die Verankerungslänge der Bügel A deutlich vergrößert.

Nach [1] wird die Quertragfähigkeit einer Befestigung nicht durch eine Rückhängebewehrung erhöht, wenn deren Tragfähigkeit kleiner ist als die Tragfähigkeit der Befestigung ohne Rückhängebewehrung. In Wirklichkeit dürfte die Quertragfähigkeit einer Befestigung auch durch eine Rückhängebewehrung mit geringem Querschnitt erhöht werden.

Die Quertragfähigkeit einer Befestigung kann durch eine Rückhängebewehrung nicht beliebig erhöht werden, da sie in dem angenommenen

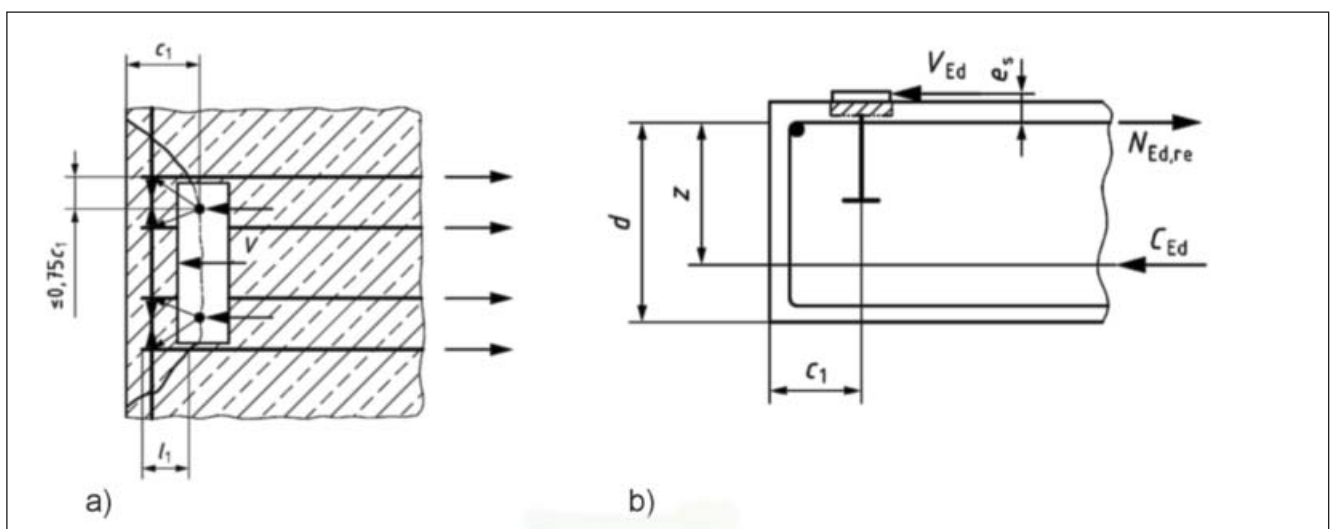


Abb. 2: Bemessung einer Befestigung am Bauteilrand belastet durch eine Querlast senkrecht zum Rand nach EN 1992-4 [1]. a) Fachwerkmodell, b) Berechnung der von den Bügeln aufzunehmenden Zugkraft

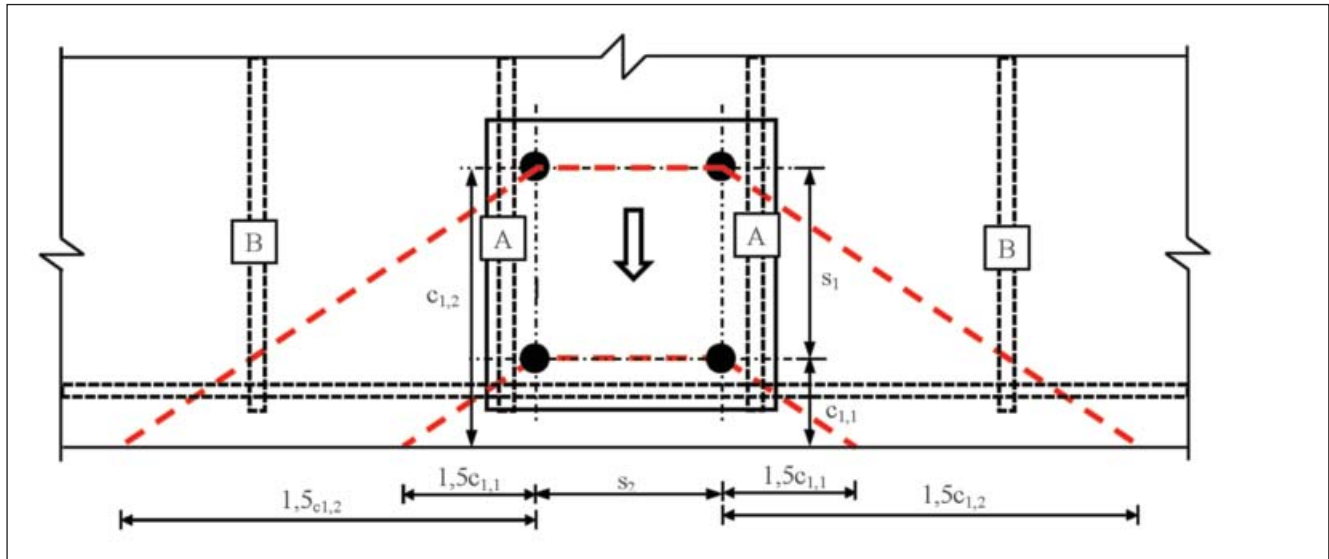


Abb. 3: Aktivierung der Bügel bei unterschiedlichen Annahmen über die Lage des Bruchrisses

nen Fachwerk durch Versagen der Druckstreben begrenzt wird. Die zugehörige Bruchlast entspricht der oberen Grenze der Tragfähigkeit der Befestigung. Da bisher keine Untersuchungen der Bruchart „Druckstrebenbruch“ vorliegen, wird diese in [1] nicht behandelt.

Bisher liegen keine ausreichenden Untersuchungen des Tragverhaltens von querbelasteten Befestigungen mit mindestens zwei Kopfbolzen beziehungsweise Kopfbolzenreihen senkrecht zum Rand mit einer Rückhängebewehrung aus Bügeln in Verbindung mit einer Randbewehrung vor. Daher wurden Versuche im ungerissenen Beton mit Befestigungen am Bauteilrand mit zwei bis acht Kopfbolzen ohne oder mit Rückhängebewehrung belastet durch eine Querlast senkrecht zum Rand durchgeführt. Die Versuche sind in [10] beschrieben und die Versuchsergebnisse in [11] und [12] ausgewertet.

3 Versuchsprogramm

Das Versuchsprogramm ist in **Tabelle 1** zusammengestellt. **Abb. 4** zeigt beispielhaft eine Versuchsplatte (Dicke $d = 500$ mm) mit Ankerplatten und Bewehrung aus 12 mm Stäben. Es wurden vier verschiedene Befestigungen mit den Bezeichnungen 1x2, 2x2, 4x2 und 2x4 geprüft. Dabei bezeichnet die erste Zahl die Anzahl der Kopfbolzen in einer Reihe parallel zum Rand und die zweite die Anzahl der Kopfbolzenreihen senkrecht zum Rand. Der Randabstand der randnahen Kopfbolzen betrug in allen Versuchen $c_1 = 85$ mm. Variiert wurde die Rückhänge- und Randbewehrung aus gerippten Stäben ($f_y \approx 550$ N/mm²). In Versuchsserie 1 war der Beton unbewehrt. Nur bei den Versuchen der Serien 1.3 und 1.4 war eine Randbewehrung aus 16 mm Stäben zur Verhinderung eines Biegebruchs der Versuchsplatte vorhanden. In der

Versuchs- serie	Durchmesser (mm) (Querschnitt (mm ²)) der Bügel	Bezeichnung der Befestigung	s_1 (mm)	s_2 (mm)	Zahl der Versuche
1.1	0 (0)	1 x 2	–	150	3
1.2		2 x 2	150	150	3
1.3		4 x 2	150	150	3
1.4		2 x 4	150	150	3
2.1	12 (113)	1 x 2	–	150	3
2.2		2 x 2	150	150	3
2.3		4 x 2	150	150	3
2.4		2 x 4	150	150	3
3.1	16 (201)	1 x 2	–	150	3
3.2		2 x 2	150	150	4
3.3		4 x 2	150	150	3
4.1	16+14 (355)	1 x 2	–	150	3
4.2		2 x 2	150	150	3
4.3		4 x 2	150	150	3
4.4		2 x 4	150	150	3

Tabelle 1: Versuchsprogramm

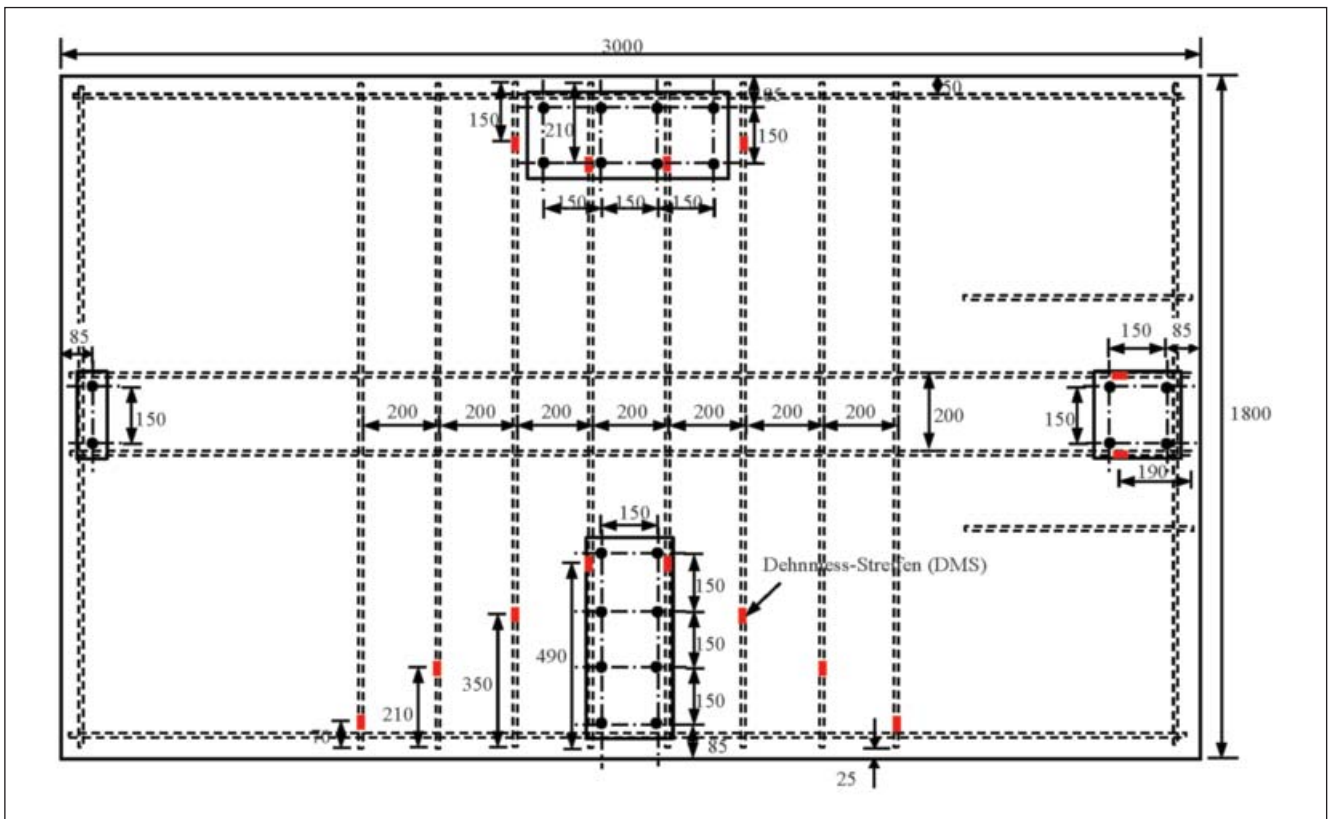


Abb. 4: Versuchskörper mit Ankerplatten, Bügel und Randbewehrung aus gerippten Bewehrungsstäben $\phi = 12$ mm sowie Lage der Dehnmessstreifen

Versuchsserie 2 wurden Bügel und Randbewehrung aus 12 mm und in der Serie 3 aus 16 mm Stäben eingesetzt. In Versuchsserie 4 bestanden die Bügel aus einem Stabbündel (16 mm und 14 mm Stäbe) und die Randbewehrung aus 16 mm Stäben. Der Achsabstand der Bügel betrug 200 mm. Die Betondeckung der Randbewehrung in Richtung der aufgetragenen Querkraft wurde zu 50 mm und die der Bügel zu 25 mm gewählt. Die Bügel umschlossen die Randbewehrung.

Abb. 5 zeigt den Versuchsaufbau. Die senkrecht zum Bauteilrand wirkende Querkraft wurde durch einen Belastungsrahmen aufgebracht, der über eine Ankerstange gelenkig mit dem Prüfzylinder verbunden war. Die Lasteinleitung in die Befestigung erfolgte über eine 80 mm dicke über Schrauben M24 mit der Ankerplatte verbundene Stahlplatte.

Zur Minimierung der Reibung wurden zwei Millimeter dicke Teflonplatten unter den Belastungsrahmen gelegt. Um eine Belastung der Befestigungen nur durch eine Querlast zu gewährleisten, wurde das Abheben des Belastungsrahmens beziehungsweise der Ankerplatte während der Belastung durch einen rückverankerten Querbalken behindert, wobei eine sehr geringe Reibung zwischen Querbalken und Belastungsrahmen durch Anordnung von Rollenlagern erreicht wurde. Die gewählte Versuchsdurchführung beeinflusst die Bruchlast. Dies wird bei der Bewertung der Versuchsergebnisse berücksichtigt. Der Abstand zwischen den äußeren Kopfbolzen der Befestigung und dem Widerlager war $> 1,5 c_{1,n}$ mit $c_{1,n}$ = Randabstand der randfernen Kopfbolzen. In zwei Versuchsplatten wurden an die Bügel $\phi = 12$ mm der Gruppen 2x2, 4x2 und 2x4 Dehnmessstreifen im Schnittpunkt mit dem

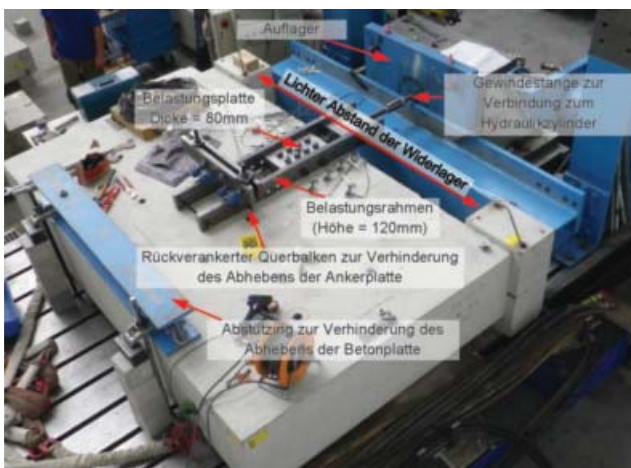


Abb. 5: Fotos der Versuchseinrichtung. a) Gesamtansicht, b) Detail

erwarteten Bruchriss, der von den randfernen Kopfbolzen angenommen wurde, angeklebt (siehe **Abb. 4**).

Der Schaftdurchmesser der an die 25 mm dicken Ankerplatten angeschweißten Kopfbolzen betrug 22 mm und ihre Bruchfestigkeit $f_u \approx 520 \text{ N/mm}^2$. Als Achsabstand der Kopfbolzen wurde $s_1 = s_2 = 150 \text{ mm}$ gewählt, der Achsabstand zum Rand der Ankerplatte betrug 40 mm und die Verankerungstiefe $h_{ef} = 190 \text{ mm}$. Alle Ankerplatten wurden auf der Unterseite der liegend betonierten Platten angeordnet. Die mittlere Betonfestigkeit der Versuchsplatten, gemessen an Würfeln mit 150 mm Kantenlänge, variierte zwischen $f_c = 24,4 \text{ N/mm}^2$ und $f_c = 28,2 \text{ N/mm}^2$ mit einem Mittelwert $f_c \approx 26 \text{ N/mm}^2$.

Zur Belastung der Befestigungen wurde der Hydraulikzylinder mit einer konstanten Ölmenge pro Zeiteinheit beaufschlagt. Dies entspricht etwa einer Wegsteuerung. Die Höchstlast wurde in circa drei bis fünf Minuten erreicht. Gemessen wurde die aufgebrachte Querkraft mit einer Kraftmessdose, die Verschiebung der Ankerplatte durch zwei elektrische Weggeber, die gegen die Rückseite der Belastungsplatte tasteten, die Breite der von den Kopfbolzen ausgehenden Risse durch eine an die Ausbildung der Gruppe angepasste Zahl von elektrischen Weggebern und die Dehnung der Bügel bei zwei Platten mit Bügeln $\phi = 12 \text{ mm}$. Alle Messergebnisse wurden automatisch mit einer Vielstellenmessanlage erfasst und gespeichert.

4 Versuchsergebnisse

Die wesentlichen Versuchsergebnisse sind in **Tabelle 2** zusammengefasst. Versagen der Kopfbolzen wurde in keinem Versuch beobachtet.

4.1 Versuche im unbewehrten Beton

Abb. 6 zeigt die in den Versuchen der Serien 1.1 bis 1.3 gemessenen Last-Verschiebungskurven und ein Foto der Befestigungen nach dem

Versuch. Die anfängliche geringe Steifigkeit der Befestigungen ist auf Lochspiel in der Belastungsplatte zurückzuführen. Bei Versuchen mit zwei beziehungsweise vier Kopfbolzenreihen senkrecht zum Rand bildete sich zunächst ein von der randnahen Kopfbolzenreihe ausgehender Riss, dessen Breite bei circa 70 Prozent der Höchstlast deutlich kleiner war als 0,3 mm. Der Bruchriss ging von den randfernen Kopfbolzen aus. Die Bruchlast stieg mit zunehmendem Randabstand der randfernen Kopfbolzen an.

4.2 Versuche mit Rückhängebewehrung

Bei der Gruppe 1x2 (zwei Kopfbolzen parallel zum Rand) wurde durch die eingelegte Bewehrung eine Steigerung der Bruchlast um den Faktor 2,2 bis 2,6 gegenüber Versuchen ohne Rückhängebewehrung erreicht (siehe **Tabelle 2**). Die Verankerungslänge der Rückhängebewehrung im Ausbruchkörper war sehr gering (siehe **Abb. 7**). Sie war kleiner als die Mindestverankerungslänge nach [1]. Der lichte Abstand zwischen Kopfbolzen und Randbewehrung betrug nur 16 mm bis 18 mm. Daher wurde die von den Kopfbolzen eingeleitete Querkraft abzüglich des vom Beton aufgenommenen Anteils wahrscheinlich zu einem großen Teil von der durch die Bügel umschlossenen Randbewehrung über Seittragwirkung abgetragen. Die zugehörige Laststeigerung kann jedoch in der Regel rechnerisch nicht ausreichend genau bestimmt werden. Daher sollte diese Tragwirkung in der Bemessung vernachlässigt werden.

Abb. 8 zeigt typische Bruchbilder und Last-Verschiebungskurven der Versuche mit quadratischen Kopfbolzengruppen am Bauteilrand. In allen Versuchen ist ein von den randfernen Kopfbolzen ausgehender Riss zu beobachten. Dadurch wurde die Verankerungslänge der direkt neben den Kopfbolzen angeordneten Bügel größer, sodass diese bis zur Streckgrenze beansprucht wurden. Außerdem wurde eine weitere Bügelreihe aktiviert. Durch Anordnung einer Rückhängebewehrung wurde die Bruchlast deutlich gesteigert und das Verhalten wurde duktiler. Ein vergleichbares Verhalten wurde in den Versuchen mit Gruppen 4x2 (**Abb. 9**) und 2x4 (**Abb. 10**) beobachtet.

1	2	3	4	5
Bezeichnung der Befestigung	Bügelquerschnitt [mm ²] (Bügeldurchmesser [mm])	Mittlere Bruchlast [kN]	V_u/V_u (ohne Bügel)	Versagensart
1x2	0 (keine Bügel)	51,2	1,0	Betonkantenbruch
	113 (12mm)	111,7	2,2	Verankerung/Randstab
	201 (16mm)	133,5	2,6	Verankerung/Randstab
	355 (16+14mm)	122,7	2,4	Verankerung/Randstab
2x2	0 (keine Bügel)	144,3	1,0	Betonkantenbruch
	113 (12mm)	327,5	2,3	Fließen der Bügel
	201 (16mm)	367,7	2,6	Fließen der Bügel
	355 (16+14mm)	399,2	2,8	Druckstrebenbruch
4x2	0 (keine Bügel)	359,9	1,0	Betonkantenbruch
	113 (12mm)	675,8	1,9	Fließen der Bügel
	201 (16mm)	823,8	2,3	Fließen der Bügel
	355 (16+14mm)	941,3	2,6	Druckstrebenbruch
2x4	0 (keine Bügel)	169,5	1,0	Betonkantenbruch
	113 (12mm)	415,5	2,5	Fließen der Bügel
	355 (16+14mm)	723,4	4,3	Fließen/Druckstrebenbruch

Tabelle 2: Wesentliche Versuchsergebnisse

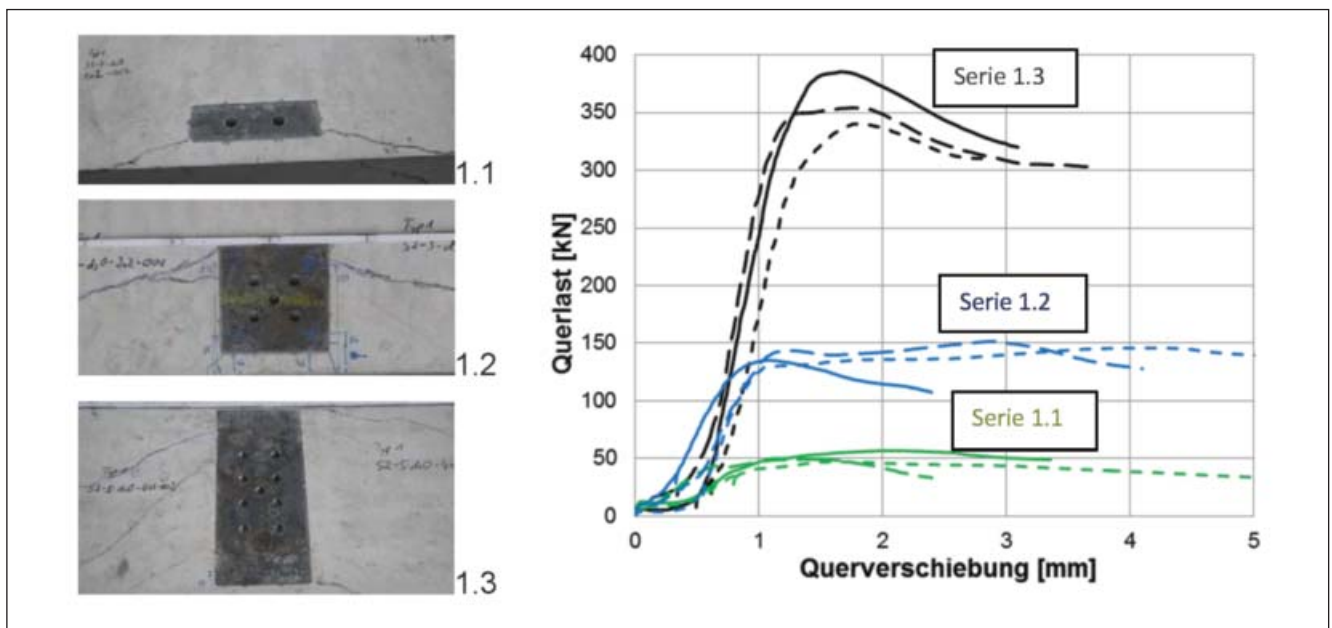


Abb. 6: Typische Bruchbilder und Last-Verschiebungskurven der Kopfbolzenserien 1x2, 2x2 und 4x2 ohne Rückhängebewehrung (Serien 1.1 bis 1.3)

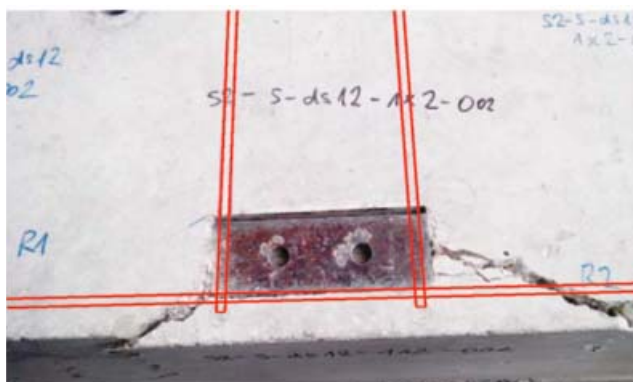


Abb. 7: Typisches Bruchbild der Kopfbolzenserie 1x2 mit Rückhängebewehrung. Die Lage der Bügel und Randbewehrung ist durch rote Linien markiert.

In Abb. 11 sind die in den Versuchen mit Rückhängebewehrung gemessenen Bruchlasten bezogen auf die mittlere Bruchlast der Versuche ohne Rückhängebewehrung in Abhängigkeit von der Querschnittsfläche eines Bügels aufgetragen. Bei den Versuchen mit Gruppen 2x2 und 4x2 (zwei beziehungsweise vier Reihen mit je zwei Kopfbolzen) stieg die Tragfähigkeit der Befestigungen mit Rückhängebewehrung auf etwa das 2,5-Fache der Bruchlast der Versuche ohne Rückhängebügel an. Dabei nahm die Bruchlast ab Bügel mit einem Durchmesser von 16 mm ($A_{s, re} = 201 \text{ mm}^2$) kaum zu. Dies wird auf einen Bruch der Druckstreben zurückgeführt. Bei den Gruppen 2x4 (zwei Reihen mit je vier Kopfbolzen) wurde eine Erhöhung der Bruchlast auf das 4,3-Fache des in Versuchen ohne Rückhängebügel gemessenen Wertes beobachtet. Es wurden keine Versuche mit Bügeln $\phi = 16 \text{ mm}$ durchgeführt, jedoch deutet der Kurvenverlauf darauf hin, dass bei Erhöhung des Bügeldurchmessers eine weitere Steigerung der Bruchlast zu erwarten ist.

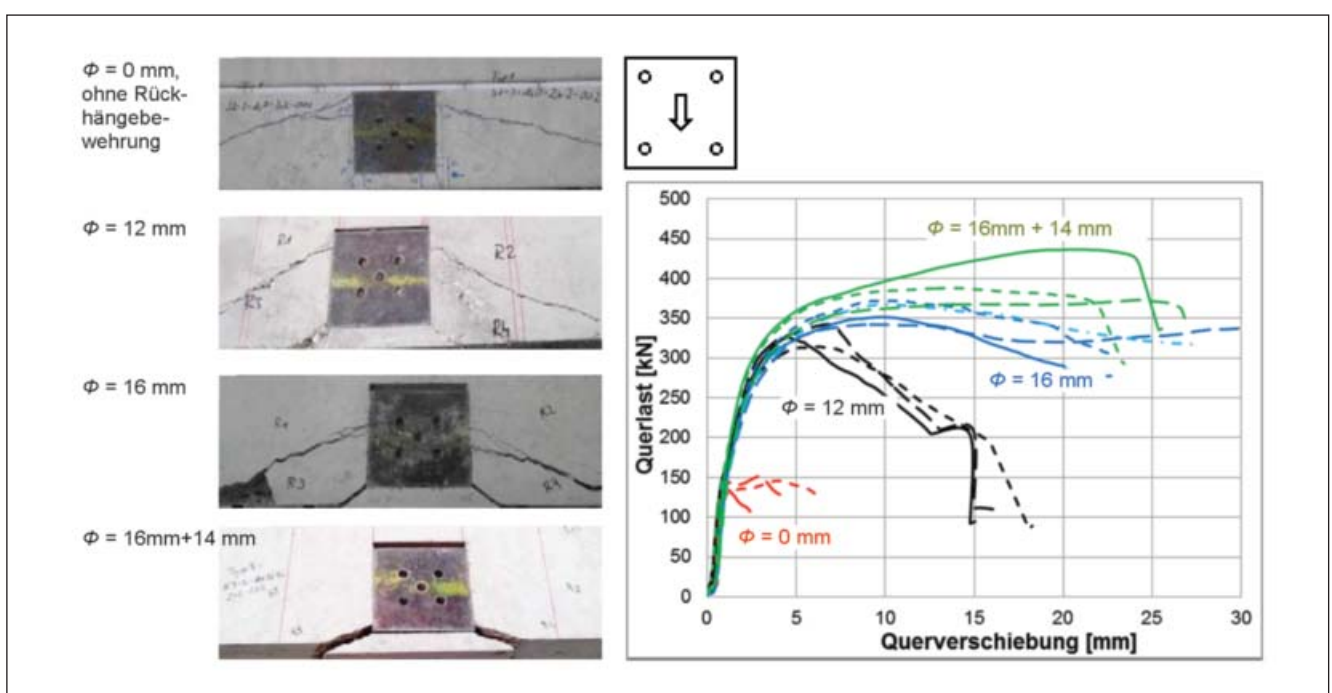


Abb. 8: Typische Bruchbilder und Last-Verschiebungskurven der quadratischen Befestigungen 2x2 ohne sowie mit Rückhängebewehrung

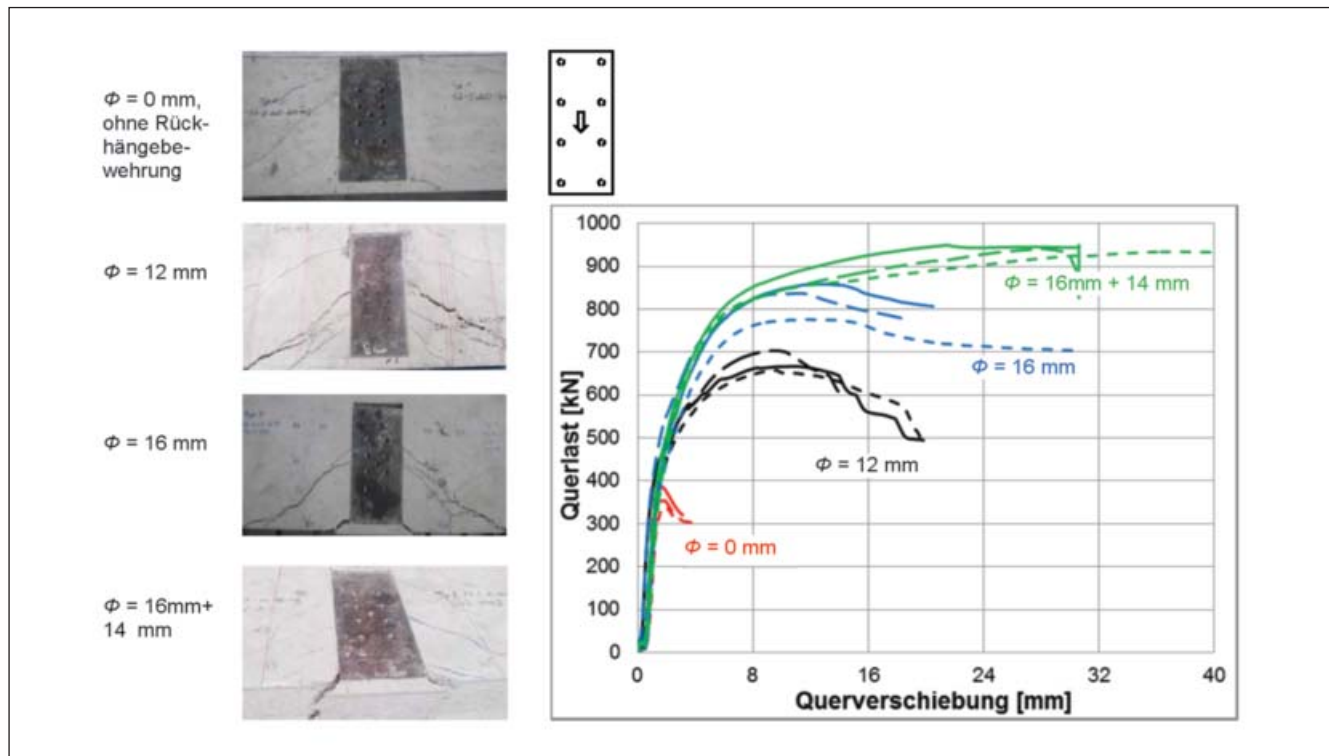


Abb. 9: Typische Bruchbilder und Last-Verschiebungskurven der Befestigungen 4x2 ohne sowie mit Rückhängebewehrung

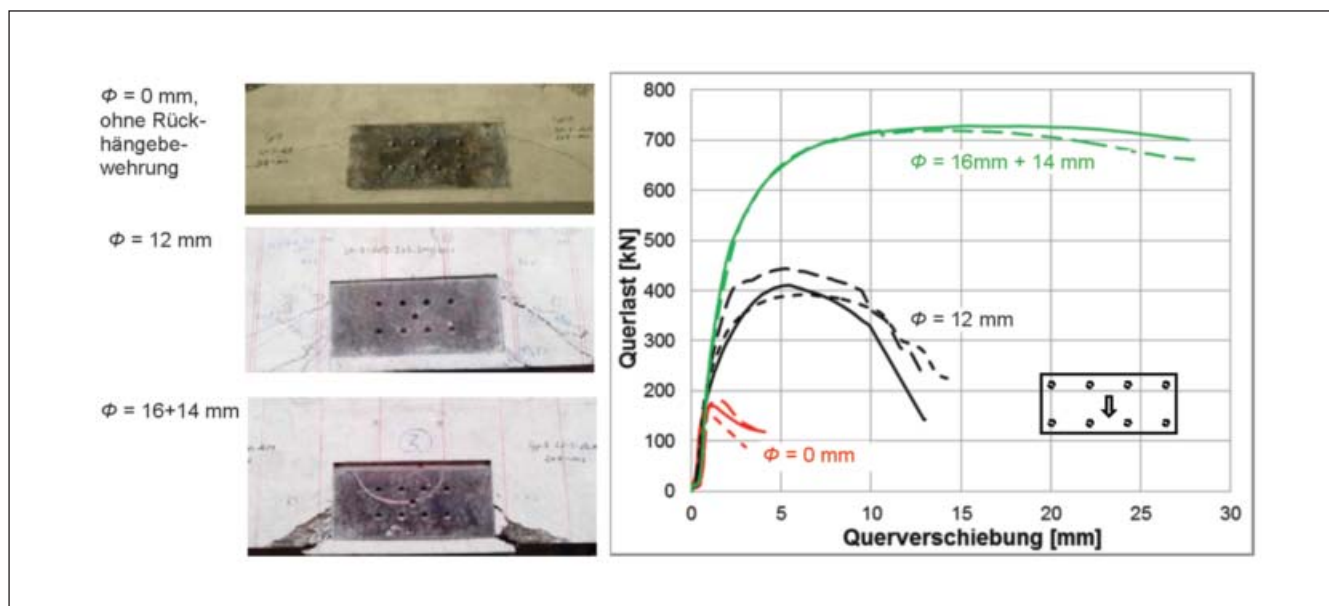


Abb. 10: Typische Bruchbilder und Last-Verschiebungskurven der Befestigung 4x2 ohne sowie mit Rückhängebewehrung

Bei den Versuchen mit Befestigungen 2x2, 4x2 und 2x4 mit einer Rückhängebewehrung aus 12 mm Stäben wurden die Dehnungen der Bügel mit Dehnmessstreifen gemessen und aus den Messwerten sowie der gemessenen Spannungs-Dehnungslinie die von den Bügeln aufgenommenen Zugkräfte bestimmt. Die Ergebnisse sind in **Abb. 12** und **Abb. 13** für die Befestigung 4x2 dargestellt. **Abb. 12** zeigt die von den Bügeln aufgenommene Querlast, berechnet nach Gleichung (2.3) aus der von den Bügeln aufgenommenen Zugkraft, in Abhängigkeit von der Querverschiebung. Mit eingetragen sind die aufgebrachte Querlast sowie die vom Beton aufgenommene Last, die der Differenz zwischen der Gesamtlast und der von den Bügeln übertragenen Querlast entspricht. Nach **Abb. 12a** begann die Aktivierung der Bügel bei einer

Querlast von ca. 370 kN. Sie ist nur wenig höher als die mittlere Bruchlast der Versuche ohne Rückhängebügel (vgl. **Tabelle 2**). Mit Ausnahme der äußersten Bügel wurden bei Höchstlast der Befestigung alle Stäbe mit der Streckgrenzenlast beansprucht (**Abb. 13**). Die vom Beton übertragene Querlast nahm mit zunehmender Verschiebung nur wenig ab. Dies ist auf die Behinderung des Abhebens der Ankerplatte im Versuch zurückzuführen, wodurch eine Druckkraft auf den Ausbruchkörper wirkt, die die Reibung im Bruchriss erhöht.

Die von den einzelnen Bügeln aufgenommene Zugkraft ist in **Abb. 13** in Abhängigkeit der Querverschiebung dargestellt. Die Messergebnisse verdeutlichen den Mechanismus für die Abtragung

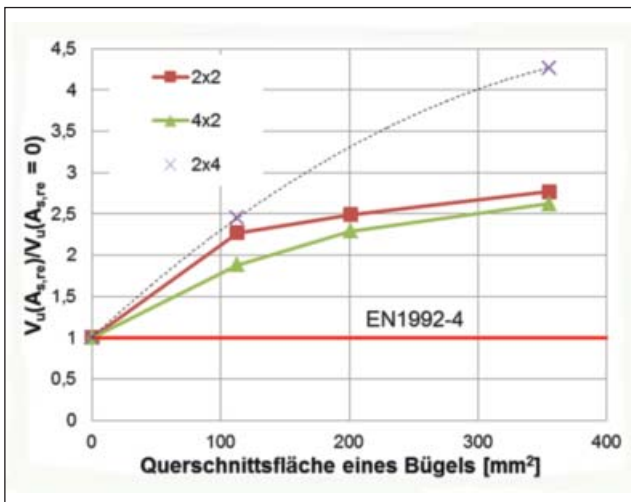


Abb. 11: Verhältnis der gemessenen mittleren Bruchlasten zum Mittelwert der Versuche ohne Rückhängebewehrung in Abhängigkeit des Querschnitts eines Bügels sowie Vergleich mit EN 1992-4

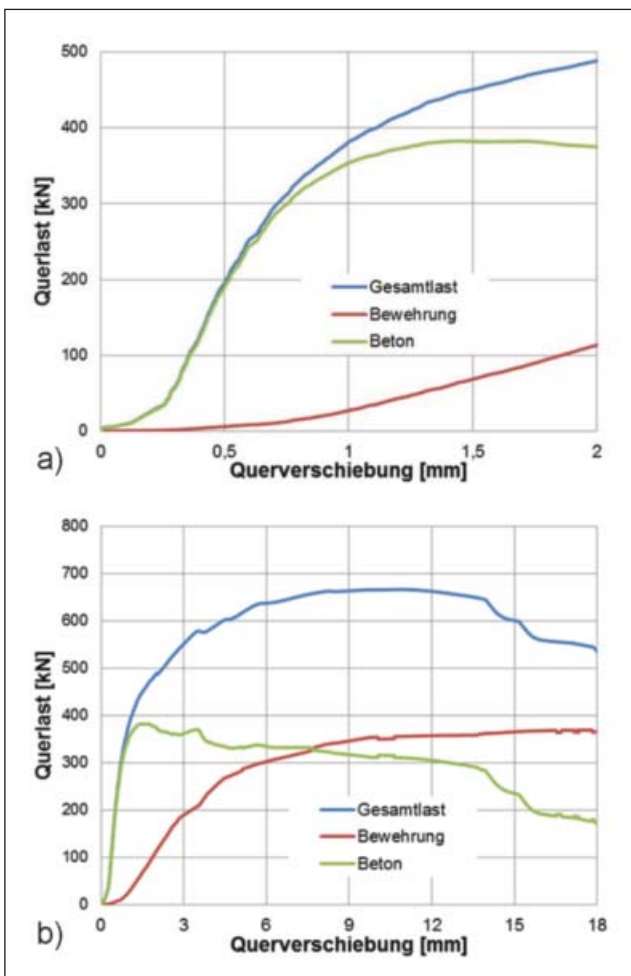


Abb. 12: Aufgebrachte Querlast, von den Bügeln übertragene Querlast, berechnet nach Gleichung (2.3) aus der Summe der Bügelzugkraft und vom Beton übertragene Querlast in Abhängigkeit von der Querverschiebung

- a) Querverschiebung bis 2 mm
b) Gesamter Verschiebungsbereich

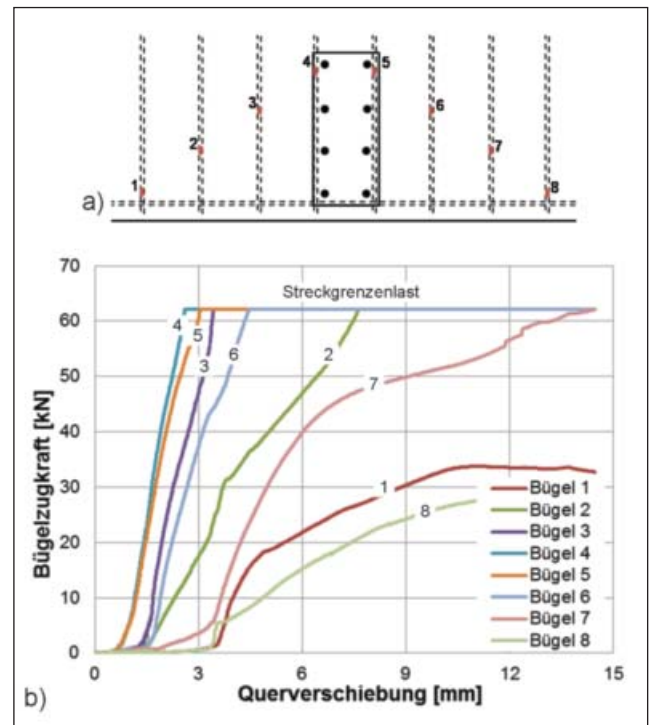


Abb. 13: In Versuchen gemessene Bügelkräfte der Befestigung 4x2
a) Lage der Dehnmessstreifen,
b) aus den gemessenen Stahldehnungen berechnete Zugkraft der Bügel 1 bis 8 in Abhängigkeit von der Querverschiebung

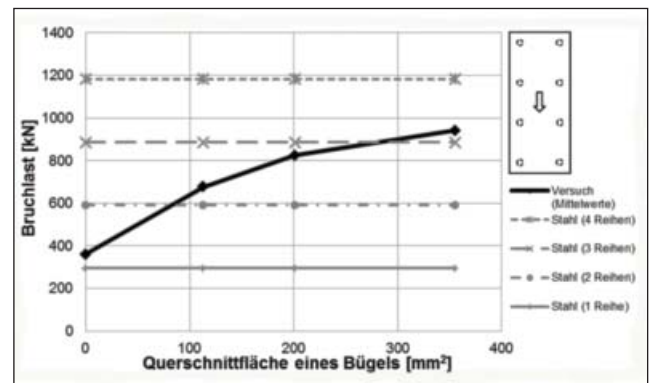


Abb. 14: Vergleich der mit Befestigungen 4x2 gemessenen mittleren Bruchlasten mit den rechnerischen mittleren Bruchlasten für Stahlversagen der Kopfbolzen. Parameter ist die Zahl der mitwirkenden Bügelreihen.

der Querkraft. Zunächst wurden überwiegend die direkt neben der Befestigung angeordneten Bügel 4 und 5 beansprucht. Erreichten diese die Streckgrenze, wurde die Last auf die weiter außen liegenden Bügel 3 und 6 umgelagert. Wurden auch diese Bügel mit der Streckgrenzenlast beansprucht, wurde die nächste Bügelreihe (Bügel 2 und 7) verstärkt beansprucht. Die äußersten Bügel 1 und 8 nahmen nur eine relativ niedrige Zugkraft auf, weil ihre kurze Verankerung versagte.

Abb. 14 zeigt die in den Versuchen mit Befestigungen 4x2 gemessenen mittleren Bruchlasten in Abhängigkeit des Querschnitts eines Bügels. Mit eingetragen sind die mittleren rechnerischen Abscherlasten der Kopfbolzen für einen bis vier Kopfbolzenreihen. In [13] wird empfohlen, nur die randfernen Befestigungselemente zur Aufnahme

der an der Ankerplatte angreifenden Querlast heranzuziehen, wenn angenommen wird, dass der Bruchriss von diesen ausgeht. Nach **Abb. 14** ist diese Annahme für Befestigungen mit Rückhängebügel sehr konservativ. In den Versuchen wurden die Kopfbolzen so bemessen, dass ihr Versagen ausgeschlossen werden konnte. Zur Klärung der Zahl der mitwirkenden Kopfbolzenreihen bei Befestigungen ohne beziehungsweise mit Rückhängebewehrung sind weitere Untersuchungen nötig.

5 Vergleich der gemessenen Bruchlasten mit Rechenwerten nach EN 1992-4

In diesem Abschnitt werden die gemessene Bruchlasten mit den auf der Grundlage des Modells in EN 1992-4 [1] berechneten mittleren Bruchlasten verglichen. Dazu werden bei Betonversagen ein Verhältnis $V_{u,5\%}/V_{u,m} = 0,75$ sowie ein Teilsicherheitsbeiwert $\gamma_{Mc} = 1,5$ angenommen. Weiterhin wird in Gleichung (2.4) und Gleichung (2.6) der Wert $f_{yd,re}$ durch die gemessene Streckgrenze der Bügel ersetzt.

5.1 Befestigungen ohne Rückhängebewehrung

Abb. 15 zeigt einen Vergleich der gemessenen mittleren Bruchlasten mit den nach EN 1992-4 [1] ermittelten Werten. Für die Gruppe 1x2 (eine Reihe mit zwei Kopfbolzen parallel zum Rand) stimmen Versuchs- und Rechenwert gut überein. In EN 1992-4 wird angenommen, dass der Bruchriss von den randnahen Kopfbolzen ausgeht. Daher steigt die rechnerische Bruchlast der Befestigungen 2x2 und 4x2 nicht gegenüber der Gruppe 1x2 an. In den Versuchen wurde jedoch ein wesentlicher Anstieg der Bruchlasten beobachtet. Nimmt man an, dass der Bruchriss, wie in den Versuchen beobachtet, von den *randfernen* Kopfbolzen ausgeht, werden die gemessenen Höchstlasten durch die nach EN 1992-4 berechneten mittleren Bruchlasten konservativ beschrieben. Der Unterschied zwischen Mess- und Rechenwerten ist auf die Behinderung des Abhebens der Ankerplatte in den Versuchen zurückzuführen. Dieser Effekt steigt mit zunehmendem Randabstand beziehungsweise mit ansteigender Größe des Ausbruchkörpers an. Diese Behinderung liegt bei Anwendungen in der Praxis häufig nicht vor.

Nach den Ergebnissen der durchgeführten Versuche und der experimentellen und numerischen Untersuchungen in [4] ist es berechtigt, den Bemessungswert des Widerstands für Betonkantenbruch von Befestigungen mit Kopfbolzen sowie von Befestigungen mit Dübeln ohne Lochspiel in der Ankerplatte nach EN 1992-4 unter der Annahme zu berechnen, dass der Bruchriss von den randfernen Befestigungsmitteln ausgeht (**Abb. 16**). Zur Berechnung des Widerstands gegenüber Versagen der Kopfbolzen oder Dübel dürfen nur die randfernen Befestigungsmittel angesetzt werden [13]. Dieser Ansatz ist konservativ.

5.2 Befestigungen mit Rückhängebewehrung

Abb. 17 zeigt einen Vergleich der gemessenen mittleren Bruchlasten mit den nach EN 1992-4 berechneten Werten für Gruppen mit zwei beziehungsweise vier Kopfbolzenreihen senkrecht zum Rand. Nach [1] steigen die rechnerischen Bruchlasten der Befestigungen mit Rückhängebewehrung gegenüber den für Befestigungen ohne Rückhängebügel geltenden rechnerischen Werten nicht an. Dies ist wie folgt zu erklären. Die Verankerungslänge der außerhalb der Befestigung angeordneten Bügel im Ausbruchkörper ist kleiner als der Mindestwert $\min l_1 = 4 \phi$. Daher sind diese Bügel als nicht wirksam anzusehen. Weiterhin ist die rechnerische Lastaufnahme der innerhalb der äußeren Kopfbolzen liegenden Bügel (Befestigung 2x4, siehe **Abb. 4**), klei-

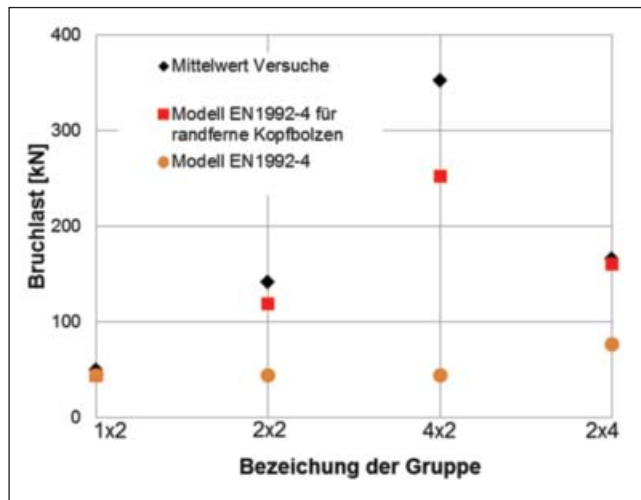


Abb. 15: Vergleich der in Versuchen ohne Rückhängebewehrung gemessenen mittleren Bruchlasten mit den Rechenwerten nach EN 1992-4 [1]

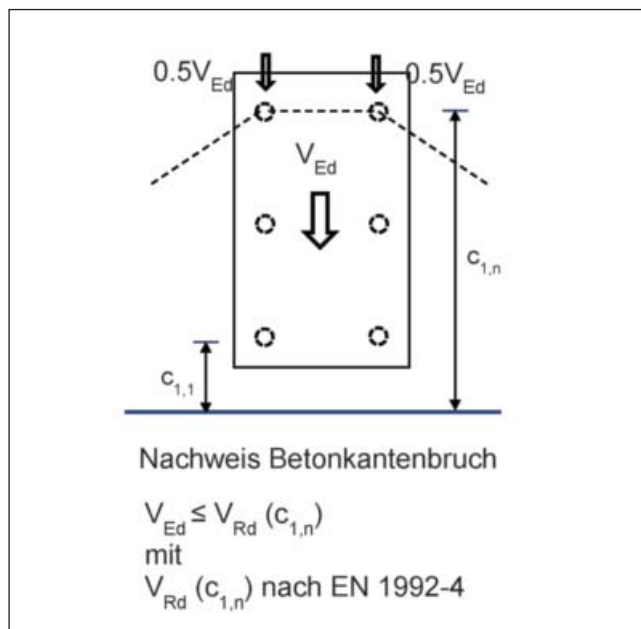


Abb. 16: Empfohlene Bemessung von Befestigungen ohne Rückhängebewehrung mit $n = 2$ Kopfbolzenreihen senkrecht zum Rand bei Belastung durch eine Querlast senkrecht zum Rand

ner als die rechnerische Betonkantenbruchlast der Befestigung ohne Rückhängebewehrung. Die gemessenen Bruchlasten steigen jedoch deutlich an. Nimmt man an, dass der Bruchriss von den randfernen Kopfbolzen ausgeht, steigen die rechnerischen Bruchlasten zwar mit zunehmendem Querschnitt der Bügel an, der Anstieg ist jedoch wesentlich geringer als gemessen. Dies liegt daran, dass Gleichung (2.6), die von einem Bügel aufnehmbare Zugkraft deutlich unterschätzt. Dies wurde auch in [5] für einreihige Befestigungen am Bauteilrand festgestellt.

Die Ergebnisse der Versuche zeigen, dass das Modell in EN 1992-4 zur Berechnung des Widerstands von querbelasteten Befestigungen am Bauteilrand mit Rückhängebewehrung konservativ ist, insbesondere für Befestigungen mit mehreren Kopfbolzen oder Kopfbolzenreihen senkrecht zum Rand.

6 Zusammenfassung

EN 1992-4 [1] gilt für die Bemessung von Befestigungen in Beton. Es wird erwartet, dass die harmonisierte Norm Ende 2016 veröffentlicht wird. Sie enthält auch Regelungen für Befestigungen am Bauteilrand ohne beziehungsweise mit einer Rückhängebewehrung, die durch eine Querlast senkrecht zum Bauteilrand belastet werden. Für den Nachweis gegenüber Betonkantenbruch wird angenommen, dass der Bruchriss von den randnahen Befestigungsmitteln ausgeht, die die gesamte an der Ankerplatte angreifende Querlast übertragen. Die Rückhängebewehrung muss ab dem Schnittpunkt mit dem angenommenen Bruchriss nach den Regeln in Eurocode 2 [3] für Zugbewehrung verankert werden. Diese Regelungen sind für Befestigungen ohne Lochspiel (zum Beispiel mit Kopfbolzen) ohne beziehungsweise mit Rückhängebewehrung konservativ.

Zur Untersuchung des Tragverhaltens von Kopfbolzengruppen am Bauteilrand belastet durch eine Querlast senkrecht zum Rand bei der Versagensart Betonkantenbruch wurden Versuche im ungerissenen Beton durchgeführt. Untersucht wurde der Einfluss von Kopfbolzenreihen senkrecht zum Rand und einer aus Bügeln und Randstäben bestehenden Rückhängebewehrung auf Rissbildung, Last-Verschiebungsverhalten, Tragmechanismus und Höchstlast. Die Versuchsergebnisse erlauben die folgenden Schlussfolgerungen.

- Bei den geprüften Befestigungen mit zwei beziehungsweise vier Kopfbolzenreihen senkrecht zum Riss bildete sich bei Höchstlast ein von den randfernen Kopfbolzen ausgehender Bruchriss. Im Gebrauchszustand wurde ein von den randnahen Kopfbolzen ausgehender Riss nicht beobachtet oder dessen Breite war sehr gering ($< 0,3 \text{ mm}$).
- Durch eine Rückhängebewehrung in Form von Bügeln und Randbewehrung werden Tragfähigkeit und Verformungsvermögen der Befestigung gesteigert. Die Traglaststeigerung ist jedoch auch bei einem sehr großen Querschnitt der Rückhängebewehrung nicht unbegrenzt. Sie wird bei ausreichend bemessenen Befestigungsmitteln durch das Versagen der Druckstreben limitiert. Diese Versagensart wird in EN 1992-4 nicht erfasst; sie soll jedoch durch die Begrenzung des Durchmessers der Rückhängebewehrung auf 16 mm verhindert werden.
- Bei den geprüften Befestigungen mit einer Kopfbolzenreihe parallel zum Rand mit kleinem Randabstand war die Rückhängebewehrung im Ausbruchkörper kaum verankert. Daher war wahrscheinlich die Lastaufnahme der Bügel sehr gering und die beobachtete Steigerung der Bruchlast gegenüber einer Befestigung ohne Rückhängebewehrung hauptsächlich auf Seiltragwirkung der Randbewehrung zurückzuführen. Diese Tragwirkung sollte bei der Bemessung vernachlässigt werden.
- Die Tragfähigkeit von Befestigungen mit mehreren Kopfbolzenreihen senkrecht zum Rand wird bei der Bemessung nach EN 1992-4 deutlich unterschätzt. Dies liegt bei Befestigungen ohne Rückhängebewehrung an der Annahme, dass der Bruchriss von den randnahen Kopfbolzen ausgeht. Bei Befestigungen mit Rückhängebewehrung wird zusätzlich eine zu niedrige Tragfähigkeit der Bügelverankerung berechnet.
- Bei Befestigungen ohne Lochspiel in der Ankerplatte (zum Beispiel mit angeschweißten Kopfbolzen) und ohne Rückhängebewehrung

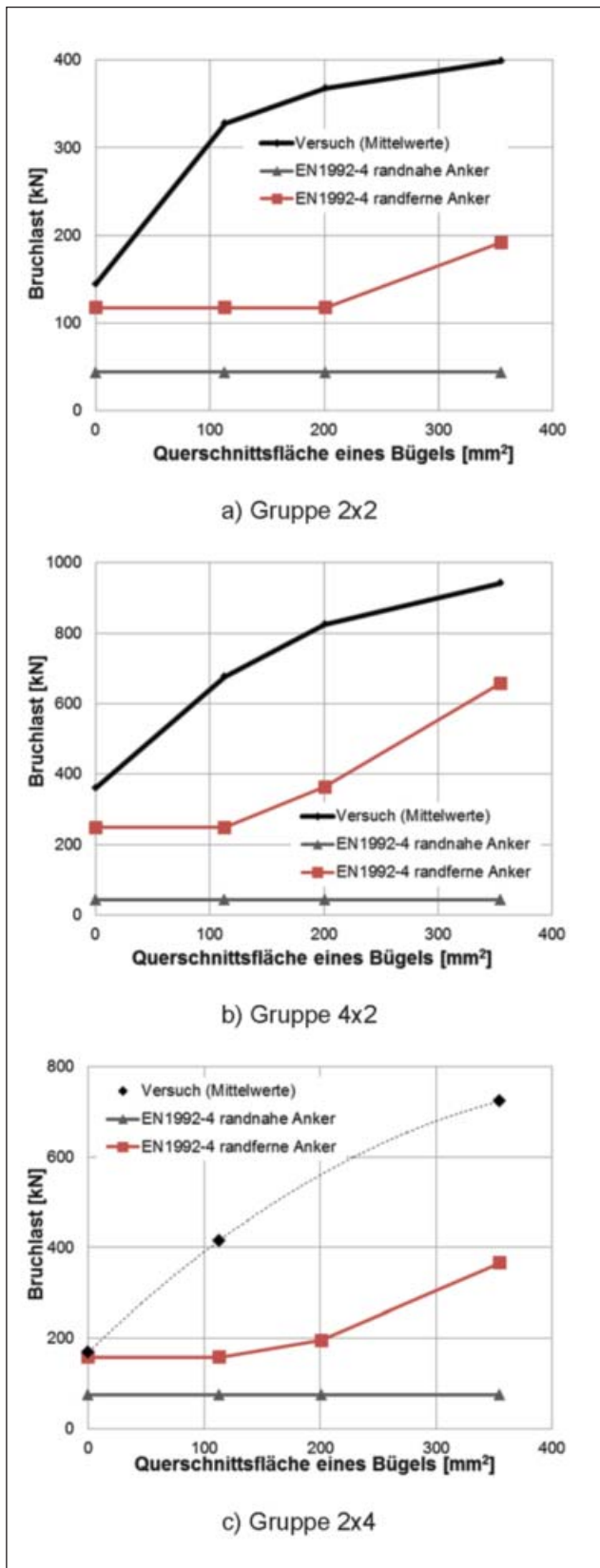


Abb. 17: Vergleich der gemessenen mittleren Bruchlasten mit den Rechenwerten nach EN 1992-4 [1].

a) Gruppe 2x2, b) Gruppe 4x2, c) Gruppe 2x4

darf die Bemessung für Betonkantenbruch unter der Annahme erfolgen, dass der Bruchriss von den randfernen Befestigungsmitteln ausgeht (siehe **Abb. 16**). Allerdings dürfen für den Nachweis für Stahlversagen nur die randfernen Kopfbolzen angesetzt werden.

- Zur Berechnung der Betontragfähigkeit von Befestigungen mit Rückhängebewehrung wurde auf der Grundlage des Vorschlags in [5] ein verbessertes Modell erarbeitet [12].
- Nach [13] dürfen nur die randfernen Befestigungsmittel für die Aufnahme der an der Ankerplatte angreifenden Querlast angesetzt werden, wenn in der Bemessung angenommen wird, dass der Bruchriss von den randfernen Kopfbolzen oder Dübel ausgeht. Diese Regelung ist für Befestigungen mit Rückhängebewehrung sehr konservativ. Allerdings sind zur Erarbeitung eines verbesserten Bemessungsvorschlags weitere Untersuchungen erforderlich.

Anerkennung

Die in diesem Beitrag beschriebenen Untersuchungen wurden von der Firma Electricité de France (EDF), Lyon, finanziell gefördert. Sie wurden außerdem von der Firma AREVA, Offenbach, unterstützt. Dafür bedanken sich die Autoren sehr herzlich.

7 Literatur

- [1] EN 1992-4: Eurocode 2 – Design of concrete structures – Part 4: Design of fastenings for use in concrete. Version Feb. 2016
- [2] CEN/TS 1992-4; 2009: Design of fastenings for use in concrete, Parts 1-5. 2009
- [3] DIN EN 1992-1-1: 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
- [4] Grosser, P.: Load-bearing behavior and design of anchorages subjected to shear and torsion loading in uncracked concrete. Dissertation, Institut für Werkstoffe im Bauwesen, Universität Stuttgart, 2012
- [5] Schmid, K.: Tragverhalten und Bemessung von Befestigungen am Bauteilrand mit Rückhängebewehrung unter Querlasten rechtwinklig zum Rand. Dissertation, Institut für Werkstoffe im Bauwesen, Universität Stuttgart, 2009
- [6] Kuhlmann, U.; Ožbolt, A.; Ruopp, J.: Verbesserung der Tragfähigkeit von Ankerplatten mit angeschweißten Kopfbolzen in stabförmigen Bauteilen. Stahlbau 83 (2014), Heft 10, 731–740
- [7] Hofmann, J.: Tragverhalten und Bemessung von Befestigungen unter beliebiger Querbelastung im ungerissenen Beton. Dissertation, Institut für Werkstoffe im Bauwesen, Universität Stuttgart, 2004
- [8] Unterwiesing, A.: Randnahe Anker unter Querlast. Dissertation, Institut für Konstruktiven Ingenieurbau, Universität für Bodenkultur, Wien, 2008
- [9] Lachinger, S.: Randnahe Mehrfachbefestigungen unter kombinierter Belastung. Dissertation, Institut für Konstruktiven Ingenieurbau, Universität für Bodenkultur, Wien, 2012
- [10] Institut für Werkstoffe im Bauwesen, Universität Stuttgart: Test program for headed studs: Shear tests in unreinforced and reinforced concrete to investigate the behavior in case of edge failure. Versuchsbericht, 2014, nicht veröffentlicht
- [11] Ingenieurbüro Eligehausen – Asmus – Hofman (IEA): Concrete failure of groups with headed studs in unreinforced concrete. Expert Report, Stuttgart, 2015, nicht veröffentlicht
- [12] Ingenieurbüro Eligehausen – Asmus – Hofman (IEA): Concrete edge failure of groups with headed studs with supplementary reinforcement. Expert Report, Stuttgart, 2015, nicht veröffentlicht
- [13] Fédération internationale du béton/ International Federation for Structural Concrete (fib): Design of anchorages in concrete. fib Bulletin No.58, Lausanne, 2011

Dieser Beitrag stellt den ersten Teil einer Arbeit über die Berechnung der Tragfähigkeit von Befestigungen mit Rückhängebewehrung am Bauteilrand bei Belastung durch eine Querlast dar. Der ergänzende 2. Teil wird in der nächsten Ausgabe des *Prüfingenieurs* veröffentlicht werden und ein auf der Grundlage des Vorschlags in [5] erarbeitetes verbessertes Modell beschreiben.

Mit den neuen Eurocodes können Tragwerke sowohl für den Neubau als auch im Bestand heiß bemessen werden

Dabei müssen im Brandschutzkonzept die Interaktionen zwischen Tragwerk und Bauprodukten vorbedacht werden

Es gibt neue Möglichkeiten für die Bemessung von Tragwerken im Neubau und im Bestand. Dabei ist bei der Anwendung von Naturbrandmodellen bereits im Brandschutzkonzept auf eine fach- und sachgerechte Verknüpfung der Schnittstellen zwischen Tragwerk und sonstigen Bauprodukten hinzuwirken. Bei konsequenter Anwendung der Bauordnungen sind *Zustimmungen im Einzelfall* (ZiE) notwendig, um die Verwendung von Bauprodukten mit Brandschutzanforderungen in Tragwerke einzubinden zu können, die auf Grundlage von Naturbrandmodellen bemessen wurden. Es ist aber, wie der folgende Beitrag mit mehreren Beispielen belegt, im Einzelfall zu bewerten, ob auf eine ZiE mit der Begründung, dass eine unwesentliche Abweichung vorliegt, verzichtet werden kann. Diese Fälle sollten dann aber mit den prüfenden Instanzen diskutiert und abgestimmt werden. Es gilt weiter zu beachten, dass nicht nur fachlich geeignete Prüfer die Bauvorhaben begleiten müssen. Auch die Aufsteller der bautechnischen Nachweise müssen sich mit den Randbedingungen und Anwendungsgrenzen vertraut machen – eine Aufgabe die sich nach Ansicht des Autors lohnt.



Dipl.-Ing. (FH) Bernd Stark

studierte – nach einer Lehre als Gas- und Wasserinstallateur – das Bauingenieurwesen mit der Vertiefung „Konstruktiver Ingenieurbau“ an der Fachhochschule Kiel, 1995 wurde er als Tragwerksplaner im heutigen Büro oemig + partner (Kiel) eingestellt, in dem er 2000 einer der geschäftsführenden Gesellschafter wurde; seit 2001 beschäftigt sich Bernd Stark neben der Tragwerksplanung auch mit dem Brandschutz und der heißen Bemessung; 2010 wurde Stark Prüfsachverständiger für Brandschutz und 2014 Prüfsachverständiger für Standsicherheit, Fachrichtung Massivbau.

1 Einführung

Seit dem 1. Juli 2012 sind die Eurocodes als Bemessungsnormen in den Bundesländern als technische Baubestimmungen eingeführt. In diesem Zuge wurden auch die aktuellen Fassungen der sogenannten heißen Teile der Eurocodes in die Liste der Technischen Baubestimmungen aufgenommen. Damit ist es nun möglich, mit einem umfassenden Regelwerk Tragwerke nicht nur im kalten Zustand zu bemessen, sondern auch unter Hochtemperatureinwirkungen.

Nachstehend sollen zum einen Beispiele heißer Nachweise aus der Praxis dargestellt werden. Zum anderen wird der Frage nachgegangen, wie es um die Verwendbarkeit von Bauprodukten in Tragwerken steht, die nicht auf Grundlage der Einheitstemperaturzeitkurve (ETK) bemessen wurden.

Weiterhin stellt sich die Frage, wie der bauaufsichtliche Umgang mit Tragwerken einzustufen ist, die anhand statischer Berechnungen unter Hochtemperatureinwirkungen nachgewiesen werden.

2 Bauaufsichtliche Einordnung heißer Nachweise

Im Rahmen der Veröffentlichung der Musterliste der Technischen Baubestimmungen [1] wurden mit der Fassung vom September 2012 in der Anlage 1.2/1 bauaufsichtliche Regeln für die Anwendung von Naturbrandmodellen aufgestellt. Dazu gehört auch die Forderung nach einer Prüfung der Voraussetzungen und Annahmen von Brandmodellen sowie der daraus abgeleiteten thermischen Beanspruchung bei prüf- und bescheinigungspflichtigen Bauvorhaben im Sinne von Paragraph 66 Absatz 3 der Musterbauordnung der Länder (MBO) [2] durch einen geeigneten Prüfsachverständigen oder Prüfsachverständigen für Brandschutz. Für die Anwendung von Naturbrandmodellen ist eine Abweichung genehmigen zu lassen oder eine Erleichterung zu erwirken.

Nachstehend werden in **Abb. 1** und **Abb. 2** die bauaufsichtlichen Zusammenhänge bei der Anwendung von Ingenieurmethoden im Rahmen von Tragwerksbemessungen unter Hochtemperatureinwirkung dargestellt. Dabei wird prinzipiell unterschieden, ob der heißen Bemessung die Einheitstemperaturzeitkurve (ETK) oder ein Naturbrandmodell zugrunde liegt.

Bei der Anwendung von Nachweisen für Tragwerke unter der Beanspruchung aus der Einheitstemperaturzeitkurve lassen sich die thermischen Einwirkungen leicht vom Tragwerksplaner selbst bestimmen. Bei Einwirkungen auf Grundlage von Naturbrandmodellen sind diese in der Regel vom Brandschutzplaner vorzugeben, der meist über umfassendere Erfahrungen verfügt. Der Brandschutzplaner hat zudem die Randbedingungen sowie die Begründung für die gewählten Ansätze zu formulieren.

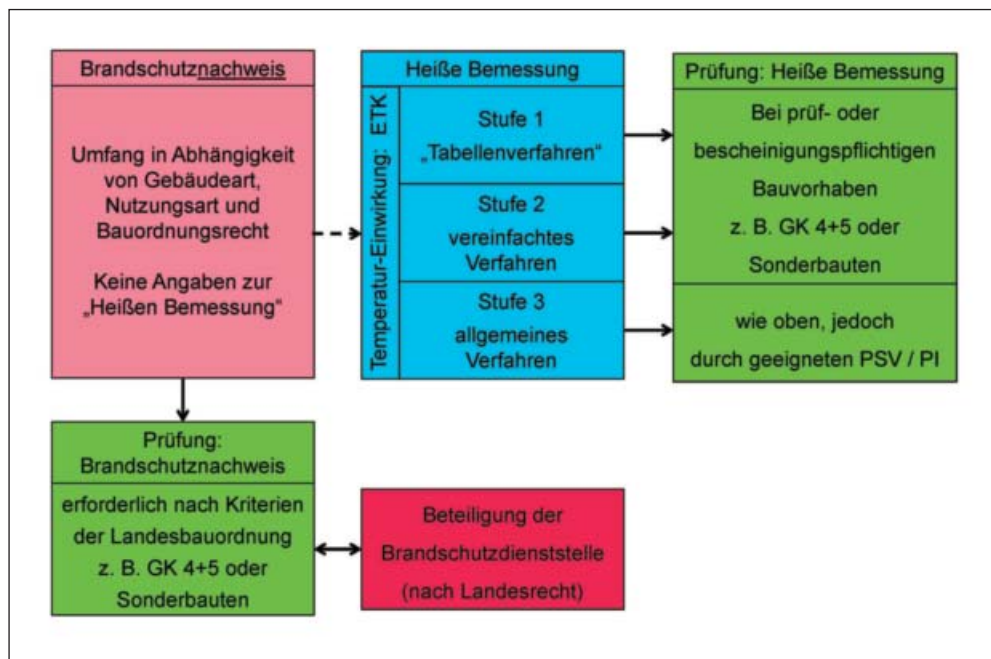


Abb. 1: Bauordnungsrechtlicher Zusammenhang zwischen Brandschutznachweis und heißer Bemessung auf Grundlage der Einheitstemperaturzeitkurve (ETK)

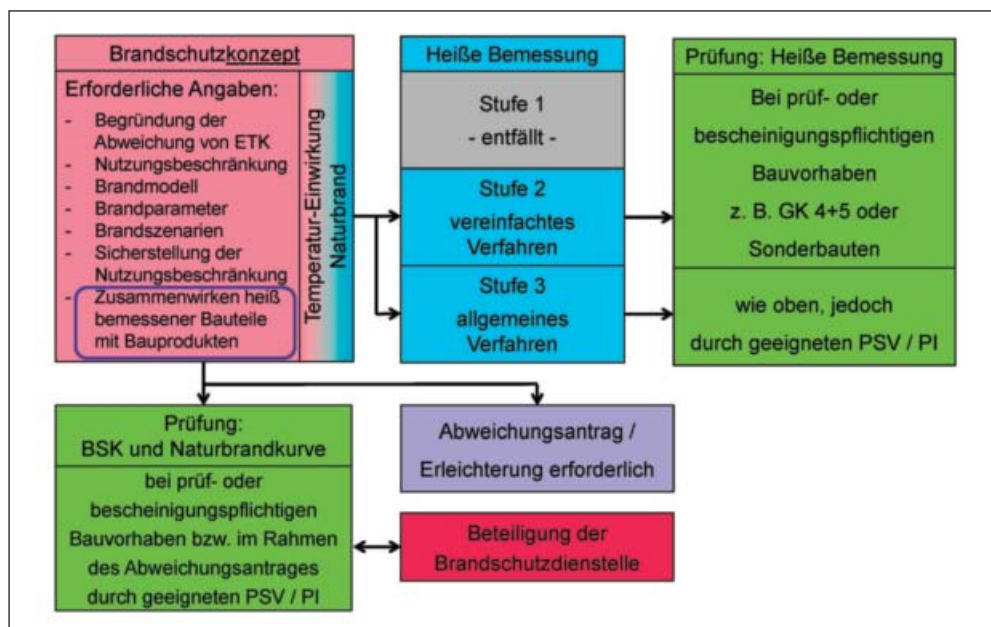


Abb. 2: Bauordnungsrechtlicher Zusammenhang zwischen Brandschutzkonzept und heißer Bemessung auf Grundlage eines Naturbrandmodells

3 Konflikt heißer Nachweise mit Verwendbarkeitsnachweisen

Sofern die Tragwerksbemessung, gleich welcher Stufe, nach der Einheitstemperaturzeitkurve erfolgt, können die nachgewiesenen Bauteile einer bauordnungsrechtlich definierten Feuerwiderstandsklasse zugeordnet werden. Dabei ist lediglich darauf zu achten, dass die Einwirkungs-dauer der thermischen Beanspruchung den Feuerwiderstandsklassen entspricht, also

- feuerhemmend → Einwirkungs-dauer 30 Minuten,
- hochfeuerhemmend → Einwirkungs-dauer 60 Minuten,
- feuerbeständig → Einwirkungs-dauer 90 Minuten.

Liegt einem Bauteil aus brennbaren Baustoffen im Rahmen der heißen Bemessung eine Brandbeanspruchung von 90 Minuten nach der Ein-

heitstemperaturzeitkurve zugrunde, bedingt das eine Abweichung, da aus bauordnungsrechtlicher Sicht die Anforderung „feuerbeständig“ nur mit einem nichtbrennbaren Baustoff zu erfüllen ist.

Wird eine Naturbrandkurve als thermische Einwirkung zugrunde gelegt, kann der sich daraus ergebende Feuerwiderstand des betrachteten Bauteils nicht mehr einer bauordnungsrechtlich definierten Feuerwiderstandsklasse zugeordnet werden.

Dieser Umstand bekommt dann eine besondere Bedeutung, wenn an so bemessene Tragwerksteile Bauprodukte mit Anforderungen an den Feuerwiderstand anschließen. In der Regel fordern die den Bauprodukten zugehörigen An- und Verwendbarkeitsnachweise nämlich den Einbau oder Anschluss an brandschutztechnisch qualifizierte Bauteile.

In Abb. 3 und Abb. 4 sind solche Einbausituationen exemplarisch dargestellt. Zum einen wird in Abb. 3 eine feuerhemmende Wand an eine



Abb. 3: Anschluss einer feuerhemmenden Flurwand an eine historische mit Naturbrandkurve nachgewiesene Rippendecke

nach Naturbrandkurve bemessene Decke angeschlossen. Die Einbaubedingungen der Wand fordern jedoch den Anschluss an ein mindestens feuerhemmendes Bauteil. Diese Bedingung wird im vorliegenden Fall nicht erfüllt.

In **Abb. 4** ist der Einbau einer Brandschutzklappe in eine Decke dargestellt. Auch diese Decke ist auf Grundlage einer Naturbrandkurve bemessen worden. Sie lässt sich somit nicht in eine bauordnungsrechtliche Feuerwiderstandsklasse einordnen. Die Einbaubedingungen der Brandschutzklappe fordern aber den Einbau in ein feuerbeständiges Bauteil.

Im Rahmen des Brandschutzkonzeptes ist nun darzulegen, in welchen Bereichen mit derartigen Abweichungen von den Einbaubedingungen der Bauprodukte zu rechnen ist. Weiterhin ist im Brandschutzkonzept vom Grundsatz her zu bewerten, ob die bauliche Verknüpfung von Bauprodukten mit nach Naturbrand bemessenen Tragwerksteilen in dem betrachteten Bauvorhaben möglich ist oder nicht. In einem weiteren Schritt ist durch den Tragwerksplaner das Verhalten des heiß bemessenen Tragwerksteils zu beschreiben. Hierzu gehören insbesondere das Verformungsverhalten, die Steifigkeit oder der Wärmedurchgang.

Anschließend ist zu bewerten, ob die Einbaubedingungen des Bauproduktes eine Zustimmung im Einzelfall benötigen oder ob unter Umständen nur eine unwesentliche Abweichung von den Ver- oder Anwendbarkeitsnachweisen vorliegt.

4 Praktische Anwendungsbeispiele heißer Bemessungen

4.1 Anwendungsbeispiel heißer Bemessung nach Einheitstemperaturzeitkurve

Eine Tragwerksbemessung mit heißen Nachweisen kann sich auch bei kleinen Bauvorhaben sowie unter Anwendung der Einheitstemperaturzeitkurve lohnen. Im vorliegenden Fall handelt es sich um einen erdgeschossigen Kindergarten. **Abb. 5** und **Abb. 6** zeigen seinen Grundriss respektive seinen Querschnitt.

In diesem Kindergarten sollen aus architektonischen Gründen kreisförmige Stützen vorgesehen werden. Die Lage der Stützen ist in **Abb. 5** und **Abb. 6** durch rote Pfeile gekennzeichnet. Wegen der geringen Las-



Abb. 4: Einbau einer Brandschutzklappe in eine mit Naturbrandkurve nachgewiesene Decke

ten und der einfachen Bauweise bieten sich hierzu Stahlstützen an. Es ist ein feuerhemmender Widerstand der Konstruktion zu erreichen. Üblich wäre eine feuerhemmend beschichtete Stahlstütze, um den geforderten Feuerwiderstand gewährleisten zu können. Diese Beschichtungen sind im vorliegenden Anwendungsbereich jedoch auch höheren mechanischen Beanspruchungen durch spielende Kinder ausgesetzt. Dies bedingt dann, um Fehlstellen auszuschließen, eine entsprechende Unterhaltung der Beschichtungsflächen.

Alternativ wird nun dargestellt, wie mit überschaubarem Aufwand ein statischer Nachweis unter Hochtemperatureinwirkungen aussehen kann.

Im Gebäude wurden drei Stahlstützenquerschnitte mit der Materialgüte S 235 verwendet: Rohr 177,8 x 12,5 sowie Rohr 101,6 x 12,5 und Rohr 101,6 x 8,0.

Folgend wird beispielhaft der Nachweis für den Querschnitt 101,6 x 8,0 dargestellt. Dabei wird vereinfachend angenommen, dass die Bauteiltemperatur der Heißgastemperatur nach der Einheitstemperaturzeitkurve nach 30 Minuten Branddauer entspricht.

Statische und thermische Einwirkungen:

Ständige Lasten: $G_k = 19,54 \text{ kN}$
 Veränderliche Lasten (Schnee): $Q_k = 8,7 \text{ kN}$
 Thermische Einwirkung (ETK₃₀): $\Theta_a = \Theta_g = 842^\circ\text{C}$

Aus den obigen Beanspruchungen ergibt sich eine Lasteinwirkung für die Bemessung im Brandfall nach DIN EN 1990, Abschnitt 6.4.3.3:

$$N_{fi,d} = \gamma_G \cdot G_k + \psi_2 \cdot \gamma_Q \cdot Q_k \quad (1)$$

mit den Teilsicherheitsbeiwerten (Lastseite) im Brandfall: $\gamma_G = 1,0$ und $\gamma_Q = 1,0$.

Da die veränderliche Einwirkung aus Schneelast resultiert, kann $\psi_2 = 0$ gesetzt werden. Hieraus folgt:

$$N_{fi,d} = 1,0 \cdot 19,54 + 0 \cdot 1,0 \cdot 8,70 = 19,54 \text{ kN}$$

Aufgrund der thermischen Einwirkung sind die Materialkenngrößen abzumindern. Diese Abminderung ergibt sich für die Festigkeit und den E-Modul nach DIN EN 1993-1-2 Abschnitt 3.2.1 für $\Theta_a = 842^\circ\text{C}$ zu:

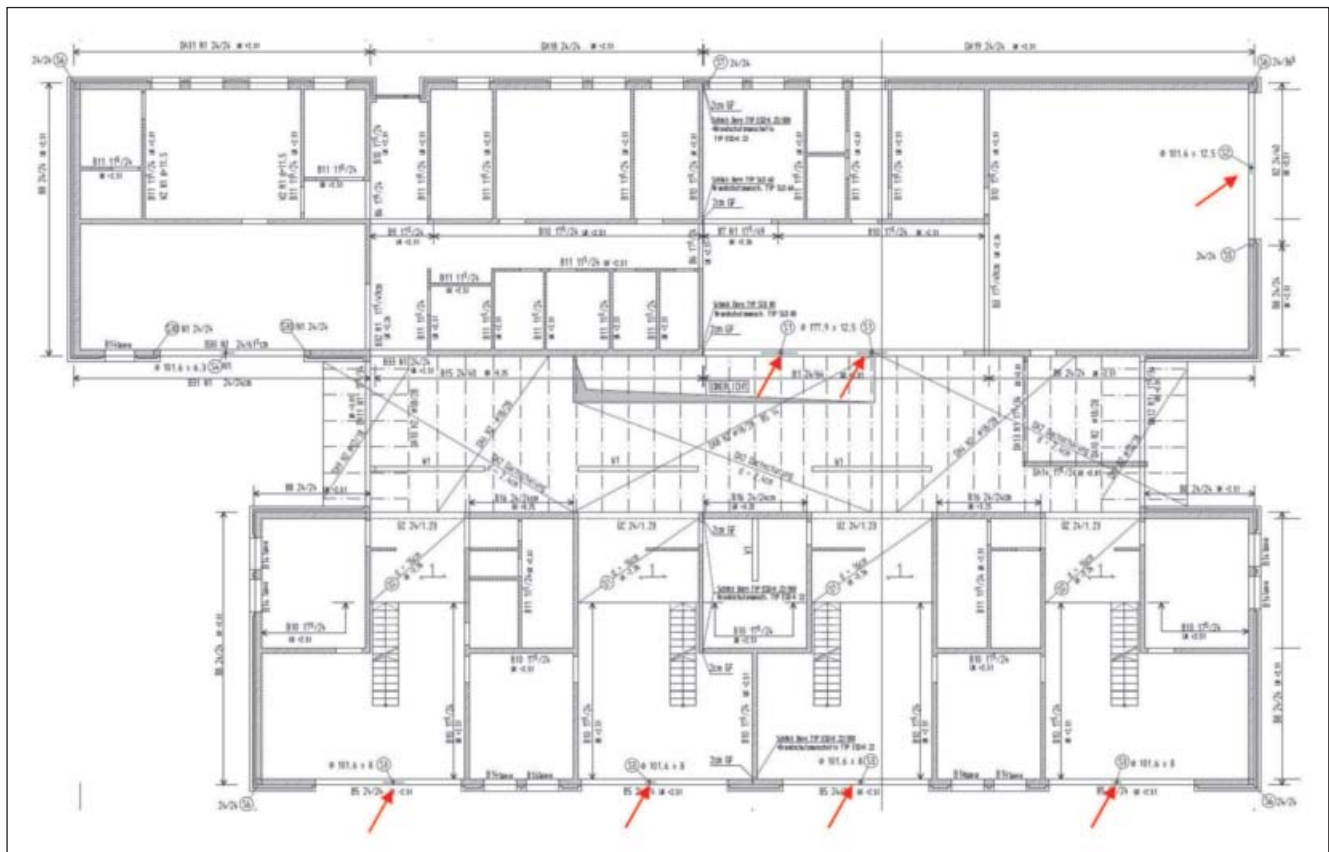


Abb. 5: Grundriss des im Text besprochenen Kindergartens

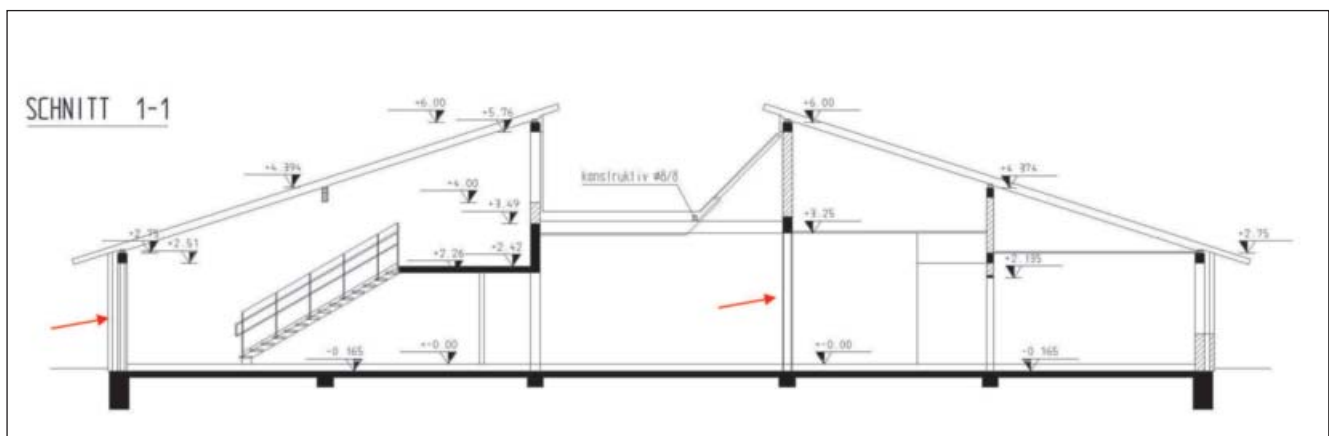
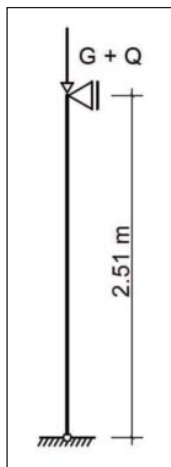


Abb. 6: Querschnitt des im Text besprochenen Kindergartens



Für die Festigkeit: $k_{y,\Theta} = 0,089$
Für den E-Modul: $k_{E,\Theta} = 0,081$

Im nächsten Schritt ist die Schlankheit der Stütze unter Normaltemperatur zu bestimmen. Hieraus können die Schlankheit und somit der Knickbeiwert im Brandfall abgeleitet werden. Die Knicklänge wird hier unter Hochtemperatureinwirkung mit der unter normalen Temperaturen gleichgesetzt zu (Abb. 7):

$$l_{fi} = l_0 = 2,51 \text{ m.}$$

Abb. 7: Statisches System im Kalt- und Heißfall

Aus der Knicklänge und dem Trägheitsradius des Querschnittes kann nun die Stützenschlankheit unter Normaltemperatur rechnerisch bestimmt werden:

$$\bar{\lambda} = \frac{l_{fi}}{i_i \cdot \lambda_i} \quad (2)$$

Trägheitsradius der Stütze: $i_{101,6 \times 8,0} = 3,321 \text{ cm}$

$$\bar{\lambda} = \frac{251}{3,321 \cdot 93,9} = 0,805$$

Damit ergibt sich die Schlankheit im Brandfall zu:

$$\bar{\lambda}_{\Theta} = \bar{\lambda} \cdot \sqrt{k_{y,\Theta} / k_{E,\Theta}} \quad (3)$$

$$\bar{\lambda}_{\Theta} = 0,805 \cdot \sqrt{0,089 / 0,081} = 0,844$$

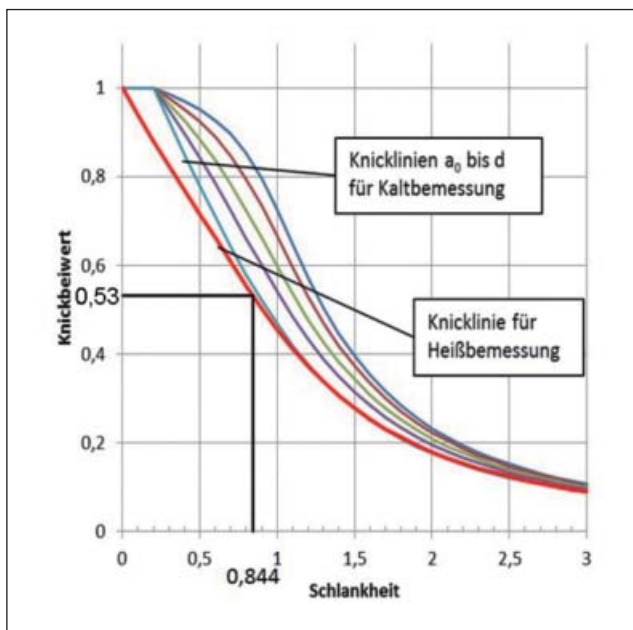


Abb. 8: Bestimmung des Knickbeiwertes (χ_{fi}) aus der Schlankheit

Mit der ermittelten Schlankheit kann nun der Knickbeiwert (χ_{fi}) der **Abb. 8** entnommen werden.

Nun kann der Tragfähigkeitsnachweis für die druckbeanspruchte Stütze nach DIN EN 1993-1-2, Abschnitt 4.2.3.2 geführt werden:

$$N_{b,fi,t,Rd} = \chi_{fi} \cdot A \cdot k_{y,\Theta} \cdot f_y / \gamma_{M,fi} \quad (4)$$

Mit den nachstehenden Eingangsgrößen ergibt sich die Tragfähigkeit der Stütze zu:

Abminderungsfaktor für Biegeknicken: $\chi_{fi} = 0,53$
 Stahlquerschnitt: $A = 23,5 \text{ cm}^2$
 Abminderungsfaktor für die Festigkeit: $k_{y,\Theta} = 0,089$
 Stahlfestigkeit: $f_y = 23,5 \text{ kN/cm}^2$
 Teilsicherheitsbeiwert (Materialseite): $\gamma_{M,fi} = 1,0$

$$N_{b,fi,t,Rd} = 0,53 \cdot 23,5 \cdot 0,089 \cdot 23,5 / 1,00$$

$$N_{b,fi,t,Rd} = 26,1 \text{ kN} > 19,54 \text{ kN} = N_{fi,d}$$

Es konnte der Nachweis für eine feuerhemmende Stütze ohne zusätzliche Brandschutzmaßnahmen erbracht werden. Dafür ist die Stütze allerdings im Kalt-Fall deutlich überbemessen, was mit Blick auf die geringen Lasten und die eingesparte Beschichtung jedoch angemessen ist.

Einen Konflikt bei der Verknüpfung mit anderen Bauprodukten hinsichtlich deren Verwendbarkeit gibt es nicht, da die feuerhemmende Bauweise – also eine bauordnungsrechtliche Qualitätsanforderung – nachgewiesen wurde.

4.2 Heiße Bemessung bei mit CFK-Lamellen verstärkten Bauteilen

Die Verwertung von baulichen Beständen im Rahmen neuer Nutzungskonzepte hat in den vergangenen Jahren an Bedeutung gewonnen. Oft sind es aber auch lediglich neue Anforderungen an die Bausubstanz wegen Umbauwünschen der Eigentümer oder Nutzer.

In diesem Rahmen kann es vorkommen, dass Tragwerksteile verstärkt werden müssen, um höhere Lasten aufnehmen zu können. Der Lastzuwachs kann aus einer höheren Nutzlast oder auch aus Änderungen eines statischen Systems resultieren. Wird beispielsweise bei einem Dreifeldträger das mittlere Feld für einen Deckendurchbruch entfernt, erhöhen sich die Feldmomente der beiden äußeren Randfelder. Als Verstärkungen bieten sich im Stahlbetonbau dann vorgefertigte Lamellen aus kohlenstofffaserverstärkten Kunststoffen (CFK-Lamellen) oder Stahllamellen an. Die Lamellen werden mit einem Epoxidharzkleber als äußere Bewehrung auf den Betonquerschnitt aufgeklebt (**Abb. 9, 10, 11**).

Nachteilig bei der äußeren aufgeklebten Bewehrung ist der fehlende Feuerwiderstand. Die CFK-Lamelle ist naturgemäß sogar brennbar. Weiterhin beträgt die Glasübergangstemperatur des Epoxidharzklebers circa 55 Grad Celsius. Ab dieser Temperatur verändern sich die Materialeigenschaften des Klebers, wobei sich die Tragfähigkeiten reduzieren.

Nach Herstellerangaben wären die Lamellen aus diesem Grunde für eine feuerhemmende Bauweise mit einer circa 50 Millimeter und für eine feuerbeständige Konstruktion mit einer circa 75 Millimeter dicken Brandschutzbekleidung auszustatten.

Wird der Lamellenbewehrung jedoch kein zu großer Lastanteil zugewiesen (zum Beispiel: Verstärkungsgrad kleiner als 50 Prozent), kann durch die mögliche Lastreduzierung im Brandfall (vergleiche das vorherige Beispiel) sowie durch die reduzierten Teilsicherheitsbeiwerte unter Brandeinwirkung der Nachweis gelingen, dass im Brandfall für eine ausreichende Tragfähigkeit die Lamellen entbehrlich sind.

Bei dem hier genannten Beispiel aus [3] konnte über eine Heißbemessung nachgewiesen werden, dass weder der Unterzug, noch die Decke mit einer Brandschutzbekleidung ausgestattet werden mussten, um eine feuerbeständige Konstruktion zu erreichen. Im Rahmen der Heißbemessung wurde angenommen, dass die Lamellen nicht existent sind.

4.3 Hinweise zu Anwendungsgrenzen heißer Nachweise

Die Möglichkeiten der neuen Nachweismethoden können dazu führen, dass diese auch in solchen Bereichen zur Anwendung kommen, in denen die Randbedingungen der Normen nicht mehr gelten. Dies kann beispielsweise bei historischen Decken der Fall sein.

Bestehende Decken historischer Gebäude wurden oft mit Hohlkörpern ausgestattet. Als Hohlkörper dienten zum Beispiel Ziegel oder Betonfüllkörper. Die ausreichende Tragfähigkeit wurde durch ausbetonierte Fugen mit Stahleisen-Einlagen (Bewehrung) erreicht. In **Abb. 12** ist ein Aufbau schematisch dargestellt. Im Rahmen von Bestandsbewertungen liegt es nun nahe, diese Decken mittels heißer Nachweise zu beurteilen.

Dabei wäre es eigentlich plausibel, den Achsabstand der Bewehrung bis zur Unterkante des Ziegels als rechnerisches Achsmaß für die Bestimmung der Stahltemperatur zu verwenden (**Abb. 13**). Dies würde jedoch in bestimmten Fällen zu einer deutlichen Überschätzung der Tragfähigkeiten führen. Dies gilt insbesondere für Einfeld-Deckensysteme, also Decken ohne Durchlaufwirkung sowie bei fehlender Querbewehrung.

Bei einigen Füllkörpern ist bereits in der frühen Phase des Brandes, also deutlich vor der 30. Minute, mit erheblichen Abplatzungen zu rechnen.

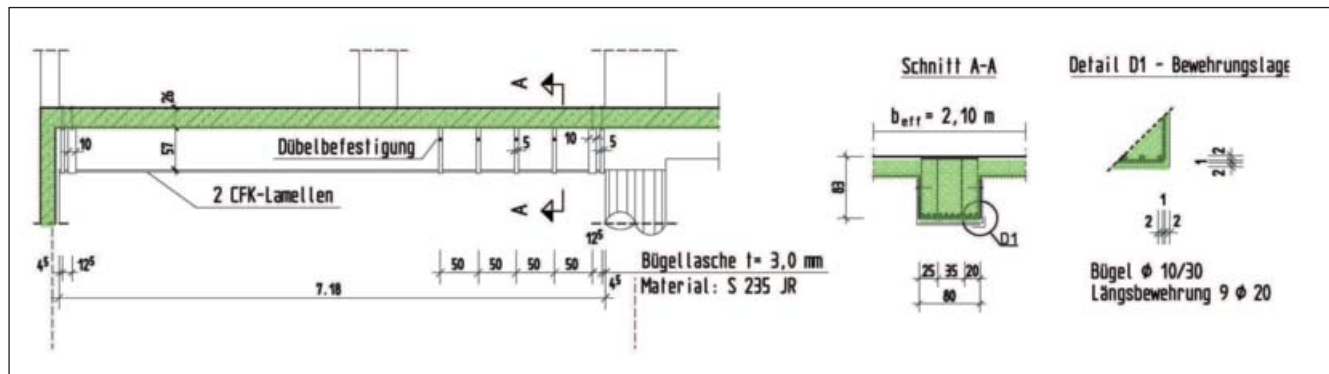


Abb. 9: Unterzug mit Verstärkung durch 2 CFK-Lamellen als Feldbewehrung für Lasterhöhung

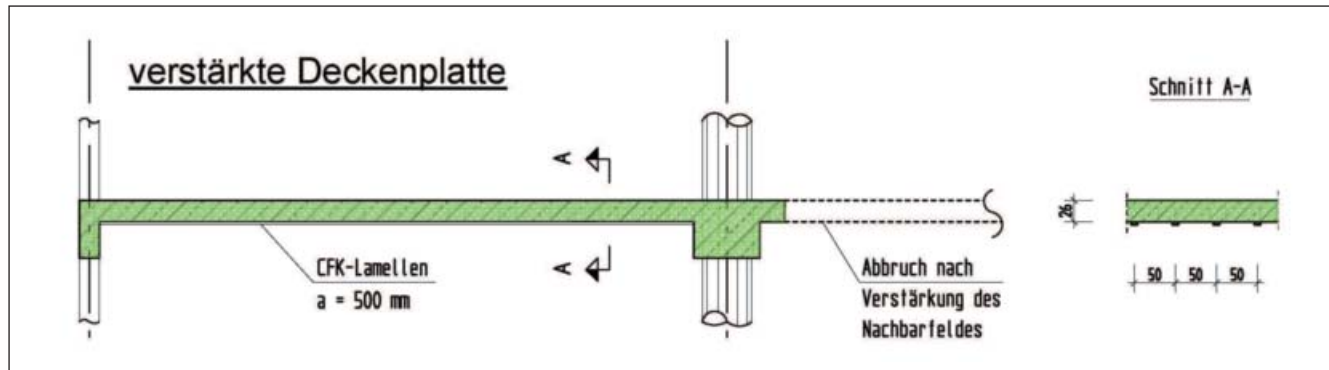


Abb. 10: Deckenplatte mit Verstärkung durch CFK-Lamellen als Feldbewehrung für Lasterhöhung durch Änderung des statischen Systems



Abb. 11: Eingebaute Verstärkung mit CFK-Lamellen als äußere Bewehrung – links: Unterzug; rechts: Deckenplatte

Infolge der Abplatzungen (Abb. 14) wird die Bewehrung freigelegt und ist dann dem Schadensfeuer ungeschützt ausgesetzt. Somit kann sich die Bewehrung schnell erhitzen und an Tragfähigkeit verlieren.

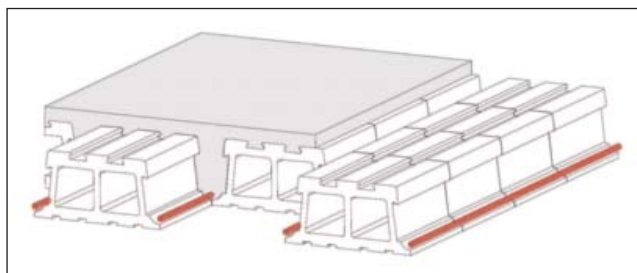


Abb. 12: Schematische Darstellung einer Hohlkörperdecke nach [4]

Im Beton-Brandschutz-Handbuch [5] sind insbesondere folgende Deckenfüllkörper hinsichtlich des Abplatzverhaltens als gefährdet eingestuft worden:

- Stahlstein-Decken mit Ziegeln nach DIN 4159 und einem Innenstegabstand mehr als 60 Millimeter,
- Balken- und Rippendecken mit Ziegeln nach DIN 4160,
- Balken- und Rippendecken mit Zwischenbauteilen aus Beton nach DIN 4158 der Formen E, EM, F, FM und GM.

Weiterhin muß an dieser Stelle auch darauf hingewiesen werden, dass es für verschiedene Fragestellungen in den Normen derzeit keine Bemessungsinstrumente für den Brandfall gibt. Hierzu auszugsweise folgende Beispiele:

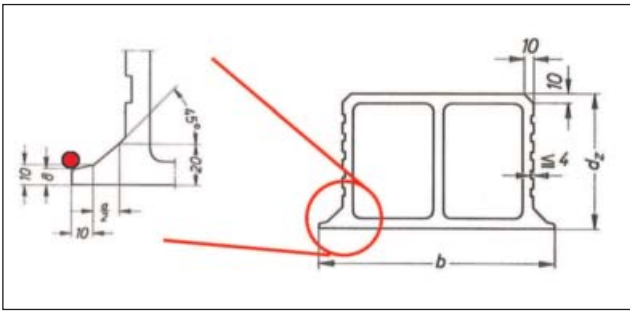


Abb. 13: Schematische Darstellung der Bewehrungslage auf der Nase eines Ziegels



Abb. 14: Abplatzungen einer Balkendecke mit Zwischenbauteilen aus Beton nach DIN 4158 aus [5] mit freiliegender Bewehrung

- Im Stahlbetonbau:
 - Fehlende Modelle für Schub- und Torsionsbemessung,
 - fehlendes Modell für Durchstanzen,
 - keine rechnerischen Ansätze für Bewehrungsverankerungen,
 - Abplatzen von Beton konstruktiv beachten.
- Im Mauerwerksbau/Ziegel:
 - Keine zugelassene rechnerische Mauerwerksbemessung,
 - Abplatzverhalten konstruktiv beachten.
- Im Holzbau:
 - Rechnerische Nachweise zu Versagenskriterien für Holzbauteile nach der Muster-Richtlinie über brandschutztechnische Anforderungen an hochfeuerhemmende Bauteile in Holzbauweise (MHFHolzR).
- Im Allgemeinen:
 - Es gibt keine Materialkennwerte für die Abkühlphase und die Zeit nach einem Brand.

Es lässt sich also festhalten, dass die vorliegenden Bemessungsmodelle für die Tragfähigkeitsbestimmung im Brandfall derzeit noch einige Lücken aufweisen. Sie werden momentan noch durch konstruktive Mindestanforderungen geschlossen. In bestimmten Fällen ist aus Versuchserfahrungen bekannt, dass lokales Versagen, wie bei der Bewehrungsverankerung, in der Regel nicht bemessungsbestimmend ist. Mit diesen Vorgaben ist eine sichere Bemessung möglich. Zu beachten sind aber die Randbedingungen und Anwendungsgrenzen der in den Normen angegebenen Modelle.

4.4. Beispiel heißer Nachweise im Rahmen von experimenteller Statik

In diesem Beispiel soll aufgezeigt werden, wie im Bestand unter An-

satz eines Naturbrand-Modells die Tragfähigkeit einer historischen Decke bestimmt werden kann. Dabei handelt es sich um ein Gebäude aus den 1930er Jahren mit sogenannten Pohlmanndecken. Dies sind Rippendecken in vorgefertigten Schalungsträgern (**Abb. 15**).

Bei der Bestandsaufnahme stellte sich heraus, dass die Bewehrungsseisen, bestehend aus Isteg-Stählen, nicht vollständig in den Beton eingebunden sind (**Abb. 16**). Wahrscheinlich wurden ein zu steifer Beton eingebaut und zudem keine ausreichende Verdichtung vorgenommen. Mit den Gegebenheiten war es nicht möglich, die Tragfähigkeit der Decken nach den Betonnormen DIN 1045 oder Eurocode 2 zu bestimmen, da die Randbedingungen für die Bemessungsmodelle nicht mehr gegeben waren.

Um eine aufwendige Spritzbetonsanierung zu umgehen, wurde vorgeschlagen, die Tragfähigkeit der Decken mittels Belastungsversuchs zu bestimmen. Hierzu wurde das Institut für experimentelle Statik (IFES) aus Bremen eingeschaltet.

Mit Hilfe eines Versuchsprogramms und der Prüfeinrichtungen des IFES wurden die Decken mit Versuchslasten *in situ* geprüft. Die aufgetragenen Belastungen der Decken entsprachen den charakteristischen Lasten infolge Ausbau- und Verkehrslast zuzüglich eines Sicherheitsaufschlages (**Abb. 17**).

Die Lasten wurden durch Hydraulikpressen auf die Zugstangen übertragen. Ein Trägersystem im Erdgeschoss bildete das Widerlager. Die Zugstangen durchdrangen die zu prüfenden Decken und gaben die

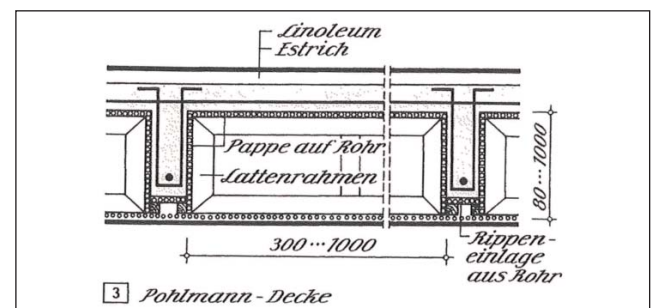


Abb. 15: Pohlmanndecke mit Rippen und Spiegel aus Beton nach [6]

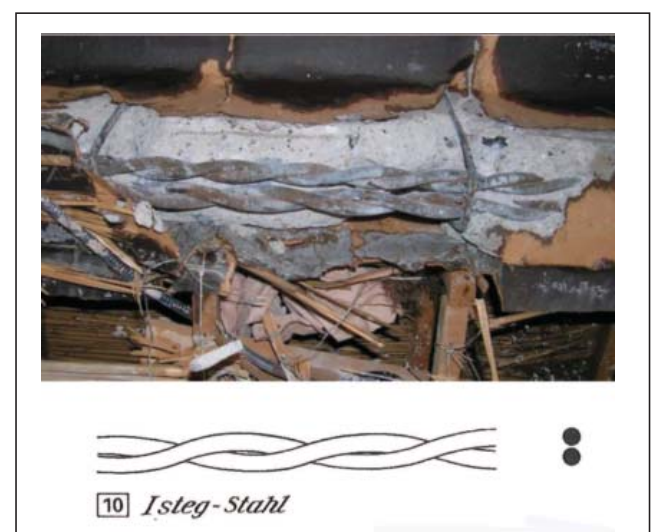


Abb. 16: Freiliegende untere Bewehrung einer Rippe und Darstellung des Bewehrungstyps

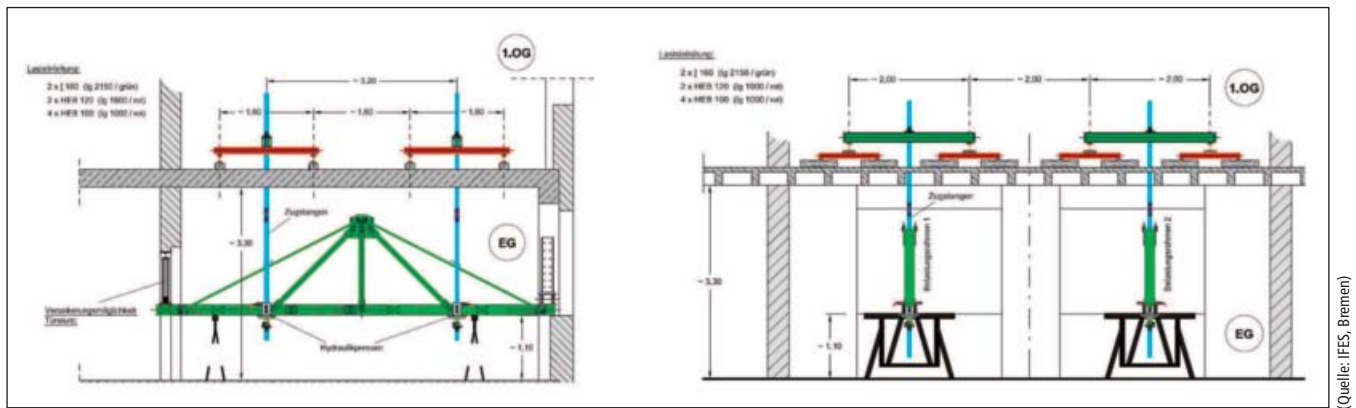


Abb. 17: Schema des Versuchsaufbaus mit Widerlagerträger und Hydraulikpressen im EG, Zugstangen in die Obergeschosse und Lastverteilung aus zu prüfender Deckenplatte



Abb. 18 (links): Lastverteilungsträger im EG mit Zugstangen und Hydraulikpressen; (rechts): Lastverteilung auf der zu prüfenden Decke

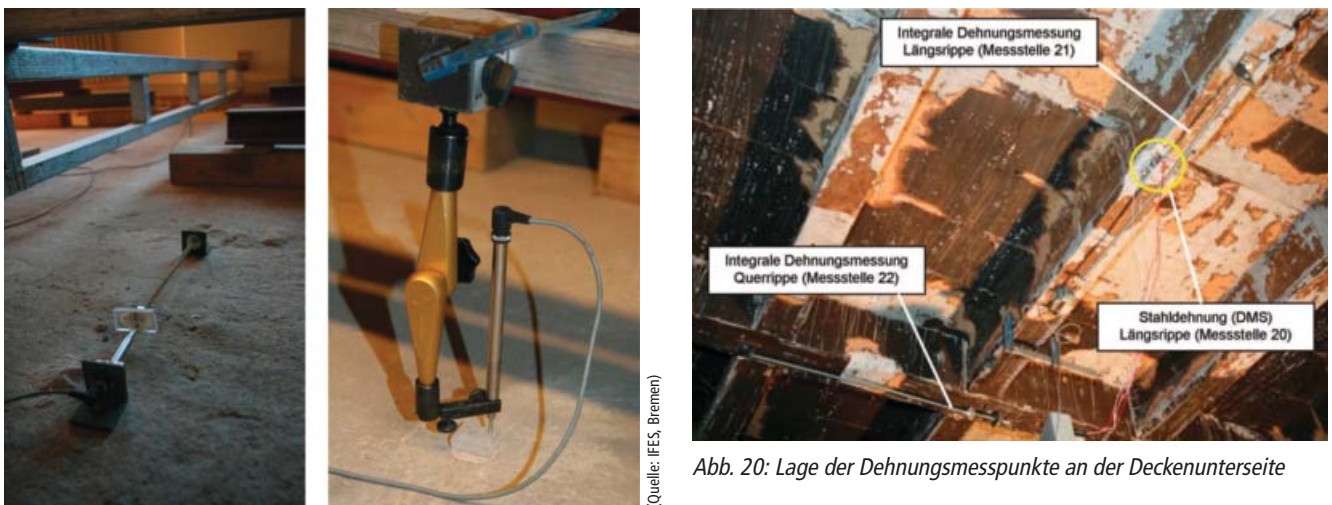


Abb. 19 (links): Messung der Betonstauchung an der Deckenoberseite; (rechts): Messung der Durchbiegung im Feld an der Deckenoberseite

Last ihrerseits an ein Trägersystem auf der Decke ab. Somit konnte eine weitgehend gleichmäßige Lastverteilung erreicht werden (Abb. 18).

Die Aufgabe lag in der Aufbringung einer Ziellast ohne Versagen. Zur Beurteilung der Versagensankündigung wurden an diversen Stellen Verformungen und Verformungsgeschwindigkeiten bestimmt. Weiterhin wurden ergänzend mittels Dehnmessstreifen Dehnungen am Betonstahl erfasst (Abb. 19 und Abb. 20). Zudem wurden auch die Betonstauchungen der Druckzone gemessen. Insbesondere die gemessenen Betonstahdehnungen sollten später einer heißen Bemessung dienen.

Durch die Versuche konnte zunächst bestätigt werden, dass die Tragfähigkeit der Decke im „Kalt-Fall“ gewährleistet war. Die Dauerhaftigkeit der Bewehrung war insofern unkritisch, als dass das bisherige und zukünftig zu erwartende Raumklima keine Korrosion erwarten ließen.

Abschließend stellte sich nun noch die Frage nach dem Feuerwiderstand. Bauordnungsrechtlich wäre eine feuerbeständige Konstruktion nachzuweisen gewesen. Zur Klärung der Frage wurde zunächst ein Naturbrandszenario bestimmt. Dieser Naturbrand wurde mit den Parameter-Naturbrandkurven von Zehfuß [7] für die gegebene Raumgeo-

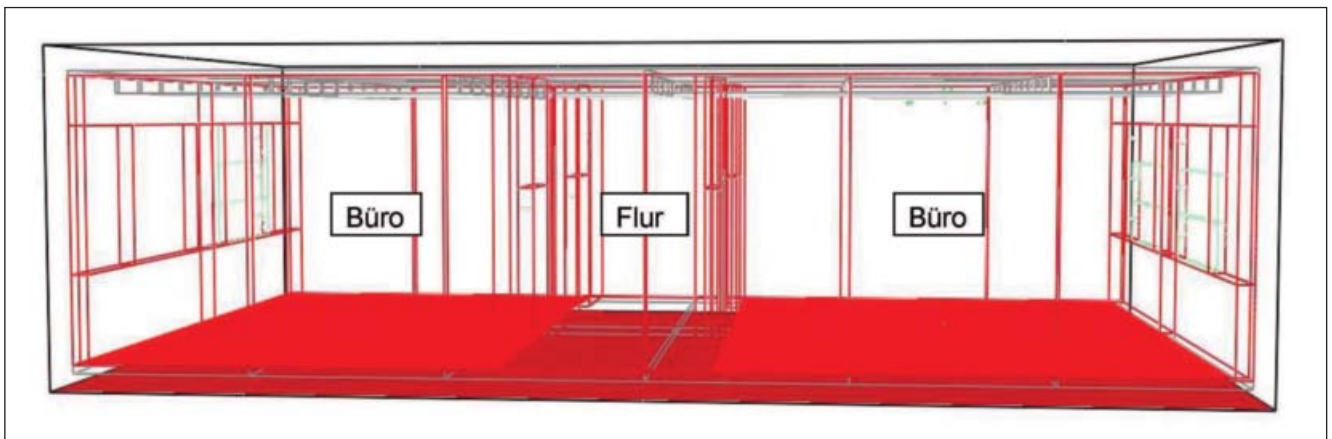


Abb. 21: CFD-Modell für Berechnung der Heißgastemperaturen

metrie ausgewertet. Hieraus ergab sich die thermische Beanspruchung in Form von Heißgastemperaturen. Da die Naturbrandkurven nach [7] noch nicht genormt waren, wurde ergänzend eine CFD*-Simulation vorgenommen (Abb. 21), die eine gute Übereinstimmung mit den Ergebnissen nach Zehfuß ergaben.

Aus den Heißgastemperaturen konnte nun die Betonstahltemperatur bestimmt werden. Die gemessenen Dehnungen während des Versuchs ließen Rückschlüsse auf die Betonstahlausnutzung zu. Somit ließ sich die kritische Temperatur für den Betonstahl berechnen. Wie sich herausstellte, war für die Bewehrung ein Schutz vor thermischen Einwirkungen für 45 Minuten erforderlich. Danach wurde die kritische Temperatur nicht mehr erreicht. Es wurde deshalb eine hochfeuerhemmende Bekleidung zum Schutz der Bewehrung vorgeschlagen.

* CFD – computational-fluid-dynamic – Räumliche Berechnung der Bedingungen im Brandraum (zum Beispiel Temperaturen, Strömungen, Massentransporte) mit einem räumlichen Finite-Elementnetz

5 Literatur

- [1] Musterliste der Technischen Baubestimmungen, Fassung September 2013
- [2] Musterbauordnung – MBO – in der Fassung vom November 2002, zuletzt geändert am 21. September 2012
- [3] Stark, Bernd: Beispiel für den Nachweis der ausreichenden Tragfähigkeit von CFK-verstärkten Betonbauteilen im Brandfall, Bau-technik 80 (2003)
- [4] Fischer, Michael: Stahleisendecken im Deutschen Reich 1892-1925, Bände 1 bis 3, Dissertation zur Entwicklungsgeschichte, Typologie, Bewertung und Katalogisierung der Herstellungsverfahren, Cottbus, 2008
- [5] Kordina/Meyer-Ottens: Beton Brandschutz-Handbuch, 2. Auflage, Verlag Bau + Technik, 1999
- [6] Stark, Bernd: Beispiele für die Anwendung von Eurocode-Nachweisen im Rahmen von Brandschutzkonzepten, Tagungsband Heft 224 zu den Braunschweiger Brandschutztagen 2014
- [7] Zehfuß, Jochen: Dissertation zur Bemessung von Tragsystemen mehrgeschossiger Gebäude in Stahlbauweise für realistische Brandbeanspruchungen, Braunschweig, 2004

Weitere Literatur

- Hass, Meyer-Ottens, Richter: Stahlbau Brandschutz-Handbuch, Verlag Ernst & Sohn, 1994
- Bauregelliste A und Bauregelliste B, Ausgabe 2014/1, Mitteilungen des Deutschen Instituts für Bautechnik vom 07. März 2014, Berlin
- Normen-Handbuch-Eurocode – Spezialband Tragwerksbemessung für den Brandfall, vom DIN konsolidierte Fassung, Ausg. 2012, Beuth-Verlag, Berlin
- Hosser, Dietmar: Brandschutz in Europa – Bemessung nach den Eurocodes, 2. Vollständig überarbeitete und erweiterte Fassung, Ausgabe 12/2012, Beuth-Verlag, Berlin
- Informationsdienst Holz: Holz Brandschutz-Handbuch, 3. Auflage, Verlag Ernst & Sohn, 2009
- Bargmann: Historische Bautabellen, 4. Auflage, Werner-Verlag, 2008

Die brandschutztechnische Beurteilung von Sportstadien wird vom Zweck ihrer geplanten Nutzungsart bestimmt

Mit den Versammlungsstättenverordnungen haben Planer ein Fundament für sichere Brandschutzkonzepte

Der Brand im Düsseldorfer Flughafen im Jahre 1996 hat für die planenden und beratenden Ingenieure und Architekten beinahe alles verändert, zumindest aber für den vorbeugenden Brandschutz in Deutschland weitgehende Konsequenzen bewirkt. Diese haben grundsätzliche Entwicklungen angestoßen und auch zu Verbesserungen des Brandschutzes in Sportstadien geführt. Diese Verbesserungen manifestieren sich amtlicherseits vor allem in den Versammlungsstättenverordnungen der einzelnen Bundesländer respektive in der Muster-Versammlungsstättenverordnung (MVStättVO). Mit deren Regeln für die brandschutztechnische Beurteilung von Sportstadien haben die Planer und Betreiber ein sicheres Fundament für die Sicherheit von Spielern und Zuschauern. Entscheidend für Aufstellung brandschutztechnischer Konzepte für Stadien ist eine Antwort auf die Frage, ob das betreffende Stadion nur für sportliche Veranstaltungen oder multifunktional auch für Sonderveranstaltungen genutzt werden soll, beispielsweise für Konzerte oder andere Großveranstaltungen. Welche Besonderheiten des Brandschutzes in Sportstadien gekannt und beachtet werden müssen, skizziert der folgende Beitrag eines ausgewiesenen und erfahrenen Experten auf diesem fachlichen Sektor allgemeinverantwortlicher Ingenieurarbeit.



Dipl.-Ing. Heiko Zies

studierte von 1993 bis 1998 Bauingenieurwesen an der Technischen Universität Braunschweig und war später jeweils mehrere Jahre lang in Bielefeld und Braunschweig für brandschutztechnische Bemessungen und Beurteilungen, für die Erstellung von Brandschutzkonzepten und für die Bauüberwachung des Brandschutzes bei Sonderbauten zuständig; seit Februar 2005 ist Zies Geschäftsführender Gesellschafter der *HHP West Beratende Ingenieure GmbH* und seit Juni 2014 Prüflingenieur für Brandschutz in der Freien Hansestadt Bremen.

1 Grundlagen

Als wesentliche Grundlage für die brandschutztechnische Beurteilung von Sportstadien in Deutschland dient die Versammlungsstättenverordnung des jeweiligen Bundeslandes beziehungsweise – sofern dieses über keine eigene Versammlungsstättenverordnung verfügt – die Musterverordnung für den Bau und den Betrieb von Versammlungsstätten (Muster-Versammlungsstättenverordnung – MVStättVO*). Letztere wurde 2001 grundlegend novelliert, und dabei wurde erstmals auch der Versammlungsstättentypus „Sportstadion“ erfasst. Somit wurde im Vorfeld der Fußballweltmeisterschaft 2006 eine für die Planung von Stadien taugliche Beurteilungsgrundlage geschaffen.

Der Begriff Sportstadion ist in der MVStättVO als Versammlungsstätte mit Tribünen für Besucher und mit nicht überdachten Sportflächen definiert. Letztere werden dabei in der MVStättVO als Innenbereich bezeichnet.

2 Nutzung

Grundlegend für die Planung jedes Sportstadions ist die Frage, ob die Nutzung des Innenbereiches nur auf sportliche Darbietungen beschränkt werden oder ob der Innenbereich auch multifunktional nutzbar und somit im Rahmen von Sonderveranstaltungen (zum Beispiel bei Rockkonzerten) auch Besuchern zugänglich sein soll. Ist dies der Fall, müssen für die im Innenbereich befindlichen Personen beträchtliche Rettungswegbreiten eingeplant werden, da die Tribünen bei Konzerten – den Bereich hinter der Szenenfläche ausgenommen – ebenfalls von Besuchern besetzt sind. Zudem muss die Erschließung des Innenbereiches für Besucher derart geplant werden, dass sich tatsächlich nur jene Besucher in den Innenbereich begeben, die für diesen eine Karte haben, weil andernfalls die Gefahr der Überbelegung des Innenbereiches bestünde. Ferner bedingt die multifunktionale Nutzung des Innenbereiches, dass Löschfahrzeuge in diesen einfahren können müssen und im Regelfall auch Hydranten im Innenbereich vorzusehen sind.

Wird hingegen die Nutzung des Innenbereiches auf sportliche Darbietungen begrenzt, stellt sich die Planung deutlich einfacher dar. So ist zum Innenbereich dann im Regelfall eine Zufahrt für Rettungswagen ausreichend und es reichen geringe Rettungswegbreiten aus dem Innenbereich aus.

*Die Muster-Versammlungsstättenverordnung wurde seitdem mehrfach überarbeitet. Die Verweise im vorliegenden Artikel beziehen sich jeweils auf die aktuelle Fassung von Juli 2014.

3 Tribünenplanung

Die Geometrie eines Stadions wird maßgeblich von der Tribünenplanung bestimmt. Im Regelfall kommen Ein-Rang-Stadien zur Ausführung, größere Stadien hingegen weisen auch zwei oder drei Ränge auf. Aufgrund der großen Personenanzahlen ist es bei Mehrrangstadien erforderlich, jeweils für jeden Rang eine autarke Rettungswegführung bis zum Erreichen des Geländeniveaus sicherzustellen, welches das Stadion umgibt. Ein Durchmischen von Personenströmen unterschiedlicher Ränge auf Treppen ist somit unzulässig.

Die Sitzplätze auf den Tribünen sind mit Gängen in Blöcke von nicht mehr als 30 Reihen in Folge mit maximal 40 Plätzen zwischen zwei Stufengängen und somit für nicht mehr als 1200 Personen zu unterteilen. Zwischen und hinter diesen Blöcken sind dabei mindestens 1,20 Meter breite Gänge anzuordnen. Diese Gänge sollen dabei jeweils eine Querverteilung ermöglichen, was nach Auffassung des Autors gleichwertig durch die Ausbildung von Klappsitzen in den beiden letzten Sitzplatzreihen erreichbar ist. Diese Einschätzung liegt darin begründet, dass bei Ausführung von Klappsitzen auf Höhe von Gesäß und darüber jeweils mindestens 80 Zentimeter lichte nutzbare Breite zur Verfügung stehen und eine lichte nutzbare Breite von mindestens 50 Zentimeter im Beinbereich als auskömmlich anzusehen ist.

Jene Ausgänge, die von der Tribüne auf den angrenzenden Umgang führen, werden im Regelfall als „Löcher“ – sogenannte Mundlöcher – ausgebildet. Die Rettungswegführung zu diesen Mundlöchern auf der Tribüne erfolgt von den Sitzplätzen aus zunächst entlang der Sitzplatzreihen hin zu Stufengängen, die dann im weiteren Verlauf unmittelbar oder mittelbar über horizontale Gänge an die Mundlöcher anbinden. Die Schwierigkeit bei dieser Anbindung besteht darin, dass mehrere Stufengänge beziehungsweise Gänge in ein Mundloch eingefädelt werden müssen und dabei die erforderliche Rettungswegbreite durchgehend eingehalten werden muss. Mustergültig wurde diese Aufgabe beispielsweise im RheinEnergiestadion in Köln gelöst (**Abb. 1**).

Die im Zuge der Stufengänge gelegenen Stufen sind gemäß MVStättVO mit 10 bis 19 Zentimeter Stufenhöhe bei mindestens 26 Zentimeter Auftrittstiefe auszubilden, zudem ist ein niveaugleicher Übergang zu Sitz-/Stehplatzstufen gefordert. Diese Vorgaben sind für Sitzplatztribünen umsetzbar, für Stehplatztribünen hingegen nur bei sehr flachen Tribünenneigungen einhaltbar und bei anderen Tribünen mit den Sichtlinien unvereinbar. Das liegt daran, dass Stehplatzstufen jeweils eine Tiefe von 40 Zentimeter aufweisen und die Höhe von Stehplatzstufen

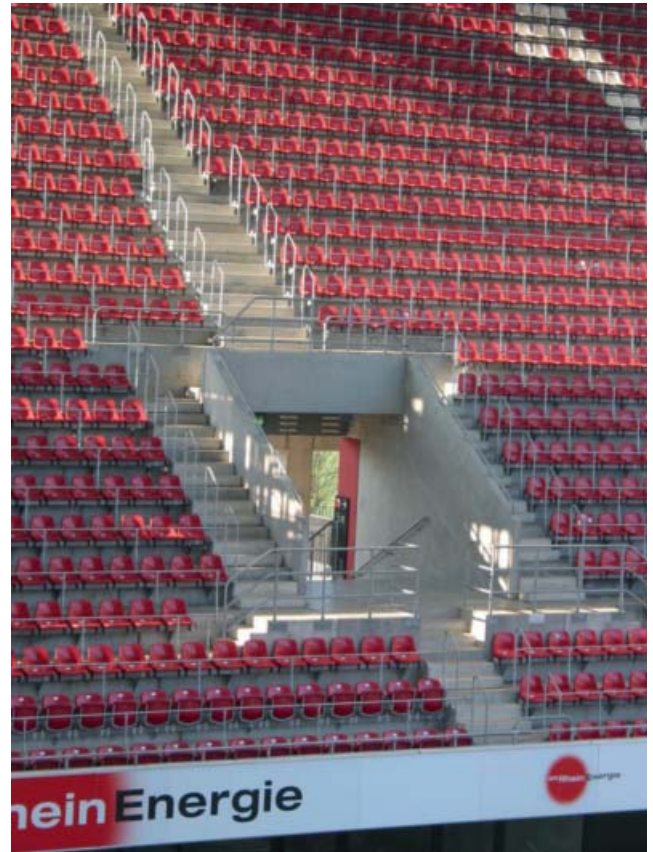


Abb. 1: „Mundloch“ im Oberrang des RheinEnergiestadions in Köln

im oberen Bereich von Einrangstadien sowie im Oberrang von Zweirangstadien wegen ihrer Sichtlinie bis zu circa 25 Zentimeter betragen muss. Somit bleibt dann nur die Wahl zwischen deutlich mehr als 19 Zentimeter hohen Stufen im Stufengang oder aber der Akzeptanz eines nicht niveaugleichen Übergangs zwischen Stehplatzstufe und Stufengang bei jeder zweiten Stehplatzstufe (**Abb. 2**). Eine Abweichung von den Vorgaben der MVStättVO ist somit unvermeidbar.

In Stehplatzbereichen der Tribüne sind sogenannte Wellenbrecher vorzusehen, um den Stehplatzbesuchern in gewissen Abständen eine Möglichkeit zum Festhalten zu bieten und so ein Schieben von Personen über die Stehplatzstufen hinweg lokal zu begrenzen. Die Anordnung der Wellenbrecher ist dabei exemplarisch in **Abb. 3** zu sehen, die einen Stehplatzbereich mit farblich kenntlich gemachten Gängen und

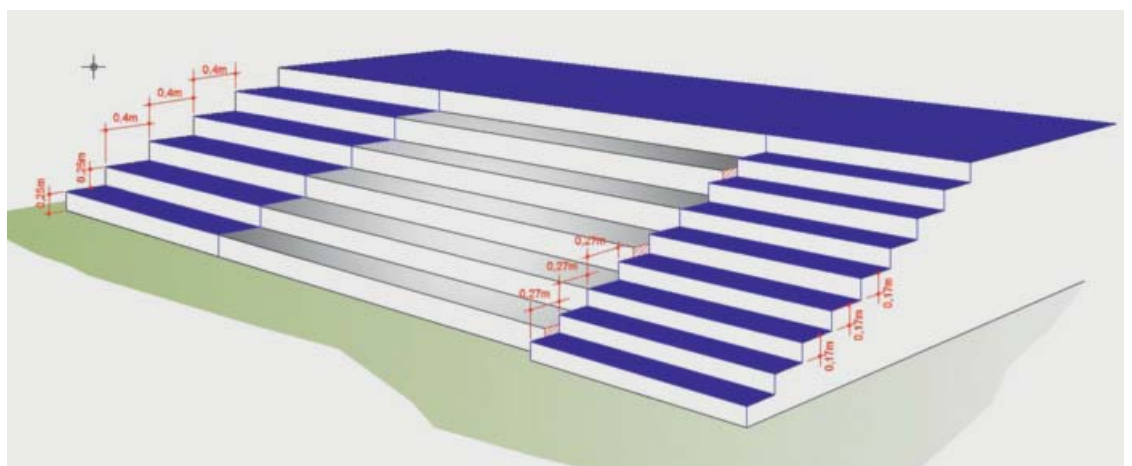


Abb. 2: Stufengangvarianten in „steilen“ Stehplatzbereichen

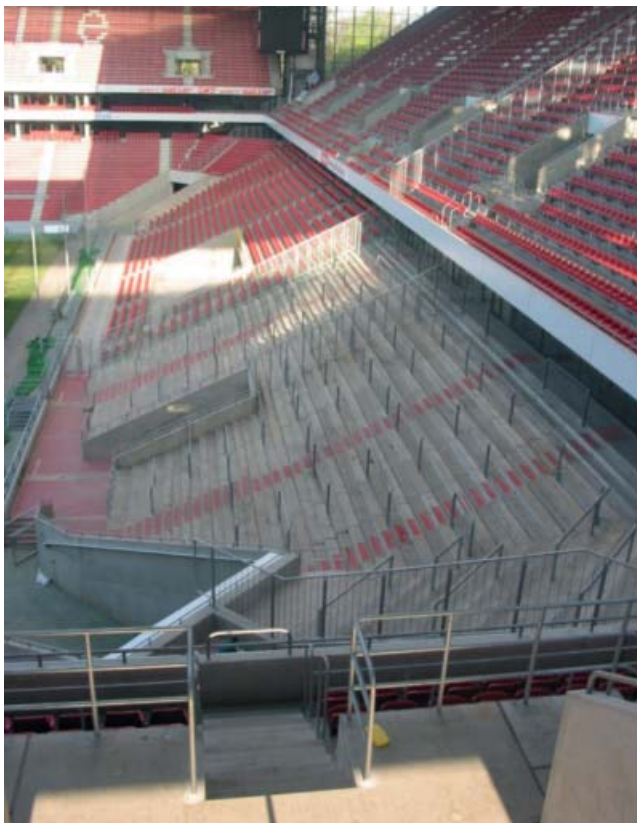


Abb. 3: Stehplatzbereich Nord beziehungsweise Stehplatzbereich Gäste im Unterrang des RheinEnergiestadions Köln

niveaugleichen Übergängen zwischen Stufengängen und Sitzplatzstufen zeigt.

4 Rettungswege

Nach dem Verlassen der Tribüne durch das Mundloch verlaufen die Rettungswege entlang von Umgängen, die – sofern nicht bereits auf Geländeneiveau gelegen – über Außentreppen auf das umgebende Gelände und dort zu den Ausgängen im Stadionzaun führen. Die an die Umgänge angrenzenden Nutzungen sind dabei im Regelfall zu den im Außenbereich verlaufenden Rettungswegen brandschutztechnisch abzutrennen, um deren sichere Nutzbarkeit im Brandfall sicherzustellen. Das vorstehende Erfordernis ist dabei in der MVStättVO nicht definiert, ergibt sich jedoch allein daraus, dass aufgrund der jeweils sehr großen Anzahl von Personen der unmittelbare Ausfall eines Rettungsweges nicht billigend in Kauf genommen werden darf.

Für den weiteren Verlauf der Rettungswege außerhalb des Stadionzaunes ist jeweils eine absichernde Betrachtung dahingehend erforderlich, dass dieser ausreichend Platz für die Aufnahme der abströmenden Personen bietet, wobei eine verkehrssichere Begehbarkeit und eine ausreichende Beleuchtung sicherzustellen sind. Für die Planung der Beleuchtung ist dabei wesentlich, ob es sich bei den außerhalb des Stadionzaunes gelegenen Flächen um öffentliche Verkehrsflächen handelt oder nicht. Dies liegt darin begründet, dass sich Besucher, Mitwirkende und Betriebsangehörige gemäß MVStättVO auch bei vollständigem Versagen der allgemeinen Beleuchtung bis zu öffentlichen Verkehrsflächen hin gut zurechtfinden können müssen. Dieser Vorgabe liegt die Annahme zugrunde, dass öffentliche Verkehrsflächen bei Dunkelheit beleuchtet sind und die Stromversorgung dieser Beleuchtung

nicht vom Stadion her erfolgt. Sind vorstehende Randbedingungen nicht eingehalten, müssen auch die außerhalb des Stadionzaunes gelegenen Rettungswege bis hin zu öffentlichen Verkehrsflächen mit einer Sicherheitsbeleuchtung versehen werden.

Das System der Rettungswege für die Tribünen ist derart auszulegen, dass nicht mehr als 600 Personen einem im Lichten mindestens 1,20 Meter breiten Rettungsweg zugeordnet werden. Für Versammlungsräume, die im Regelfall im Bereich der Haupttribüne eines Stadions – zum Beispiel in Form des Business-Clubs – vorgesehen werden, gilt grundsätzlich dieselbe Mindestbreite von 1,20 Meter, jedoch dürfen dieser nur maximal 200 Personen zugeordnet werden. Dies liegt darin begründet, dass für Personen, die sich in einem brandlastbehafteten Versammlungsraum befinden, ein deutlich höheres Gefährdungspotential vorliegt als für Personen auf einer nahezu brandlastfreien Tribüne im Außenbereich und somit eine um den Faktor drei schnellere Räumung möglich sein muss.

Der vorgenannte Business-Club ist jeweils unterhalb der Haupttribüne angeordnet und dabei üblicherweise als ein zusammenhängender Raum von nicht selten mehr als 100 Meter Länge ausgebildet. Vom Business-Club gelangen Besucher auf die Tribüne, wo sich angrenzend an den Business-Club die zugehörigen „Business-Seats“ befinden. Folglich befinden sich die vorgenannten Besucher entweder auf der Tribüne oder im Business-Club, sodass beide Szenarien (das heißt, alle Business-Besucher auf den Business-Seats der Tribüne oder alle Business-Besucher im Business-Club) bei der Planung und Auslegung der Rettungswege zu berücksichtigen sind, das Szenario „beide Bereiche voll besetzt“ jedoch ausscheidet. Die Rettungswege von den Business-Seats der Tribüne werden im Regelfall über die Stufengänge in den Innenbereich und dort weiter zu Mundlöchern in den nächstgelegenen Stadionecken definiert, sodass auch bei einem Brand im Business-Club eine sichere Räumung der diesem vorgelagerten Tribüne sichergestellt ist. Die Rettungswege aus dem Business-Club selbst werden üblicherweise anteilig über notwendige Treppenträume, offene Treppen und über die Stufengänge der Tribüne definiert. Die für den Business-Club maximal zulässige Personenzahl wird dabei jeweils im Brandschutzkonzept definiert und stellt auch für eine Nutzung des Business-Clubs an „Nichtspieltagen“, wenn dieser für Veranstaltungen gemietet werden kann, die betreiberseitig einzuhaltende Obergrenze dar.

Da die sportlichen Darbietungen im Innenbereich von Stadien im Regelfall in Funk und Fernsehen übertragen werden, werden an Spieltagen jeweils temporär Kabellösungen verlegt. Diese Kabel werden allgemein als fliegende Verkabelung bezeichnet und stellen die Verbindung zu den Übertragungswagen dar. Die Kabelwege dieser fliegenden Verkabelung müssen derart beschaffen sein, dass diese Verkabelung weder die Rettungswege beeinträchtigt noch das System der brandschutztechnischen Unterteilung sabotiert. Folglich müssen Wege für die fliegende Verkabelung frühzeitig geplant werden, die von Seiten der Medien auch als praxistauglich angenommen werden.

5 Feuerwehrflächen

Zu den eingangs bereits erwähnten Feuerwehrflächen wird festgehalten, dass Sportstadien im Regelfall eine Feuerwehrumfahrt erhalten und diese an zwei entgegengesetzt angeordneten Stellen an den öffentlichen Straßenraum angebunden wird. Entlang dieser Umfahrt sind Hydranten erforderlich, die üblicherweise auf einer Ringleitung angeordnet werden. Die Feuerwehrumfahrt verläuft im Regelfall au-

Berhalb des Stadionzaunes und dabei jeweils in Bereichen, über die auch die Besucher im Falle einer Räumung abströmen. Letzteres ist trotz der vergleichsweise hohen Personenzahlen dann unkritisch, wenn die verkehrssicher begehbare und befahrbare Flächen in den Außenbereichen ausreichend dimensioniert werden.

6 Tragwerke

Gemäß MVStättVO ist für Tragwerke eine feuerbeständige Ausführung gefordert, wobei für Dachtragwerke über den Tribünen eine nicht-brennbare Ausführung oder – alternativ – eine feuerhemmende Ausführung zulässig ist. Die Unterstützung des Tribünenndaches muss dabei in jedem Fall derart beschaffen sein, dass auch ein lokales Brandereignis nicht zu einem Versagen des Daches oder auch nur von Teilen davon führen kann. Für druckschlaffe Diagonalen zur Aussteifung von Tribünen ist die Ausführung ohne definierten Feuerwiderstand vertretbar, sofern bei Ausfall eines druckschlaffen Verbands die Standsicherheit gewährleistet ist.

Bei der Planung der sicherheitstechnischen Anlagen ist zu berücksichtigen, dass an dem im Regelfall brandschutztechnisch ungeschützten Stahldachtragwerk keine Leitungen mit definiertem Funktionserhalt im Brandfall befestigt werden können. Dies bedingt, dass Sicherheitsbeleuchtung und Alarmierungseinrichtungen derart zu planen sind, dass an einem brandschutztechnisch ungeschützten Stahltragwerk befestigte Leitungsanlagen jeweils nicht mehr als 1.600 Quadratmeter große Teilbereiche versorgen.

7 Stadien mit mehr als 5000 Besuchern

Bei Sportstadien mit mehr als 5000 Besucherplätzen müssen ausreichend große Räume für die Polizei und die Feuerwehr mit räumlicher Verbindung zur Lautsprecherzentrale und Sichtverbindung in den Innenbereich vorgesehen werden. Dies ist erforderlich, um der Feuerwehr die unmittelbare Einsicht in den Innenbereich zu ermöglichen und sich mit den übrigen für Sicherheit oder Ordnung zuständigen Kräften im Gefahrenfall unmittelbar abstimmen zu können. Hieraus resultierend ist es erforderlich, die Anzeige- und Bedieneinrichtungen für die Feuerwehr nicht nur nahe dem Feuerwehranlaufpunkt sondern zusätzlich in der Feuerwehrloge vorzusehen.

Für Sportstadien mit mehr als 5000 Besucherplätzen ist durch den Betreiber im Einvernehmen mit den für Sicherheit oder Ordnung zuständigen Behörden, insbesondere der Polizei, der Feuerwehr und der Rettungsdienste, ein Sicherheitskonzept aufzustellen. Im Zuge der Ausarbeitung eines solchen Konzepts wird für Stadien mit mehr als 10.000 Besucherplätzen festgelegt, ob in Verlängerung der Stufengänge Zugänge in den Innenbereich vorzusehen sind. Zudem wird darüber entschieden, ob für Stadien mit mehr als 10.000 Besucherplätzen Stehplatztribünen in Bereiche mit einzeln nicht mehr als 2.500 Besuchern zu unterteilen sind.

Da die vorstehenden Angaben für die Stadionplanung bekannt sein müssen und das Sicherheitskonzept im Regelfall erst kurz vor Inbetriebnahme des Stadions vorliegt, müssen diese Punkte im Vorgriff auf die Ausarbeitung des Sicherheitskonzepts schon deutlich früher mit den zuständigen Stellen verbindlich abgestimmt werden.

Für die Zugänge in den Innenbereich ist in der MVStättVO ein niveaugleicher Übergang in den Innenbereich sowie die Anordnung von mindestens 1,80 Meter breiten Toren gefordert, die sich bei Gefahren leicht nach innen hin öffnen lassen. Da diese Vorgabe mit den Sichtlinien unvereinbar ist, wird diese – sofern auf die Zugänge gemäß Sicherheitskonzept nicht verzichtet werden kann – mittels im Innenbereich angeordneter Differenztreppen realisiert, zu deren Podest dann ein niveaugleicher Übergang sichergestellt wird.

Die 1,80 Meter-Vorgabe für die Tore wird im Regelfall nur dann umgesetzt, wenn auch der angrenzende Stufengang eine entsprechende Breite aufweist, das heißt, üblicherweise wird diese Breite korrespondierend zur Stufengangbreite gewählt.

In Sportstadien mit mehr als 5000 Besucherplätzen muss im Regelfall eine BOS-Gebädefunkanlage vorgesehen werden (BOS = Behörden und Organisationen mit Sicherheitsfunktionen), um die Funkkommunikation der Einsatzkräfte von Polizei und Feuerwehr zu ermöglichen. Sie wird im Regelfall durch die Abschirmung der Dachkonstruktion und somit durch die bauliche Anlage gestört.

8 Vorschläge für die nächste MVStättVO

Zum Abschluss werden hier noch Vorschläge für die nächste Überarbeitung der MVStättVO unterbreitet:

- Die Forderung nach einer Feuerwehrezufahrt in den Innenbereich sollte auf jene Stadien beschränkt werden, bei denen eine multifunktionale Nutzung des Innenbereiches vorgesehen ist.
- Für Stufengänge in Stehplatzbereichen sollte in Anbetracht der mit 40 Zentimeter großen Tiefe der Stehplatzstufen eine Stufenhöhe von bis zu 25 Zentimeter zugestanden werden, da dann niveaugleiche Übergänge zwischen Stehplatzstufen und Stufengängen auch in steiler geneigten Rängen möglich sind. Ergänzend ist hierzu festzuhalten, dass die Stehplatzbesucher auch bei einem Wechsel ihrer Position auf den Stehplatztribünen die bis zu 25 Zentimeter hohen Stehplatzstufen mehrfach passieren und diese Höhe folglich auch im Zuge des Stufengangs überwindbar ist.
- Die Forderung nach niveaugleichen Übergängen mit 1,80 Meter breiten Toren in Verlängerung der Stufengänge in den Innenbereich sollte entfallen, zumal diese bei Mehrtrangstadien ohnehin nur für den Unterrang umsetzbar ist und der beziehungsweise die Ränge darüber immer ohne diese Tore auskommen.
- Hinter den Sitzplatzblöcken sollte alternativ zu dem mindestens 1,20 Meter breiten Gang die Ausbildung von zwei Klappsitzreihen als gleichwertig zugestanden werden.

Darf eine Gesellschaft den vorbeugenden Brandschutz unter rein wirtschaftlichen Gesichtspunkten optimieren?

Eine wissenschaftlich gesicherte Antwort auf diese Frage fordert Gesetzgeber und Normenschaffende doppelt heraus

Wenn es um Menschenleben geht, dann stoßen wohl alle zwischenmenschlichen Diskussionen über ihre Rettung oder über die Verhinderung ihrer Vernichtung über kurz oder lang an jene Grenze, die von der Moral und dem natürlichen Mitgefühl des Menschen gezogen werden. In der Politik aber, bei der notwendig nüchtern-neutralen Beurteilung kostenrelevanter gesellschaftlicher Aufgaben und bei der Beschlussfassung über zivilisatorisch-fortschrittliche Maßnahmen, gelten gelegentlich andere Maßstäbe. Hier muss das kalte Kalkül regieren – und dabei kann es nicht wundernehmen, wenn harte allgemeine Nützlichkeitsabwägungen die normalen mitmenschlichen Bedenken hintansetzen, um Gründe für Entscheidungen zu manifestieren, die letztendlich und unter dem Strich dann doch wieder menschlich gesehen richtig sein können. Die Dilemmata, die sich auf dem Gebiet des Brandschutzes, des vorbeugenden Brandschutzes zumal, aus dieser Dualität individueller Gewissensforschung für gesetzgebende Politiker oder Abgeordnete und für normenschaffende Experten ergeben können, umreißt der folgende Beitrag aus schweizerischer Sicht.



Prof. Dr. Mario Fontana

studierte Bauingenieurwesen und promovierte an der Eidgenössischen Technischen Hochschule (ETH) in Zürich, von 1984 bis 1992 war er Projektleiter bei der Firma Geilinger Ingenieur- und Stahlbauunternehmung in Winterthur; 1992 erfolgte seine Wahl zum ausserordentlichen und 1995 zum ordentlichen Professor für Baustatik und Konstruktion an der ETH Zürich; Fontana ist Vize-Präsident der Eidgenössischen Bauproduktekommission und Mitglied des Schweizerischen Ingenieur- und Architekten-Vereins (SIA), der Normenkommissionen SIA 263 „Stahlbau“ und SIA 264 „Verbundbau“, der Technischen Kommission Brandschutz der Vereinigung Kantonalen Feuerversicherungen (VKF) und der Eidgenössischen Rüstungskommission; in der entsprechenden Projektgruppe bearbeitete er den Eurocode 3, Teil 1-2 (Entwurf, Berechnung und Bemessung von Tragwerken aus Stahl – Tragwerksbemessung für den Brandfall) und den Eurocode 5, Teil 1-2 (Entwurf, Berechnung und Bemessung von Tragwerken aus Holz – Tragwerksbemessung für den Brandfall).

1 Einführung

Darf Brandschutz überhaupt wirtschaftlich betrachtet werden? Steht der Wert von Menschenleben nicht über jeder Wirtschaftlichkeitsbetrachtung? Bei der Beantwortung dieser und ähnlicher Fragen müssen wir immer zwischen individuellen und gesellschaftlichen Aspekten unterscheiden. Für die Gesellschaft steht die Förderung der generellen Lebensqualität im Fokus. Sie muss ihre begrenzten Mittel möglichst effizient ausgeben – um ein grösstmögliches Maß an Lebensqualität zu erreichen. Gibt Sie ihre Mittel übermässig und zu wenig effizient aus, dann fehlen ihr die Mittel, mit der sie mehr Leben retten könnte – und die generelle Lebensqualität sinkt. Bereiche, in denen wir heute schon sehr viel tun und erfolgreich sind, werden Opfer ihres Erfolges, da weitere Maßnahmen sich oft kaum mehr lohnen. Für das Individuum sind andere Maßstäbe anzusetzen, da jedes individuelle Leben einzigartig ist, und es können sich andere Grenzen ergeben. Die Normung sollte sich an den gesellschaftlichen und gesetzlichen Gegebenheiten ausrichten.

2 Brandschutzkosten

Brandschutz ist ein traditionell durch die Öffentlichkeit gut beobachteter und geregelter Sicherheitsbereich. Die verheerenden Stadtbrände des Mittelalters haben zu gefestigten staatlichen Regeln (Feuerschutzverordnungen) und Organisationen geführt. Brandschutz ist sehr erfolgreich geworden. Bezüglich der Wirtschaftlichkeit des Brandschutzes macht sich aber die Öffentlichkeit meist noch keine Gedanken. Die Sicherheit ist gut und die Kosten tun uns in der Regel nicht ernsthaft weh. Die Statistik zeigt aber, dass die Brandschäden seit Jahren stark zurückgehen und dass der Zuwachs an Sicherheit durch zusätzliche Massnahmen vergleichsweise teuer ist.

Die Statistik der Vereinigung Kantonalen Feuerversicherungen der Schweiz (**Abb. 1**) zeigt, dass die relativen Schadenskosten ständig abnehmen und dass auch die Streuung zurückgeht. Die Schäden infolge von Naturgefahren sind schon etwa gleich groß wie die Brandschäden und auch die Streuungen sind im Bereich der Naturgefahren größer – dies stellt ein zunehmendes Problem für die Versicherungen dar.

3 Lebensqualität und Life Quality Index

Damit sich solche Überlegungen auch rational begründen lassen, wird der „LQI“ (Life Quality Index) beigezogen [2]:

$$L(g,l) = g^q l \quad (1)$$

Der LQI [1] gemäss Gleichung (1) ist ein gesellschaftlicher Indikator, zusammengesetzt aus in jeder Gesellschaft zur Verfügung stehenden Parametern: dem Bruttoinlandsprodukt g , der Lebenserwartung l , ei-

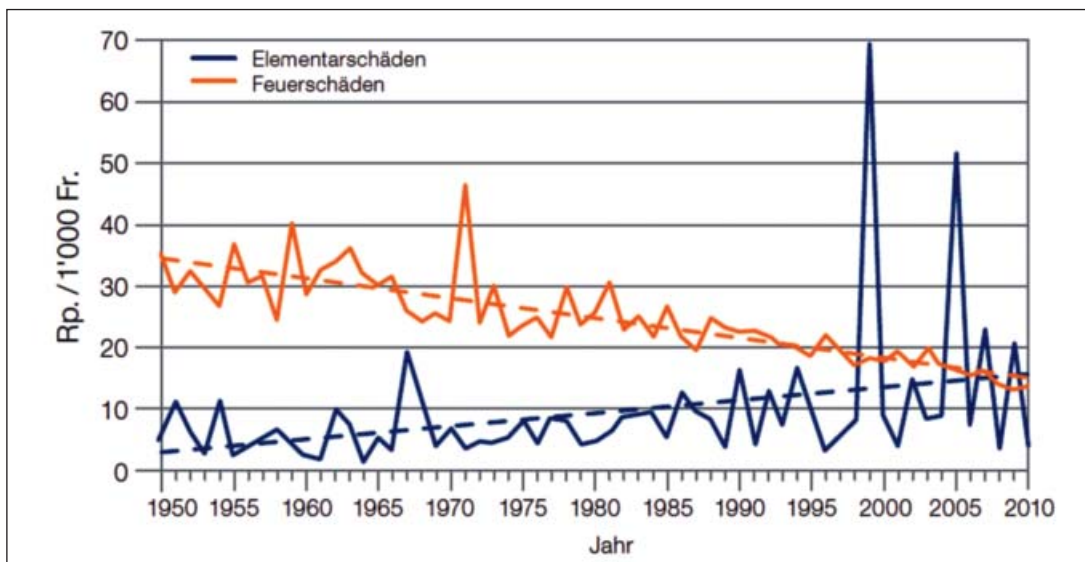


Abb.: 1: Der Brandschutz wird immer wirksamer. (U. Brunner, AVA)

nem Exponenten q , der die gesellschaftlichen Präferenzen abbildet, und aus dem Verhältnis zwischen Arbeitszeit und Freizeit hergeleitet wird. Er ist somit einfach überprüfbar und basiert auf beobachteten Präferenzen und ökonomischen Grundlagen, die den Wohlstand in einer Gesellschaft berücksichtigen. Er berechnet sich aus einfach verfügbaren Daten und ist leicht zu aktualisieren. Der LQI ist verknüpft mit der SWTP (Societal willingness to pay oder, politisch korrekter, der Societal capacity to commit resources), das heißt, der theoretischen Bereitschaft einer Gesellschaft, Mittel zur Verfügung zu stellen.

$$SWTP = \frac{g}{q} C_x \Delta \mu \text{ [CHF/Jahr]} \quad (2)$$

Mit: g = Prokopfeinkommen BIP [69.9 kCHF]; q = Präferenz zwischen Arbeit und Freizeit [0.191]; C_x = Demographischer Faktor [13.85]; $\Delta \mu$ = Veränderung [1] (1 Person/Jahr)

Mit den Zahlen aus der Schweiz ergäbe sich aus Gleichung (2) eine Zahlungsbereitschaft (SWTP) von circa fünf Millionen Euro pro zusätzlich gerettetem Menschenleben, um eine möglichst hohe Lebensqualität zu erreichen. Aus den Bereichen, wo wir mehr ausgeben, sollten wir daher Ressourcen umlagern in solche Bereiche, wo wir heute weniger ausgeben. Wir sollten somit Bereiche abbauen, die mehr Mittel binden und dort auf keinen Fall neue Anforderungen und Gesetze schaffen.

Die Summe aus den Präventionskosten und den Schäden weist ein Minimum auf. Dieses ist der optimale Bemessungspunkt. Er darf überschritten und sogar unterschritten werden, sofern die SWTP nicht unterschritten wird. **Abb. 2** zeigt uns, wie die Totalkosten aus den Vorsorgekosten und den Brandschäden sich zusammensetzen. Sie weisen ein relativ flaches Minimum auf. Ein gesellschaftlich festgelegtes Minimum darf nicht unterschritten werden [2]. Bei den Kosten müssen aus gesellschaftlicher Sicht alle Kosten betrachtet werden, das heißt, die Vorsorge – inklusive der Feuerwehr- und der Administrativkosten sowie der Brandschäden. Dabei fällt auf, dass die Kosten nicht bei allen Beteiligten gleich anfallen. Während die Investitionen und Versicherungsprämien beim Investor anfallen, treffen die Brandschäden vor allem die Versicherungen oder die Gesellschaft. Diese unterschiedlichen Interessen muss der Gesetzgeber bei der Ausgestaltung der Vorschriften beachten. (Die Versicherungen sind an möglichst geringen Schäden, die Bauherren an möglichst geringen Investitionen interessiert, wobei zu einer gleichmässigen Belastung der Markt beiträgt.)

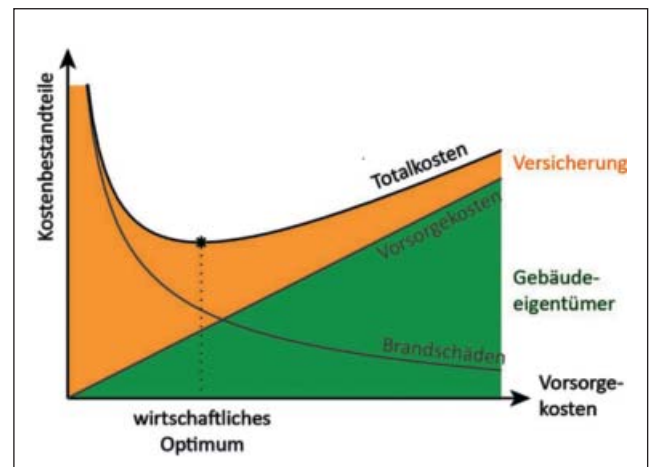


Abb. 2: Kosten des Brandschutzes [3]

Die Gesellschaft trägt alle Kosten und ist daher an einem effizienten kostengünstigen Brandschutz interessiert, da ein ineffizientes Verhalten unnötige Ressourcen verbraucht und dadurch generell die Lebensqualität schmälert.

Die Schäden bei zu geringen Investitionen steigen überproportional an und bedrohen Menschenleben übermäßig. Daraus ergibt sich eine untere Grenze der erforderlichen Investitionen, die nicht unterschritten werden darf.

Eine mögliche Methode zur Festlegung dieser Grenze ist die Zahlungsbereitschaft der Gesellschaft (SWTP), basierend auf dem LQI. Diese Methoden (**Abb. 3**) lassen sich prinzipiell auch auf andere Bereiche als den Brandschutz anwenden und zeigen geschichtlich gewachsene Übertreibungen auf, die durch technische Entwicklungen überholt wurden: zum Beispiel, hohe Anforderungen an den Feuerwiderstand trotz technischer Maßnahmen oder Anforderungen, die infolge der zuverlässigeren Wasser- und Elektrizitätsversorgung überdacht werden sollten. Eine stetige Überprüfung tradiert Anforderungen unter Beachtung der technischen Entwicklung ist somit wichtig. Zu hohe Anforderungen schaden genauso wie zu geringe. Durch diese zwei Grenzen werden die Anforderungen an die Administration und die Politik wesentlich anspruchsvoller!

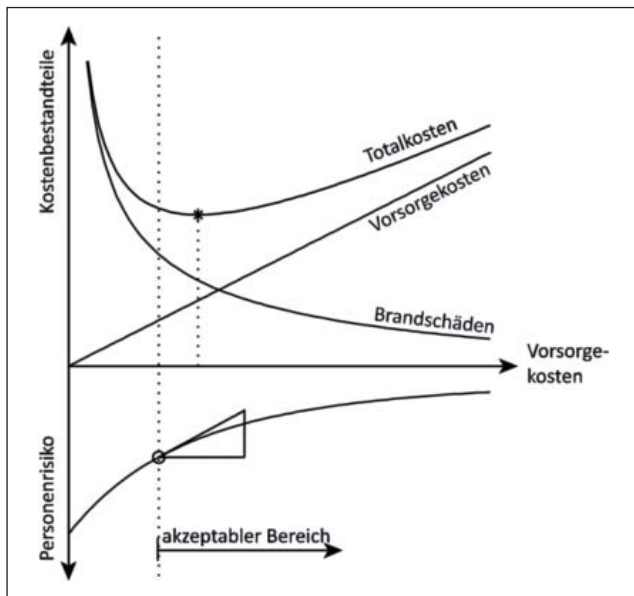


Abb. 3: Die marginalen Grenzkosten pro zusätzlicher Sicherheit nehmen mit zunehmendem Schutzniveau zu (unten) [3].

In Abb. 3 ist zu sehen, dass die marginalen Grenzkosten pro zusätzlicher Sicherheit mit zunehmendem Schutzniveau zunehmen (unten). Der akzeptable Bereich wird durch die gesellschaftliche Zahlungsbereitschaft (SWTP) begrenzt; Maßnahmen unter diesem Niveau muss der Gesetzgeber ausschliessen, höherwertige Maßnahmen können freiwillig sinnvoll sein, sollten aber nicht generell gefordert werden [2], [3]. Diese theoretischen Überlegungen sollen nachfolgend am Beispiel eines neuen Brandmelderobligatoriums erläutert werden.

4 Beispiel

Die Anwendung der Methode wird am Beispiel eines Brandmelderobligatoriums in den Brandschutzvorschriften gezeigt [2], [3]. Brandmelder an sich sind eine sehr effiziente Brandschutzmassnahme. Trotzdem wurde untersucht, ob ein generelles Brandmelderobligatorium in der Schweiz Sinn machen würde. Die Kosten eines Brandmelders setzen

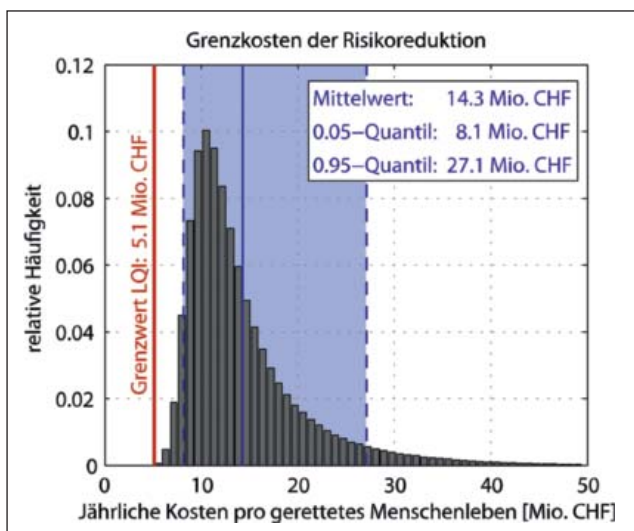


Abb.: 4: Jährliche Grenzkosten pro gerettetes Menschenleben bei einem generellen Einsatz von Brandmeldern. [2], [3]

sich zusammen aus den Investitionskosten (Brandmelder und Montage) und den Unterhaltskosten (Amortisation und Batterien). Die Kosten der Ausrüstung mit Brandmeldern für jeden Haushalt eines Landes ergeben sich aus den Kosten pro Brandmelder, der Anzahl Brandmelder pro Haushalt und der Anzahl Wohnungen, die noch keinen Brandmelder haben und infolge des Obligatoriums ausgerüstet werden müssen. Dabei ist zu beachten, dass nicht alle Brände detektiert werden und nicht alle alarmierten Personen durch die Alarmierung gerettet werden können. Das heisst, es können nicht alle Brandtoden in einem mit Brandmelder ausgerüsteten Haushalt vermieden werden.

Mit den statistisch vorhandenen Daten oder Verteilungen der Schätzwerte (Engineering Judgement) wurde eine Monte Carlos-Analyse durchgeführt. Das Ergebnis der Studie ist in Abb. 4 dargestellt. Die Studie zeigt, dass mit der Kostenstruktur für die Schweiz ein generelles Obligatorium nicht effizient ist und nicht gefordert werden sollte, selbst wenn sich Brandmelder günstig auf die Schadenstatistik auswirken sollten. Gesellschaftlich würden zu viele Ressourcen gebunden, die, an anderen Orten effizienter eingesetzt, mehr Leben retten könnten. Ein Brandmelderobligatorium würde sich somit negativ auf die Lebensqualität auswirken. Ein freiwilliger Einsatz von Brandmeldern kann aber durchaus Sinn machen. Allgemein effizient würden sie aber erst mit einer Reduktion der Kosten auf rund ein Drittel der heutigen Preise.

Die Methode könnte auch zur Überprüfung bestehender Vorschriften und Anforderungen angewendet werden, zum Beispiel für das Niveau des heute häufig geforderten hohen Feuerwiderstandes oder für die Fluchtweglängen und -breiten. Dabei ist eine genaue Festlegung der Annahmen und Beobachtung der Auswirkungen in der Praxis wegen der oft dürrtigen Statistiken schwierig. Eine behutsame Anpassung der heutigen Anforderungen sollte somit vorgenommen werden.

5 Schlussfolgerungen

Die Überlegungen zur Wirtschaftlichkeit von Sicherheitsmaßnahmen sollen helfen, ineffiziente Massnahmen zu vermeiden. Sie dienen dem Ausgleich historisch gewachsener Unterschiede in den Anforderungen unterschiedlicher Sicherheitsbereiche. Der optimale Einsatz der Ressourcen einer Gesellschaft ist wichtig für die Anhebung der allgemeinen Lebensqualität und der Wettbewerbsfähigkeit. Extrem formuliert: Wer am falschen Ort ineffiziente Maßnahmen durchsetzt, ist für den Tod von Menschen mitverantwortlich, die an anderer Stelle mit effizienteren Massnahmen hätten gerettet werden können. Zu viel zu fordern, ist genauso verwerflich wie zu wenig zu fordern! Die Gesetzgeber und Normenschaffenden geraten mit dieser Erkenntnis zwischen beide Anforderungen – und sind deshalb doppelt gefordert.

6 Literatur

- [1] Nathwani J.S., Lind N.C. & Pandey M.D., Affordable Safety by Choice: The Life Quality Method, University of Waterloo, July 1997, Waterloo CA
- [2] Fischer K., Societal decision-making for optimal fire safety, IBK Bericht Nr. 357, September 2014, Institut für Baustatik und Konstruktion der ETH Zürich, Zürich
- [3] De Sanctis G., Generic risk assessment for fire safety – Performance evaluation and optimisation of design provisions, IBK Bericht Nr. 363, Oktober 2015, Institut für Baustatik und Konstruktion der ETH Zürich, Zürich

Der BÜV-Arbeitskreis hat seine Bewertungskriterien von 2002 aktualisiert und den neuen Entwicklungen angepasst

Neue Fassung der Empfehlungen der Prüfsingenieure für die Prüfung von Traggerüsten in Anlehnung an DIN EN 12812

Seit dem Jahr 2002 sind die „Empfehlungen der Prüfsingenieure für die Prüfung von Traggerüsten“ bekannt, die der Arbeitskreis Traggerüste des Bau-Überwachungsvereins (BÜV) in der Bundesvereinigung der Prüfsingenieure für Bautechnik (BVPI) damals erarbeitet und der Fachwelt zur Verfügung gestellt hatte. Sie werden bis heute, weil sie immer noch gültig sind, als allgemein anerkannte Empfehlungen in praxi regelmäßig angewendet und haben ihre Existenzberechtigung und Brauchbarkeit vielfach unter Beweis gestellt. In den jüngst vergangenen Jahren sind auf diesem Regelungsgebiet aber etliche Veränderungen eingetreten und Normänderungen eingeführt worden, in denen, auch weil in nächster Zeit keine Überarbeitungen der entsprechenden Regelwerke und Vorschriften zu erwarten sein werden, der Arbeitskreis des BÜV die Veranlassung gesehen hat, die Textfassung seiner Empfehlungen von 2002 zu überarbeiten und den aktuellen Entwicklungen anzupassen. In dieser hier erstmals veröffentlichten Neufassung seiner Empfehlungen von 2002 hat der Arbeitskreis auch jene Kommentare verarbeitet, die er 2013 zur neuen DIN EN 12812:2008-12 abgegeben hatte.

Dem Arbeitskreis gehören an:

Dr.-Ing. Olaf Drude
 Dr.-Ing. Herbert Duda
 Dr.-Ing. Manfred Hanf
 Prof. Dr.-Ing. Robert Hertle
 Dr.-Ing. Wolf Jeromin
 Dipl.-Ing. Friedhelm Löschmann
 Dipl.-Ing. Werner Majer
 Dipl.-Ing. Rainer Rix
 Dipl.-Ing. Manfred Schlich
 Dipl.-Ing. Heinz Steiger (Vorsitzender)
 Dipl.-Ing. Momcilo Vidackovic
 Dipl.-Ing. Thomas Weise

Vorbemerkung

Die vom Arbeitskreis Traggerüste des Bau-Überwachungsvereins (BÜV) letztmals in den Ausgaben 20 (April 2002) und 21 (Oktober 2002) des *Prüfsingenieurs* herausgegebenen Bewertungskriterien und Empfehlungen der Prüfsingenieure für Traggerüste haben sich in der Praxis bewährt und sind unverändert aktuell und weiterhin gültig.

Seit 2013 ist die DIN EN 12812:2008-12 [6] auch für den Gültigkeitsbereich der Zusätzlichen Technischen Vertragsbedingungen und Richtlinien für Ingenieurbauten (ZTV-ING) der Bundesanstalt für Straßen-

wesen (BASt) verbindlich anzuwenden. Dies ist in der Anpassung der ZTV-ING 2014/12 [10] zusammen mit der Anwendungsrichtlinie (AwR) des Deutschen Instituts für Bautechnik (DIBt) vom Oktober 2009 [1] verbindlich geregelt. Der veröffentlichte Normtext wurde im *Prüfsingenieur* 37 (Oktober 2010) [7] kommentiert und präzisiert.

Diese seit damals eingetretenen Neuerungen sind Anlass, die Textfassung der Empfehlungen anzupassen und zu überarbeiten. Der BÜV-Arbeitskreis Traggerüste hatte bereits 2013 Kommentare zur neuen DIN erarbeitet, die zusammen mit den Hinweisen von 2002 in dieser Neufassung verarbeitet worden sind. Da in nächster Zeit keine Überarbeitungen der DIN und auch nicht der ZTV-ING zu erwarten sind, erfolgt hier die Neuveröffentlichung der Empfehlungen.

Die Feststellungen der Anwendungsrichtlinie (AwR) des DIBt sind normativ. Sie beziehen sich im Wesentlichen auf Präzisierungen allgemein gehaltener Passagen in der Norm durch deutsches Baurecht und durch Aktualisierung; zum Beispiel muss es statt DIN 18800:2008-1 nun DIN 1993-1: 2010-12 [4a] lauten. Für zusätzliche Werkstoffe entsprechend dem Nationalen Anhang (NA) der AwR (Tafeln NA.1 und NA.3) werden die dort aufgeführten Werkstoffe nicht verändert, aber ergänzt und durch aktuelle Bezeichnungen der zitierten Normen präzisiert.

Die in den AwR ergänzten Regelungen enthalten Angaben zu den Anforderungen an die Bemessung und an die verwendeten Werkstoffe sowie Festlegungen bezüglich der Lastannahmen (Frischbetondruck, Wind, Erdbeben) und zur Ermittlung von charakteristischen Kennwerten (Kupplungen, verstellbare Fuß- und Kopfspindeln aus Stahl, Trägerklemmen, Spannstahl, Baustützen aus Stahl mit Ausziehvorrichtung).

Insgesamt handelt es sich um zwanzig Änderungsstellen, die den Normtext verändern.

Auf diesen Grundlagen wurden die Empfehlungen [8] überarbeitet und werden im Folgenden neu vorgestellt. Ziffer 1 wurde neu verfasst. Ziffer 5 ist nach erfolgter Einführung der Eurocodes gegenstandslos, die Nummerierung wurde daher geändert.

Allgemeine Anmerkungen zur Handhabung der neuen Norm

Alle DIN-Angaben sind als Mindestanforderungen zu verstehen. Sollten bisher übliche Regelungen oder Firmenstandards weitergehende Forderungen darstellen, so bleiben diese von den neuen Regelungen unberührt.

Schalung und Traggerüst sind als eine Einheit zu betrachten. Eine Einstufung in die Bemessungsklasse B1 erscheint für übliche Schalungskonstruktionen gerechtfertigt, da diese die Voraussetzungen der Klasse B1 in der Regel erfüllen.

Im Abschnitt 7.1 ist geregelt, dass „die Qualifikation des Personals ...“ bei Entwurf und Bemessung zu berücksichtigen ist. Da für diese Attribute keine Teilsicherheitsbeiwerte vereinbart sind, hat die ZTV-ING im Teil 6 durch die dort aufgenommene bezogene Regelung die Planer von Folgeansprüchen befreit, indem die ZTV-ING nur eine Vergabe an Fachfirmen und solche mit nachgewiesener Fachkunde zulässt.

1 Anforderungen an Rechenverfahren und Konstruktion

Die Ermittlung von Beanspruchungen dürfen nur auf der Grundlage elastischer Verfahren erfolgen. Bei Verwendung von Längsträgern aus S355 sind zu erwartende größere Verformungen zum Beispiel durch den gezielten Einsatz von Abbindeverzögerern beherrschbar.

In Bild 10 der Norm sind Queraussteifungen einer Rüstträgerlage dargestellt. Hier fehlen die Verbände B und C (Bild 4 der DIN 4421). Um die statisch begründeten üblichen Konstruktionsprinzipien nicht zu verletzen, ist im Knickpunkt des Untergurtes ebenfalls ein Verband erforderlich.

Werden Gerüstkupplungen nach DIN EN 74 mit den dort und in der Tabelle 4 der Norm angegebenen nutzbaren Widerständen eingesetzt, müssen die zu verbindenden Gerüstrohre aus Stahl eine Mindestwandstärke von 3,2 Millimeter aufweisen (siehe auch DIN EN 12812, Ziff. 9.4.2.3.1).

Die Überdeckung von Kopf- und Fußspindeln durch die Gerüstrohre muss mindestens 15 Zentimeter betragen.

2 Umfang und Genauigkeit der zeichnerischen Darstellung

(Ziffer 1 aus *Der Prüfenieur* Heft 21, Oktober 2002)

Erforderlich sind Ausführungszeichnungen mit einer Genauigkeit und einem Umfang, die den Anforderungen von ZTV-ING: 2013/04, 2014/12 Kap.2, Teil 6, Abschn. 2 [10], DIN EN 12812: 2008-12, Abschnitt 6 und 9 [6] und DIN EN 1992-1-1, NA Abschn. 2.8.2, Absatz 4 (P) [3] entsprechen. Hinweise in Ausführungszeichnungen auf die Statik (zum Beispiel: „siehe Detail Statik Seite ...“) sind nicht ausreichend.

Insbesondere wird auf Folgendes aufmerksam gemacht:

- Systemlinien, Hauptmaße und Hauptlängen sind darzustellen.
- Wichtige Details sind maßstäblich darzustellen, unter anderem auch Spindellängen mit Angabe der maximalen Ausspindelungen, horizontale Festhaltungen an Bauwerksteilen.
- In maßgeblichen Schnitten sind Höhen, Vermaßung der Lichtraumprofile im Bauzustand und Abstände zwischen Traggerüst und Lichtraumprofil im Betonier- und Absenkbauzustand anzugeben.
- Montageverbände, die zu unzulässigen Zwängungen führen können, sind vor dem Betonieren einseitig zu lösen. Sie sind auf der Zeichnung besonders zu kennzeichnen. Montageverbände aus Gerüstrohren bei Jochen mit planmäßiger H-Lastableitung durch Abspannungen zählen nicht dazu.
- Werden Obergerüst, Traggerüst und Gründung auf getrennten Blättern dargestellt, sind die wichtigsten angrenzenden Bauteile mit an-

zudeuten: Zum Beispiel bei der Gründung die Stützenstiele und bei dem Obergerüst die Trägerlage.

- Kippverbände von Trägerlagen sind auch in der Draufsicht darzustellen.

Die gemäß ZTV-ING koordinierten Ausführungsunterlagen zum Obergerüst (Schalung), Traggerüst und zur Gründung sollten im Sinne einer reibungslosen Abwicklung gleichzeitig zur Prüfung eingereicht werden.

3 Vollständigkeit der Ausführungsunterlagen

(Ziffer 2 aus *Der Prüfenieur* Heft 21, Oktober 2002)

Die Ausführungsunterlagen müssen den konkreten Ausführungsfall objektbezogen richtig und vollständig behandeln. Querverweise auf Ausführungsunterlagen anderer Ausführungsbeispiele, die gegebenenfalls als Kopie beigelegt werden, sind nicht anzuerkennen, auch dann nicht, wenn diese gleiche oder vergleichbare Belastungen oder statische Systeme aufweisen.

Umrechnungsfaktoren und Vergleiche mit Berechnungen anderer Objekte können nur in Sonderfällen nach vorheriger Abstimmung mit Bauaufsicht und Prüfenieur als Ausführungsunterlagen akzeptiert werden.

4 Montage-, Vershub- und Rückbauzustände

Die Prüfung und Überwachung von Montage-, Rückbau- und Vershubzuständen gehört im Regelfall nicht zum Aufgabenbereich des Prüfenieurs.

Dies ist im Ausnahmefall, zum Beispiel bei öffentlichem Verkehr unter oder unmittelbar neben dem Traggerüst, gesondert schriftlich zu vereinbaren.

Für diese Bauzustände sind auch die berufsgenossenschaftlichen Sicherheitsvorschriften zu beachten.

5 Verbindlichkeit von Zulassungen, Einhaltung von Ergebnissen der Typenprüfungen

Die Übereinstimmung einer verwendeten Zulassung oder Typenprüfung mit der DIN EN 12812 muss gegeben sein! Das Mischungsverbot erlaubt nicht, Zulassungen oder Typenprüfungen nach DIN 4421 zu verwenden, wenn der Tragwerksplanung die neue Norm zugrunde gelegt wird.

- Abweichungen von Zulassungen sind grundsätzlich nicht möglich.
- Die Forderungen aus Typenprüfungen sind uneingeschränkt einzuhalten.

Eine Abweichung von einer Typenprüfung ist nur durch einen in sich vollständigen Nachweis des Einzelfalls möglich, wobei wegen der Verantwortlichkeit des Aufstellers keine Verweise auf die Typenprüfung zulässig sind.

Ein vertikaler Verband zwischen Spindelkopf und Stützenkopf kann beispielsweise nicht als konstruktiver Ersatz für Überschreitungen der maximal zulässigen Ausdrehlängen angesehen werden.

6 Anerkennung firmeneigener Versuche als Verwendbarkeitsnachweis von Bauteilen

Nach ZTV-ING: 2013 2014/12 Teil 6, Abschnitt 1, Kap. 2, Absatz 4 [10], DIN EN 12812, Abschnitt 9.5.2 [6], DIN EN 12811-3 [5] sowie Abschnitt 9.5.2 AwR [1], können diese nur bei einer anerkannten Prüfstelle durchgeführt werden, es sei denn, es wird in Abstimmung mit der Bauaufsicht einvernehmlich anders entschieden.

7 Planmäßiger Systemwechsel vor der eigentlichen Belastung des Traggerüsts

Ein planmäßiger Systemwechsel nach der Endmontage und vor dem Betonieren des Gerüsts ist nur erlaubt, wenn eine statisch abgesicherte Arbeitsanweisung vorliegt. Darüber hinaus muss eine verantwortliche Person benannt sein, die die Maßnahmen überwacht und deren planmäßige Umsetzung dokumentiert.

Dieses gilt zum Beispiel für eine Festpunktänderung bei Brücken mit Arbeitsfugen, wenn das Traggerüst kurz vor dem Betonieren an dem vorhergehenden Überbauabschnitt befestigt wird.

8 Berücksichtigung von Lastexzentrizitäten bei Flachgründungen

Außermittigkeiten von Stützen auf Gründungen lassen sich baupraktisch nicht vermeiden. Eine generelle Exzentrizitätsbegrenzung als Vorgabe für die zu erstellenden Nachweise ist nicht sinnvoll, weil damit Ausführungen mit großer Maßgenauigkeit benachteiligt würden.

Daher wird empfohlen, für jeden Einzelfall eine maximale Lastexzentrizität für die Gründung festzulegen.

Diese ist bei allen maßgebenden Nachweisen anzusetzen und auf den Ausführungszeichnungen ausdrücklich anzugeben.

Der festgelegte Maximalwert der Exzentrizität dient dann als oberer Grenzwert für die Ausführung. Seine Einhaltung ist bei der Überwachung und Überprüfung zu kontrollieren; das Ergebnis ist im Ausführungsprotokoll zu dokumentieren.

9 Weiterleitung des horizontalen Betonierdrucks

Die Ableitung des Betonierdrucks auf die Schalung ist bis zum Kurzschluss mit einem gegenüberliegenden Schalungsteil oder in ein geeignetes äußeres Auflager zu verfolgen.

Bei der Abschlussschalung des Brückenendes kommt hierfür zum Beispiel folgende Lösung in Betracht: Druck auf Seitenschalung wird über Abstützungen ins Widerlager abgegeben, Druck auf Frischbetonkörper

wird über Bodenplattenschalung von der Längsfesthaltung der Trägerlage aufgenommen. Insbesondere bei Bauwerken mit schiefen Brückenenden ist dieser Einfluss sowohl bei der Schalung der Hauptträgerstege aber auch bei der Schalung des Überbauabschlusses konsequent zu verfolgen.

Auch bei einseitig fortschreitendem Betonieren, zum Beispiel von Tunnelrahmen, ist zwischen dem Vorabschnitt und dem Traggerüst des Betonierabschnitts Zugkurzschluss herzustellen, sofern nicht Gleichgewicht auf andere Art hergestellt wird.

10 Ersatzlast $V/100$ und Horizontalkräfte aus Imperfektionen

Beim statischen Nachweis müssen sowohl $H = V/100$ als horizontale Ersatzlast entsprechend DIN EN 12812, Abschnitt 8.2.2.2 [6], als auch zusätzliche Horizontallasten aus geometrischen Imperfektionen entsprechend DIN EN 12812, Abschnitt 9.3.4.2 [6] berücksichtigt werden. Beide sind in jeder beliebigen Richtung möglich. Winkelabweichungen aus ungenauer Montage bzw. aus Vorverformungen gelten als Imperfektion.

Sofern der Prüfenieur im Überprüfungsprotokoll ausdrücklich die Einhaltung der zulässigen Grenzwerte für die geometrischen Imperfektionen bestätigen soll, wird empfohlen, dass er sich vom Bauleiter eine Bescheinigung geben lässt, in der dieser die gemessenen Imperfektionen verantwortlich unterschrieben zusammengestellt und den zulässigen Werten gegenübergestellt hat. Dies sollte im Ausführungsprotokoll Formblatt A6.1.1 der ZTV-ING – Teil 6 Bauverfahren, Abschnitt 1, Traggerüste, vermerkt werden.

Anhand dieser Zusammenstellung kann der Prüfenieur dann – nach entsprechender Stichprobenartiger Kontrolle – bestätigen, dass die vorhandenen Imperfektionen durch die Ansätze der Statik erfasst sind.

11 Windlastreduzierung in besonderen Fällen

Eine Windlastreduzierung kann – wenn die Bauaufsichtsbehörde zustimmt – in Ausnahmefällen (sofern die volle Windlast nach DIN 1991-1-4 [2], ZTV-ING Abschn. 1.1 (10)[10], beziehungsweise DIN 12812, Tab. 1 [6] zu einer unangemessenen Härte führen würde), akzeptiert werden, wenn sichergestellt wird, dass nur bis zur dort genannten Windstärke gearbeitet wird. Die windtechnischen Daten für den maßgebenden Zeitraum müssen unmittelbar vor dem Betonieren von einem meteorologischen Institut bestätigt sein.

Die Windlast auf Traggerüste kann entsprechend DIN 1991-1-4, Kapitel 7 (Baukörper) ermittelt werden.

12 Wahl der Festkopfhaltungen von Pendeljochen

Es dürfen nur geeignete Festhaltepunkte gewählt werden.

In der Regel sollen Jochträger direkt am Widerlager beziehungsweise Pfeiler zug- und druckfest verankert werden.

GERÜSTBAU

Erfolgt die Festhaltung indirekt über die Längsträger an deren Überständen über die Auflager hinaus, so sind die zu erwartenden Trägerverformungen (Hebungen aus den Auflagerdrehwinkeln) zu berücksichtigen, wobei der Einfluss mit größer werdenden Trägerüberständen über die Auflager wächst.

13 Im Grundriss schräg angeordnete Pendeljoche

Werden Joche im Grundriss schräg angeordnet, sind die Einwirkungen aus Wind in die Komponenten der Richtungen zu zerlegen, in denen eine Lastaufnahme möglich ist. Diese sind in der Regel die Jochrichtung und die Richtung der Längsträgerlage.

Ergibt sich an Jochen aufgrund der gewählten Konstruktion eine Längsverschiebung Δl der Trägerlage, so ist die Horizontalaussteifung der Joche für die Kräfte nachzuweisen, die sich aus einer Verschiebung in Jochachse von $\Delta l \cdot \cos \alpha$ (α = Winkel $\leq 90^\circ$ zwischen Joch und Längsträger) ergeben. Kräfte aus äußeren horizontalen Einwirkungen (Wind, horizontale Ersatzlast) dürfen hierauf angerechnet werden, wobei die horizontale Scheibensteifigkeit der Schalung bei dieser Grenzbetrachtung außer Ansatz bleibt.

14 Anwendung der steifenlosen Bauweise des Stahlbaus (DIN 1993-1-1:2010-12)

Die Grundsätze der steifenlosen Bauweise können auch im Traggerüstbau angewendet werden, wenn die Auflagerung wie in DIN EN 1993-1-5: 2010-12, Abschnitt 6.2 [4a] beschrieben, konstruiert wird.

Insofern ist die Erfüllung der stahlbaulichen Voraussetzungen in jedem Einzelfall nachzuweisen. Die steifenlose Bauweise sieht nur Kräfte in der Stegebene vor. Nicht zu erfüllen ist diese Voraussetzung beispielsweise bei Kopf- und Fußträgern von Stützenjochen, wenn dort Lastexzentrizitäten infolge der V-Lasten unvermeidbar sind.

Für Längsträger ist die Voraussetzung beispielsweise nur erfüllt, wenn die H-Kraftableitung durch gesonderte Konstruktionen nachgewiesen wird und sich aus der Schalungskonstruktion keine ungewollten Lastexzentrizitäten ergeben.

15 Kippsicherung von Stahlprofilträgern

Fragen der örtlichen Lastenleitung in die Profile im Auflagerbereich werden hier nicht behandelt. Diese sind in jedem Einzelfall gesondert statisch zu untersuchen, Kapitel 14 ist hierbei zu beachten.

Die folgenden Regeln gelten darüber hinaus nur für rechtwinklige Trägerauflagerungen (zum Beispiel Längsträger/Jochträger). Bei schiefen Systemen sind bei der konstruktiven Ausbildung Zusatzüberlegungen erforderlich.

15.1 Vertikale Verbandsscheiben zwischen den Trägern

- Stahlbaumäßige Verbindung an den Orten der Auflagerlinien zwischen den Obergurten der Träger mit Aussteifung an den Enden

(Diagonalstab mit Eckschott zur Aufnahme der Umlenkkräfte) (Abb. 1). Diese Konstruktion verhindert sowohl die Querverschiebung v als auch die Verdrehung ϕ_x der einzelnen Träger.

- Verbände aus Kanthölzern mit Verspannung der Träger untereinander (Abb. 2). Voraussetzung hierfür ist, dass die Kanthölzer sorgfältig zwischen den Stegen eingepasst und verkeilt sind, die Verkeilungen müssen gesichert werden und während der Belastung des Gerüsts fest sitzen. Die Spannstäbe sind nach Einbau der Kanthölzer gleichmäßig festzuziehen. Hier wird nur die Verdrehung der einzelnen Träger behindert.

- Rohrkupplungsverbände aus Rohrkreuzungen zwischen den Trägern (Diagonalen) und Gurtrohren oberhalb und unterhalb der Träger (Abb. 3). Als Verbindungsmittel der Rohre werden Drehkupplungen verwendet. Die Gurtrohre müssen beidseitig unverschieblich an den Flanschen der Träger angeklemt oder angeschraubt werden. Die Abstände der Diagonalanschlüsse an den Gurtrohren dürfen gemäß DIN EN 12812, Abschn. 9.4.2.3.1 [6] das Maß von 16 Zentimeter

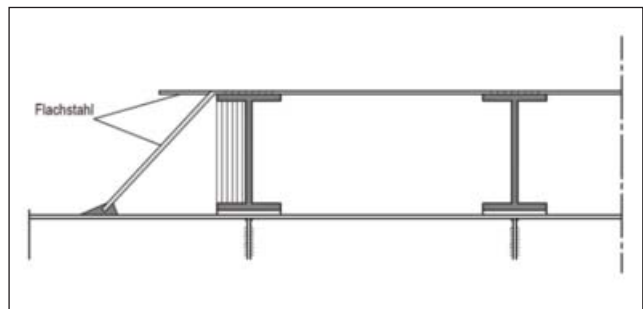


Abb. 1: Kippsicherung am Auflager durch zugstabilisierende Flachstähle

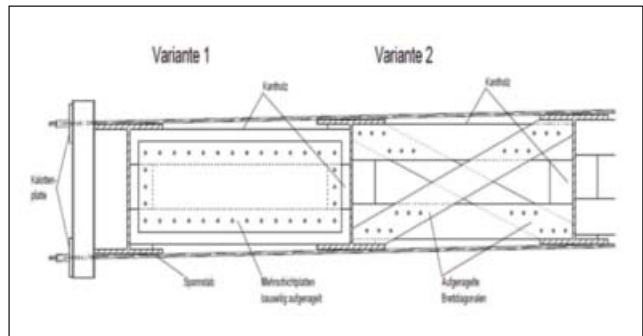


Abb. 2: Kantholzverband mit Verspannung als Kippsicherung im Feld und/oder Auflager

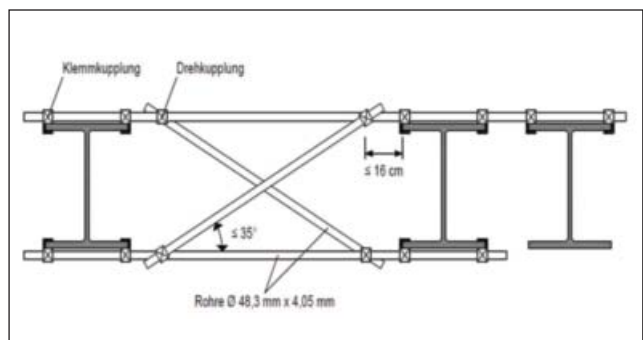


Abb. 3: Rohr-Kupplungs-Verband als Kippsicherung im Feld und/oder an den Auflagern

nicht überschreiten. Auch hier wird nur die Verdrehung behindert. Eine optimale Steifigkeit der Auskreuzung wird bei Winkeln $\leq 35^\circ$ zwischen Diagonalen und Gurten erreicht. Dieser Verband ist nur bei Trägern gleicher Höhe und Neigung (nicht abgetrept) möglich.

15.2 Ausschottungen der Träger

■ Entsprechend DIN 993-1-1:2010-12 [4b] sind bei Profilträgern Bleche einzuschweißen, sofern Ausschottungen erforderlich sind. Diese Forderung kann zur Herstellung der Kippsicherung durch Gabellagerung eingeschränkt werden auf eine notwendige horizontale Aussteifung vom Obergurt gegenüber dem Untergurt. Die Mindestdicke der Ausschottungsbleche muss zehn Millimeter betragen. Sie sind mit Kehlnähten $a \geq 4$ mm vollständig an Gurte und Steg des Walzprofils einzuschweißen.

■ Werden Ausschottungen von Profilträgern – auch halbseitige – nicht zentrisch über den Auflagerlinien angeordnet, so kann nach [9] eine Tragkraft, die gegenüber der bei ideeller Gabellagerung um fünf Prozent vermindert ist, zugrunde gelegt werden. Folgende Voraussetzungen sind dabei einzuhalten:

- Abstand der Ausschottung von Auflagerlinie ≤ 30 cm,
- Profilträger ≤ 500 mm Höhe; mindestens der Reihe HE-B,
- Querlast rechtwinklig zum Steg $\leq 5,5$ % (einschl. 2 % aus Imperfektion) der gleichzeitig wirkenden Last in Stegebene,
- Stützweite des Profilträgers ≥ 20 -fache Trägerhöhe,
- Trägerüberstand über Auflager $\geq$ Trägerhöhe.

Ist eine der Voraussetzungen nicht erfüllt, können die Traglasten nur aufgrund genauerer Untersuchungen festgelegt werden.

15.3 Zur Kippsicherung ungeeignete Maßnahmen

■ Beidseitig zwischen die Flansche eines Trägerprofils eingepasste Rohrstützen oder Spindeln stellen Pendel dar. Sie können ein seitliches Ausweichen des oberen Trägerflansches nicht wirksam verhindern. Bei auf andere Weise unverschieblicher Halterung der Flansche sind sie nur zur zentrischen Kraftdurchleitung zum Beispiel bei Fußträgern oder zur Aufnahme der Umlenkraft bei Kippsicherung entsprechend **Abb. 1** geeignet.

■ Hartholzauскеilungen von Profilträgern sind wegen der nur aufwendig zu erreichenden Passgenauigkeit, der Schwind- und Quellmaße der Hölzer sowie der unmöglichen Keilsicherung auch zur Kraftdurchleitung auszuschließen.

16 Ausführung von in den Fundamenten einbetonierten Verankerungen

Häufig werden Bewehrungsseisen beziehungsweise Spannstähle als Verankerungen für Zugabspannungen von Stützenjochen in die Fundamente einbetoniert. Es wird empfohlen, diese Systeme nicht zu verwenden, da die erforderliche Maßgenauigkeit (zum Beispiel Neigungswinkel) und der genaue Einbauort beim Betonieren der Fundamente erfahrungsgemäß noch nicht endgültig feststeht und außerdem die Geometrie nur sehr schwer eingehalten werden kann.

17 Wiederholte Verwendung von ungeschützten Spannstählen $du = 15,1$ mm

Gegen die wiederholte Verwendung von ungeschützten Spannstählen bestehen keine Bedenken, wenn eine optische Überprüfung keine Mängel ergibt. Schäden durch mehrfache Verwendung solcher ungeschützten Stäbe sind bisher nicht bekannt. Für Abhängungen, zum Beispiel an Koppelfugen, sind grundsätzlich nur neue ungebrauchte Spannstähle einzusetzen.

18 Anforderungen an zusammengesetzte Stützen aus Stahlwalzprofilen

■ Einzelstützen aus Stahlwalzprofilen mit angeschweißten Fußplatten können wegen der relativ kleinen Fußplattenabmessungen und der rechnerisch schwer erfassbaren Nachgiebigkeit der Mörtelfuge und des Fundamentes nicht ohne weiteres am Fußpunkt als eingespannt angenommen werden. Solche Stützenfußpunkte müssen daher in der Regel im statischen System des Einzelknickstabes nach Theorie 2. Ordnung rechnerisch als Gelenkpunkte angesetzt werden.

Sind gleichzeitig horizontale Wege des Stützenkopfes aus Pendelwirkung nicht auszuschließen, darf die drehbehindernde Wirkung der Stützenfußplatte nur vernachlässigt werden, wenn besondere Maßnahmen für eine gelenkige Lagerung dort vorgesehen sind. Vereinfacht können die Schnittgrößen als Einzelknickstab nach Theorie 2. Ordnung (Annahme Gelenk im Stützenfußpunkt) und die Schnittgrößen aus Pendelwirkung (Annahme Einspannung am Stützenfußpunkt) ungünstig superponiert werden.

■ Kopfplattenstöße von Stützenschüssen sind nur dann Kontaktstöße im Sinne der DIN EN 1993-1-1 [4a], wenn die Kopfplatten in den Stoßfugen parallel und winkeltreu sind. Bei Abweichungen hiervon ist eine entsprechende ungewollte gegenseitige Winkelverdrehung der gestoßenen Bauteile zueinander zu berücksichtigen. Die Einhaltung der rechnerischen Vorgaben ist vor Ort, zum Beispiel durch Spaltnmessungen in den Stoßfugen, zu kontrollieren. Während derartige Abweichungen von den Bedingungen für Kontaktstöße nach DIN EN 1993-1-1 [4a], bei Einzelstützen (Pendelstützen) durch die erläuterten rechnerischen Vorgaben erfasst werden können, muss bei Rahmenstützen, das sind durch eingeschweißte Diagonalen und Riegel verbundene Einzelstützen, die Einhaltung der nach DIN EN 1993-1-1 [4a], geforderten Toleranzen in der Rahmenebene streng erfüllt sein. Auf eine darüber hinausgehende Lastexzentrität aus Stoßquerversatz kann nur verzichtet werden, wenn durch passgenaue Verschraubung der Kopfplatten ausgeschlossen ist, dass die gestoßenen Stützteile querversetzt sind.

■ An Stützenköpfen sind Außermittigkeiten zwischen Stützenachse und aufliegenden Bauteilen (Absenkeile beziehungsweise Pressen, Jochträger, Zentrierleisten) nicht zu vermeiden. Hierfür sind realistische Größen in die statische Berechnung einzuführen, deren Einhaltung vor Ort zu kontrollieren ist. Gemäß DIN EN 12 812, Ziffer 9.3.6 letzter Absatz sind hier jeweils mindestens fünf Millimeter anzusetzen, wenn nicht nachweisbar kleinere Außermittigkeiten sichergestellt sind.

■ Beim Knicksicherheitsnachweis für die Einzelstütze ist zusätzlich zu den ungewollten Außermittigkeiten gemäß den beiden vorgenann-

ten Punkte die Vorverformung affin zur Knickfigur entsprechend DIN EN 12 812, Ziffer 9.3.4.1 einzuführen.

- Die Knicklänge von Stützen als Einzelstützen (Pendelstützen) reicht vom Fußpunkt in OK Fundament bis zur Kippleiste zwischen Längsträger und Jochträger des Traggerüstes, schließt also zwischen Stützenkopf und Jochträger angeordnete Absenkeile (beziehungsweise Pressen) und den Jochträger selbst (eventuell Trägerstapel) mit ein, sofern nicht durch andere konstruktive Maßnahmen eine andere Knickfigur erzwungen wird.

Wegen der Gelenkwirkung der Absenkeile (beziehungsweise Pressen mit Kugelkalotten) werden in solchen Fällen planmäßige Überbrückungen solcher Gelenke zur Herstellung des durchgehend biegesteifen Druckstabes erforderlich. Diese müssen statisch eine ausreichend biegesteife Verlängerung der Stützen bis zur Kippleiste der Traggerüstlängsträger bilden, wobei die Lagerung und Steifigkeit der überbrückenden Bauteile, zum Beispiel U-Profile, und Nachgiebigkeiten eventueller Durchspannungen im statischen System des Knickstabes zu erfassen sind. Zum Nachweis der Standsicherheit ist eine Berechnung unter γ -facher Belastung nach Theorie 2. Ordnung erforderlich.

- Der Absenkvorgang des Traggerüstes mittels zwischen Stützenkopf und Jochträger angeordneter Absenkeile (oder Pressen) kann häufig nur durch Lösen der überbrückenden Bauteile ausgeführt werden. Dies kann dann zu einer statischen Unsicherheit des Tragverhaltens der Stütze zum Zeitpunkt zwischen Lösen und Absenken führen, sofern sie weiter unter Last steht. Ist also eine Teilabsenkung des Traggerüstes erforderlich und muss somit das Gerüst während des Absenkvorganges und danach voll standsicher bleiben, sind besondere Maßnahmen zu treffen.

19 Überwachungen

Es hat sich wegen der besseren Zugänglichkeit als zweckmäßig erwiesen, dass eine stichprobenweise Kontrolle des Traggerüstes bis Oberkante Trägerlage durch den Prüfenieur vor Aufbringen der Schalung vorgenommen wird. Dazu muss ihm das Ausführungsprotokoll der ausführenden Firma gemäß ZTV-ING Teil 6 – Bauverfahren, Anhang A, Traggerüste, für diesen Teil vorliegen.

Dadurch wird allerdings eine weitere abschließende stichprobenweise Kontrolle der Gesamtkonstruktion einschließlich Schalungskonstruktion nicht hinfällig. Dabei sind neben der Überprüfung der gesamten Konstruktion insbesondere die Überhöhungsleisten auf den Stahlträgern oder Rüstbindern auf zentrische Anordnung zu überprüfen.

Literatur

- [1] Deutsches Institut für Bautechnik: Anwendungsrichtlinie für Traggerüste nach DIN EN 12812, Fassung Aug. 2009, Mitt. 6/2009
- [2] DIN EN 1991-1-4: 2010-12: Einwirkungen auf Tragwerke, Teil 1-4, Allgemeine Einwirkungen Windlasten, Berlin, 2010
- [3] DIN EN 1992-1-1: 2011-01: Bemessung und Konstruktion von Stahlbeton- und Spannbetonbauwerken, Teil 1-1, Allgemeine Bemessungsregeln und Regeln für den Hochbau und Nationaler Anhang (NA) – national festgelegte Parameter Kommentar Fingerloos, Hegger, Zilch, Ernst & Sohn Berlin, 2011
- [4a] DIN EN 1993-1: 2010-12: Bemessung und Konstruktion von Stahlbauten, Berlin, 2010
- [4b] DIN EN 1993-1-5: 2010-12: Allgemeine Bemessungsregeln und Regeln für den Hochbau, hier Bauteile aus ebenen Blechen mit Beanspruchung in der Blechebene, Berlin, 2010
- [5] DIN EN 12811-3: 2002 (D): Temporäre Konstruktionen für Bauwerke, Teil 3, Versuche zum Tragverhalten, Berlin
- [6] DIN EN 12812: 2008-12: Traggerüste – Anforderungen, Bemessung und Entwurf, Berlin, 2008
- [7] Hertle, R: DIN EN 12812: 2008 – die europäische Norm für den Traggerüstbau; *Der Prüfenieur* 37 (Oktober 2010), S. 54
- [8] Schmiedel, U. et al.: Empfehlungen der Prüfeniure für die Prüfung von Traggerüsten; *Der Prüfenieur* 21 (Oktober 2002), S. 68
- [9] Weyer, U.; Uhlen Dahl J. und Zichner, T.; Küchler, M.: Traglasten von Trägern aus Stahlwalzprofilen unter Berücksichtigung nicht zentrierter Auflagersteifen; *Der Prüfenieur* 21 (Oktober 2002), S. 53
- [10] ZTV-ING: 2014/12: Zusätzliche Technische Vertragsbedingungen und Richtlinien für Ingenieurbauten, Teil 6 Bauverfahren, Abschnitt 1 Traggerüste, Bundesanstalt für Straßenwesen, 4/2013

Hinweis: Die in diesem Beitrag erwähnten Artikel der Literaturstellen [7], [8] und [9] in den Ausgaben 20 (April 2002), 21 (Oktober 2002) und 37 (Oktober 2010) des *Prüfenieurs* können auf der Website der Bundesvereinigung der Prüfeniure für Bautechnik (BVPI), die den *Prüfenieur* herausgibt, als PDF heruntergeladen werden.

[www.bvpi.de/Aktuelles/Der Prüfenieur](http://www.bvpi.de/Aktuelles/Der_Prufer)

HERAUSGEBER

Bundesvereinigung der Prüfen Ingenieure für Bautechnik e.V.
 Dr.-Ing. Markus Wetzel, Kurfürstenstr. 129, 10785 Berlin
 E-Mail: info@bvpi.de, Internet: www.bvpi.de

ISSN 1430-9084

REDAKTION

Redaktionsbüro Werwath, Drachenfelsstraße 39 A, 53604 Bad Honnef-Rhöndorf
 Tel.: 0 22 24/9 69 79 01, E-Mail: RedaktionsBueroWerwath@t-online.de

TECHNISCHE KORRESPONDENTEN

Baden-Württemberg: Dr.-Ing. Frank Breinlinger, Tuttlingen

Bayern: Dr.-Ing. Markus Staller, Gräfelfing

Berlin: Dipl.-Ing. J.-Eberhard Grunenberg, Berlin

Brandenburg: Prof. Dr.-Ing. Gundolf Pahn, Herzberg

Bremen: Dipl.-Ing. Ralf Scharmann, Bremen

Hamburg: Dipl.-Ing. Horst-Ulrich Ordemann, Hamburg

Hessen: Dr.-Ing. Ulrich Deutsch, Frankfurt am Main

Mecklenburg-Vorpommern: Dr.-Ing. Günther Patzig, Wismar

Niedersachsen: Dipl.-Ing. Wolfgang Wienecke, Braunschweig

Nordrhein-Westfalen: Dr.-Ing. Wolfgang Roeser, Aachen

Rheinland-Pfalz: Dipl.-Ing. Günther Freis, Bernkastel-Kues

Saarland: Dipl.-Ing. Gerhard Schaller, Homburg

Sachsen: Dr.-Ing. Klaus-Jürgen Jentzsch, Dresden

Sachsen-Anhalt: Dr.-Ing. Manfred Hilpert, Halle

Schleswig-Holstein: Dipl.-Ing. Kai Trebes, Kiel

Thüringen: Dipl.-Ing. Volkmar Frank, Zella-Mehlis

BVPI/DPÜ/BÜV/vpi-EBA: Dipl.-Ing. Manfred Tiedemann

DRUCK

Vogel Druck und Medienservice, Leibnizstraße 5, 97204 Höchberg

DTP

Satz-Studio Heimerl, Scherenbergstraße 12, 97082 Würzburg

Die meisten der in diesem Heft veröffentlichten Fachartikel sind überarbeitete Fassungen der Vorträge, die bei den Arbeitstagungen der Bundesvereinigung der Prüfen Ingenieure für Bautechnik gehalten worden sind.

Der Inhalt der veröffentlichten Artikel stellt die Erkenntnisse und Meinungen der Autoren und nicht die des Herausgebers dar.

„Der Prüfen Ingenieur“ erscheint mit zwei Ausgaben pro Jahr. Bestellungen sind an den Herausgeber zu richten.

Auflage: 5000 Exemplare

