

Der Prüferingenieur

Ausgabe 62 / Mai 2023

Interview

Sobek: Die Planer müssen die ökologischen Konsequenzen ihres Handelns reflektieren

Betonbau

Der Forschungsbau CUBE hat die Praxistauglichkeit von Carbonbeton eindrucksvoll demonstriert

Brandschutz

Der Brandschutz nach DIN 18009 und die Folgen für die Kooperation von Brandschutz und Standsicherheit



Die Gebäude in Deutschland sind sicher

Nach dem schlimmen Erdbeben in der Türkei fragen sich Bürgerinnen und Bürger in Deutschland, ob solche Katastrophen auch bei uns möglich sind. Doch die Experten beruhigen: Das System der unabhängigen bautechnischen Prüfung, das sogenannte Vier-Augen-Prinzip, hat sich in Deutschland so eklatant bewährt, dass solche Katastrophen, wie sie sich in der Türkei ereignen, als ausgeschlossen gelten.



Foto: Tobias Hase

Prof. Dr.-Ing. Norbert Gebbeken Prüfsingenieur für Bautechnik; Präsident der Bayerischen Ingenieurkammer-Bau; von 1995 bis 2019 Professor für Baustatik an der Universität der Bundeswehr München; Gründer und Sprecher des Forschungszentrums RISK (Risiko, Infrastruktur, Sicherheit und Konflikt) der Universität der Bundeswehr München

Nach dem Erdbeben in Mittelitalien vom 24. August 2016 mit 299 Toten müssen wir nun ein weiteres verheerendes Erdbeben in Europa zur Kenntnis nehmen; das Erdbeben in der Türkei vom 6. Februar 2023 mit über 51.000 Toten, mehr als 130.000 Verletzten und einem sächlichen Schaden an der baulichen Infrastruktur von vermutlich 400 Milliarden Euro. Das andauernde menschliche Leid und die posttraumatischen Belastungsstörungen können heute noch gar nicht ermesst werden. Und wir fragen uns, wie so eine Katastrophe in einem technologisch und wirtschaftlich prosperierenden Europa möglich ist.

Die Türkei hat in Forschung und Praxis hervorragende Erdbebenspezialisten, eine Erdbebennorm auf dem neuesten Stand der Technik, und türkische Firmen bauen auch im Ausland erdbebenangepasste Gebäude und bauliche Infrastrukturen in höchster Qualität. Die Geophysiker und Seismologen in der Türkei haben die Gefahrenzonen identifiziert und in der Vergangenheit immer wieder auf bevorstehende Erdbeben hingewiesen. Seit 2010 hatten sich in der Türkei bereits neun stärkere Erdbeben mit circa 900 Toten ereignet.

Nach dem jüngsten Erdbeben wurden inzwischen über 200 „Bauunternehmer“ wegen Pfuschs am Bau und Korruption verhaftet. Offensichtlich funktioniert die Kontrolle am Bau in der Türkei in zu großem Ausmaß nicht.

Journalisten haben im Zuge ihrer Berichterstattungen gefragt, ob so etwas auch in Deutschland möglich sei. Viele Bürger stellten sich diese Frage auch und kontaktierten zum Beispiel besorgt das Bundesamt für Bevölkerungsschutz und Katastrophenhilfe.

Sie kann man beruhigen. Aufgrund von statistischen Daten über Bauwerkseinstürze können wir sagen, dass die Gebäude in Deutschland sicher sind. Deutschland hat mit der Schweiz die sicherste bauliche Infrastruktur der Welt.

Wie kommt es dazu?

Das liegt vor allem an unseren Bauordnungen und daran, wie sie umgesetzt werden. Wir haben das sogenannte Vier-Augen-Prinzip, nach dem Prüfsingenieure die Planung und die Ausführung unabhängig überwachen. Zusätzlich kontrollieren Architekten, Tragwerksplaner und Bauleiter ihre zu erbringenden Leistungen. Für Sonderbauten hat sich die hoheitliche Prüfung durch Prüfsingenieure oder Prüfsachverständige in Deutschland im Hinblick auf eine erfolgreiche Gefahrenabwehr bewährt, wie die Statistiken zeigen.

Architekten, Tragwerksplaner und unabhängige Prüfer sind Freiberufler. Die Freien Berufe erbringen persönliche, eigenverantwortliche und fachlich unabhängige Dienstleistungen höherer Art im Interesse der Allgemeinheit und der Auftraggeber. Freiberuflich Tätige sind nicht gewerblich tätig, sie beraten und agieren unabhängig von Produkt- und Lieferinteressen.

Zusätzlich werden Prüfsingenieure von den zuständigen Länderministerien geprüft, anerkannt und überwacht. Für die Abrechnungen gibt es eine Gebührenordnung (PrüfVBau), die einen Preiswettbewerb verhindert. Die Abrechnungen erfolgen über eine Behörde oder über eine Abrechnungsstelle.

Hoheitlich tätige Prüfsingenieure haben ein Vertragsverhältnis mit der unteren Bauaufsichtsbehörde, nicht mit der Bauherrschaft. Dadurch entsteht eine klare Unabhängigkeit von den sonst noch am Bau Beteiligten. Diese administrative Konstruktion der Bauüberwachung führt dazu, dass wir in Deutschland sehr sicher bauen.

Wir Prüfsingenieure haben uns dazu verpflichtet, Gefahren für Leben und körperliche Unversehrtheit abzuwenden (MBO, LBO, GG Art. 2 Satz (2)). Und das gelingt uns in Deutschland sehr gut in Bezug auf die bauliche Infrastruktur. Dieses bewährte System ist eine Blaupause, die in alle europäischen Länder exportiert werden sollte, um Menschen zu schützen.

Es ist inakzeptabel, dass in Europa derartige Katastrophen passieren, die vermeidbar wären. Ich sehe hier das Europäische Parlament und die Europäische Kommission in der Pflicht, ihre Mitmenschen in den Mitgliedsländern, und solchen, die es werden wollen, zu schützen. Man darf sich nach einer derartigen Katastrophe nicht darauf berufen, dass Sicherheit eine nationalstaatliche Aufgabe sei; nicht nach dem Tod von mehr als 51.000 Menschen bei nur einer Katastrophe. Diese Menschen hätten nicht sterben müssen.

28

Für diese Platten ...



Foto: Bundesverband Spannbeton-Fertigdecken

... müssen, weil es Spannbetonhohlplatten sind, sachkundige Unternehmen besondere Sorgfalt aufwenden: Beschädigungen, die ihre Tragfähigkeit oder Gebrauchstauglichkeit beeinträchtigen können, dürfen in Betondecken und -dächer nicht eingebaut werden. Das schreibt eine neue Richtlinie des Deutschen Ausschusses für Stahlbeton für Betondecken vor.



Zum Titelbild

Mit dem Forschungsbau CUBE des Massivbau-Instituts der Technischen Universität Dresden (Professor Cube et. al.) hat das weltweit erste Gebäude, das mit ausschließlich nichtmetallischen Bewehrungen – vor allem aus Carbonfasern – für die Betonbauteile errichtet worden ist, seine praktische Bewährungsprobe bestanden. Carbonbeton ermöglicht ein sehr breites Einsatzgebiet, das am Gebäude in Form verwundener Schalenkonstruktionen sowie durch ebene Bauteile demonstriert wird (siehe Seite 21).

Foto: Maximilian Meisse, Fotografie, Berlin

Editorial

- 3 Die Gebäude in Deutschland sind sicher
Prof. Dr.-Ing. Norbert Gebbeken

Nachrichten

- 6 Arbeitstagung der Prüfengeineure für Bautechnik am 15. und 16. September in Hamburg: Vorträge über Bautechnik, Baurecht, Brandschutz
- 7 Im neuen Nationalen Anhang zu DIN EN 1991-1-4 werden jetzt viele Hinweise aus der Ingenieurpraxis berücksichtigt
Prof. Dr.-Ing. Mathias Clobes

- 8 Fortbildung Sachkundige Planer für den Schutz und die Instandhaltung von Betonbauwerken im November 2023 in Frankfurt

- 9 Die ersten national zugeschnittenen Teile des Eurocode 8 können von den Bundesländern jetzt eingeführt werden
Prof. Dr.-Ing. Ekkehard Fehling
Dr.-Ing. Jochen Schwarz

- 9 19. Fachtagung Konstruktiver Ingenieurbau des VDEI und der vpi EBA am 28. September in Berlin

- 10 Großer Erfahrungsschatz in Sachsen: 20 Jahre Bewertungs- und Verrechnungsstelle der Prüfengeineure für Bautechnik
Dipl.-Ing. Andreas Forner
Dipl.-Ing. Sebastian Leo

- 12 Rater Bautechnisches Seminar: Nachweise der grauen Emissionen eines Tragwerks werden zukünftig erforderlich sein
Dr.-Ing. Wolfgang Roeser

Nachwuchssuche: Informationsveranstaltung des EBA und der vpi-EBA für neue Prüfsachverständige im Eisenbahnbau

Interview

- 16 „Die Planer müssen die ökologischen Konsequenzen ihres Handelns erkennen und sich aktiv damit auseinandersetzen“
Werner Sobek über die klimaschädliche Wirkung der Bauwirtschaft „Wir müssen ökologische, ökonomische und soziokulturelle Gesamtlösungen suchen“

Für diese Arena ...

... ist ein ingenieurmäßiges Brandschutzkonzept erarbeitet worden, das erheblich von den bauordnungsrechtlichen Regelvorgaben abwich. Dabei hat sich gezeigt, dass die brandschutztechnische Ingenieurmethode von einer frühzeitigen Zusammenarbeit mit der Tragwerksplanung profitieren und das ressourcensparende Bauen fördern kann.



37

58 Für diese Brücke ...



Foto: Franz Brück

... wurde ein Schwerlastmodulfahrzeug eingesetzt, um sie, mitten in der Nacht, an Ort und Stelle bringen zu können. Sie ist eine der sieben Brücken für die Verlängerung der A 100, ein 2,5 Kilometer langes Trogbauwerk mit sechs Fahrspuren und einem 385 Meter langen Tunnel. Die Ingenieure dort mussten außergewöhnliche Probleme lösen – und (er)finden einfallsreiche Mittel.

Fachartikel

21 BETONBAU

Der Forschungsbau CUBE demonstriert eindrucksvoll die Praxistauglichkeit des innovativen Baustoffs Carbonbeton. In Dresden steht das weltweit erste Gebäude mit nichtmetallischen Bewehrungen / Carbonbeton eröffnet neue Einsatzgebiete in sehr ressourceneffizienter Bauweise
*Dr.-Ing. Michael Frenzel / David Sandmann M.Sc.
Prof. Dr.-Ing. Dr.-Ing. E.h. Manfred Curbach*

28 BETONBAU

Die neue Richtlinie des DAFStb für Betondecken und -dächer aus Fertigteilhohlplatten / Jahrzehntelange Erfahrungen mit Stahlbeton- und Spannbetonhohlplatten werden in einem gemeinsamen Dokument zusammengefasst
Dr.-Ing. Christoph Alfes / Dipl.-Ing. Mathias Tillmann

37 BRANDSCHUTZ

Der Brandschutz nach DIN 18009 und die Konsequenz für die Kooperation von Brandschutz und Standsicherheit / Anstelle des Nachweises einzelner Bauteile wird mit dieser Norm die auf die Schutzziel-Erfüllung ausgerichtete Planung in eine strukturierte Form gebracht
Prof. Dr.-Ing. habil. Gerd Geburtig

52 VERKEHRSBAU

Von null auf hundert: Die Autobahn GmbH des Bundes hat seit ihrer Gründung ein immenses Arbeitspensum bewältigt / Sie muss bis 2032 4500 Brückenteilbauwerke modernisieren und will dafür Methoden für die Systematisierung, Standardisierung und Digitalisierung der Planung entwickeln
Dipl.-Ing. Rainer Siegel

58 VERKEHRSBAU

Die Verlängerung der A 100 in Berlin: Im 16. Bauabschnitt sechs große Baulose für den Ingenieur- und Spezialtiefbau / Ein 2,5 Kilometer langes Trogbauwerk mit sechs Fahrspuren, einem Tunnel von 385 Metern Länge, vier Straßenbrücken und drei Eisenbahnüberführungen
Dipl.-Ing. (FH) Oliver Schmidt

67 MVV TB

Auswirkungen der MVV TB: Die Verwendbarkeit eines Bauprodukts erfordert besonders aufwendige Prüfungen / Weil das CE-Zeichen die Qualität von Bauprodukten nicht definiert, gibt es ein prinzipielles Prüf-Problem mit europäisch klassifizierten Bauprodukten
Dipl.-Ing. (FH) Bernd Stark

76 BRÜCKENBAU

Von der Datenerfassung bis zur Entscheidungsfindung: Jede Brücken-Überwachung bedarf einer Gesamtmethodik / Digitale Methoden bilden die Grundlage für den Übergang vom reaktiven zum vorausschauenden Brückenmanagement
Dr.-Ing. Ronald Schneider

84 WINDINGENIEURWESEN

Eine neue Norm für die Bestimmung von Windeinwirkungen zur Bemessung der Tragfähigkeit von Bauwerk und Bauteil Erste Einblicke in die Neuerungen im Entwurf für die Vornorm prEN1991-1-4:2024 / Viele Öffnungsklauseln für die Einarbeitung fundierter Regeln der Technik
Prof. Dr.-Ing. Rüdiger Höffer

92 Impressum

Arbeitstagung der Prüfengeieure für Bautechnik: Vorträge und Diskussionen über Bautechnik, Baurecht und Brandschutz

Am 15. und 16. September in Hamburg / Themen unter anderen: Forensic Engineering, Instandhaltung von Betonbauwerken, Brandschutz für Bahnanlagen und Baudenkmale

Die diesjährige Arbeitstagung der Bundesvereinigung der Prüfengeieure für Bautechnik (BVPI) wird am 15. und 16. September über den Dächern von Hamburg stattfinden, nämlich im Empire Riverside Hotel, dem bronzeverkleideten Turm des britischen Stararchitekten David Chipperfield mitten in St. Pauli – zwischen Hafen, Elbe und Reeperbahn. Die Mitglieder und Gäste dieser Tagung erwartet wieder eine sinnvoll und aktuell zusammengestellte Vortragsreihe und ein mit Bedacht ausgearbeitetes Begleitprogramm. Erstmals wird auf dieser Arbeitstagung auch über die Ermittlung der Ursachen und die Untersuchung von Fehlern im Hinblick auf die Leistung oder Lebensdauer von Bauteilen oder Konstruktionen referiert werden – ein Thema, das von zunehmender Bedeutung ist.

Die einzelnen Referate behandeln Themen der Bautechnik, des Baurechts, der Infrastrukturplanung und des Brandschutzes. Ergänzt werden diese Sujets mit Berichten über ausgewählte Projekte.

Im Einzelnen wird es folgende Beiträge geben:

- Aktuelles aus dem Deutschen Institut für Bautechnik (Dr.-Ing. Karsten Kathage, Vizepräsident des DIBt).
- Eine unterschätzte Disziplin: Forensic Engineering – die Ermittlung von Ursachen und die Untersuchung von Fehlern im Hinblick auf die Leistung oder Lebensdauer von Bauteilen oder Konstruktionen (Prof. Dr.-Ing. Robert Hertle, Gräfelfing).
- Die Planung der Instandhaltung von Betonbauwerken nach der Technischen Regel des DIBt (TR-1H) (Dipl.-Ing. Harald von Thaden, WTM-Engineers, Hamburg).
- Die Feste Femarnbeltquerung – Technische Herausforderungen eines europäischen Großprojekts (Silke Briebrecher, Ingenieurbüro Prof. Duddeck und Partner GmbH, Braunschweig, Dr.-Ing. Hans Scholz, WTM-Engineers Hamburg).
- Die Filstalbrücke – Herausforderungen für die bautechnische Prüfung (Dr.-Ing. Andreas Jähring, Büchting und Streit AG, Beratende Ingenieure VBI, München).
- Anwendung und Erfahrungen mit der Nachrechnungsrichtlinie für Kaimauern und Uferwände (Dipl.-Ing. Frank Feindt, Leiter der Statischen Prüfstelle Hafen und Fachdienste bei der Hamburger Hafenbehörde HPA).
- Brandschutzprüfung für Bahnanlagen (Dipl.-Phys. Monika Rosemann, Geschäftsführerin der Brandschutz Consult Leipzig).
- Praxisbeispiele für einen angemessenen Brandschutz für Baudenkmale (Prof. Dr.-Ing. habil. Gerd Geburtig, Inhaber der Pla-



Foto: Fotolia

MITTEN IN HAMBURG und mit Blick auf die Elbe wird die nächste Arbeitstagung der Bundesvereinigung der Prüfengeieure für Bautechnik durchgeführt werden – mit einer Reihe von aktuellen Fachvorträgen.

- nungsgruppe Geburtig, Architekten und Ingenieure, Ribnitz-Damgarten und Weimar).
- Beeinflussung von Rauch- und Wärmeabzugsanlagen durch PV-Anlagen (Dipl.-Ing. Bernd Konrath, Institut für Industrieaerodynamik, Aachen).
- Nachhaltige Ressourcennutzung (Annabelle von Reutern, Head of Business Development, Concular GmbH, Stuttgart).
- Quick-Wins für den Klimaschutz – Was ist heute unmittelbar für ein nachhaltigeres Bauen im Betonbau umsetzbar? (Prof. Dr.-Ing. Frank Fingerloos, Deutscher Beton- und Bautechnik-Verein, Berlin, TU Kaiserslautern, Lehrgebiete Sonderkapitel des Massivbaus, Dr.-Ing. Susanne Urban, Deutscher Beton- und Bautechnik-Verein, Berlin).
- Technische Herausforderungen beim Überseequartier, einem der begehrtesten Wohngebiete Hamburgs (Dr.-Ing. Markus Wetzel, Wetzel & von Seht, Hamburg, Dr.-Ing. Thomas Schadow WTM-Engineers GmbH, Hamburg).

Wie bei den Arbeitstagungen der BVPI üblich, gibt es nach den Fachvorträgen am letzten Tag der Tagung einen sogenannten Festvortrag. Dieses Jahr wird der weltweit mit verschiedenen Orchestern auftretende Dirigent Christian Gansch diesen Part bestreiten. Gansch ist nicht nur studierter Musiker, sondern auch Produzent und Coach für Führungskräfte. Sein Thema: *Viele Stimmen, ein Ziel – Das Orchester als Erfolgsmodell* wird ihm Mittel sein, um darzustellen, wie das konzertierte und konzentrierte Miteinander eines Orchesters unter der bestimmenden Leitung eines Dirigenten beispielgebend auch für abgestimmtes Handeln und Entscheiden in Wirtschaft und Industrie oder in großen Behörden sein kann.

Der beliebte Landesabend, der vom gastgebenden Hamburger Landesverband der Prüfengeieure für Bautechnik ausgerichtet wird, wird am Freitagabend in der Fischauktionshalle stattfinden, wo früher die anlandenden Fischer ihren Fang angeboten haben und wo heute Veranstaltungen aller Couleur und großen Stils durchgeführt werden.

Im neuen Nationalen Anhang zu DIN EN 1991-1-4 werden jetzt viele Hinweise aus der Ingenieurpraxis berücksichtigt

Die wesentlichen Änderungen des neuen Entwurfs für DIN EN 1991-1-4/NA zur Ermittlung von Windeinwirkungen auf Gebäude und ingenieurtechnische Anlagen

Der Unterausschuss Windlasten des Normenausschusses Einwirkungen auf Bauten (NA 005-51-02 AA) hat seit Erscheinen des Eurocode 1 Teil 1-4 (Einwirkungen auf Tragwerke) und seines Nationalen Anhanges (NA) zahlreiche Auslegungsanfragen der Normanwender beantwortet. Viele dieser Hinweise aus der Ingenieurpraxis wurden bei der turnusmäßigen Überarbeitung dieses Nationalen Anhangs auch berücksichtigt. Dieser überarbeitete NA zu DIN EN 1991-1-4, die als Ersatz für DIN 1055-4 eingeführt worden war und in Verbindung mit dem Nationalen Anhang die Ermittlung von Windeinwirkungen auf Gebäude und ingenieurtechnische Anlagen regelt, liegt seit Februar 2023 als Entwurf vor [1]. Nachstehend werden wesentliche Änderungen sowie deren Hintergründe kurz beschrieben.

Abschnitt 6.2: Strukturbeiwert von Schornsteinen

Im Grunddokument lag ein relevanter Fehler bezüglich der maximalen Schlankheit für den Entfall einer dynamischen Untersuchung vor. So dürfen dynamische Überhöhungen der Strukturantwort infolge Windturbulenz bei Schornsteinen nur dann vernachlässigt werden, wenn die Schornsteinhöhe 60 Meter nicht überschreitet und gleichzeitig dessen Schlankheit h/d kleiner ist als 6,5. Der Übersetzungsfehler im Grunddokument wurde im NA korrigiert.

Abschnitt 7.1.2: Umgang mit günstig wirkenden Windlasten

Bei den Windlastbildern in EN 1991-1-4 Abschnitt 7 handelt es sich um eine vereinfachende und zusammenfassende Darstellung der einhüllenden Druckmaxima, die im Windkanal beobachtet und unter einem variierenden Bereich von Anströmwinkeln gemessen wurden (siehe zum Beispiel Bild 7.5 der Norm). Die einzelnen Teile der Windlastbilder müssen somit nicht zeitgleich auftreten, und die Berücksichtigung günstig wirkender Teile bezüglich einer bestimmten Schnittgröße ist nicht konservativ.

Die Frage, ob, und wenn ja, wie günstig wirkende Windlasten bei der Tragwerksbemessung angesetzt werden dürfen, beschäftigt die Praxis, aber auch die Wissenschaft schon seit vielen Jahrzehnten. Letztendlich ist es nicht gelungen, eine einfache und sichere Regel zur Bestimmung dieser günstig wirkenden Windlastanteile zu finden. Die DIN 1055-4:2005-03 (Windlasten) hatte deshalb schon darauf verwiesen, dass günstig wirkende Windlastanteile nicht angesetzt werden dürfen. Diese Regelung wurde im Zuge der Überarbeitung jetzt wieder in den Nationalen Anhang aufgenommen:

NCI zu 7.1.2 Exzentrisch und günstig wirkende Drücke und Kräfte

Die nach dieser Norm ermittelten Windlasten wirken nicht unbedingt gleichzeitig auf allen Punkten der Wand- und Dachflächen eines Tragwerks. Der entsprechende Einfluss auf die betrachtete Reaktionsgröße ist daher ggf. zu untersuchen. Dies trifft insbesondere für weitgespannte Rahmen- und Bogen-tragwerke zu. Eine in der Regel konservative Abschätzung besteht darin, die günstig wirkenden Windlastanteile zu null zu ersetzen.

Abschnitt 7.3: Freistehende Dächer

Bei der Regelung für freistehende Dächer kam es in der Vergangenheit zu Unklarheiten darüber, wie die resultierenden Dachlasten (entsprechend Bild 7.17 der Norm) zu bestimmen sind, zum Beispiel für Gesamtstand-sicherheitsnachweise. Der Betrag jedes Lastpfeils in Bild 7.17 der Norm ergibt sich entsprechend dem nachstehenden Hinweis:

NCI zu 7.3 Bild 7.17

Die resultierende Windlast ist wie folgt zu berechnen

für den Lastansatz dargestellt in der linken Spalte von Bild 7.17

$$F_w = q \cdot c_f \cdot \frac{d}{2}$$

für den Lastansatz dargestellt in der mittleren und rechten Spalte von Bild 7.17

$$F_w = q \cdot c_f \cdot d$$

Abschnitt 7.4.1: Seitlich offene Baukörper

Die aus der DIN 1055-4 bekannte und bewährte Regelung für Innendrucke auf Gebäude mit einer oder zwei offenen Wänden wurde wieder übernommen. Da die Regelung zum Innendruck in Absatz 7.2.9 auf Absatz 7.4 verweist, wurde das Bild NA.1 in diesen Abschnitt eingefügt:

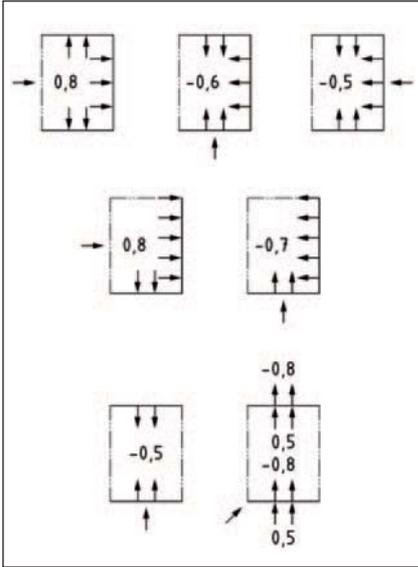


Bild NA.1: Druckbeiwerte auf die innen liegenden Oberflächen seitlich offener Baukörper

Anhang NA.N: Fuß- und Radwegebrücken

Welche Windlasten bei der Planung von Fußgängerbrücken anzusetzen sind, war bisher nicht geregelt. Insbesondere die Frage nach Wind auf das Verkehrsband führte bei diesen Brücken in der Praxis zu sehr unterschiedlichen Vorgehensweisen. Tatsächlich ist es so, dass mit der Anwesenheit von für das Tragwerk relevantem Fußgänger- oder Radverkehr auf einer Brücke bei einem 50-Jahres-Wind nicht gerechnet werden muss, schließlich lie-

Fortbildung Sachkundige Planer für den Schutz und die Instandhaltung von Betonbauwerken 2023 in Frankfurt

Am 10. November 2023 wird der Bau-Überwachungsverein (BÜV) seine in Fachkreisen bekannte und renommierte Fortbildungsveranstaltung für Sachkundige Planer für den Schutz und die Instandhaltung von Betonbauwerken an der University Of Applied Sciences in Frankfurt am Main durchführen.

Dies wird – nach über zweijähriger Corona-Pause – dann die zweite Präsenzveranstaltung für dieses Seminar sein, die erste fand, nachdem die Pandemie-Bestimmungen weitestgehend aufgehoben worden waren, am 13. September 2022 an der Hochschule in München statt.

Das Leitthema der Fortbildungsveranstaltung wird das Elektrochemische Instandsetzungsverfahren KKS sein (Chloridextraktion/Realkalisierung), das den Lehrgangsteilnehmern sowohl theoretisch als auch praktisch vermittelt werden wird. Als Referenten kommen renommierte Persönlichkeiten und ausgewiesene Experten vom Deutschen Ausschuss für Stahlbeton (DAfStb), vom Institut für Baustoffforschung (ibac) der Rheinisch-Westfälischen Technischen Hochschule Aachen, von der Frankfurt University Of Applied Sciences sowie aus Planungsbüros und aus der Wirtschaft zu Wort.

Der BÜV empfiehlt allen Interessierten, sich den Termin für diese Fortbildungsveranstaltung schon jetzt zu merken, denn er rechnet aus Erfahrung wieder mit einem vollen Haus, nämlich mit über 180 Teilnehmern und Referenten. Der hohen Erwartung dieser Teilnehmer wird der BÜV mit einem fachlich hochinteressanten Programm Rechnung tragen, wobei, wie immer bei diesen Seminaren, der professionelle Meinungs- und Erfahrungsaustausch eine zentrale Rolle spielen wird.

Ausführliche Informationen über das Programm und die Anmeldung auf www.buev.eu.

gen diesem Windlastansatz Böenwindgeschwindigkeiten von 120 km/h und mehr zugrunde. Im Bereich der Straßenbrücken sowie der Eisenbahnbrücken gab es bereits Regelungen bezüglich des gemeinsamen Lastansatzes von Wind und Verkehr. Es wurde festgelegt, dass ein durchgehendes Verkehrsband mit der Höhe 1,8 Meter anzusetzen ist. Die darauf (zuzüglich der Fläche der Brückenkonstruktion) anzusetzende Windlast ist auf Basis einer Böenwindgeschwindigkeit von 20 Metern pro Sekunde zu bestimmen (siehe Abs. 8.1 (4) und (5) der Norm). Für die Festlegung dieses Wertes war entscheidend, ab welcher Windgeschwindigkeit nicht mehr mit dem Aufenthalt von Menschen auf den Brücken zu rechnen ist (siehe zum Beispiel [3]). Da die Wahrscheinlichkeit des gleichzeitigen Auftretens von Wind- und Verkehrslast bereits in der abgeminderten Windgeschwindigkeit enthalten ist, gilt analog zu den Regelungen für die Straßen- und Eisenbahnbrücken ein Kombinationsbeiwert $\psi_0 = 1,0$:

NA.N.3 Windlasten auf Fuß- und Radwegebrücken

(1) Die Windlast ist unter Berücksichtigung eines Verkehrsbandes mit der Höhe 1,8 m zu bestimmen, sofern Verkehrslast gleichzeitig mit Windeinwirkungen zu berücksichtigen ist.

(2) Ist Verkehrslast gleichzeitig mit Windeinwirkungen zu berücksichtigen, sollte die Begleiteinwirkung $\psi_0 F_{wk}$ aus Wind auf die Brücke und das Verkehrsband auf den Wert F_w^* begrenzt werden, indem die Böengeschwindigkeit $v_b(z_e)$, Standort- und höhenunabhängig auf den Wert 20 m/s begrenzt wird. Es gilt hier $\psi_0 = 1,0$.

Wind auf Verkehrsband ist ausschließlich als Begleiteinwirkung anzusetzen.

Es sind bezüglich der Windlasten auf Fuß- und Radwegebrücken zukünftig zwei Fälle zu untersuchen: 1. Wind führend auf Brücke, Geländer und anderen An- oder Aufbauten, mit der Bemessungswindlast auf Basis $v_{b,0}$ nach Bild NA.A.1 oder nach Anhang NA.N. 2. Wind als Begleiteinwirkung gleichzeitig mit der Verkehrslast, wobei die Windlast auf Basis einer einheitlichen Böenwindgeschwindigkeit von 20 Metern pro Sekunde zu bestimmen ist.

NA.N: Windeinwirkung auf Brücken

Bezüglich der Anwendung des Anhangs NA.N musste klargestellt werden, dass es sich bei den Regelungen dieses Abschnittes um vereinfachende und konservative Regelungen handelt. Die hieraus folgenden Windlasten

sind demnach nicht als Mindestwindlasten für das Tragwerk zu verstehen.

NA.N.1 Allgemeines

(1) Die nachfolgend angegebenen Einwirkungen aus Wind auf Brücken (Tabelle NA.N.5 bis Tabelle NA.N.8) beruhen auf DIN EN 1991-1-4:2010-12, insbesondere Abschnitt 8. Die Angaben dienen einer vereinfachten Anwendung der Norm bei nicht schwingungsanfälligen einteiligen Deckbrücken und Bauteilen. Die Windlasten des NA.N stellen keine Mindestwindlasten dar. Brücken, bei denen die Windlasten bemessungsrelevant sind, sollten auf Basis der Regelungen des Grunddokumentes in Verbindung mit dem NA untersucht werden.

NA.F: Dynamische Grundlagen

Bezüglich der Berechnung von Böenschwingungen von Fachwerktürmen wurde in der Praxis häufig und fälschlicherweise die Gleichung (F.16) des Grunddokumentes unmittelbar angewendet und damit die aerodynamische Dämpfung wesentlich überschätzt. Bei Fachwerken ist jedoch zu beachten, dass in Gleichung (F.16) für die Breite nicht das wahre Maß, sondern eine der Fläche A_{ref} äquivalente Breite einzusetzen ist. Es ist deshalb bei Fachwerken zu beachten, dass $C \cdot A_{ref}/l = C \cdot A_c \cdot \varphi/l = C \cdot b \cdot \varphi$ im Zähler anzusetzen ist.

NCl zu F.5 (4)

Die Gleichung (F.18) gilt nicht für durchströmbare Bauteile wie z. B. Fachwerke.

Für durchströmbare Bauteile gilt Gleichung (NA. F.1).

$$\delta_a = \frac{c_f \cdot \rho \cdot b \cdot v_m(z_s) \cdot \varphi}{2 \cdot n_1 \cdot m_e} \quad (\text{NA.F.1})$$

Dabei ist φ der Völligkeitsgrad.

Prof. Dr.-Ing. Mathias Clobes
EHS beratende Ingenieure für Bauwesen
34253 Lohfelden

Literatur

- [1] DIN EN 1991-1-4/NA – Entwurf: Februar 2023
- [2] DIN 1055-4: Einwirkungen auf Tragwerke – Teil 4: Windlasten, März 2005
- [3] NEN 8100: Wind comfort and wind danger in the built environment, Februar 2006

Die ersten national zugeschnittenen Teile des Eurocode 8 können jetzt von den Bundesländern eingeführt werden

Die Nationalen Anhänge berücksichtigen nunmehr die Eigenarten der deutschen Erdbebensituation und bieten auf der Widerstandsseite bessere Nachweisoptionen

Im Februar 2023 sind die Normen-Entwürfe und A1-Änderungen E DIN EN 1998-1/NA/A1:2023-02 [1] und E DIN EN 1998-5/NA/A1:2023-02 [2] erschienen. Kommentare oder Stellungnahmen dazu hat es nicht gegeben, sodass diese Teile der 1. Generation des Eurocode 8, national zugeschnitten, verabschiedet und aus dem Normengremium quasi entlassen, nun durch die Bundesländer eingeführt werden können. Im nun vorliegenden Nationalen Anhang werden im Hinblick auf die Widerstandsseite erheblich verbesserte Nachweismöglichkeiten eröffnet, und für übliche Mauerwerksbauten stehen nun Tabellenverfahren zur Verfügung, die eine differenzierte Berücksichtigung verschiedener Mauerwerksbauarten sowie der Einspannwirkung der Wände in die Decken ermöglichen.

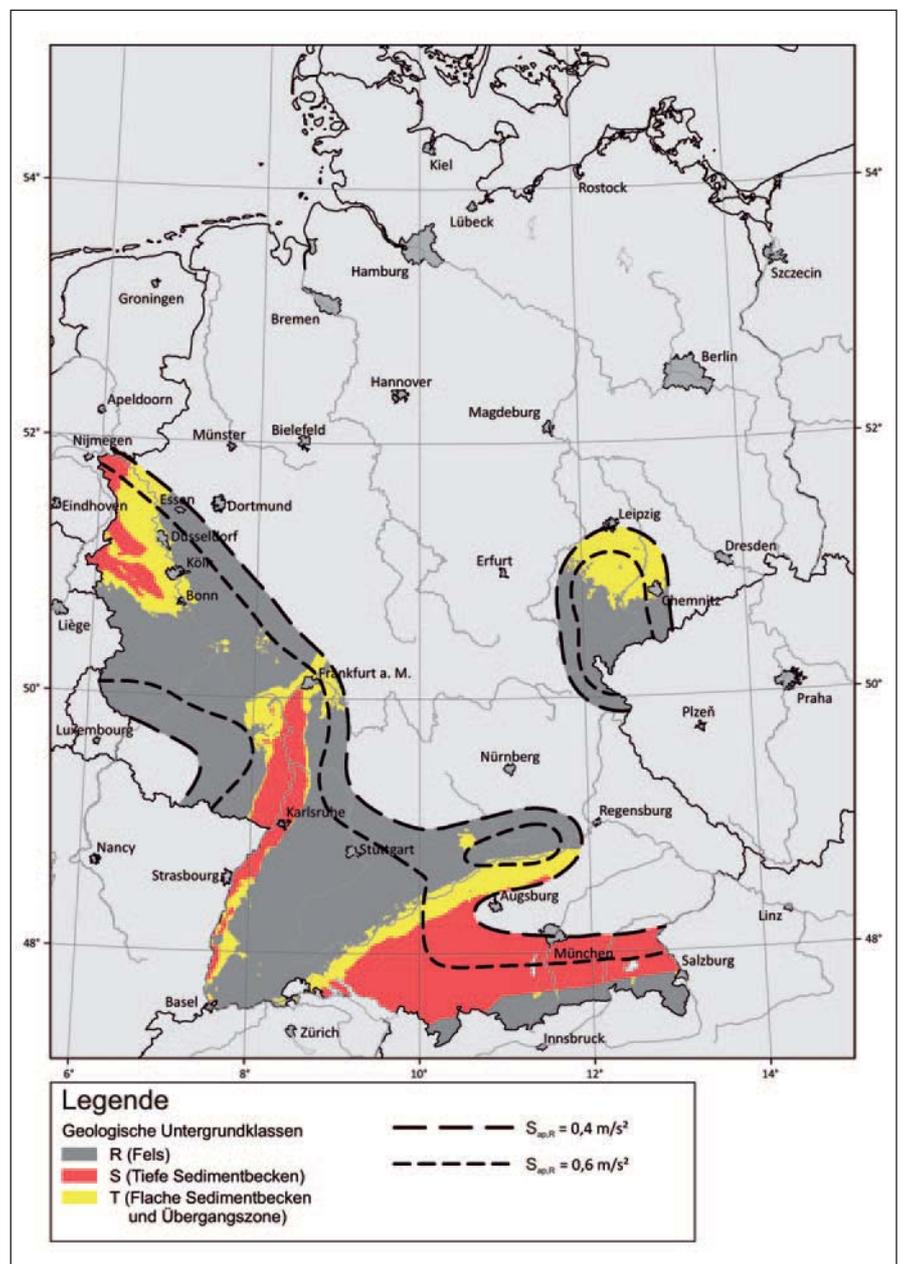
Für die Sorgfältigkeit der Normungsarbeit spricht, dass am Ende noch A1-Änderungen aufgenommen werden konnten, mit denen zwecks Anwendungserleichterung digitale Datenformate eingeführt beziehungsweise Festlegungen präzisiert worden sind. Dies betrifft unter anderem die Aufnahme einer Karte geologischer Untergrundklassen, die, wie auf der nebenstehenden **Abbildung** zu erkennen ist, auf einem digitalen Modell basiert.

Unbestritten ist, dass auch in Deutschland Erdbeben auftreten und bauliche Vorkehrungen erforderlich sind. Erfahrungswerte von Erdbeben in der Stärke von Bemessungserdbeben liegen für die deutschen Erdbebengebiete insgesamt nicht vor, weil Starkbebenereignisse nicht eingetreten sind. Insofern standen die konstruktiven Bauwerksanforderungen noch nicht auf dem Prüfstand, und es wäre vermessen zu behaupten, dass sich die Normenfestlegungen der letzten Jahrzehnte als belastbar bewährt hätten.

Es ist demzufolge aber anzumerken, dass die „Erfahrungen“, wie zum Beispiel die Begrenzung der Geschosszahl, weiterhin implementiert sind, um auf Nachweise für einfache Wohnbauten verzichten zu können.

DIN EN 1998-1/NA-2023 enthält nationale Festlegungen für den Entwurf, die Bemessung und Konstruktion von Bauwerken des Hoch- und Ingenieurbaus in Erdbebengebieten, die bei der Anwendung von DIN EN 1998 1:2010 12 und DIN EN 1998-1/A1:2013-05 in Deutschland zu berücksichtigen sind.

Die Europäische Norm EN 1998-1 räumt die Möglichkeit ein, eine Reihe von risikobezogenen Parametern national festzulegen. Diese national festzulegenden Parameter (*Natio-*



DIGITALES MODELL der Karte geologischer Untergrundklassen

nally Determined Parameters, NDP) umfassen alternative Nachweisverfahren und Angaben einzelner Werte und die Wahl von Klassen aus gegebenen Klassifizierungssystemen. Im Rahmen der Festlegung der Einwirkungen sind vom Normenausschuss einige Entscheidungen als Kompromiss gebilligt worden – nicht zuletzt zur Abmilderung beziehungsweise Begrenzung der seismischen Einwirkungen.

Insofern ist der nun vorliegende Nationale Anhang die Antwort auf die Anwendung der Europäischen Bestimmungen unter Würdigung der Besonderheiten deutscher Erdbebengebiete. In Hinsicht auf die Widerstandsseite werden erheblich verbesserte Nachweismöglichkeiten eröffnet und für übliche Mauerwerksbauten stehen nun Tabellenverfahren zur Verfügung, die eine differenzierte Berücksichtigung verschiedener Mauerwerksbauarten sowie der Einspannwirkung der Wände in die Decken ermöglichen.

Wie die *Meilensteine der Entwicklung* [3] verdeutlichen, haben die Arbeiten am NA verschiedene Hürden überwinden und auch ein Schiedsverfahren durchlaufen müssen. In diesem Kontext soll nicht unerwähnt bleiben, dass sich der Normenausschuss Bauwesen (NABau) NA 005-51-06 AA Arbeitsausschuss Erdbeben, Sonderfragen (Spiegelausschuss zu CEN/TC 250/SC 8) auch nach dem Schiedsverfahren mit Statements konfrontiert sah, welche die Fachwelt irritiert und politisch Verantwortliche verunsichert haben und letztlich das bestehende Risiko aus Naturgefahren (aus der Kurzzeitperspektive) vermeintlichen

(aber nicht nachgewiesenen) ökonomischen Zwängen unterzuordnen suchten.

Es ist darauf hinzuweisen, dass sich beide Nationale Anhänge auf die 1. Generation von Eurocode 8 beziehen und die Dokumente der 2. Generation sich in einem fortgeschrittenen Stadium befinden.

Wie die Autoren in verschiedenen Beiträgen begründen, ist es gelungen, die vorliegenden NA (vorausschauend) auf diese Entwicklungen auszurichten [3], [4]. Wie die Autoren – als langjährige verantwortliche Obleute des NABau – bilanzieren [5], sind die Bundesländer zu ermutigen, die Nationalen Anhänge einzuführen und ihre Anwendung in der Bau Praxis anzuerkennen.

Vom NABau wurde gerade in den letzten Monaten gemeinsam mit den Prüflingen die Untersuchung einer europaweiten Anwendungserprobung forciert, um letztlich fundiert zu entscheiden, in welcher Form die Erdbebenauslegung normenseitig vereinfacht und kosteneffizient zu gestalten und zu fokussieren ist. Hier sind Experten des NABau bei der Beispielsammlung, der Kontrolle der Wirtschaftlichkeit und des ease of use federführend beteiligt.

Prof. Dr.-Ing. Ekkehard Fehling
fehling@uni-kassel.de

Dr.-Ing. Jochen Schwarz
schwarz@uni-weimar.de

Obmann und stellvertretender Obmann
des DIN-Arbeitsausschusses Erdbeben,
Sonderfragen

Literatur

- [1] E DIN EN 1998-1/NA/A1:2023-02, Nationaler Anhang – National festgelegte Parameter – Eurocode 8: Auslegung von Bauwerken gegen Erdbeben – Teil 1: Grundlagen, Erdbebeneinwirkungen und Regeln für Hochbauten, Änderung A1
- [2] E DIN EN 1998-5/NA/A1:2023-02, Nationaler Anhang – National festgelegte Parameter – Eurocode 8: Auslegung von Bauwerken gegen Erdbeben – Teil 5: Gründungen, Stützbauwerke und geotechnische Aspekte, Änderung A1
- [3] Fehling, E., Schwarz, J. (2019): NAD zu EN 1998-1 – Meilensteine der Entwicklung; in: Bauingenieur 94, 4, D-A-CH-Mitteilungsblatt S. 2–9
- [4] Fehling, E., Schwarz, J. (2021): DIN EN 1998-1/NA-2021 im Kontext der deutschen und europäischen Normenentwicklung; in: Bautechnik 98, 11, S. 815–825.
- [5] Fehling, E., Schwarz, J. (2022): Bauen in deutschen Erdbebengebieten – im Würdegriff der Baunormung? in: Bauingenieur 97, 12, Aufsatz im D-A-CH-Fachteil, S. 3–5.
- [6] BGR (2022): Ausweisung der geologischen Untergrundklassen nach DIN EN 1998-1/NA auf der Basis von geologischen 3D-Modellen; Arbeitsauftrag Nr. 8 des Direktorenkreises (DK) der Staatlichen Geologischen Dienste (SGD) „Einheitliche Neubewertung der geologischen Untergrundklassen nach DIN EN 1998-1/NA (Eurocode); Abschlussbericht (GZ. B70312-04); Bearbeiter: Steuer, S., Lorenz, V., Spies, T. u.a.m.; Hannover, Juli 2022

19. Fachtagung Konstruktiver Ingenieurbau des VDEI in Kooperation mit der vpi-EBA am 28. September in Berlin

Mit einer Reihe „anspruchsvoller wissenschaftlicher und baupraktischer Vortragsthemen“ wird der Verein Deutscher Eisenbahn-Ingenieure (VDEI) am 28. September 2023 in Berlin seine 19. Fachtagung Konstruktiver Ingenieurbau veranstalten, und zwar auch dieses Jahr wieder in enger fachlicher Kooperation mit der Vereinigung der Sachverständigen und Prüfer für bautechnische Nachweise im Eisenbahnwesen (vpi-EBA).

Zu den Themen dieses Vortragstages gehören nach dem Stand von April 2023:

- Neues über die Bauaufsicht (Peter Dollowski, Eisenbahnbundesamt),
- Neuerungen im Technischen Regelwerk der DB AG (ein Vertreter der DB Netz AG, Abteilung Brückenbau und LS Anlagen-Technik),
- Erfahrung mit der Prüfung und Ausführung von Stahlkonstruktionen im Bereich der Eisenbahnen des Bundes (Dipl.-Ing. Jörg Lutzens, Ingenieurbüro Lutzens, München),
- Digitaler Zwilling Eisenbahnbrücken (Frederik Wedel, Ingenieurbüro Marx Krontal Partner, Hannover),
- Erfahrungen mit der Gründung von Ingenieurbauwerken (Christian Schmidt, Krebs+Kiefer Ingenieure, Darmstadt),
- Dresdner Bahn: Einsatz von Preflex-Trägern beim Bau von zwei Brücken (Dr. Frank Jesse, Hentschke Bau GmbH, Bautzen),
- Ersatzneubau der ersten Levensauer Hochbrücke, einer Eisenbahn- und Straßenbrücke über den Nord-Ostsee-Kanal (Andreas Rasmus, Projektleiter beim Wasserstraßen-Neubauamt Nord-Ostsee-Kanal, Brunsbüttel),
- Ersatzneubau Fahrbahnübergangskonstruktionen Hauptbahnhof Berlin (Steffen Klatte, Projektplaner der DB Netz AG, Dipl.-Ing. Karsten Preuß, Beratender Ingenieur, Ingenieurbüro Otte, Neustrelitz).

Großer Erfahrungsschatz in Sachsen: 20 Jahre Bewertungs- und Verrechnungsstelle der Prüfsingenieure für Bautechnik

Sachsen war der Vorreiter für die Einführung des Prüfsingenieurs für Brandschutz und machte so den Weg frei für die Aufnahme dieses Fachbereichs in den Bundesverband

Zum Jahreswechsel 2022/2023 war es zwanzig Jahre her, dass die BVS Sachsen GmbH gegründet wurde, die Bewertungs- und Verrechnungsstelle der Prüfsingenieure für Bautechnik in Sachsen. Aus diesem Anlass wird im folgenden Beitrag mit einem Rückblick auf die damalige Situation daran erinnert, dass die sächsische BVS im Jahre 2002 aus dem Stand heraus das digitale Arbeiten eingeführt hat und daran, wie die Prüfsingenieure in Sachsen es verstanden haben, bundesweit sich positiv auswirkende berufspolitische Entwicklungen zu initiieren, beispielsweise die Einführung des unabhängigen Prüfsingenieurs für Brandschutz.

Der Weg bis zur Gründung

Nachdem die Prüfsingenieure für Baustatik in Sachsen nach der friedlichen Revolution im östlichen Teil Deutschlands 1990 per Gesetz den Status der Selbstständigkeit bekommen hatten, verdichtete sich mit der Übertragung der Prüftätigkeit auf beliebige Freiberufler das Interesse an einer geeigneten korporativen Organisation und Berufsvertretung der Prüfsingenieure.

Sehr bald bestand ein guter Kontakt zur damaligen Bundesvereinigung der Prüfsingenieure für Baustatik, die 1998 in Bundesvereinigung der Prüfsingenieure für Bautechnik e.V. (BVPI) umbenannt wurde. So wurde Ende 1990 in Sachsen als erstem der damals neuen Bundesländer die Landesvereinigung der Prüfsingenieure für Bautechnik in Sachsen e.V. (LVPI Sachsen) gegründet.

Bundesweit war Sachsen 1998 auch Vorreiter für die Einführung des Prüfsingenieurs für Brandschutz; es machte damit den Weg frei für eine gleichwertige Aufnahme dieses neuen Fachbereichs in den sächsischen Landesverband und damit in den Bundesverband.

War es zunächst in Sachsen üblich, dass die Prüfsingenieure die Prüfaufträge von der Bauaufsicht erhielten, gab es Ende der neunziger Jahre im Zuge der um sich greifenden generellen Liberalisierung und Privatisierung staatlicher Leistungen Bestrebungen, die Prüfpflicht einzuschränken, die Amtsaufträge auf Bauvorhaben mit Sonderbaustatus zu beschränken und alle anderen Aufträge von privaten Bauherren beauftragen zu lassen.

Jetzt bestand Handlungsbedarf, jetzt musste der Status des hoheitlich tätigen Prüfsingenieurs und die Unabhängigkeit des Vier-Augen-Prinzips – besonders auch in allen Fragen der Gebührenabrechnung – gewahrt werden.

Dafür bewährte sich die Zusammenarbeit innerhalb und mit der BVPI, und der Erfahrungsaustausch mit anderen Bundesländern ließ Möglichkeiten zur Gegensteuerung erkennen. Einerseits wurde für die geplante Änderung der Sächsischen Bauordnung als Maßstab für die teilweise Freistellung von der Prüfung der Standsicherheit die Einführung eines Kriterienkataloges auf den Weg gebracht, andererseits für die unabhängige Gebührenabrechnung die Gründung einer Bewertungs- und Verrechnungsstelle ins Auge gefasst.

Für den begleitenden Erfahrungsaustausch seien hier besonders die Bundesländer Baden-Württemberg, Bayern, Nordrhein-Westfalen und Brandenburg genannt, wobei nicht nur wegen der geografischen Nähe, sondern insbesondere wegen der dort entwickelten webbasierten Plattform die Zusammenarbeit mit dem Land Brandenburg intensiviert wurde.

Am 15. April 2002 wurde auf der Mitgliederversammlung der LVPI Sachsen beschlossen, die Bewertungs- und Verrechnungsstelle der

Prüfsingenieure für Bautechnik in Sachsen – BVS Sachsen GmbH – einzurichten. Daraufhin erfolgten am 15. November 2002 die Gründung und notarielle Eintragung und am 1. Januar 2003 nahm die BVS Sachsen GmbH in Dresden ihre Tätigkeit auf.

An dieser Stelle sei ganz besonders dem damaligen Vorsitzenden der LVPI Sachsen, Prof. Dr.-Ing. habil. Bernd Dressel, gedankt, der seit der Gründung seines Landesverbandes bis 2006 eine wesentliche, treibende Kraft bei Gründung, Aufbau und Begleitung der BVS Sachsen GmbH war. Ihm ist es heute rückblickend ein besonderes Anliegen, der BVPI noch einmal ganz ausdrücklich für die Sammlung einer Spende in Höhe von 10.000 Euro für die sächsische Gemeinde Triebischtal zu danken, die 2002 besonders von der Hochwasserkatastrophe betroffen worden war, war diese Geste doch Ausdruck der engen Zusammenarbeit, ja: der Verbundenheit des Bundesverbandes der Prüfsingenieure mit seinem sächsischen Landesverband und und deren sächsischen Landesverband.



MIT EINEM BOUQUET wurde dem Geschäftsführer der Bewertungs- und Verrechnungsstelle der Prüfsingenieure für Bautechnik in Sachsen, Dipl.-Ing. Sebastian Leo, und seinen Mitarbeiterinnen anlässlich des 20-jährigen Jubiläums seiner Organisation für ihre wichtige Arbeit gedankt.

Status des Vier-Augen-Prinzips in Sachsen

Zusammen mit der Obersten Bauaufsichtsbehörde des Freistaates (dem Sächsischen Staatsministerium des Innern, seit 2019 Sächsisches Staatsministerium für Regionalentwicklung) ist es der LVPI Sachsen gelungen, den unabhängigen Status des Prüflingenieurs und das Vier-Augen-Prinzip für die Prüfung der Standsicherheit und des Brandschutzes im System der vorbeugenden Gefahrenabwehr zu erhalten.

Mit der Obersten Bauaufsicht in Sachsen bestand und besteht Konsens darin, dass Prüflingenieure als Beliehene für die Bauaufsichtsbehörde hoheitliche Aufgaben wahrnehmen, sei es beim Sonderbau mit Amtsauftrag oder in den anderen Fällen mit Privatauftrag des Bauherrn.

Das Konzept

Die LVPI Sachsen entschied damals, alle in Sachsen zu erbringenden Prüflleistungen, auch die nicht privat beauftragten, über die BVS abzuwickeln. Dabei sei darauf hingewiesen, dass neben den Bauvorhaben nach Sächsischer Bauordnung auch alle prüfpflichtigen Vorhaben im Bereich „Straße“ und „Wasser“ über die BVS Sachsen abgerechnet werden und somit ein umfangreicher Erfahrungsschatz hinsichtlich der Bearbeitung vorliegt.

Lediglich die in den Zuständigkeitsbereich des Bundes fallenden Bauprojekte der „Eisenbahn“ und der „Autobahn“ werden nicht durch die BVS Sachsen bearbeitet, sondern durch die speziell dafür geschaffenen Bewertungs- und Verrechnungsstellen.

Die Arbeitsweise

Die BVS Sachsen versteht sich zuerst als Dienstleister für die Prüflingenieure, berät auf Nachfrage aber auch Bauherren, Behörden und andere am Projekt Beteiligte.

Bei jedem neuen Bauvorhaben meldet sich der Prüflingenieur bei der BVS Sachsen. Im Falle eines Sonderbaus liegt der Amtsauftrag vor, das Projekt wird im Online-Datenbank-System angelegt, die BVS Sachsen erarbeitet bei Bedarf eine vorläufige Gebührenermittlung, erstellt im Namen des Prüflingenieurs die von ihm vorbereiteten Gebührenrechnungen, erledigt den Zahlungsverkehr und führt bei Notwendigkeit ein eingeschränktes Mahnwesen durch.

Ist das Vorhaben kein Sonderbau, erarbeitet die BVS Sachsen in jedem Fall eine vorläufige Gebührenermittlung und versendet diese zusammen mit dem separaten Auftragsformular an den privaten Bauherrn. Nach Beauftragung schließt sich der bereits oben erwähnte Ab-

lauf an. Dabei kommt das Vertragsverhältnis zwischen Auftraggeber und Prüflingenieur direkt zwischen diesen Partnern zustande. Die BVS nimmt darauf keinen Einfluss.

Die digitale Basis der Zusammenarbeit

Die Kommunikation zwischen Prüflingenieur und BVS Sachsen erfolgt schon seit ihrer Gründung weitgehend auf der Basis eines modernen internetbasierten Datenbank-Systems. Wie bereits erwähnt, wurde dieses in Anlehnung an das System im Nachbarland Brandenburg für Sachsen modifiziert und von Beginn an als SaaS-Verfahren (Software as a Service) von der BVS Sachsen den Prüflingenieuren zur Verfügung gestellt, es wurde kontinuierlich angepasst und wird bis heute benutzt. Durch klar definierte Zugriffsrechte ist der notwendige Datenschutz gewährleistet.

Die Vorteile dieser Online-Lösung sind:

- Internetbasierte Projektplattform für die BVS Sachsen und die Prüflingenieure,
- jederzeitige Aktualität, alles in Echtzeit,
- Verfügbarkeit an jedem Ort, zu jeder Zeit, mit jedem IT-System,
- komprimierte Abläufe,
- Erstellung des Prüfverzeichnisses,
- Projektchronik für jedes Projekt,
- nahezu papierlose Bearbeitung der Vorgänge.

Der Nutzen einer BVS

Die BVS Sachsen ist nicht nur eine Service-Einrichtung für Prüflingenieure und deren Auftraggeber, sondern sie

- entlastet die Prüflingenieure wirkungsvoll von Verwaltungsarbeiten,
- unterstützt die LVPI Sachsen bei der Zusammenarbeit mit den Ministerien bei der Fortschreibung von Verordnungen,
- ermittelt für den Auftraggeber als neutrale Stelle objektiv und unabhängig die Gebühren für die bautechnische Prüfung,
- vermeidet so Differenzen zwischen Auftraggebern und Prüflingenieuren bezüglich der Gebühren,
- steht bei unterschiedlichen Auffassungen zwischen Prüflingenieuren und Auftraggebern als Anlauf- und Beschwerdestelle zur Verfügung, wobei dem Auftraggeber keine Kosten entstehen.

Blick in die Zukunft

Im Zuge der Digitalisierung eröffnen sich neue Möglichkeiten. Insbesondere die Entwicklung der Elektronischen Bautechnischen Prüfkarte (ELBA) der BVPI durch Softwareentwickler in Baden-Württemberg und Berlin bietet neue Horizonte und wird als Ergänzung des bisherigen Datenbanksystems eine ideale Plattform

liefern, um unter anderem den Aktenfluss des Prüflingenieurs im Austausch mit anderen Projektbeteiligten, wie beispielsweise Aufstellern und Behörden, zu optimieren.

Das trägt dem Bedürfnis Rechnung, die Abläufe generell zu optimieren, Medienbrüche zu beseitigen, die Verwendung von Papier zu minimieren beziehungsweise ganz auszuschließen. Dabei stehen die Sicherheit und die Zuverlässigkeit der Systeme im Vordergrund.

Die Bewertungs- und Verrechnungsstelle der Prüflingenieure für Bautechnik in Sachsen ist aufgrund ihrer bereits seit langem etablierten, weitestgehend digitalisierten Arbeitsweise gut aufgestellt für die kommenden Aufgaben und blickt neuen Herausforderungen zuversichtlich entgegen.

Dank zum Jubiläum

Aus gegebenem Anlass wurden zur diesjährigen Jahreshauptversammlung der LVPI Sachsen die beteiligten Wegbegleiter eingeladen und das BVS-Jubiläum gewürdigt. Dabei wurde Prof. Dr.-Ing. habil. Bernd Dressel ganz besonders gedankt, denn mit ihm als Vorsitzendem der LVPI Sachsen von 1990 bis 2006 wurde die BVS Sachsen gegründet und arbeitsfähig eingerichtet.

Auf ihn folgte als Vorsitzender der LVPI von 2006 bis 2017 Prof. Dr.-Ing. Wolfram Jäger, auf Bundesebene beispielsweise bekannt durch seine umfangreichen Aktivitäten im Normungsbereich. Aufgrund seines unermüdlischen Einsatzes erfolgte eine Stärkung des Vier-Augen-Prinzips der unabhängigen Prüfung der Standsicherheit und des Brandschutzes sowie der Zusammenarbeit der Prüflingenieure mit der BVS Sachsen. Über Jahre hinweg war er eine tragende Säule in jeder Hinsicht.

Zusammen mit der Vereinigung der Prüflingenieure für Bautechnik in Sachsen, Dipl.-Ing. Andreas Forner, dem Landesvorsitzenden seit 2017, können die aktuellen Aufgaben nun einer sich allgemein durchsetzenden Digitalisierung fundiert zusammen mit der BVS Sachsen gelöst werden. Die BVS Sachsen ist dafür sehr dankbar.

Von den ehemaligen und aktuellen Vorstandsmitgliedern sei besonders an Dr.-Ing. Klaus Bröse erinnert, der am 23. September 2022 nach schwerer Krankheit verstarb. Er war nicht nur ein wesentlicher Wegbereiter für die BVS Sachsen, sondern auch zweimal deren kommissarischer Geschäftsführer, bei der Gründung und beim Übergang der Geschäftsführung von Dr.-Ing. Uwe Kutschbach auf Dipl.-Ing. Sebastian Leo im Herbst 2011.

Dr.-Ing. Uwe Kutschbach wurde herzlich gedankt für seine Tätigkeit als Geschäftsführer der BVS Sachsen von der Gründung bis 2011 und insbesondere für die Aufsetzung aller bürointernen Abläufe und Vorgehensweisen, die bis heute Grundlage der Tätigkeit der BVS Sachsen sind.

Die BVS Sachsen wurde und wird jedoch täglich getragen von ihrer engagierten und zu-

verlässigen Belegschaft der Geschäftsstelle in Dresden. Die Mitarbeiter waren zur Feierstunde der Jahreshauptversammlung eingeladen, und sie hatten so eine gute Kontakt- und Gesprächsmöglichkeit mit den Anwesenden und wurden ausgiebig von allen Seiten gewürdigt. Motiviert und zuversichtlich können alle künftigen Aufgaben gemeistert werden. Allen Mitarbeitern der sächsischen Honorar-Bewertungs- und Verrechnungsstelle in

Dresden herzlichen Dank. Auch den vielen Prüfsachverständigen in Sachsen und anderen Bundesländern sei für das entgegengebrachte Vertrauen und für die Zusammenarbeit gedankt.

Dipl.-Ing. Andreas Forner
Vorsitzender der LVPI Sachsen

Dipl.-Ing. Sebastian Leo
Geschäftsführer der BVS Sachsen GmbH

Prüfsachverständige und -sachverständige werden zur Abrechnung ihrer Honorare über die neue BVS Autobahn aufgerufen

Die BVS Autobahn GmbH hat alle Prüfsachverständigen und Prüfprojekte und Anfragen der Autobahn des Bundes GmbH über die *Bewertungs- und Verrechnungsstelle der Prüfsachverständigen Autobahn (BVS Autobahn)* abzuwickeln. Es habe sich gezeigt, dass im bisherigen Verfahren zum Teil nicht auskömmliche und dem hohen Qualitätsanspruch von Auftraggebern und Auftragnehmern nicht angemessene Honorare vereinbart worden seien. Die guten Erfahrungen der BVS im Eisenbahnbereich zeigten, dass diese Sachlage mit der Einbindung der BVS Autobahn deutlich verbessert werden könne.

Die BVS Autobahn GmbH ist, wie im *PRÜFINGENIEUR* (Heft 61, Seite 16) schon gemeldet worden ist, von der Bundesvereinigung der Prüfsachverständigen für Bautechnik (BVPI) und der Bundesingenieurkammer gegründet und im Einvernehmen mit dem Bundesministerium für Digitales und Verkehr (BMDV) und dem Fernstraßenbundesamt (FBA) eingerichtet worden.

Ihr Ziel ist es, die Honorare von Prüfsachverständigen und Prüfsachverständigen, die im Bereich der Bundesautobahnen tätig sind, über eine

einheitliche Anwendung der RVP abzurechnen (der Richtlinie zur Ermittlung der Vergütung für die statische und konstruktive Prüfung von Ingenieurbauwerken für Verkehrsanlagen sowie die Prüfung des baulichen Brandschutzes für Personenverkehrsanlagen der Eisenbahnen im Zuständigkeitsbereich des Eisenbahn-Bundesamtes).

Für die Abwicklung der operativen Tätigkeit wurde ein Kooperationsvertrag mit der Bewertungs- und Verrechnungsstelle der Prüfsachverständigen Baden-Württemberg GmbH (bvs Ba-

den-Württemberg) geschlossen. Dort ist entsprechendes Know-how vorhanden.

Weitere Informationen im Zusammenhang mit der BVS-Autobahn und Angebotsabgaben an die Autobahn GmbH des Bundes finden sich auf der neu eingerichteten Webseite der BVS Autobahn GmbH www.bvs-autobahn.de

BVS Autobahn GmbH
Kurfürstenstraße 128
10785 Berlin
Telefon: 030 / 31 88 914-0

30. Rater Bautechnisches Seminar: Nachweise der grauen Emissionen eines Tragwerks werden zukünftig erforderlich sein

Wissenschaftler und Ingenieure diskutierten die Aufgaben und Verpflichtungen der (Prüf)Ingenieure bei der Verminderung schädlicher Bau-Emissionen

Der Nachweis grauer Emissionen, die in mehreren Referaten des 30. Bautechnischen Seminars Ende Oktober 2022 in Ratingen behandelt worden sind, wird bald erforderlich sein. Gemeint sind jene Emissionen, die bei der Herstellung von Produkten oder Baumaterialien entstehen, beispielsweise von Beton, Stahl oder Ziegelsteinen. Die grauen Emissionen sind mittlerweile ein wichtig werdender Faktor für die Bewertung der Umweltauswirkungen von Gebäuden.

Nicht nur die Ministerin für Heimat, Kommunales, Bau und Digitalisierung von NRW, Ina Scharrenbach, sondern auch die Referenten der anderen Veranstalter dieses Seminars konnten an diesem Thema nicht vorbeigehen, denn es tritt immer deutlicher in vielen Diskussionen über den Umwelt- und Klimaschutz

hervor. Scharrenbach, wie auch der Vorsitzende der Landesvereinigung der Prüfsachverständigen für Baustatik in NRW, Dipl.-Ing. Alexander Pirlet, wiesen als Veranstalter des Bautechnischen Seminars in ihren Begrüßungsreden dann auch eindringlich darauf hin, dass die Ziele des Klimaschutzes nur mit Nachhal-

tigkeit und mit bezahlbar einsetzbaren ressourcenschonenden Materialien und innovativen Technologien erreicht werden können – und dazu gehören, wie an diesem Tag mehrfach bekräftigt wurde, eben auch die Beurteilung und Bewertung der grauen Emissionen. Beispielsweise erinnerte Dipl.-Ing. Roland

Bechmann, Vorstand, Geschäftsführer und Partner der Werner Sobek AG in Stuttgart, als er eine Bestandsaufnahme des nachhaltigen Bauens zusammenstellte und dessen Optimierungsstrategien beschrieb, an den Umstand, dass durch die Energieeinsparverordnung (ENEV) eine Reduzierung der Emissionen beim Betrieb der Gebäude schon sehr erfolgreich erreicht worden sei. Nunmehr stünden auch die grauen Energien im Fokus der Überlegungen, die bei der Herstellung der Tragwerke entstehen. Sie haben, so Bechmann, einen erheblichen Teil der CO₂-Gesamtemission in Deutschland zu verantworten, weswegen die Bauindustrie sich darauf einstellen müsse, „realistische Ziele für die Reduktion der grauen Emissionen zu entwi-

» *Dem elementierten Bauen, zirkularen Materialien und Recycling-Baustoffen wird sehr bald eine noch höhere Bedeutung zukommen als heute.* «

Roland Bechmann, Werner Sobek AG

ckeln“. Vor allem in den Rohbauten seien Decken und Gründungen für graue Emissionen verantwortlich. Zukünftig würden deshalb, so prognostiziert Bechmann, optimierte Betonarten, differenziert nach Bauteilen und Funktionen, zum Einsatz kommen. Gleichzeitig müssten die Tragwerke leichter werden, was unter anderem durch Gradienten®-Beton und optimierte Spannweiten erreicht werden könne. Mit Gradientenbeton beispielsweise können, so Bechmann, bei der Herstellung von Bauwerken signifikante Materialeinsparungen und damit auch große Emissionseinsparungen erzielt werden. Gradientenbeton passe die Betoneigenschaften wie Festigkeit, Dichte, Steifigkeit oder Wärmeleitfähigkeit gezielt an das im Bauteilinneren vorherrschende Beanspruchungsprofil an. Das Ergebnis seien Bauteile „mit einer drastischen, nämlich bis zu 50-prozentigen Massen- und Gewichtsreduktion – bei gleicher Funktions- und Leistungsfähigkeit“. Mit diesen Gewichtseinsparungen gehe eine Reduktion der grauen Energie und insbesondere der grauen Emissionen des Bauteils einher. Weiterhin müsse, so setzte Bechmann seine Beschreibung der Strategien für die Verringerung der grauen Emissionen fort, der Bewehrungsbedarf verringert werden. Dem elementierten Bauen, zirkularen Materialien und Recycling Baustoffen werde deshalb sehr bald eine noch höhere Bedeutung zukommen als heute. Fassaden beispielsweise werden kleinteiliger und mit löslichen Verbindungsmitteln gebaut werden. Auch der Holzbau könne bei nachhaltiger Forstwirtschaft zur Reduktion der Emissionen beitra-

gen, und eine größere Bedeutung werde zukünftig auch die Umnutzung von Bestandsgebäuden haben, was dem Abriss oder einem Neubau kalkulatorisch und verhältnismäßig immer gegenüberzustellen sei.

Dieses Thema noch vertiefend und spezialisierend erläuterte Dipl.-Ing. Ingo Rüdiger Lothmann, der Leiter des Produktmanagements Beton bei der Heidelberger Beton GmbH, wie klimafreundliches Bauen mit Beton funktionieren kann und wie der Einsatz verschiedener Zementsorten dem übergeordneten Ziel der Energieeinsparung und der Emissionsverminderung dienen könne. Er wies darauf hin, dass derzeit etwa zwei Drittel der CO₂-Emissionen des Zements auf die chemische Reaktion bei der Herstellung und etwa ein Drittel auf die eingesetzte Energie für den Klinkerbrennprozess zurückzuführen seien. Gegenüber den heute weit verbreiteten Portlandzementen können, so Lothmann, durch klinkerarme neue Zemente, wie zum Beispiel CEM II/C und CEM VI, zukünftig die graue Emission deutlich reduziert werden. Allerdings seien diese Zemente selektiv auf Einbauort und Expositionsclassen abzustimmen. Um klimaneutral zu werden, müssten aber auch die Beton-Transporte verbessert werden, was bereits in einem Pilotprojekt mit Biomethangas-LKW praktiziert wird, und es müsse Kohlenstoff im Industrieprozess abgeschieden und gespeichert werden, was in Norwegen und Schweden bereits im großen Maßstab umgesetzt werde.

Zukünftig, so fasste Lothmann seine Prognosen und Einschätzungen über das klimafreundliche Bauen mit Beton mit verschiedenen Zementsorten zusammen, wird eine viel engere Abstimmung zwischen Planung, Bauausführung und Baustoffhersteller erforderlich werden. Das werde bereits im neuen Betonbauqualität-Konzept umgesetzt, das in den Gelbdruck der neuen DIN 1045-1000:2022 eingegangen ist. Dessen Hauptziel ist die Sicherstellung der Qualität im Betonbau als schnittstellenübergreifende Aufgabe von Planung, Betontechnik und Bauausführung. Dazu werden alle notwendigen Schritte über *BetonBauQualitätsklassen* (BBQ) differenziert und festgelegt. Die neue Normengeneration setzt die europäischen Normen um und ergänzt sie, wenn die Möglichkeit und Notwendigkeit nationaler Regelungen bestehen. Für die Beurteilung der Nachhaltigkeit seien zudem verlässliche Daten erforderlich, die mittlerweile in Form der CO₂-Äquivalente für den Betonbau zur Verfügung stehen.

In diese Richtung wies auch der Geschäftsführer der Initiative Praxisgerechte Regelwerke im Bauwesen (PRB), Dr.-Ing. Lars Meyer,

der die Verknüpfung der Eurocodes mit dem Klimaschutz beschrieb, die einen Teil des Dreiklangs aus Planen, Produktherstellung und Bauen darstellten. Um die politischen Ziele des Klimaschutzes zu erreichen, müssten alle beteiligten Akteure ihre Emissionsraten deutlich reduzieren, also auch die Bauindustrie und die Gebäudewirtschaft. In der neuen Generation der Eurocodes werde, so Meyer, nämlich schon festgeschrieben, dass die nachteiligen Auswirkungen eines Tragwerks auf die Umwelt auf ein Mindestmaß zu reduzieren seien. Dieses Ziel anpeilend, werde mit der Arbeit der PRB schon jetzt pränormativ aufgezeigt, welche Ansätze und Technologien existieren, und herausgearbeitet, welche Vorgaben in den Eurocodes zukünftig möglich seien. Dazu können als mögliches Ziel Leitfäden für alle Eurocodes erarbeitet werden und zukünftig Berechnungen des CO₂-Fußabdrucks für Bauteile und Gebäude durchgeführt werden. Konkret könne bereits heute sowohl der Klinkeranteil des Zements als auch der Zementanteil des Betons verringert werden und die Nacherhärtung des Betons rechnerisch unter Ansatz der 56-Tage-Festigkeit genutzt werden. Bei WU-Planungen werde, so Meyer, zukünftig der Entwurfsgrundsatz c) favorisiert, um die Mindestbewehrung zu verringern.

Weil die Verringerung der grauen Emissionen ein wichtiger Schritt zur Reduzierung der Gesamtemissionen von Treibhausgasen und zur Bekämpfung des Klimawandels sind, beschrieb Dipl.-Ing. Christian Wrede, Projektleiter beim Ingenieurbüro Bollinger+Grohmann in Düsseldorf, wie die CO₂-Emissionen der gebauten Umwelt durch eine Reduktion und Quantifizierung im Hochbau erreicht werden könne, nämlich, beispielsweise, durch die Verwendung umweltfreundlicher Baumaterialien, die Verringerung des Materialbedarfs und die Steigerung der Effizienz bei Herstellung und Transport von Baumaterialien. An vielen Beispielen aus der Praxis stellte Wrede dar, wie der Nachweis grauer Emissionen sich auswirke und wie man mit einer einfachen Tabellenkalkulation die Nachweisführung umsetzen könne. Dabei werden in einer Massenermittlung die Baustoffmassen (Beton, Stahl und Holz) der einzelnen Bauteile mit dem CO₂-Äquivalent multipliziert und so die kumulierte Belastung berechnet, die dann auf die Bruttogeschoss-Fläche des Gebäudes zur Bewertung umgelegt wird. In der Planung seien, so Wrede, Tragwerke mit geringeren Deckenspannweiten anzustreben und ein konsequenter lotrechter Lastabtrag über alle Geschosse bis in die Gründung vorzuziehen. Insgesamt müssten, so Wrede, die Materialien optimal ausgenutzt und auch die Anforderungen aus dem erhöhten Schallschutz hinterfragt wer-

den, wenn dadurch die Bauteildicke reduziert werden könne.

In diesem Zusammenhang berichtete Wrede über ein Forschungsprojekt der TU Dortmund, das von der Ingenieurkammer Bau NRW und von der Landesvereinigung der Prüfm Ingenieure für Baustatik NRW gefördert wurde. Mit dieser Untersuchung wurden anhand von einschlägigen Praxisbeispielen die Auswirkungen der Tragwerksplanung auf den CO₂-Fußabdruck typischer Konstruktionen untersucht.

Der Bericht kann auf der Website der Landesvereinigung der Prüfm Ingenieure NRW heruntergeladen werden: www.vpi-nrw.de / Dokumente suchen / Suchwort: Treibhausgas

Weil das Bauen im Bestand und das verdichtete innerstädtische Bauen im Zuge urbaner Revitalisierungen in Zukunft eine noch größere Bedeutung erlangen dürfte als bisher, wurden an diesem Seminartag auch den Ausführungen über die Planung und Bauausführung von Ausschachtungen, Gründungen und Unterfangungen für bestehende Gebäude von Dr.-Ing. Norbert Veith von der Ingenieurgesellschaft für Geotechnik, Spezialtiefbau und Baugrunderdynamik ICG Ingenieure in Düsseldorf besondere Beachtung geschenkt. Er

machte deutlich, dass die Standsicherheit von Unterfangungen stets mit besonderer Fachkunde untersucht werden müsse. Gemäß DIN 4123 und EC 7 bedarf es dazu immer einer geotechnischen Erkundung sowie einer möglichst detaillierten Kenntnis vom Tragwerk des vorhandenen sowie des neuen Bauwerks. Mit praktischen Beispielen konnte Veith zeigen, dass bei Unterfangungen die Schadensfolgen besonders hoch sind, wenn Erkundung, Planung und Bauausführung nicht auf einander abgestimmt sind.

Auch das Bauen mit Holz wird weiter zunehmen müssen, um die vereinbarten Klimaschutzziele zu erreichen. Dazu berichtete der Brandschutzexperte Dipl.-Ing. (FH) Udo Kirchner von der Sachverständigenpartnerschaft Halfkann und Kirchner in Erkelenz über seine praktischen Erfahrungen mit der Anwendung der MusterHolzBau Richtlinie (Fassung Oktober 2020). In ihr sind Tragwerke in Holzrahmen- und Holztafelbauweise in Gebäudeklasse 4 bis zu *hochfeuerhemmend* (R60) und in Holzmassivbauweise in Gebäudeklasse 4 und 5 bis zu *feuerbeständig* (R90) geregelt. Allerdings zeige, so berichtete Kirchner, die Praxisanwendung dieser Richtlinie, dass ihre Regeldetails an die praktischen Belange ingenieurmäßig oft angepasst werden müssen, um alle Planungsziele gleichermaßen zu errei-

chen. Insbesondere für die Knotenausbildung und bei Holzfassaden seien häufig gesonderte Überlegungen anzustellen.

Wie in jedem Jahr, so waren auch in diesem Jahr die Vereinigung der Prüfm Ingenieure für Baustatik Nordrhein-Westfalen (vpi-NRW), der Landesverband NRW des Verbandes Beratender Ingenieure (VBI), die Ingenieurkammer Bau NRW und nicht zuletzt Bauministerium von NRW die Veranstalter dieses Rateringer Bautechnischen Seminars. Und wie in (fast) jedem Jahr, hat auch in diesem Jahr Dipl.-Ing. Andreas Plietz vom Bauministerium NW über aktuelle landesbauaufsichtliche Themen, insbesondere über die Verwaltungsvorschrift Technische Baubestimmungen NRW (VV TB NRW) vom Juli 2022 berichtet und über den Entwurf für die Muster-HolzBauRichtlinie 2023-xx. Aber auch den Entwurf der neuen Bauproduktenverordnung der EU hat er beleuchtet, und zwar durchaus kritisch.

Christoph Spieker M.A., der Geschäftsführer der IK Bau NRW, hat das Seminar geschlossen, indem er konstatierte, dass die Anforderungen im Bereich Klimaschutz von den Beratern Ingenieuren, den Prüfm Ingenieuren und den Prüfsachverständigen mit viel Engagement angegangen werden müssten.

Dr.-Ing. Wolfgang Roeser, Aachen

Nachwuchssuche: Informationsveranstaltung des EBA und der vpi-EBA für neue Prüfsachverständige im Eisenbahnbau

Am 28. April 2023 fand in Kooperation mit dem Eisenbahn-Bundesamt (EBA) und der Vereinigung der Sachverständigen und Prüfer für bautechnische Nachweise im Eisenbahnbau (vpi-EBA) eine Informationsveranstaltung für Ingenieurinnen und Ingenieure statt, die sich für eine Anerkennung als Prüfsachverständige (PSV) beim EBA interessieren.

Das Leitthema dieser Informationsveranstaltung (Wie werde ich Prüfsachverständige(r) beim Eisenbahn-Bundesamt EBA?) hat weit über 100 Interessierte bewogen, einen ganzen Vormittag der online durchgeführten Veranstaltung beizuwohnen.

Inhaltlich wurde diese sowohl von der vpi-EBA als auch vom EBA als Fachaufsichtsbehörde gestaltet. Im ersten Veranstaltungsteil, den die Referenten des EBA bestritten, wurde Allgemeines über Eisenbahnrecht sowie über den Ablauf der Anerkennungsverfahren und der Prüfung von Prüfsachverständigen vortragen. Im zweiten Veranstaltungsteil haben dann ausgewiesene EBA-Prüfsachverständige, ihres Zeichens auch Mitglieder der vpi-EBA, konkret über Prüfungsaufgaben und die praktischen Tätigkeiten eines PSV anhand

einiger Praxisbeispiele und ausgesuchter Prüfungsfragen berichtet.

Intention der Veranstalter war und ist es, den Berufsstand auf dem entsprechenden Gebiet zu wahren und durch solche Veranstaltungen allen Interessierten Personen einen Einblick in die Materie sowie das Prozedere der Anerkennung zu gewähren, und zwar in der Hoffnung, Nachwuchs rekrutieren zu können.

Die gemeinsame Veranstaltung von Eisenbahn-Bundesamt und der Vereinigung der Sachverständigen und Prüfer für bautechnische Nachweise im Eisenbahnbau ist von den online Anwesenden überaus positiv aufgenommen worden, zumal die anschließende Fragen-Antwort-Runde als sehr hilfreich betrachtet wurde.

Folgeveranstaltungen dieser Art werden vom Vorstand der vpi-EBA auch für die Zukunft in Betracht gezogen.

Prüfsachverständige können Experten sein, die im Bereich Erstellung, Betrieb oder Instandhaltung der Eisenbahninfrastruktur besondere Sachkunde erworben haben. Voraussetzung für die Anerkennung sind unter anderem eine geeignete Ausbildung, weitere Qualifikationen und nachgewiesene relevante Berufserfahrungen.

Auf der Website des EBA steht eine Übersicht über die vom EBA anerkannten Sachverständigen sowie Verwaltungsvorschriften und weitere Informationen über die Anforderungen des jeweiligen Fachgebietes.

EBA (Prüf-)Sachverständige (eba.bund.de)

„Die Planer müssen die ökologischen Konsequenzen ihres Handelns erkennen und sich aktiv damit auseinandersetzen“

Werner Sobek analysiert im Interview die klimaschädliche Wirkung der Bauwirtschaft
 „Wir müssen ökologische, ökonomische und sozio-kulturelle Gesamtlösungen suchen“

Eine alarmierende Analyse der weltweit klimaschädlichen Effekte der Bauwirtschaft hat der Gründer und Vorsitzende des Aufsichtsrats der Ingenieurgesellschaft Werner Sobek AG, Prof. Dr.-Ing. E.h. Dr. h.c. Werner Sobek, vorgelegt. Er gilt in der ganzen Welt mittlerweile als Wegbereiter für nachhaltiges Engineering und für eine zukunftsicher gestaltete Umwelt. *Non nobis* hat er seine Trilogie genannt, in der er den Einfluss des Bauwesens auf unseren Ressourcenverbrauch und auf die Emission von Treibhausgasen veranschaulicht und jene Handlungskorridore beschreibt, die der Menschheit aufgrund klimatischer, demographischer und wirtschaftlicher Entwicklungen noch verbleiben – und mit welchen Entwicklungen unabhängig von dem zu rechnen ist, was wir jetzt gerade erst zu ändern begonnen haben. Weil das alles auch für das professionelle Handeln der Architekten und Ingenieure als Planer von Wichtigkeit ist, haben wir Professor Sobek, der als Prüflingenieur auch Mitglied der Bundesvereinigung der Prüflingenieure für Bautechnik (BVPI) ist, um ein Interview gebeten, das Dipl.-Ing. Christian Klein von der Geschäftsstelle der BVPI geführt hat.

Klein: Herr Professor Sobek, dürfen wir aufgrund der gebotenen Dringlichkeit im Klimawandel und im Hinblick auf die zukünftigen Bauwerke und deren Tragwerke priorisieren und die CO₂-Reduktion vorrangig und unabhängig von den anderen Menschheitsproblemen, wie Ressourcenverwendung, Bevölkerungsentwicklung, betrachten, oder ist dies Ihrer Meinung nach nicht möglich?

Sobek: Die sofortige und umfassende Reduzierung der vom Menschen erzeugten Emissionen von Treibhausgasen ist die wichtigste und dringlichste Aufgabe, die in den kommenden Jahren vor uns liegt. Andere Faktoren wie die demographische Entwicklung und der

Ressourcenverbrauch hängen aber sehr eng mit dieser Aufgabe zusammen und können deshalb nicht losgelöst von ihr betrachtet werden. In der öffentlichen Diskussion werden die unterschiedlichen Problemfelder bislang aber viel zu wenig als ein zusammenhängendes Themenfeld gesehen. Sicher gibt es für jeden Bereich spezifische Lösungsansätze. Aber die Definition einer übergeordneten Strategie, die den Zusammenhang zwischen den einzelnen Bereichen anerkennt und berücksichtigt, muss der Definition von solchen Lösungsansätzen vorausgehen, die auf Einzelaspekte bezogen werden. Nur so kann im Rahmen einer Pareto-, also einer Mehrziel-Optimierung, jene Lösung herausgearbeitet wer-

den, die für die Menschheit und für unsere Umwelt die beste ist und die die ökologischen, ökonomischen und sozio-kulturellen Aspekte möglichst gut miteinander verbindet.

Klein: Sie sprechen im ersten Band Ihrer Trilogie davon, dass in den Architektur- und Ingenieurbüros Forschungsarbeit geleistet werden müsse, um die Datenlage für diese Art der Problemlösung zu verbessern. Könnten auch die Prüflingenieure dazu einen Beitrag leisten?

Sobek: In den Architektur- und Ingenieurbüros sollte definitiv mehr Forschungsarbeit geleistet werden. Mir ist bewusst, dass dies in kleinen Einheiten sehr schwierig ist. Wir Planer



Sobek: „Wir Planer müssen uns vernetzen, weitere Kompetenzen einbinden und so in unseren Arbeiten zu neuen Formaten gelangen.“

müssen uns deshalb vernetzen und in unseren Arbeiten zu neuen Formaten gelangen. Dabei ist es sicherlich sinnvoll, zumindest bereichsweise weitere Kompetenzen einzubinden. Auch ein intensivierter Austausch mit den Hochschulen ist erforderlich. Kurzum: Mehr Kommunikation über dieses Thema auf breiterer Basis. Wir stehen vor einem gesamtgesellschaftlichen Problem, bei dem Architekten und Ingenieure die Initiative zum Diskurs ergreifen müssen. Wer sonst, wenn nicht wir? Eine Verbesserung der Datenlage kann durch die Standardisierung von Informationen erreicht werden. So erwarte ich, dass wir bereits in wenigen Jahren im Kontext der Baugenehmigungsplanung auch darlegen müssen, welche graue Energie und welche grauen Emissionen bei der Herstellung des geplanten Bauwerks entstehen, welche Baustoffe verbaut werden sollen und wie deren Recyclingfähigkeit aussieht. Zusammen mit den Informationen über den Energieverbrauch in der Nutzungsphase wird dies eine Datenstruktur ergeben, welche weitreichende Optimierungen in Bezug auf Emissionsminimierung, Kreislaufwirtschaft und Energiemanagement erlaubt.

Klein: Halten Sie die derzeit gültigen bauaufsichtlich eingeführten technischen Regelwerke, zum Beispiel die Eurocodes und deren zukünftige Erweiterung um sogenannte Nachhaltigkeitsaspekte, für das richtige Instrument, um das Klimagasemissionsproblem im Bereich des Bauschaffens lösen zu können?

Sobek: Der Katalog der bauaufsichtlich eingeführten technischen Regelwerke in seiner heutigen Fassung stellt sicherlich einen Höhepunkt in der Geschichte der Technik dar. Leider geht mit dem Umfang und der Komplexität der Regelungen auch eine zunehmende Unübersichtlichkeit einher. Wir scheinen uns bis zur Bewegungsunfähigkeit in einen Kokon ausgefeilter Regelwerke eingesponnen zu haben. Innovation ist kaum noch möglich, weil man permanent an irgendwelche Grenzziehungen stößt.

Ich warne davor, angesichts der anstehenden gesamtgesellschaftlichen Verständigungen in Bezug auf das Bauen in der Zukunft weiterhin einfach nur die bisherigen Wege zu begehen. Sie führen in übergroße Komplexitäten. Stattdessen sollte man das tun, was auch bei bestehenden Normen schon lange angezeigt wäre: Klare Definition der Begriffe, klare Definition einzuhaltender Grenzen und/oder Ziele, keine Auflistung von Maßnahmenkatalogen und schon gar keine Integration von Lehrbuchinhalten in die Normen und Regelungen. Geregelt werden müssen der Ausgangspunkt und das Ziel, nicht der Weg. Diesem Prinzip folgend könnte man das Emissionsproblem im Bauwesen in nur drei Absätzen regeln: (1.)



Foto: Zoëy Braun, Stuttgart

DAS PLUSENERGIE-STADTQUARTIER in Stuttgart-Bad Cannstatt wurde auf Basis der von Werner Sobek entwickelten Aktivhaus-Module errichtet und ist ein Beispiel für moderne Holzkonstruktionen in Modulbauweise.

Das Emittieren klimaschädlicher Gase bei Herstellung, Betrieb, Um- und Rückbau von Bauwerken ist untersagt. (2.) Der Gesetzgeber kann zeitlich beschränkte Ausnahmeregelungen erlassen. (3.) Die Emission klimaschädlicher Gase kann mit geeigneten natürlichen

» Wir stehen vor einem gesamtgesellschaftlichen Problem, bei dem Architekten und Ingenieure die Initiative zum Diskurs ergreifen müssen. Wer sonst, wenn nicht wir? «

oder technischen Methoden kompensiert werden. Die Wirksamkeit dieser Methoden ist nachzuweisen.

Klein: Bedarf es in diesem Zusammenhang nicht eines generellen Umdenkens im Umgang mit Normen und Regeln? Wäre in diesem Fall nicht weniger mehr?

Sobek: Ja. Ich habe es bereits gesagt: Es genügen eine klare Definition der Begriffe und eine klare Definition der einzuhaltenden Grenzen und/oder Ziele. Der Weg zur Zielerreichung sollte vom Planer und den ausführenden Firmen definiert, nicht durch Regeln vorgegeben werden. Je detaillierter technische Regelungen ausformuliert werden, desto mehr Gremienzeit wird hierfür benötigt. Erarbeitung und Überarbeitung von Normen werden zu zeitlichen Großprojekten, neue Er-

kennnisse bleiben erst einmal in der Gremienpipeline, es entsteht ein Hemmschuh für Neuentwicklungen. Gerade bei der Umstellung des Bauens auf ein Bauen von morgen haben wir doch auch ein Zeitproblem zu beachten! Wir sollen bis 2030, also in sieben Jahren, circa 50 Prozent der Emissionen einsparen. Keiner weiß heute, wie das gehen soll. Wenn man aber heute eine entsprechende Erfindung für eine neue Bautechnik machen würde, mit der sich dieses Ziel erreichen ließe, dann wird es – cum grano salis – in Deutschland wahrscheinlich sieben Jahre dauern, bis alles entsprechend geregelt und zugelassen ist. Das bedeutet, dass die Erfindung für die rechtzeitige Erreichung der Klimaziele nutzlos wäre!

Klein: Sollte es Ihrer Meinung nach künftig oder übergangsweise möglich sein, auf teilweise, hauptsächlich komfortbedingte Anforderungen wie Schallschutz, Verformung, Gebäudenergiegesetz, zu verzichten, um die Emissionsreduktion zu priorisieren?

Sobek: Es wird nicht anders gehen, zumindest übergangsweise nicht. Komfort und Sicherheit muss man sich leisten können, finanziell wie auch in Bezug auf die Belastung der Natur. Warum soll man ein Mindestmaß an thermischer Behaglichkeit fordern, wenn ein großer Teil der Menschen die damit verbundenen Mehrkosten nicht mehr finanzieren kann? In Frankreich ist es bereits gesetzlich geregelt, dass die Mindesttemperatur in Räumen für eine gewisse Anzahl von Tagen pro Jahr unter-

schritten werden darf. Ähnliches gilt für den Schallschutz: Vielleicht sollten wir weniger Wohngebäude direkt an vielbefahrenen Ausfallstraßen errichten, sondern eher dort bauen, wo es weniger Lärmbelastung gibt. Was ich damit sagen will: Wir müssen flexibler in unseren Ansätzen werden.

Klein: Die Tragwerksplaner haben Einfluss auf mehr als zwanzig Prozent jener weltweiten Emissionen, die bei Herstellung der Bauwerke entstehen. Eine Lösung soll sein, am Tragwerk durch Reduktion beziehungsweise Diversifizierung von Teilsicherheitsbeiwerten auf der Einwirkungs- und auf der Widerstandsseite Einsparungen zu erzielen. Können wir uns „Sicherheiten“ im Hinblick auf CO₂-Reduktion nicht mehr leisten?

Sobek: Zum einen ist es gut und richtig, wenn wir die Sicherheitsreserven unserer Gebäude besser ermitteln, als dies bislang der Fall ist. Wir brauchen eine realistische Betrachtung dieser Werte, um den übermäßigen Einsatz von Ressourcen zu vermeiden. Das heißt nicht, dass wir zwingend weniger sichere Gebäude erhalten – es bedeutet vielmehr, dass wir all das Material einsparen, das nicht wirklich benötigt wird. Eine gute Strategie ist in diesem Zusammenhang das von mir entwickelte Prinzip der adaptiven Tragwerke und Fassaden, das momentan im Sonderforschungsbereich SFB 1244 der Universität Stuttgart für die baupraktische Anwendung weiterentwickelt wird.

Zum anderen müssen wir an allen Stellen deutliche und rasch erzielbare Einsparungen der Treibhausgas-Emissionen anstreben, wenn wir die Erderwärmung auf weniger als zwei Grad begrenzen wollen. Das Tragwerk spielt hier eine besonders wichtige Rolle.

Klein: Sollte sich der Tragwerksplaner denn dann nicht auch in sehr viel früheren Planungsphasen als Wissensträger für die Tragwerksoptimierung einbringen?

Sobek: Aber natürlich! Ich bin Architekt und Ingenieur, allein schon aus diesem Grund sehe ich keinen Widerspruch zwischen der Sichtweise des Architekten und derjenigen des Ingenieurs. Beide gehören zusammen und müssen im Entwurfsprozess integral agieren. Je früher die Tragwerksplaner ebenso wie andere Experten, zum Beispiel für die Materialwahl, für den Brandschutz und so weiter, in eine Planung eingebunden werden, desto

» Die Ermittlung des ökologischen Fußabdrucks unserer Gebäude ist eine wichtige Voraussetzung für mehr Nachhaltigkeit im Bauwesen. «

besser. Der planerische Aufwand mag dadurch in den früheren Leistungsphasen etwas höher sein – dies steht aber in keinem Verhältnis zu den großen Einsparungen, die dadurch in späteren Leistungsphasen sowie bei der Bauausführung selbst möglich werden.

Klein: Was halten Sie davon, in den Eurocodes Regelungen zur Ermittlung des CO₂-Fußabdrucks des Tragwerks zu verankern und diese auf die Bruttogeschossfläche umzulegen? Ist das die richtige Basis?

Sobek: Die Ermittlung des ökologischen Fußabdrucks unserer Gebäude ist eine wichtige Voraussetzung für mehr Nachhaltigkeit im Bauwesen – und damit Voraussetzung für ein

Bauen in der Zukunft. Anstatt die bestehenden Eurocodes mit diesen Themen zu erweitern, würde ich eine Regelung vorziehen, welche separat gefasst wird, die für alle Arten von Bauwerken gilt und die entsprechend dem bereits Gesagten aufgebaut ist. Ich befürworte nicht, dass die Art und Weise geregelt wird, wie beispielsweise die grauen Emissionen zu ermitteln sind. Ich befürworte aber stark, dass geregelt wird, was man darunter zu verstehen und wie die zahlenmäßige Darstellung zu erfolgen hat.

Klein: Was halten Sie von dem Ansatz, dass die Planer, also die Tragwerksplaner und die Architekten, künftig einen normierten, rechnerischen Nachweis eines Grenzzustandes der Klimaverträglichkeit führen sollen, welcher unter Umständen vom Prüfengeieur geprüft werden muss?

Sobek: Es ist wichtig, dass alle am Planungsprozess Beteiligten die ökologischen Konsequenzen ihrer Entscheidungen kennen und sich aktiv damit auseinandersetzen. Und es wichtig, dass diese Auswirkungen dokumentiert werden. Nur so kommen wir von einer behaupteten Nachhaltigkeit zu einer nachweisbaren Nachhaltigkeit. Wir müssen uns also fragen, was wir wirklich benötigen, um eine Aussage über die ökologische Qualität eines Gebäudes machen zu können. Über Emissionen haben wir bereits gesprochen. Mit dem Erreichen des Null-Emissionszeitpunktes beziehungsweise mit dem Erreichen des Net-Zero-Zeitpunktes entfallen emissionsbezogene Nachweise. Mit der Umsetzung der Energiewende und – dies ist etwas anderes! – dem Erreichen der Versorgungssicherheit mit sogenannter erneuerbarer Energie entfallen die Emissionen; der Energieverbrauch selbst kann über Kostenstrukturen geregelt werden. Verbleiben also der Materialverbrauch und die Abfallerzeugung. Beides lässt sich gut beschreiben und – nachdem wir noch die eine oder andere damit zusammenhängende Frage beantwortet haben – auch bewerten. Es ist also alles nicht so kompliziert. Wir müssen es nur tun, strukturiert und jetzt. Wir werden eine Nachweispflicht für die vorgenannten Punkte benötigen, um mit nachgewiesenen anstatt mit behaupteten Qualitäten zu operieren. Ob die Prüfengeiure hier tätig werden? Wenn sie sich dafür qualifiziert haben, sicherlich! Heute haben sie diese Qualifikation aber im Allgemeinen noch nicht.

Klein: Sind wir unter dem Gesichtspunkt der teils lückenhaften Datengrundlage überhaupt schon so weit, für dieses komplexe Thema Lösungen normativ festzuschreiben?

Sobek: Ich würde nicht die Lösungen oder Lösungswege normativ festschreiben, sondern



Foto: René Müller, Stuttgart

DIE EXPERIMENTALEINHEIT UMAR (Urban Mining and Recycling) in der Schweiz ist ein Materiallabor für Recyclingbaustoffe – alle Materialien werden einem technischen oder natürlichen Kreislauf entnommen und später in diesen zurückgeführt. Ein Großteil der Baustoffe – wie dieses hier – stammt aus der Wieder- oder Weiterverwendung von Baumaterialien.

die Ziele und alle mit der Causa zusammenhängenden Begrifflichkeiten. Die für Emissions- oder Materialbilanzierungen benötigten Daten sind in der Tat nur lückenhaft vorhanden. Hieran müssen wir arbeiten. Damit sollten wir jetzt einfach einmal beginnen. In unserem Büro bilanzieren wir die mit der Herstellung, dem Betrieb sowie dem Um- und Rückbau verbundenen Treibhausgasemissionen schon seit längerem. Dort, wo Informationen fehlen, muss man sich diese besorgen oder man muss Effekte mit Plausibilitätsüberlegungen eingrenzen.

Klein: *Einige Lösungsvorschläge, zum Beispiel die Vorfertigung von Fertigteilen, zonierte Bauweisen, unbewehrte Wände scheinen bezüglich des CO₂-Fußabdrucks Vorteile zu versprechen. Dabei scheint jedoch der Transport ausgeklammert zu werden. Können wir im Bauwesen so argumentieren?*

Sobek: Wie in Band 1 meiner Trilogie dargestellt, entstehen große Mengen an Emissionen durch Transporte rund um das Bauwesen. Beim Abtransport von Bauschutt zu weit entfernten Deponien entstehen teilweise mehr Emissionen als bei der Herstellung der Baumaterialien selbst. Es ist deshalb dringend erforderlich, dass wir den Transportsektor bei unseren Betrachtungen besser berücksichtigen. Die Vorteile der Vorfertigung liegen meines Erachtens im Zuwachs von Geschwindigkeit, Präzision und Qualität. Durch das gezielte Einbringen von Betonen mit unterschiedlichen Festigkeiten können wir die CO₂-Bilanz des verbauten Betons weiter verbessern – und wenn es uns dann noch durch die Optimierung des Bauteilinneren, zum Beispiel mit Hilfe des von mir entwickelten Gradientenbetons, gelingt, die Bauteile wesentlich leichter als bisher zu gestalten, dann relativiert sich das Transportproblem. Die Beschränkungen der Abmessungen bleiben, die Probleme mit den Transport- und den Montagegewichten aber werden deutlich kleiner.

Klein: *Der Transport ist in vielen diesbezüglichen Untersuchungen nicht berücksichtigt worden. Verkehrsminister Volkmars (FDP) wird deshalb Arbeitsverweigerung zum Thema Klimaschutz vorgeworfen. Welche Auswirkungen hat dies auf das Bauwesen?*

Sobek: Es ruft eine fatale Reaktion in der Bevölkerung hervor, wenn ein Minister eines der wichtigsten Gesetze der vergangenen Jahre, das Klimaschutzgesetz, offensichtlich nicht ernst nimmt. Wir müssen deshalb alles tun, damit zumindest die Bürgerinnen und Bürger unsere Gesetze ernst nehmen. Zu diesen Bürgerinnen und Bürgern zähle ich auch die Bauschaffenden in toto, also auch uns. Der An-



Foto: Zoëy Braun, Stuttgart

DAS PRIVATE WOHNHAUS von Werner Sobek ist modular aufgebaut und aufgrund des Zusammenbaus mit Steck- und Schraubverbindungen nicht nur leicht auf- und abbaubar, sondern auch vollkommen rezyklierbar.

und Abtransport von Baumaterialien und Bauabfällen, Erdbewegungen und Montagevorgänge sind für einen wichtigen Teil der Emissionen des Mobilitätssektors verantwortlich. Es sollte im Interesse aller Beteiligten sein, gemeinsam nach Lösungen für eine rasche Reduzierung dieser Emissionen zu suchen – und das erreichen wir nicht durch eine Änderung der Antriebstechnik allein. Wir müssen vielmehr auch die Menge der von uns verwendeten Baustoffe sowie deren Transportwege reduzieren, also viel stärker als bisher auf lokale Materialien setzen.

Klein: *In Ihrem vielbeachteten Interview mit der WELT vom 25. April 2022 haben Sie erläutert, dass man, so die damalige Überschrift über dem Artikel, beim Bauen im doppelten Sinne auf dem Holzweg sei. Ist nicht der Baum dennoch die einfachste, effektivste Lösung zur CO₂-Reduktion?*

Sobek: Die Überschrift des Artikels stammt nicht von mir und sie entspricht auch nicht meinen Überzeugungen. Nur das, was ich in diesem Interview selbst gesagt habe, gilt. Dabei ging es mir aber nicht darum, den einen

Baustoff gegenüber dem anderen in seinen Qualitäten zu relativieren. Es ging und geht darum, die Fakten und die Zusammenhänge zwischen ihnen zu erklären und zu verstehen. Und es geht darum, Irrtümer und Irreführungen auszuräumen. Holz ist ein wunderbarer Baustoff, aber man muss die CO₂-Bilanzierungen des Holzes genauso korrekt führen wie die anderer Baustoffe. Ein Baum nimmt nicht viel Kohlendioxid auf. Erst in der Phase maximaler Wachstumsgeschwindigkeit erreicht er eine Aufnahmeleistung von – je nach Spezies, Witterung und Lage – bis zu 100 Gramm pro Tag. Es sind also maximal 27 Gramm Kohlenstoff täglich, die der Baum in seine Struktur einbindet. Wenn der Baum altert, nimmt die tägliche CO₂-Aufnahme langsam ab. Aber er bindet bis ins hohe Alter CO₂. Wenn er nicht gefällt wird, läuft der Prozess also 100 Jahre und länger. Wenn wir nun aber vermehrt mit Holz bauen, dann haben wir eine höhere Einschlagfrequenz. Auch wenn man für jeden gefälltten Baum sofort einen neuen Setzling pflanzt, dann bindet dieser über viele Jahre hin weit weniger Kohlendioxid als sein gefällter Vorgänger es in derselben Zeitspanne getan hätte. Dadurch entsteht der von mir als

CO₂-Bindungslücke bezeichnete Rückgang der dringend benötigten CO₂-Bindungsleistung der Wälder. Und das ist etwas, das wir unbedingt vermeiden müssen.

Hinzu kommt noch Folgendes: Einen erheblichen Teil des Baums wie Blätter und Nadeln, kleinere Äste und Wurzeln lassen wir im Wald zurück, damit wichtige Nährstoffe dort verbleiben. Das zurückgelassene Material fängt nun an zu verrotten. Dabei wird Kohlendioxid emittiert. Der Stamm des gefällten Baumes kommt in ein Sägewerk. Dort haben wir, je nachdem, wie die Bäume gewachsen sind, einen Ausbeutungsgrad von bis zu 70 Prozent. Ein Teil der Abfälle wird in die Papierindustrie abgegeben, der Rest wird verbrannt. Vom Sägewerk kommen die Balken und Bretter in die Holzverarbeitende Industrie, wo sie zu Sperrholz oder Brettschichtholzträgern und Ähnlichem verleimt werden. Bei diesen Prozessen werden nicht brauchbare Teile vorab entfernt. Die Ausbeutungsrate liegt bei 40 bis 70 Prozent. Der größte Teil der Holzabfälle wird wiederum verbrannt. Am Ende werden nur 25 bis 30 Prozent des Baumes in einem Gebäude

„ Wir müssen auch weiterhin neu bauen – aber viel sorgfältiger und sparsamer als bisher. “

verbaut. 40 bis 50 Prozent des ursprünglich im Baum gespeicherten Kohlenstoffs gehen in kurzer Zeit als CO₂-Emission wieder in die Atmosphäre. Dieser Effekt addiert sich in seiner Wirkung mit der durch das Fällen erzeugten CO₂-Bindungslücke.

Darum geht es mir: Bäume liefern uns einen wunderbaren Baustoff, Bäume sind aber auch extrem wichtige Stabilisatoren unseres Klimas. Diese beiden Aspekte gilt es auszubalancieren. Eine sorgfältig umgesetzte Waldwirtschaft kann dies, und eine sorgsam mit dem Rohstoff umgehende Holzverarbeitende Industrie kann dies auch. Aber das ist leider nicht die Regel auf dieser Welt. Wir müssen deshalb stets das ganze Bild abfragen: Werden die Wälder nachhaltig bewirtschaftet, sind die Transportwege unter Nachhaltigkeitsgesichtspunkten sinnvoll, wurden die Holzwerkstoffe nachhaltig hergestellt, bearbeitet und verbaut?

Klein: Unter dem Gesichtspunkt des CO₂-Fußabdrucks: Altbau oder Neubau? Was wäre ihre Empfehlung?

Sobek: Es ist richtig, viel mehr auf den Bestand zu achten und nach Möglichkeit zu sanieren anstatt gleich abzureißen. Aber: Der Bedarf an neuer gebauter Umwelt ist selbst in

scheinbar hinreichend bebauten Ländern wie Deutschland groß – denken Sie allein an das von der Bundesregierung ausgerufene Ziel, pro Jahr 400.000 neue Wohnungen fertigzustellen. Schon diese Zahl zeigt deutlich, dass eine stärkere Fokussierung auf den Altbau allein nicht ausreicht. Wir müssen also weiterhin neu bauen, wir müssen dies aber viel sorgfältiger und sparsamer als bisher tun. Unter Verwendung von Sekundärbaustoffen, mit lokal oder regional vorhandenen Materialien und so weiter. Hinzu kommt, dass wir angesichts globalisierter Märkte und einer globalen Klimakrise nicht außer Acht lassen können und dürfen, was in anderen Ländern passiert. Der Nachholbedarf und der Wunsch nach mehr gebauter Umwelt sind insbesondere im globalen Süden extrem groß.

Klein: Kann man grob sagen, dass das Bauwesen die Fehler, die bei der Umsetzung der Energiewende gemacht wurden, jetzt kompensieren muss?

Sobek: Es ist mittlerweile hinreichend bekannt, dass die Menschheit kein Energieproblem hat, denn die Sonne strahlt circa 10.000 mal mehr Energie auf die Erde ein, als die Menschen für alle ihre Funktionalitäten benötigen. Die Menschheit hat ein Emissionsproblem, das dadurch entstanden ist, dass man die Bereitstellung von Energie seit der ersten industriellen Revolution auf verbrennungsbasierten Prozessen basierte und dass die hierbei entstehenden Emissionen das Erdklima aufheizen. Deshalb gibt es die Notwendigkeit der Energiewende. Sie besteht im Umstieg von verbrennungsbasierten Prozessen auf nicht-verbrennungsbasierte Prozesse, beispielsweise durch die Nutzung von Wind, Geothermie, Wellenenergie und anderes. Die gern undifferenziert angemahnten Energieeinsparforderungen haben zwei völlig unterschiedliche Begründungen: Die seinerzeit mit der Wärmeschutzverordnung erstmals eingeführten Energieeinsparverordnungen hatten keine umweltbezogene, sondern eine wirtschaftsstrategische Ursache. Sie sollten die Abhängigkeit von den Lieferstaaten fossiler Energieträger wie Saudi-Arabien beziehungsweise von Kartellen wie der OPEC reduzieren. Mit dem Vollzug der Energiewende entfällt diese Notwendigkeit. Die Notwendigkeit zum Einsparen von Energie könnte fortan entfallen, wenn nicht zwischenzeitlich eine neue Notwendigkeit entstanden wäre: Die binnenstaatliche Versorgung mitten in der Energiewende ist gefährdet, weil man es jahrelang versäumt hat, genügend Kapazitäten aufzubauen. Energie muss jetzt gespart werden, um den Zusammenbruch der Stromnetze zu vermeiden. Das außenwirtschaftliche Problem wurde also durch ein binnenwirtschaftliches, hausge-

machtes Problem ersetzt. Wenn man den Netzausbau, den Umfang der Energiegewinnung und -speicherung rechtzeitig angegangen wäre, dann müssten man heute keine Energiesparprogramme auflegen. Das Bauwesen ist von diesen neuen Energiesparforderungen stark betroffen. Das Sparen erfolgt durch effektivere Systeme der Raumwärme- und Warmwasseraufbereitung, aber auch durch den Standardreflex, nämlich den Ruf nach mehr Wärmedämmung.

Klein: Was halten sie im Sinne der Nachhaltigkeit von der Tiny-House-Bewegung, jener Bewegung also, die das Leben in kleinen Häusern propagiert?

Sobek: Ein wichtiger Bestandteil der Nachhaltigkeit ist die Suffizienz – das heißt, dass wir uns alle der Frage stellen müssen, wie viel Raum wir tatsächlich benötigen und wieviel wir uns unter ökologischen Gesichtspunkten überhaupt noch leisten dürfen. Die durchschnittliche Wohnfläche pro Kopf in Deutschland hat sich in den vergangenen vierzig Jahren mehr als verdoppelt. Diese Entwicklung kann und darf auf keinen Fall so weitergehen – insbesondere, wenn wir bedenken, dass im sogenannten Globalen Süden mehrere Milliarden Menschen völlig zu Recht danach streben, einen Lebensstandard zu erreichen, wie er ihnen von den modernen, stark westlich geprägten Medien immer wieder vorgelebt wird. Die Tiny-House-Bewegung hat also recht, wenn sie die Frage nach der angemessenen, vielleicht der minimalen Wohnfläche stellt. Ob diese freiwillige Selbstbescheidung aber zwingend mit dem überkommenen Konzept des freistehenden Einfamilienhauses verknüpft werden muss, wage ich stark zu bezweifeln. Der relative Pro-Kopf-Verbrauch von Material und Fläche ist hier immer noch deutlich höher, als er es in vergleichbaren Wohngebäuden in städtischer Ausprägung der Fall ist.

Klein: Herr Professor Sobek, wir danken Ihnen sehr für dieses Gespräch.

Non nobis – über das Bauen in der Zukunft
Band 1: Ausgehen muss man von dem, was ist; 292 S., avedition, Stuttgart, 49 €

Non nobis – über das Bauen in der Zukunft
Band 2: Die Randbedingungen des Zukünftigen; 292 S., avedition, Stuttgart, 49 €
(erscheint am 15. Juni 2023)

Non nobis – über das Bauen in der Zukunft
Band 3: Das Bauen in einer neuen Welt, 292 S., avedition, Stuttgart, 49 €
(erscheint im Sommer 2024)

Der Forschungsbau CUBE demonstriert eindrucksvoll die Praxistauglichkeit des innovativen Baustoffs Carbonbeton

In Dresden steht das weltweit erste Gebäude mit nichtmetallischen Bewehrungen Carbonbeton eröffnet neue Einsatzgebiete in sehr ressourceneffizienter Bauweise

Mit dem Carbonbetonhaus CUBE wurde das weltweit erste Gebäude errichtet, bei dem ausschließlich nichtmetallische Bewehrungen – vor allem aus Carbonfasern – für die Betonbauteile zum Einsatz kamen. Der innovative Baustoff Carbonbeton ermöglicht ein breites Einsatzgebiet, das am Gebäude in Form einer verwundenen Schalenkonstruktion sowie durch ebene Bauteile demonstriert wird. Der vorliegende Beitrag stellt den aus (Halb-)Fertigteilen bestehenden Gebäudeteil BOX, im Besonderen dessen Hohlkörperdeckenelemente, vor. Es wird dabei auf die Erwirkung der Zustimmung im Einzelfall eingegangen, die aufgrund der bislang fehlenden Standards für Berechnungsvorschriften und Materialien notwendig war. Für die Deckenplatten werden die Planung und konstruktive Durchbildung mit Carbonbewehrungsgittern und -stäben erläutert. In diesem Zusammenhang wird auch auf ausgewählte Bauteilversuche zur Unterstützung der statischen Nachweisführung und deren Verifikation eingegangen*.

1 Einführung

Der CUBE ist das weltweit erste Gebäude, bei dem alle Betonbauteile ausschließlich mit nichtmetallischer Bewehrung – meistens Carbonfasergelegenen und -stäben – versehen wurden. Die Planung und Ausführung erfolgte im Rahmen des Forschungs- und Entwicklungsvorhabens *V3.1 Ergebnishaushaus des C³-Projekts – CUBE* unter Beteiligung von sieben Wirtschaftsunternehmen und Forschungsinstituten und des Bundesministeriums für Bildung und Forschung (BMBF) als Fördermittelgeber [1], [2] und [3].



Dr.-Ing. Michael Frenzel

studierte Bauingenieurwesen und arbeitete als Tragwerksplaner und Kalkulator bei der Bilfinger Berger Nigeria GmbH; seit 2010 erforscht er an der TU Dresden den Betonleichtbau und Carbonbeton und leitete die Arbeiten zur Entwicklung und Errichtung des Carbonbetonhauses „Cube“ in Dresden.



David Sandmann M.Sc.

hat nach dem Abschluss seiner Maurerlehre Bauingenieurwesen an der Jade Hochschule in Oldenburg und an der Leibniz Universität Hannover studiert; seit 2022 erforscht er an der TU Dresden den Carbonbeton vor allem für den Einsatz als Verstärkung bestehender Stahlbetonkonstruktionen.

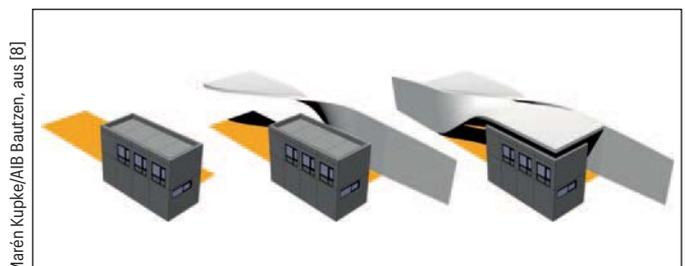


Prof. Dr.-Ing. Dr.-Ing. E.h. Manfred Curbach

studierte Bauingenieurwesen an der Universität Dortmund und arbeitete dann im Ingenieurbüro Köhler + Seitz; er ist seit 1994 Direktor des Instituts für Massivbau der Technischen Universität Dresden, wo er den Betonleichtbau, den Carbonbeton und Betone unter dynamischer Beanspruchung erforscht.

Das Carbonbetonhaus setzt sich aus vier wesentlichen Gebäudeteilen zusammen (**Abb. 1**). Dazu gehören die BOX, zwei TWIST-Elemente und eine Stahl-Glas-Fassade. Gestaltbestimmend sind die beiden geometrisch identischen, verdreht zueinander angeordneten TWIST-Schalen. Diese Schalen bilden gemeinsam mit einem Lichtband die Dachfläche und, durch ihre Verwindung, ebenfalls Teile der Außenwände. Die vertikal stehenden Bereiche des TWIST ragen dabei als Flügelschalen über die Grundfläche des Gebäudes hinaus. Mit den beiden TWIST-Elementen wurde die freie Formbarkeit und geometrisch vielfältige Anwendbarkeit von Carbonbeton aufgezeigt. Der Aufbau, die Planung und die Herstellung der TWIST-Elemente sind unter anderem ausführlich in [4], [5] und [6] dargelegt.

Die TWIST-Schalen umgeben den Gebäudeteil BOX. Die quaderförmige, zweigeschossige BOX zeigt in (Halb-)Fertigteilbauweise die Massentauglichkeit von Carbonbeton für übliche ebene Decken und Wände auf. Zudem ist mit den eingebauten dünnen, maßhaltigen Halbfertigteilsschalen in Verbindung mit der hohen Leistungsfähigkeit des Baustoffs eine ressourceneffiziente Bauweise primär im Hinblick auf eine Materialeinsparung möglich [7]. Durch den umhüllenden TWIST befinden sich zwei Außenwände der BOX innerhalb des CUBEs, während zwei frei bewittert werden. Im Untergeschoss der BOX sind ein Tech-



Marjén Kupke/AIB Bautzen, aus [8]

Abb. 1: Gebäudeteile des CUBEs; links: der Fertigteilkomplex BOX, Mitte und rechts: räumliche Anordnung der TWIST-Schalen

* Grundlage des vorliegenden Artikels sind vier Beiträge aus der Zeitschrift *Beton- und Stahlbetonbau* 118, Sonderheft *CUBE Das Carbonbetonhaus S2* [8], [10], [12], [16].

nik- und ein Laborraum untergebracht. Im oberen Geschoss befinden sich drei Räume, die als Versuchsräume für bauphysikalische Belange oder als Arbeitsräume genutzt werden können [1].

Die Herstellung der Bauteile für die BOX erfolgte im Betonwerk Oschatz (Sachsen). An die Vorfertigungsprozesse schlossen sich der Transport auf die Baustelle und die Montage der Bauteile an, die analog zur Bauweise mit Stahlbetonfertigteilen verlief. Um zukünftig die industrielle Produktion mit Carbonbeton in hoher Stückzahl zu ermöglichen, sind planerische Standards hinsichtlich der Konstruktionsdetails, der Nachweisführung und wirtschaftlicher Fertigungsprozesse notwendig. In diesem Beitrag werden dahingehend die Deckenelemente der BOX betrachtet. Dabei wird vor allem auf die statisch konstruktive Durchbildung und in diesem Zusammenhang auf die erforderlichen Nachweise und die verwendeten Materialien eingegangen.

2 Tragwerksplanung Box

2.1 Ausgangssituation und Zustimmung im Einzelfall (ZiE)

Nach deutschem Baurecht sind Bauteile des allgemeinen Hochbaus den anerkannten Regeln der Technik gemäß zu bemessen. In der Beton- und Stahlbetonbauweise gilt der Eurocode 2 [9] gemeinsam mit ergänzenden Vorschriften und Richtlinien, in denen die Berechnungsverfahren für Gebrauchs- und Standsicherheit, die bauliche Umsetzung sowie die Materialkennwerte festgelegt sind. Einzusetzende Produkte und Materialien entsprechen daher den Vorgaben dieser Regelwerke oder einer allgemeinen bauaufsichtlichen Zulassung (abZ). Für die unregelmäßig, neuartigen Werkstoffe und Bauteile im Forschungsbau CUBE lagen jedoch solche allgemeingültigen, normativen Regelungen noch nicht vor. Deshalb war es für eine genehmigungsfähige Planung erforderlich, eine *Zustimmung im Einzelfall (ZiE)* und eine vorhabenbezogene Bauartgenehmigung zu erwirken [10], [11] und [12]. Dem Bauort in Dresden entsprechend erfolgte dies – nach den Vorgaben der Sächsischen Bauordnung – bei der Landesdirektion Sachsen (Landesstelle für Bautechnik in Leipzig, Referat 37).

Das Konzept zur Erlangung einer ZiE für die BOX-Materialien und -Bauteile wurde vom Institut für Massivbau der TU Dresden in enger Abstimmung mit dem für die Tragwerksplanung zuständigen Partner, der Assmann Beraten + Planen GmbH (Dresden), entwickelt und jeweils in mehreren Runden mit der Landesstelle überarbeitet und ergänzt [8]. Inhalt dieser ZiE sind Festlegungen zum detaillierten Bauteilaufbau, zu den zu verwendenden Materialien mit ihren Eigenschaften und Kennwerten, gegebenenfalls in Verbindung mit baubegleitenden Versuchen, zu der Vorgabe von Berechnungsansätzen sowie zu den Bau- und Montageprozessen. Nachdem das Konzept zur Erlangung der ZiE abgestimmt worden war, erfolgten die wissenschaftliche Bearbeitung der Inhalte sowie die Durchführung und Auswertung von Material- und Bauteilversuchen einschließlich des zugehörigen Berichtes. Mit diesem Bericht konnte der Antrag auf die Erteilung der ZiE gestellt werden. Sie war mit Auflagen hinsichtlich bestimmter Maßnahmen für die Qualitätssicherung verbunden, beispielsweise für die Eigen- und Fremdüberwachung. Die geprüften Unterlagen waren anschließend Grundlage des Planungsprozesses nach HOAI [13], vor allem in deren Planungsphasen 4 und 5, und für die Ausführung. Die durchgeführten ZiE-Versuche speziell für die Deckenelemente werden nachfolgend näher vorgestellt.

2.2 Planung der Deckenelemente

In der BOX sind einachsig gespannte Fertigteil-Deckenplatten im Bereich von Zwischendecken und für das abschließende BOX-Dach eingebaut. Die Zwischendecke über dem Untergeschoss reicht dabei teilweise als Kragplatte über das Wandauflager der innenliegenden BOX-

Außenwand hinaus, sodass dieser balkonartige Überstand als Zugang beziehungsweise Flur zu den drei Messräumen dient. In üblicher Stahlbetonbauweise werden Element- beziehungsweise Filigrandecken mit Gitterträgern und Zulagebewehrung versehen und mit Ortbeton zu einem Vollquerschnitt ausgebildet. Unter Ausnutzung der im Vergleich mit dem Betonstahl deutlich höheren Zugfestigkeit der Carbonbewehrung (vgl. **Tabellen 1 und 2**) ergeben sich rechnerisch geringere erforderliche Deckenstärken als bei einer vergleichbaren Stahlbetondecke. In Anbetracht des Gebrauchstauglichkeitszustandes (GZG) sind so allerdings Verformungen in nicht vertretbarer Größe zu erwarten [8]. Da es bei den Bauteilen der BOX ausdrücklich das Ziel war, möglichst wenig Material einzusetzen, ergab sich ein Optimierungsproblem zwischen ausreichender Biegesteifigkeit und möglichst geringem Betonvolumen. Die Lösung war eine Decke mit Hohlräumen, die mit quaderförmigen Holz-OSB-Hohlkörpern realisiert wurden. Die 2,62 Meter breiten Platten haben im Normalfeld eine Stärke von 25 Zentimetern, im Bereich des Kragarms sind sie hingegen nur 16 Zentimeter stark (**Abb. 2**, oben).

Der gewählte Hohlkörperquerschnitt mit dünnen Gurten und Stegen hatte ein geringes Eigengewicht mit ausreichend hoher Biegesteifigkeit. Durch die Hohlräume werden im Vergleich mit einer massiven Stahlbeton-Elementdecke circa 35 Prozent weniger Beton benötigt und damit erhebliche Ressourcen eingespart [14]. Für die Deckenplatten der BOX sind lediglich drei Zentimeter dicke Deckschichten und sechs Zentimeter breite Stege erforderlich. In **Abb. 3** sind die Stirnseiten der Kragplatten zu sehen.

Während die Gurte einlagig mit einem flächigen, biaxialen Carbonfasergelege *solidian* Q95/95-CCE-38-E2 [15], [16] bewehrt sind, wurden

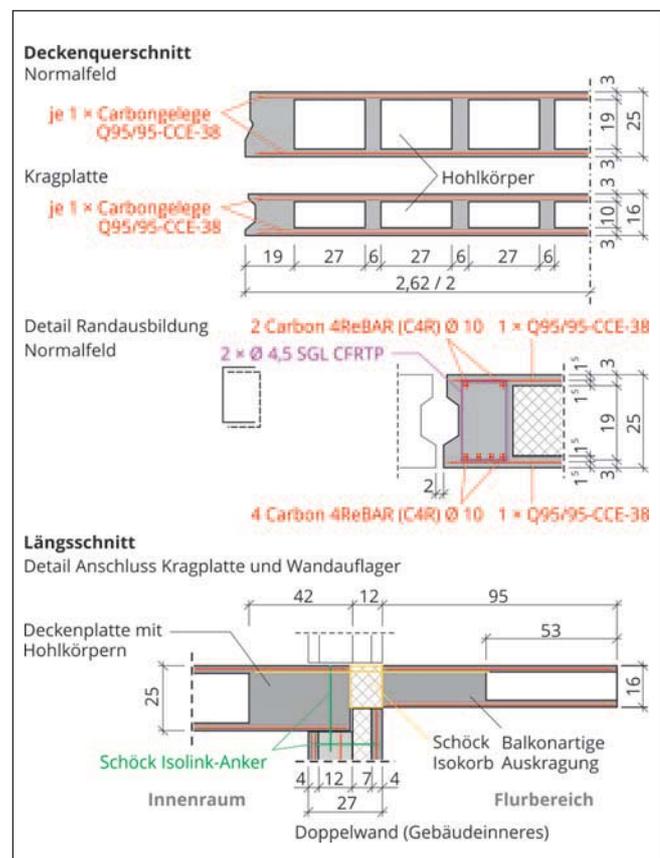


Abb. 2: Hohlkörperdecke der BOX; oben: Querschnitte im Normalfeld und im Bereich der Auskragung sowie Detail der Randausbildung, unten: Längsschnitt am Knotenpunkt Decke-Wand



Birgit Zocher/Betonwerk Oschatz GmbH, aus [8]

Abb. 3: Hohlprofildeckenelemente im Werk

die Stege unbewehrt ausgeführt. Die Einzelgarne des Geleges sind mit einer Tränkung aus Epoxidharz versehen, um den inneren Verbund der Filamente zu erhöhen und deren gleichmäßige Beteiligung am Lastabtrag sicherzustellen [17].

Teil der Deckenplatte sind die umlaufenden, höhengleichen Randbalken. Sie nehmen in Längs- und damit Tragrichtung Lasten aus den darüberstehenden, nichttragenden Wänden der Versuchs- beziehungsweise Arbeitsräume auf. In Querrichtung bilden sie die Auflagerfläche und sind Teil des deckenumlaufenden Ringankers. Die Längsrandsbalken sind seitlich zudem so ausgespart (Abb. 2, Mitte), dass die sich ergebenden Fugenschlösser vor Ort ausbetoniert werden konnten. Damit wurde die steife Verbindung zwischen den einzelnen Deckenelementen hergestellt [8].

Die Randlängsbalken wurden als stabförmiges Tragglied angesehen und entsprechend bewehrt. Als Längsbewehrung kamen gerade Carbonfaserstäbe vom Typ Carbon4ReBar C4R (thyssenkrupp) [18] mit zehn Millimeter Außendurchmesser zum Einsatz. Zur Verbundkraftübertragung sind den Stäben umlaufend helixförmige Nuten eingefräst, wo-

durch sich ein statisch wirksamer Durchmesser von 8,5 Millimeter ergab. Die Längsbewehrung wurde von Bügeln aus CFRTP-Rebars (SGL) mit 4,5 Millimeter Durchmesser als Mindestquerkraftbewehrung umfasst [16], [19]. Deren Tränkung sowie die aufgeprägten Rippen bestehen aus einem thermoplastischen Polymer. Herstellbedingt waren nur zwei Abkantungen und damit U-förmige Bügel möglich. Um die Bügel Ebene schließen zu können, mussten in einer Ebene je zwei der Einzelbügel gegeneinander verlegt werden (Abb. 2, Mitte).

Im Auflagerbereich der BOX-Außenwände wurden die Randbalken unbewehrt ausgeführt und mit Schöck-Isolink-Ankern [20] in den Wänden verankert. Dies ist im Längsschnitt in Abb. 2, unten, zu sehen. Dort ist ebenfalls der thermisch entkoppelte Anschluss der Kragplatten mit einem Schöck-Isokorb dargestellt [8], [21].

Für die vorgenannten Bewehrungsprodukte stand mit Ausnahme der geraden Schöck-Isolink-Anker zum Zeitpunkt der Planung und Herstellung der BOX keine allgemeine bauaufsichtliche Zulassung zur Verfügung, weshalb diese eine ZiE erforderten. Das Zug- und Verbundtragverhalten war in kleinteiligen Versuchen bestimmt worden. Ausgewählte Materialkennwerte sind in den Tabellen 1 und 2 zusammengestellt. Die ausführliche Beschreibung der Versuche und aller Materialkennwerte ist in [16] zu finden.

Um die im Vergleich mit dem Bewehrungsstahl B500 höhere Zugfestigkeit der nichtmetallischen Bewehrungen ausnutzen zu können, wurde ein höherfester Normalbeton mit der Bezeichnung Beton Grau mit einer planmäßigen Mindestfestigkeitsklasse C50/60 ausgewählt [16]. Da dieser speziell für die Anwendung mit Carbonbewehrung entwickelt wurde und hinsichtlich seiner Zusammensetzung nicht der DIN EN 206/DIN 1045-2 [23] und [24] entsprach, musste auch für diesen Beton eine ZiE beantragt werden. Angepasst an die geringe Maschenweite der textilen Gelege betrug der Größtkorndurchmesser acht Millimeter. Besonders wichtig war zudem eine hohe Frühfestigkeit nach 24 Stunden zur Gewährleistung einer kurzen Ausschfrist im Fertigteilwerk. Details der Mischungszusammensetzung enthält [16]. In Tabelle 3 sind die wichtigsten Betonkennwerte zusammengefasst.

Geometrie	solidian Q95/95-CCE-38-E2	
Querschnittsfläche Einzelgarn A_{tex} [mm ²]	3,62	
Anzahl Garne n_{tex} [Stk./m]	26	
Querschnittsfläche Gelege a_{tex} [mm ² /m]	95	
Garnabstand in Kett- und Schussrichtung [mm]	38,0	
Kurzzeitkennwerte (Kett- Schussrichtung)		
Charakteristische Zugfestigkeit f_{tk} [N/mm ²]	2.300 2.000	
Charakteristische Bruchdehnung ϵ_{tk} [%]	12,0 10,5	
Mittlerer E-Modul E_m [N/mm ²]	192.000 190.800	

Tabelle 1: Kennwerte des biaxialen Geleges für die Deckenplatten der BOX, aus [16]

Geometrie	Schöck Isolink Ø12	thyssenkrupp C4R Ø10	SGL CFRTP Ø4,5
Außendurchmesser d_A [mm]	13,5	10,0	5,5
Kerndurchmesser d_i [mm]	12,0	8,5	4,5
Bemessungsquerschnitt A_f [mm ²]	113	57	16
Kurzzeitkennwerte			
Charakteristische Zugfestigkeit f_{tk} [N/mm ²]	1.000	1.240	1.037 504* * am Bügel
Charakteristische Bruchdehnung ϵ_{tk} [‰]	16,7	10,0	11,4
Mittlerer E-Modul E_m [N/mm ²]	60.000	123.700	90.977

Tabelle 2: Kennwerte der nichtmetallischen Stäbe für die Deckenplatten der BOX, aus [16], [20] und [22]

Druckfestigkeit [N/mm ²]			Biegezugfestigkeit [N/mm ²]	Spaltzugfestigkeit [N/mm ²]	E-Modul [N/mm ²]
$f_{cm,cube}$	$f_{cm,prisma}$	f_{cm}	$f_{ctm,fl,prisma}$	$f_{ctm,spalt,cyl}$	E_{cm}
74,8	63,4	71,0	9,9	4,1	36.200

Tabelle 3: Mittlere Festbetoneigenschaften der Hohlprofildecke, aus [14]

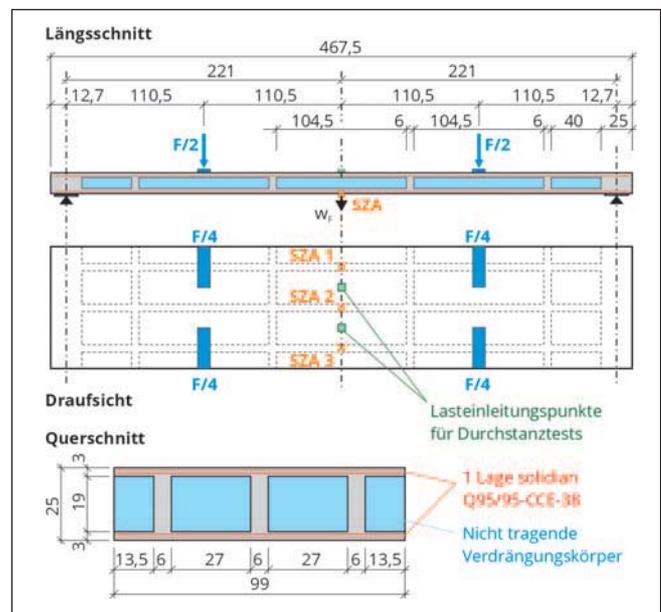
3 Versuchsprogramm

Der Tragfähigkeitsnachweis der Hohlkörperdecken unter reiner Biegebeanspruchung konnte analog zu den Rechenverfahren der Stahlbetonbauweise erfolgen [12]. Der Ober- und Untergurt bildeten dabei die Druck- beziehungsweise Zugzone. Lediglich die Eigenschaften des Bewehrungsmaterials mussten angepasst werden.

Als wesentlich problematischer stellte sich der Nachweis ausreichender Querkrafttragfähigkeit heraus, da hierzu kein verifiziertes Modell zur Verfügung stand beziehungsweise innerhalb der Projektlaufzeit ein solches auch nicht entwickelt werden konnte. Aus wirtschaftlichen und technologischen Gründen wurde die Ausführung der Stege ohne Querkraftbewehrung angestrebt. Zur Gewährleistung von Lastumlagerungen und damit zur Sicherung einer gewissen Bauteilduktilität beziehungsweise Versagensankündigung durch Rissbildung und einer gewissen Verformung wurden neben Längs- auch Querrippen vorgesehen und Bauteilversuche anhand eines 1:1-Deckenausschnittes durchgeführt.

Der Aufbau des Vierpunkt-Biegeversuches ist in Abb. 4 dargestellt [12]. Dabei sind die beiden äußeren der drei Stege jeweils mit Einzellasten beaufschlagt, um die Beteiligung des mittleren, unbelasteten Steges am Lastabtrag nachzuweisen. Die Lasteinleitungen waren dabei in den Viertelpunkten der Stützweite angeordnet, sodass das Verhältnis von maximalem Moment zur maximalen Querkraft dem einer äquivalenten Gleichstreckenlast auf der Plattenoberseite entsprach. Mit Seilzugaufnehmern (SZA) wurde zudem die Mittendurchbiegung erfasst, die vor allem auf Gebrauchslastniveau von Interesse war. Die SZA wurden unterhalb der Rippen platziert (siehe Abb. 4).

Insgesamt umfasste das Versuchsprogramm drei identische Plattenstreifen, die analog zu den realen BOX-Deckenplatten aus dem Beton Grau gegossen und mit einer Lage solidian Q95/95-CCE-38-E2 in jedem Gurt bewehrt wurden [16]. Anhand von Begleitprobekörpern ließ sich der Beton in die Festigkeitsklasse C55/67 einordnen und lag damit oberhalb der Planungsvorgabe C50/60. Für eine vereinfachte Herstellung



Angela Schmidt, Silke Scheerer/IMB TU Dresden, aus [12]

Abb. 4: Prüfung eines Deckenausschnittes, Geometrie und Versuchsaufbau

ersetzen quaderförmige Verdrängungskörper aus expandiertem Polystyrol (EPS) die Hohlräume. Diese wurden mit einem Trennmittel bestrichen, um den geplanten Wasserzementwert durch das Saugen der EPS-Körper nicht zu verändern. Zur horizontalen Lagesicherung wurden Abstandhalter eingebaut, vertikal dienten Holzleisten der Sicherung gegen Aufschwimmen. Die Versuchsdurchführung erfolgte weggesteuert mit 0,1 Millimeter pro Sekunde Belastungsgeschwindigkeit. Im Anschluss an die Tests erfolgte die Nachrechnung der Versuchsergebnisse.

4 Auswertung

4.1 Durchbiegung und Versagensverhalten

Die geforderte Lastumlagerungskapazität der Deckenplatten zeigte sich deutlich an den drei aufgezeichneten Mittendurchbiegungsverläufen der drei Stege. Diese wiesen gemäß den Daten der Seilzugaufnahme nahezu die gleichen Verläufe und Beträge auf (siehe das Kraft-Mittendurchbiegungsdiagramm in **Abb. 5** für Platte 3). Die Last wird demnach ausreichend von den äußeren Längsrippen über die Querstege auf die mittlere Längsrippe übertragen.

Des Weiteren geht aus den Messungen hervor, dass alle Probekörper Mittendurchbiegungen von mehr als 80 Millimetern und damit eine sichtbare Versagensvorankündigung aufwiesen, bevor sie zu Bruch gingen. Versagensentscheidende Risse entstanden jeweils zwischen den Endauflagern und den Lasteinleitungspunkten bis der Bruch – das Querkraftversagen – auf einer der beiden Seiten eintrat (**Abb. 6**).

4.2 Querkrafttragfähigkeit

Für die Nachrechnung wurde der Formelapparat des Querkraftnachweises für Bauteile ohne rechnerisch erforderliche Querkraftbewehrung nach EC 2 [9] und NA [25] herangezogen (siehe *Gleichung 1*), um dessen Eignung zur Berechnung des Querkraftwiderstandes der carbonbewehrten Hohlkammerplatten zu bewerten.

$$V_{Rd,c} = \frac{0,15}{\gamma_c} \cdot k \cdot (100 \cdot \rho_l \cdot f_{ck})^{\frac{1}{3}} \cdot b_w \cdot d \geq V_{Rd,c,min} \tag{Gl. 1}$$

$$= \frac{0,0525}{\gamma_c} \cdot k^2 \cdot f_{ck}^{\frac{1}{2}} \cdot b_w \cdot d$$

Bei mittlerer Lage der Bewehrung im Zuggurt (Textilfläche $A_t = 0,94 \text{ cm}^2$) betragen die statische Nutzhöhe d gemäß Planung 23,5 Zentimeter und der Bewehrungsgrad ρ_l 0,04 Prozent. Es ergaben sich zudem der Beiwert für den Einfluss der Nutzhöhe k zu 1,92, die zusammenaddierten Stegbreiten b_w zu 18 Zentimetern sowie die mittlere Betondruckfestigkeit aus den Begleitprüfkörpern (Zylindern) $f_{ck,exp} = f_{cm,exp} - 8 \text{ N/mm}^2$ zu $60,3 \text{ N/mm}^2$. Der Teilsicherheitsbeiwert γ_c blieb bei der Versuchsnachrechnung unberücksichtigt ($\gamma_c = 1,00$). Die Berechnungen führten unter Berücksichtigung der geplanten Plattengeometrie zu Widerständen in Höhe von $V_{Rk,c} = 16,4 \text{ kN}$ beziehungsweise $V_{Rk,c,min} = 46,0 \text{ kN}$. Unter Ansatz der vor und nach dem Versuch gemessenen Platten- und statischen Nutzhöhen (Ist-Werte) ergaben sich die Widerstände $V_{Rk,c}$ für die Platten 1 bis 3 zu 16,9, 17,0 und 16,9 kN beziehungsweise $V_{Rk,c,min}$ zu 47,4 und 47,6, 47,2 kN. Es ist ersichtlich, dass der Mindestquerkraftwiderstand $V_{Rk,c,min}$ aufgrund der höheren Werte maßgebend war.

Auf eine Versuchsplatte wirkten sowohl ihr Eigengewicht als auch das Gewicht der Lasteinleitung (zusammen 14,6 kN) und die drückende Maschinenkraft F . Die drei Platten versagten bei einer Kraft F_{max} von 79,0, 73,3 und 87,3 kN (siehe **Abb. 5**). Unter Berücksichtigung des statischen Systems ergaben sich daraus maximale Auflagerkräfte beziehungsweise Querkraftwiderstände V_{exp} von 46,8, 44,0 und 51,0 kN.

Der Formelapparat zur Berechnung des Querkraftwiderstandes $V_{Rk,c}$ beziehungsweise $V_{Rk,c,min}$ ist besonders dann gut geeignet, wenn damit die experimentelle Bauteilbruchlast F_{max} beziehungsweise der zugehörige Querkraftwiderstand V_{exp} auf plus/minus zehn Prozent genau vorausgesagt werden kann, also das Verhältnis der Größen ($V_{Rk,c}/V_{exp}$) zwischen 0,90 und 1,10 liegt. Bei Ansatz der Soll-Geometrie lag in den Berechnungen und Versuchen ein Verhältnis zwischen 0,92 und 1,08, bei Ansatz der Ist-Geometrie von 0,96 bis 1,10 vor, was ein sehr gutes Ergebnis darstellte. So konnte gezeigt werden, dass der Formelapparat des EC 2 zur Berechnung der Mindestquerkrafttragfähigkeit der Carbonbeton-Hohlkörperplatten geeignet ist und damit für den Querkrafttragfähigkeitsnachweis verwendet werden konnte.

Neben der Verifizierung von Formeln war auch die Bewertung der experimentellen Bruchlast von Bedeutung. Sie gibt schließlich Auskunft über das zu erwartende Sicherheitsniveau. Mit dem Plattenstreifen-eigengewicht (ca. 13,8 kN), einer Ausbaulast inklusive Reserven von $1,9 \text{ kN/m}^2$ und einer veränderlichen Last von $3,8 \text{ kN/m}^2$ ergab sich eine Gesamtlast von 40,3 kN. Wird berücksichtigt, dass sich gemäß EC 2 der

Angela Schmidt, Michael Frenzel/IMB TU Dresden, aus [12]

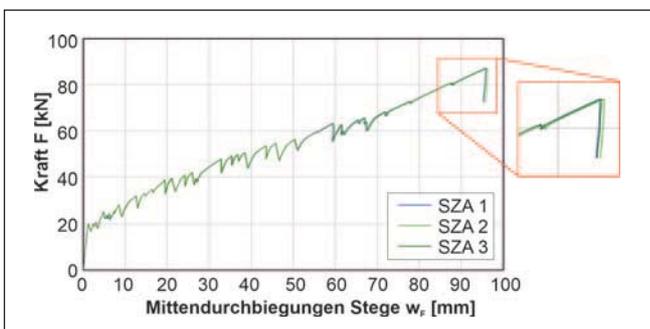
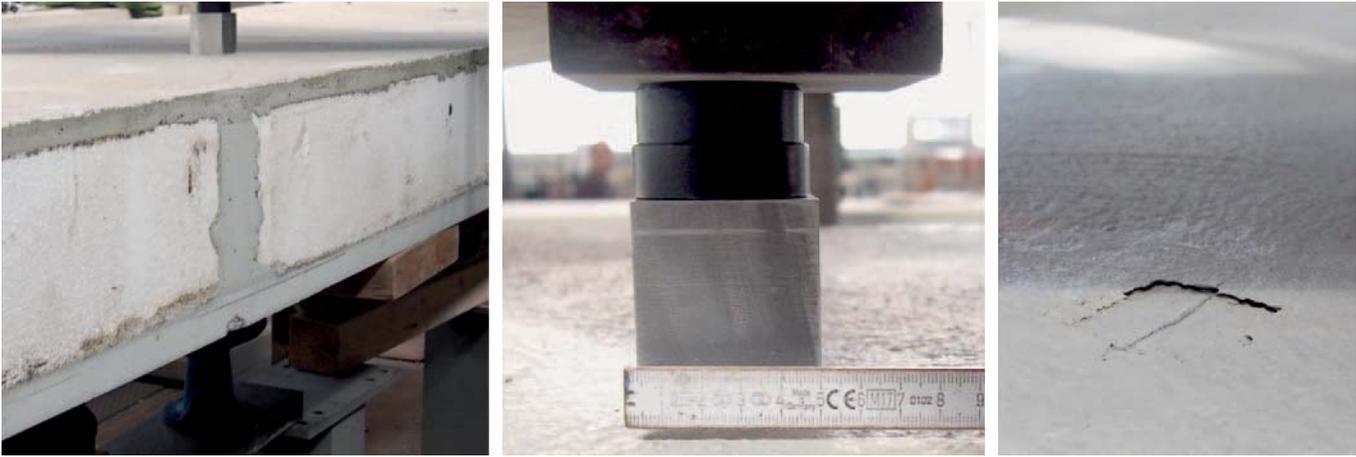


Abb. 5. Mittendurchbiegung der drei Stege des Plattenstreifens Nr. 3

Stefan Gröschel (links) und Angela Schmidt (rechts)/IMB TU Dresden, aus [12]



Abb. 6: Typisches Bruchbild infolge eines Querkraftversagens am Plattenstreifen Nr. 3



Angela Schmidt/IMB TU Dresden, aus [12]

Abb. 7: Versuchsaufbau der Durchstanzprüfung sowie Bruchbild

Bemessungsquerschnitt im Abstand d zur Auflagervorderkante befindet, eine lichte Spannweite der realen BOX-Elemente von 4,32 Metern vorliegt und die Decke flächig belastet wird, dann reduziert sich die Gesamtlast um den Faktor $(4,32 \text{ m} - 2 \cdot 0,235 \text{ m}) / 4,68 \text{ m} = 0,82$ auf 33,2 kN. Demgegenüber trugen die Platten ihr Eigengewicht mit Auflast (14,6 kN) und die Prüflasten im Vierpunkt-Biegeversuch, also insgesamt 93,6 und 88,0 und 102,0 kN. Damit ergaben sich pro Platte globale Sicherheitsfaktoren von $93,6 / 33,2 = 2,82$; $88,0 / 33,2 = 2,65$ und $102 / 33,2 = 3,07$. Werden vereinfacht auf der Lastseite ein mittlerer Sicherheitsbeiwert von 1,45 und auf der Materialseite von 1,50 angesetzt, so folgt ein globaler Sicherheitsbeiwert von $1,45 \cdot 1,50 = 2,20$. Die experimentell aufgezeigten Sicherheiten liegen darüber, somit sind noch Tragreserven bei dem Deckenelement vorhanden [26].

Die in den Randlängsbalken der Deckenplatten eingelegten CFRTP-Bügel durften in der Nachweisführung nicht als statisch erforderliche und tragende Bewehrungselemente einfließen, da keine gültige Zulassung vorlag und auch bei den Materialtests keine dafür ausreichende Untersuchung möglich war. Dementsprechend dienten diese nur als konstruktive Bewehrung.

Der Vollständigkeit halber ist zu erwähnen, dass die Biegetragfähigkeit zum Zeitpunkt des Querkraftversagens rechnerisch lediglich zu 50 bis 60 Prozent ausgenutzt war. Um die Reserven bei den Tragfähigkeiten verwenden zu können, indem zum Beispiel die Bewehrungsmenge reduziert wird oder die Stege schmaler ausgebildet werden, ist entsprechendes Augenmerk auf die Nachweise im Grenzzustand der Gebrauchstauglichkeit zu legen, die dann gegebenenfalls bemessungsrelevant werden.

4.3 Durchstanznachweis

Zu erbringen war nun noch der Nachweis der lokalen Tragfähigkeit der Hohlkörperdecke – vor allem des drei Zentimeter dünnen Obergurtes – gemäß EC 2 [9] und [25] infolge einer konzentrierten Belastung durch eine Einzellast. Dies wurde im Anschluss an die Vierpunkt-Biegeversuche in Form von Durchstanztests nachgeholt. Dazu wurde, wie in **Abb. 7** dargestellt, ein unbeschädigter Bereich der Plattenstreifen ausgewählt und der Obergurt durch eine Punktlast auf einer Fläche von $5,0 \text{ cm} \times 5,0 \text{ cm}$ belastet. Die Versuchsziellast F_{Ziel} betrug 2,0 kN. Der Lasteintrag erfolgte genau zwischen zwei Stegen (**Abb. 4**) mit einer Geschwindigkeit 0,01 Millimeter pro Sekunde. Der Untergurt der Probekörper war flächig aufgelagert.

Die erste Prüfung ergab eine Bruchlast und somit einen Durchstanzwiderstand von $F_{\text{max,DS}} = 13,2 \text{ kN}$. Zwei weitere Tests wurden bei einer

Lasthöhe von 19,0 kN vor Erreichen der Versagenslast abgebrochen. Die nachzuweisende charakteristische Last F_{Ziel} war damit bei allen Tests deutlich überschritten und der Durchstanznachweis erfolgreich erbracht.

5 Fazit

Mit der Errichtung des Großdemonstrators CUBE konnte gezeigt werden, dass der innovative Baustoff Carbonbeton schon jetzt erfolgreich in der Baupraxis eingesetzt werden kann. Dies war trotz der Tatsache möglich, dass noch keine allgemeingültigen Bemessungsvorschriften für die Anwendung dieses Materials vorlagen. Aktuell befindet sich diesbezüglich eine erste Richtlinie *Betonbauteile mit nichtmetallischer Bewehrung* des Deutschen Ausschusses für Stahlbeton im Gelbdruckverfahren [27].

Die in der Elementbauweise mit (Halb-)Fertigteilen hergestellte BOX beweist, dass mit Carbonbeton im allgemeinen Hochbau eine schnelle Ausführung analog zum Stahlbetonbau möglich ist. Zusätzlich birgt diese Bauweise jedoch erhebliches Potential im Hinblick auf Ressourceneinsparungen. Exemplarisch ist dies im vorliegenden Beitrag anhand der Hohlkörperdecken gezeigt worden. Im Rahmen des Projektes war damit aufgrund der erforderlichen ZfE noch ein hoher Aufwand verbunden.

Hochleistungsfähige, nichtrostende Carbonbewehrungen benötigen eine geringe, nur wenige Millimeter starke Betondeckung, wodurch sich schlanke Gurte und Stege und somit filigrane Bauteile konstruieren lassen. Für die bei der BOX gewählte Konstruktion konnten neben der Biegetragfähigkeit nach dem Bemessungsmodell des EC 2 [9] auch ein ausreichender Querkraftwiderstand sowie die örtliche Tragfähigkeit der Gurte durch Traglastversuche nachgewiesen werden. Mit einer Nachrechnung wurde weiterhin die Eignung des Formelapparates des EC 2 für die Berechnung des Mindestquerkraftwiderstands für die Hohlkörperdecken der BOX verifiziert.

Die ZfE für den Gebäudeteil BOX wurde am 25. März 2020 erteilt. Der Gebäudeteil selbst wurde am 11. Mai 2021 fertiggestellt.

Insgesamt ist die Verwendbarkeit von Carbonbeton mit dem Forschungsvorhaben deutlich vorangebracht worden. Für die uneingeschränkte Praxistauglichkeit sind jedoch weiterhin Forschungen am Baustoff und vor allem die Entwicklung von Standards für Berechnungsvorschriften, Materialeigenschaften und Ausführung notwendig.

6 Literatur

- [1] C³e. V. (2023) <https://carbon-concrete.org/lets-get-cube/> [abgerufen am 1.2.2023]
- [2] Kupke, M. (2022) CUBE Projektvorstellung. Beton- und Stahlbetonbau 118, Sonderheft CUBE Das Carbonbetonhaus S2, April 2023, S. 13–21. DOI: 10.1002/best.202200021
- [3] Curbach, M., Hrsg. (2022) CUBE: Neues Bauen mit Carbonbeton | New Building with Carbon Concrete. Berlin: Wasmuth & Zohlen
- [4] Vakaliuk, V. (2022) Modellierung der TWIST-Schale des CUBE. Beton- und Stahlbetonbau 118, Sonderheft CUBE Das Carbonbetonhaus S2, April 2023, S. 66–70. DOI: 10.1002/best.202200104
- [5] Zavadski, V.; Frenzel, M. (2023) Aufbau, Bemessung und Planung der TWIST-Carbonbetonschalen. Beton- und Stahlbetonbau 118, Sonderheft CUBE Das Carbonbetonhaus S2, April 2023, S. 71–81. DOI: 10.1002/best.202300009
- [6] Frenzel, M., Schmidt, A.: C³-Ergebnishaus: Handbuch Carbonbeton – Einsatz nichtmetallischer Bewehrung, Kapitel 20.3, S. 565–570. Kapitel 20.3. Berlin: Ernst & Sohn GmbH, 2023, S. 565–570
- [7] Wappler, S. (2022) Ökologische Betrachtung neuentwickelter Carbonbetonbauteile. Beton- und Stahlbetonbau 118, Sonderheft CUBE Das Carbonbetonhaus S2, April 2023, S. 120–127. DOI: 10.1002/best.202200086
- [8] Ritter, H.; Frenzel, M.; Scheerer, S. (2023) Statisch konstruktive Durchbildung des Gebäudeteils BOX. Beton- und Stahlbetonbau 118, Sonderheft CUBE Das Carbonbetonhaus S2, April 2023, S. 42–48. DOI: 10.1002/best.202200104
- [9] DIN EN 1992-1-1:2011-01 (2011) Eurocode 2: Bemessung und Konstruktion von Stahlbeton- und Spannbetontragwerken – Teil 1-1: Allgemeine Bemessungsregeln und Regeln für den Hochbau; Deutsche Fassung EN 1992-1-1:2004 + AC:2010. Berlin: Beuth Verlag GmbH (01-2011)
- [10] Gettel, M. (2023) CUBE im bauaufsichtlichen Kontext. Beton- und Stahlbetonbau 118, Sonderheft CUBE Das Carbonbetonhaus S2, April 2023, S. 22–24. DOI: 10.1002/best.202100098
- [11] Landesstelle für Bautechnik (2020) Z20-033: Zustimmung im Einzelfall gemäß § 20 SächsBO und Vorhabenbezogene Bauartgenehmigung gemäß § 16a Abs. 2 SächsBO – Teil I: Box. Erteilt von Freistaat Sachsen, Landesdirektion Sachsen, Landesstelle für Bautechnik Leipzig, 25.03.2020; zzgl. 1. Änderung vom 28.08.2020
- [12] Frenzel, M.; Schmidt, A.; Scheerer, S. (2023) ZIE für Carbonbetonbauteile in Halbfertigteil- und Fertigteilbauweise im Gebäudeteil BOX des CUBE. Beton- und Stahlbetonbau 118, Sonderheft CUBE Das Carbonbetonhaus S2, April 2023, S. 49–56. DOI: 10.1002/best.202200105
- [13] HOAI:2013-07 (2013) Verordnung über die Honorare für Architekten- und Ingenieurleistungen
- [14] Frenzel, M., Zschau, N. (2020) Fertigteilbauweise mit Carbonbeton – Mockup „BOX“. BWI – BetonWerk International, Heft 5, S. 156–167
- [15] solidian GmbH (2017) solidian Q95/95-CCE-38-E2 [Technisches Datenblatt]. 26.07.2017
- [16] Frenzel, M.; Scheerer, S.; Schmidt, A. (2023) Übersicht über die im CUBE verwendeten Materialien. Beton- und Stahlbetonbau 118, Sonderheft CUBE Das Carbonbetonhaus S2, April 2023, S. 25–36. DOI: 10.1002/best.202200125
- [17] Schumann, A., May, M., Curbach, M. (2018) Carbonstäbe im Bauwesen. Teil 1: Grundlegende Materialcharakteristiken. Beton- und Stahlbetonbau 113 (2018), S. 868–876. DOI: 10.1002/best.201800077
- [18] thyssenkrupp Carbon Components GmbH (2019) Carbon4ReBAR (C4R) Ø 10 [Technisches Datenblatt]
- [19] SGL carbon (2019) Thermoformable carbon fiber rebar – CFRTP rebar Ø 4.5 [Technisches Datenblatt]. 04 2019/01NÄ
- [20] DIBt (2018): Allgemeine bauaufsichtliche Zulassung Z-21.8-1894: Schöck Isolink® für mehrschichtige Betontafeln. Berlin, Oktober 2018
- [21] DIBt (2020) Allgemeine bauaufsichtliche Zulassung Z-15.7-320: Schöck Isokorb® CXT/CT mit Betondrucklager und Combar® Zugstab. Berlin, 08.01.2020
- [22] DIBt (2018): Allgemeine bauaufsichtliche Zulassung Z-21.8-2082: Schöck Isolink® TA-S für Verankerungen im Beton und Mauerwerk. Berlin, Oktober 2018
- [23] DIN EN 206:2021-06, Beton – Festlegung, Eigenschaften, Herstellung und Konformität; Deutsche Fassung EN 206:2013+A2:2021. Berlin: Beuth Verlag GmbH (06-2021)
- [24] DIN 1045-2:2022-07, Tragwerke aus Beton, Stahlbeton und Spannbeton – Teil 2: Beton. Berlin: Beuth Verlag GmbH (07-2022)
- [25] DIN EN 1992-1-1/NA:2013-04, Nationaler Anhang – National festgelegte Parameter – Eurocode 2: Bemessung und Konstruktion von Stahlbeton- und Spannbetontragwerken – Teil 1-1: Allgemeine Bemessungsregeln und Regeln für den Hochbau. Berlin: Beuth Verlag GmbH (04-2013)
- [26] Schmidt, A; Frenzel, M. (2019) Versuchsbericht, Zusammenstellung der Prüfergebnisse zur Erlangung einer Zustimmung im Einzelfall, Ergebnishaus des C³-Projektes – CUBE, Teil I BOX. TU Dresden, Institut für Massivbau, 21.12.2019 (unveröffentlichter Bericht)
- [27] Deutscher Ausschuss für Stahlbeton (DAfStb) (2022) Betonbauteile mit nichtmetallischer Bewehrung. Gelbdruck, Berlin: Beuth Verlag GmbH (11-2022)
- [28] Frenzel, M. (2023) Am Carbonbetonhaus CUBE Beteiligte. Beton- und Stahlbetonbau 118, Sonderheft CUBE Das Carbonbetonhaus S2, April 2023, S. 140–142

Danksagung

Die Autoren danken dem Bundesministerium für Bildung und Forschung für die Förderung des Vorhabens *Ergebnishaus des C³-Projektes – CUBE* (FKZ: 03ZZ0309A). Besonderer Dank gilt des Weiteren den Projektpartnern, der AIB GmbH (Bautzen), der Assmann Beraten + Planen GmbH (Dresden), dem Betonwerk



Oschatz, der Bendl Hoch- und Tiefbau GmbH (Sebnitz), dem Institut für Betonbau der Hochschule für Technik, Wirtschaft und Kultur (HTWK) Leipzig, dem texton e. V. (Dresden), den Lieferanten für das zur Verfügung gestellte Material und den Mitarbeitern und Mitarbeiterinnen des Otto-Mohr-Laboratoriums der TU Dresden für die Durchführung der Versuche. Eine vollständige Übersicht über die Projektbeteiligten enthält [28].



Die neue Richtlinie des DAfStb für Betondecken und -dächer aus Fertigteilhohlplatten

Jahrzehntelange Erfahrungen mit Stahlbeton- und Spannbetonhohlplatten werden in einem gemeinsamen Dokument zusammengefasst

Im Januar 2023 erschien eine neue Richtlinie des Deutschen Ausschusses für Stahlbeton (DAfStb) für Betondecken und -dächer aus Fertigteilhohlplatten. Die Richtlinie umfasst drei Teile und enthält neben einer Vielzahl von Nachweisen in den Grenzzuständen der Tragfähigkeit und Gebrauchstauglichkeit auch Bestimmungen für die Ausführung sowie Vorgaben für die Eigen- und Fremdüberwachung. Im folgenden Beitrag skizzieren zwei Autoren dieser Richtlinie deren Anwendungsbereich und diejenigen Inhalte, die für die Planung und bautechnische Prüfung von besonderer Relevanz sind.

1 Allgemeines

Im Jahr 2017 startete der Deutsche Ausschuss für Stahlbeton (DAfStb) mit der Bearbeitung der Hohlplattenrichtlinie. Ein wesentlicher Grund dafür war, dass die allgemeinen bauaufsichtlichen Zulassungen für Spannbetonhohlplatten im Herbst 2019 ausliefen und nicht verlängert werden konnten und dass über Jahrzehnte mit dem Produkt Anwendungserfahrungen in der Baupraxis bestanden. Für Stahlbetonhohlplatten gab es Regelungen. Sie sollten jedoch in der DAfStb-Richtlinie gebündelt werden, sodass für alle Hohlplatten (Stahlbeton wie Spannbeton) künftig ein gemeinsames Regelungskonzept zur Verfügung stehen würde. Für die Bearbeitung richtete der DAfStb einen Unterausschuss ein. Ausgangsdokumente für die Bearbeitung der Richtlinie waren die DIN EN 1168 Betonfertigteile – Hohlplatten [1], Allgemeine bauaufsichtliche Zulassungen (zum Beispiel [2]) und eine Industrie-Richtlinie Spannbeton-Fertigdecken [3]. Im Laufe der Bearbeitung wurde der Anwendungsbereich von Decken auch auf Dächer erweitert.



Dr.-Ing. Christoph Alfes

studierte Bauingenieurwesen an der RWTH Aachen und war danach als wissenschaftlicher Mitarbeiter am Institut für Bauforschung der RWTH Aachen (ibac) tätig; danach koordinierte er die Mitwirkung dreier Fachverbände an der Betonnormung und war in verschiedenen Leitungsfunktionen für die Bauindustrie tätig; seit 2016 ist Christoph Alfes beim Deutschen Ausschuss für Stahlbeton für die Erarbeitung von Richtlinien und Normen engagiert.



Dipl.-Ing. Mathias Tillmann

studierte Bauingenieurwesen an der RWTH Aachen, war Projekt Ingenieur, Tragwerksplaner und Konstrukteur und ist seit 2007 bei der Fachvereinigung Deutscher Betonfertigteilbau (FDB) für Technik und Normung zuständig, seit 2008 als technischer Geschäftsführer; Mathias Tillmann verfasste mehrere Fachpublikationen über Betonfertigteile und vertritt die deutsche Betonfertigteilindustrie in europäischen und nationalen Gremien, Obmann des DAfStb-Unterausschusses „Hohlplatten“; seit 2022 Lehrbeauftragter am Institut für Massivbau der TU Darmstadt.

Ergebnis der Arbeit ist jetzt eine Richtlinie mit drei Teilen:

- Teil 1: Planung, Bemessung und Ausführung von Betondecken/-dächern mit Stahlbetonhohlplatten,
- Teil 2: Planung, Bemessung und Ausführung von Betondecken/-dächern mit Spannbetonhohlplatten,
- Teil 3: Allgemeine Anforderungen.

2 Stahlbetonhohlplatten

Normative Regelungen für Stahlbetonhohlplatten bestehen seit mehreren Jahrzehnten. Erste Regelungen waren in der Beton- und Stahlbetonnorm DIN 1045 von 1978 [4] enthalten. Regelungen wurden vom Institut für Bautechnik (IfBt) durch die Grundsätze für die statische Prüfung von Stahlbeton- und Stahlleichtbetonhohlplatten in der Fassung September 1984 [6] verfasst, die sich auf DIN1045:1978-12 [4] und DIN 4219:1979-12 [11] bezogen und auch im Zusammenhang mit DIN 1045:1988-07 [5] angewendet werden konnten. Ergänzungen hinsichtlich brandschutztechnischer Anforderungen wurden ebenfalls verfasst [7]. Für Stahlbetonhohlplatten waren keine Verwendbarkeitsnachweise wie zum Beispiel allgemeine bauaufsichtliche Zulassungen erforderlich. Nach der Einführung von DIN 1045-1:2001-07 im Jahr 2005 folgte die Aktualisierung der Grundsätze [12]. Eine Anpassung der Regelungen an DIN EN 1992-1-1 im Jahr 2012 wurde durch den zuständigen Sachverständigenausschuss des Deutschen Instituts für Bautechnik (DIBt) vorgenommen. Im Jahr 2023 wurden die Regelungen in die DAfStb-Richtlinie *Betondecken und -dächer aus Fertigteilhohlplatten* überführt.

Stahlbetonhohlplatten sind Flächenbauteile und haben bei Deckendicken zwischen 140 und 200 Millimetern Spannweiten von sechs bis sieben Metern [8]. Bei Deckendicken von 300 Millimetern sind Spannweiten bis zehn Meter möglich [8].

Der Anwendungsbereich von Teil 1 der Richtlinie umfasst Tragstrukturen, die aus Stahlbetonhohlplatten aus Normalbeton bis zur maximalen Festigkeitsklasse C50/60 und aus gefügedichtem Leichtbeton bis zur maximalen Festigkeitsklasse LC 50/55 hergestellt werden. Soweit in der Richtlinie nichts anderes geregelt ist, gelten für Planung und Bemessung DIN EN 1992-1-1 [9] und DIN EN 1992-1-1/NA [10]. Die Anwendungsgrenzen der Richtlinie sind nur für den Erfahrungsbereich bekannter Hohlplattenformate anwendbar. Dieser wird durch geometrische Grenzen angegeben. Entscheidend ist dabei, ob das Hohlraumseitenverhältnis *Breite des Hohlraums b_0 zu Höhe des Hohlraums h_0*

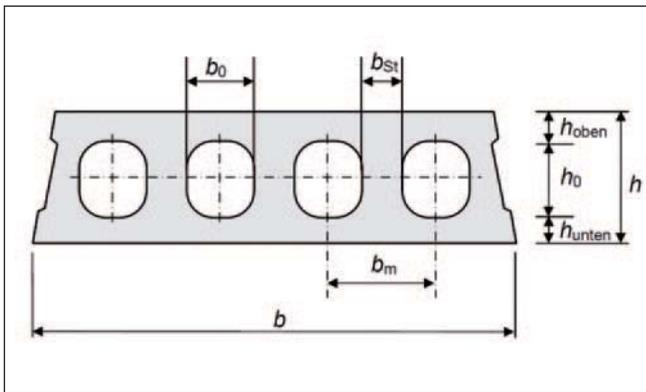


Abb. 1: Abmessungen der Hohlplatten (Nennmaße)

Decken- und Dächerdicke h [mm]	h_{unten} bzw. h_{oben} [mm]
$h \leq 120$	$\geq h / 5$
$120 < h \leq 200$	≥ 30
$200 < h \leq 280$	≥ 35
$h > 280$	≥ 40

Tabelle 1: Mindestwerte der Nennmaße der Hohlplatten

kleiner oder größer als eins ist. Für ein Hohlraumverhältnis kleiner als eins ist der Erfahrungsbereich der bisherigen Anwendungen in **Abb. 1** und **Tabelle 1** angegeben; es gelten geometrische Grenzen für die Stegbreite sowie für den unteren und oberen Plattenspiegel.

Weitere Regelungen sind für die Baustoffauswahl, für Fugenausbildung, Anordnung einer Querkraftbewehrung, Bemessung und Detaillierung der unteren Querbewehrung, für die Beurteilung der Notwendigkeit von ergänzender Stegbewehrung und für Durchbiegungen enthalten. Die Tragwerksbemessung für den Brandfall darf nach vereinfachten oder allgemeinem Verfahren nach DIN EN 1992-1-2:2010-12 [13] am einzelnen Plattenelement geführt werden, sofern der Nachweis im Kaltfall für die Stahlbetonhohlplatte gemäß DIN EN 1992-1-1:2011-01 beziehungsweise nach der Richtlinie geführt werden kann. Der Nachweis des Feuerwiderstandes der Betondecke oder des Betondachs aus

Stahlbetonhohlplatten von oben nach unten (Brandeinwirkung von der Oberseite) gilt bei Einhaltung der Mindestabmessungen der einzelnen Platten gemäß Richtlinie als erbracht.

3 Spannbetonhohlplatten

3.1 Historie

Spannbetonhohlplatten wurden in Deutschland in der Vergangenheit über allgemeine bauaufsichtliche Zulassungen geregelt (zum Beispiel [2]). Zulassungsgegenstand waren Spannbeton-Hohlplatten mit Produkteigenschaften nach DIN EN 1168:2011-12 [1]. Diese Norm legt die Anforderungen und die grundlegenden Leistungskriterien für vorgefertigte Spannbeton- oder Stahlbetonhohlplatten fest. In den Zulassungen wurden jedoch nur bestimmte Abschnitte und Anhänge der europäischen Norm zugelassen, und es wurden alternative und zusätzliche Regeln für die Anwendung in Deutschland verpflichtend gemacht. Seitens der Hersteller wurden den Tragwerksplanern, Anwendern und Bauausführenden ergänzende Unterlagen zu den Zulassungen in Form von Typenstatiken, technischen Details und Datenblättern zur Verfügung gestellt.

Der europäische Rechtsrahmen für Bauprodukte ist durch die Bauproduktenverordnung (BauPVO) [16] vorgegeben. Das Produkt Hohlplatte ist über eine harmonisierte Norm (hEN) geregelt und ein Hersteller von Hohlplatten muss der hEN folgen. Am 16. Oktober 2014 fällte der Europäische Gerichtshof in der Rechtssache C-100/13 ein Urteil, das dazu führte, dass für CE-gekennzeichnete Produkte keine Zulassungen mehr erteilt oder verlängert werden konnten. Die Laufzeit der Zulassungen war somit bis Mitte/Ende 2019 limitiert. Der Bundesverband Spannbeton-Fertigdecken (BVSF) und die Forschungsgesellschaft Spannbetonplatten VMM haben daraufhin gemeinsam mit allen deutschen Herstellern von Spannbetonhohlplatten eine Industrie-Richtlinie [3] erstellt.

Der Eurocode 2 [9] in Verbindung mit dem Nationalen Anhang [10] behandelt Hohlplatten nicht beziehungsweise nicht hinreichend. Auf nationaler Ebene bestand eine Regulierungsnotwendigkeit im Hinblick auf die Sicherheit und auf die Bauart respektive auf die bauliche Anlage. Dies gab den Anstoß zu einer DAfStb-Richtlinie. Ausgangsdokumente für die Bearbeitung der Richtlinie waren die DIN EN 1168 *Betonfertigteile – Hohlplatten* [1], allgemeine bauaufsichtliche Zulassungen (zum Beispiel [2]) und die Industrie-Richtlinie *Spannbeton-Fertigdecken* [3].



Abb. 2: Typische Anwendungsfälle für Spannbetonhohlplatten

Foto: Bundesverband Spannbeton-Fertigdecken e.V. (BVSF), Berlin

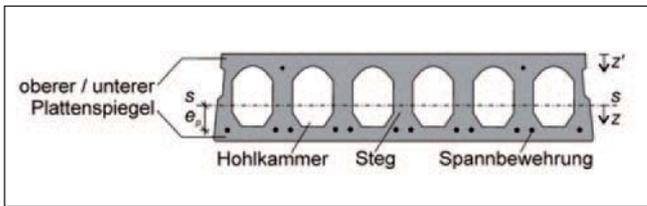


Abb. 3: Querschnitt einer Spannbetonhohlplatte [22]

3.2 Geometrie und Herstellung

Spannbetonhohlplatten sind vorgespannte Platten ohne Betonstahlbewehrung mit über die Plattenlänge durchlaufenden Hohlkammern zur Gewichtsersparnis. Die Fertigteile werden vor Ort durch Fugenguss und Ringankerausstellung zu einer Decken- oder Dachkonstruktion zusammengefügt. Als untere Bewehrung werden siebendrahtige Spannfitzen im Durchmesserbereich von 9,3 bis 12,5 Millimetern (selten Drähte von fünf oder sieben Millimetern) verwendet. Die Plattendicke h liegt zwischen 120 und 500 Millimetern. Der Hohlraumanteil beträgt in Abhängigkeit der Geometrie etwa 40 Prozent. Die Breite der Spannbetonhohlplatten liegt bei maximal 1200 Millimeter (Abb. 3). Besondere Regelungen bestehen für Passplatten. Die Mindestdruckfestigkeitsklasse beträgt C30/37, die maximale Festigkeitsklasse C50/60.

Die Herstellung der Hohlplatten erfolgt in Fertigteilwerken auf langen Spannbahnen. Nach dem Verlegen der Spannbewehrung wird im Extruderverfahren betoniert und anschließend nachbehandelt. Nach ausreichender Erhärtung wird die Spannkraft in die Betonquerschnitte eingeleitet und die Elemente werden abgelängt.

3.3 Vorteile der Bauweise und Aspekte der Nachhaltigkeit

Die Vorteile der Bauweise sind ein geringes Gewicht, große Spannweiten (siehe Abb. 2 und Abb. 4), hohe Tragfähigkeiten, flexible Raumnutzungen und geringer Materialverbrauch. In Heft 585 der DAFStb-Schriftenreihe [14] wird ausgeführt, dass in mehrgeschossigen Gebäuden Decken mit etwa 60 bis 80 Prozent den maßgebenden Teil des Rohbauvolumens darstellen. Die Decken erfüllen tragende und aussteifende Funktionen, bilden den Raumabschluss zu den darüber und darunter liegenden Nutzungseinheiten und müssen somit statischen, bauphysikalischen, nutzungsbedingten und ästhetischen Anforderungen genügen. Deckenkonstruktionen sind somit von erheblicher Bedeutung für die Nachhaltigkeitsbetrachtung im Geschossbau, da hier das größte Ressourceneinsparpotenzial sowohl bei der Herstellung und beim Rückbau, als auch hinsichtlich der Planungen für eine flexible Nutzung eines Gebäudes vorhanden ist. Eine Bestandanalyse üblicher Deckensysteme wurde im Rahmen des DAFStb/BMBF-Verbundforschungsvorhabens Nachhaltig Bauen mit Beton [17] durchgeführt. Sie zeigte, dass Spannbetonhohlplatten bei vergleichsweise niedriger Decken-

höhe große Spannweiten ermöglichen (Abb. 4). Die Nachhaltigkeit wird günstig beeinflusst, da bei Spannbetonhohlplatten im Vergleich zu Massivdecken durch die Hohlräume weniger Material und damit weniger CO_2 verbraucht werden.

Im Dezember 2019 haben sich die Staats- und Regierungschefs der Europäischen Union im Rahmen des *Grünen Deals* der EU mit dem Ziel der Klimaneutralität bis 2050 bekannt. Deutschlands Weg zur Klimaneutralität ist im Klimaschutzgesetz (KSG) vorgezeichnet. Die Bundesregierung hat die Klimaschutzvorgaben verschärft. Bis zum Jahr 2045 soll Deutschland Treibhausgasneutralität erreichen. Es muss dann also ein Gleichgewicht zwischen Treibhausgas-Emissionen und deren Abbau herrschen. Der DAFStb hat daraufhin eine *Roadmap* [18] erstellt, die das Ziel vorgibt, bis spätestens 2045 die Klimaneutralität der Betonbauweise zu erreichen. Die Roadmap dient dazu, die genannte Zielsetzung in einen nachhaltigen Betonbau zu integrieren und durch Forschungsaktivitäten und Regelwerksprojekte entlang der gesamten Wertschöpfungskette im Betonbau in den kommenden Jahren umzusetzen. Die Roadmap beinhaltet kurz- und mittelfristige Maßnahmen zur Umsetzung der Nachhaltigkeitsziele, aus denen dann weitere langfristig angelegte Vorhaben (Forschung, Richtlinien, Normung) entwickelt werden. Mit der DAFStb-Hohlplattenrichtlinie [19] werden die Bauweise und die Roadmap beziehungsweise deren Klimaziele unterstützt.

3.4 Nachweise in der Übersicht

Im zweiten Teil der hier besprochenen Richtlinie sind die erforderlichen Nachweise in den Grenzzuständen der Tragfähigkeit (GZT) und der Gebrauchstauglichkeit (GZG) für Spannbetonhohlplatten aufgelistet:

- Lagerausbildung (eventuell inklusive biegeweicher Auflagerung),
- Nachweise im Grenzzustand der Tragfähigkeit für Biegung,
- Nachweis der Endverankerung und Zugkraftdeckung,
- Nachweise im Grenzzustand der Tragfähigkeit für Querkraft,
- Nachweis der Stirnzugspannungen (Einleitung der Vorspannkraft),
- Begrenzung der Druckspannungen im Beton,
- Begrenzung der Spannungen im Spannstahl,
- Nachweis zur Rissbreitenbegrenzung,
- Dekompressionsnachweis,
- Nachweis zur Begrenzung der Verformungen,
- Nachweise im Brandfall,
- Nachweis der Querdrukspannungen aus Wandaufasten und Randeinspannungen,
- Nachweis der Querverteilung (Lastverteilungsbreite, Fugenscherkräfte),
- Begrenzung der Betonzugspannungen aus Querbiege- und Drillmomenten,
- Scheibenausbildung/Ringanker.

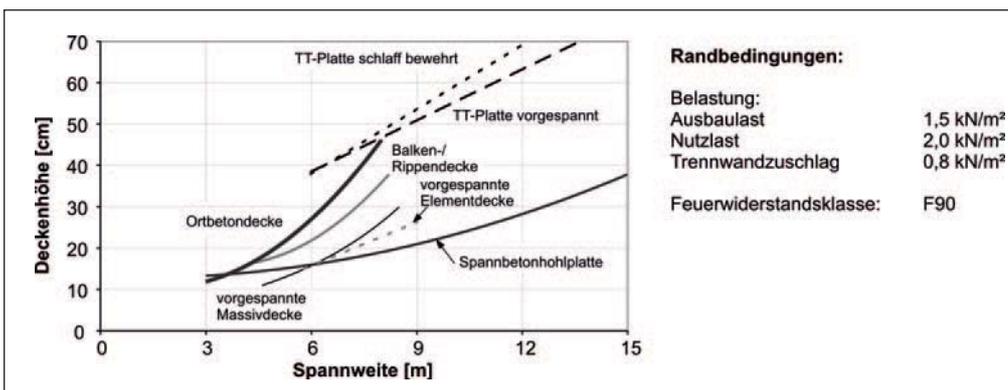


Abb. 4: Erforderliche Deckenhöhe über der Spannweite für übliche Deckensysteme [14]

Der statische Nachweis für die Tragfähigkeit der Decke oder des Daches ist in jedem Einzelfall zu erbringen. Die Erklärung wesentlicher Eigenschaften der einzelnen Spannbetonhohlplatten für mechanische Festigkeit und Feuerwiderstand (für die Tragfähigkeit) ersetzt nicht den Nachweis der Standsicherheit der baulichen Anlage im Ganzen und in seinen Teilen. Vereinfacht kann jedoch der Nachweis für Betondecken und -dächer als Teil baulicher Anlagen an der einzelnen Platte erbracht werden. Auf Besonderheiten in der Nachweisführung wird im Folgenden eingegangen.

3.5 Ansatz der Zugfestigkeit

Bei der Bemessung von Betontragwerken darf im Allgemeinen die Zugfestigkeit des Betons nicht angerechnet werden. Bei Spannbetonhohlplatten liegt eine Ausnahme vor. Spannbetonhohlplatten enthalten keine Querbewehrung oder Querkraftbewehrung aus Betonstahl. Daher müssen Kräfte aus Querkrafteinwirkungen oder Beanspruchungen aus Querbiegung durch die Zugfestigkeit aufgenommen werden. Bei den Nachweisen der Standsicherheit von Spannbetonhohlplatten wird die Betonzugfestigkeit also in folgenden Bemessungssituationen in Ansatz gebracht:

- Einleitung von Spannkraften (Spaltzugkräfte),
- Querkrafttragfähigkeit,
- Querbiegung.

Für den Bemessungswert der Betonzugfestigkeit f_{ctd} gilt DIN EN 1992-1-1:2011-01 in Verbindung mit DIN EN 1992-1-1/NA:2013-04. Die maximal zur Ermittlung des Bemessungswertes der Betonzugfestigkeit ansetzbare charakteristische Betonzugfestigkeit $f_{ctk;0,05}$ beträgt $2,7 \text{ N/mm}^2$. Eine Abminderung von γ_c für die Betonzugfestigkeit f_{ctd} von Betonfertigteilen im Sinne von DIN EN 1992-1-1/NA:2013-04, NDP zu A.2.3 (1) ist nicht anwendbar. Für den Beiwert α_{ct} gilt $0,85$. Die Begrenzung auf $f_{ctk;0,05} = 2,7 \text{ N/mm}^2$ entstammt DIN 1045-1: 2008-08 und war in den Zulassungen enthalten. Der Wert wurde in der DAFStb-Richtlinie beibehalten.

Die Anrechnung der Zugfestigkeit ist in Regelwerken für die Tragwerksplanung eine Ausnahme. In den allgemeinen bauaufsichtlichen Zulassungen war daher eine Prüfung der Zugfestigkeit am Steg vorgeschrieben. Es handelt sich um die sogenannte Knochenprüfung (Abb. 5). Die Stegprüfung war aufgrund der Streuungen der zentrischen Zugfestigkeit erforderlich. Damit wurde die Produktion der Hohlplatte überprüft, das heißt deren Qualität und Gleichmäßigkeit. Um das nationale Sicherheitsniveau aufrechtzuerhalten, wurde in der Richtlinie ein zusätzlicher Sicherheitsfaktor eingeführt. Der zusätzliche Sicherheitsfaktor γ_c' von $1,2$ ist beim Ansatz der Betonzugfestigkeit zu berücksichtigen (siehe Kapitel 3.6: Querkrafttragfähigkeit).

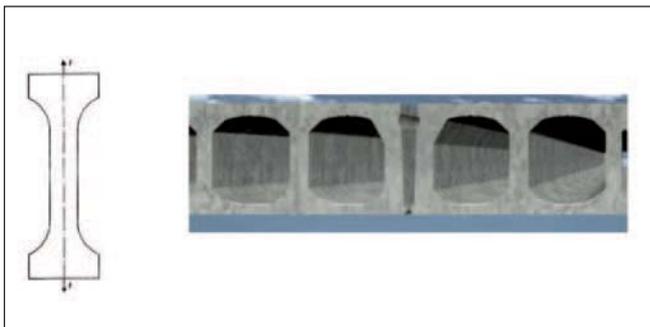


Foto: BVStF, Berlin

Abb. 5: Stegprobe für zentrischen Zugversuch als Ausschnitt aus einem zu untersuchenden Querschnitt, präpariert aus einer produzierten Hohlplatte

3.6 Querkrafttragfähigkeit

Bei den Nachweisen der Querkrafttragfähigkeit der Decke ist beim Verweis auf f_{ct} gegenüber den Modellen aus DIN EN 1992-1-1:2011-01 in Verbindung mit DIN EN 1992-1-1/NA:2013-04 oder bei der Verwendung der nach DIN EN 1168:2011-12, Abschnitt 4.3.3 erklärten Widerstandsfähigkeit gegen mechanische Einwirkungen ein zusätzlicher Sicherheitsfaktor γ_c' von $1,2$ zu berücksichtigen. Auf den zusätzlichen Sicherheitsfaktor γ_c' darf verzichtet werden, wenn die Zugfestigkeit der Plattenstege entsprechend Anhang B geprüft und die Übereinstimmung nach DIN 18200: 2018-09, Anhang A erklärt wird. Die Korrektheit der Information ist gegebenenfalls in der technischen Dokumentation darzulegen. Die Zugfestigkeiten sind mit einer bestimmten Frequenz zu prüfen und gemäß Anhang B der Richtlinie zu überwachen.

Bei der Querkrafttragfähigkeit von Spannbetonhohlplatten kann zwischen biegeweicher und starrer Lagerung (Auflagerung) unterschieden werden. Die Querkrafttragfähigkeit von Spannbetonhohlplatten ist bei einer Lagerung auf schlanken Trägern oder Unterzügen anstelle von starren Auflagern wie beispielsweise Wandscheiben deutlich herabgesetzt.

3.6.1 Starre Auflagerung – Querkrafttragfähigkeit

In der Haupttragrichtung ist die Querkraftdeckung der Spannbetonhohlplatten unter Berücksichtigung gerissener und ungerissener Bereiche nachzuweisen. Bei Nachweisen in den Grenzzuständen der Tragfähigkeit darf die statische Wirksamkeit eines Aufbetons auf Decken oder Dächern nicht angesetzt werden. Der Beitrag zu den Einwirkungen aus Eigenlast ist zu berücksichtigen. Bei den rechnerischen Querkrafttragfähigkeitsnachweisen dürfen nur die Plattenstege berücksichtigt werden, in denen Spannstahl angeordnet ist, wenn vereinfachend die Nachweise über den Tragwiderstand der einzelnen Platte erfolgen.

Um das nationale Sicherheitsniveau zu erfüllen, ist der Nachweis grundsätzlich nach DIN EN 1992-1-1:2011-01, 6.2.2 in Verbindung mit DIN EN 1992-1-1/NA:2013-04 zu führen (und nicht nach der europäischen Produktnorm). Der Mindestwert der Querkrafttragfähigkeit darf aufgrund des Sicherheitsdefizites gegenüber einem Vollquerschnitt nicht in Ansatz gebracht werden. Die Bemessungsgleichung für den Querkraftwiderstand $V_{Rd,c}$ ist gegenüber DIN EN 1992-1-1:2011-01 in Verbindung mit DIN EN 1992-1-1/NA:2013-04 durch eine präzisierende Gleichung ersetzt worden. Folgende Sicherheitselemente, die allgemein in Deutschland für bauliche Anlagen unter der Anwendung von Spannbetonhohlplatten zu berücksichtigen sind, werden dabei notwendig:

- Der Dauerstandsbeiwert unter Zugbeanspruchung beträgt $\alpha_{ct} = 0,85$ und muss berücksichtigt werden.
- Der Einfluss der Auflagertiefe aus den angrenzenden Bauteilen ist für den Nachweis der Querkrafttragfähigkeit zu berücksichtigen.
- Aufgrund der relativ großen Rotation dünner Bauteile und größerer zugehöriger Defizite in der Schubverzahnung gegenüber den in DIN EN 1992-1-1:2011-01 vorwiegend behandelten Massivquerschnitten ist der Querkraftwiderstand aus einer Einzelplattenbeurteilung für den Nachweis der Tragfähigkeit an einem „verschmierten“ Querschnitt mit einem Beiwert $k_{v,red}$ abzumindern.

3.6.2 Biegeweiche Auflagerung – Querkrafttragfähigkeit

Eine biegeweiche Auflagerung liegt vor, wenn Spannbetonhohlplatten auf schlanken Trägern oder Unterzügen gelagert werden. Nach Untersuchungen in Finnland können die bei biegeweicher Lagerung auftretenden Beanspruchungen in Querrichtung der Decke die Traglast um bis zu 60 Prozent reduzieren [21]. Für diese Abminderung sind die Verbundwirkung zwischen Fertigdecke und Träger, die Trägerverformung (Abb. 6) sowie der Plattenquerschnitt von Bedeutung [22].

In seiner Dissertation erläutert Roggendorf [22] die Beanspruchungen der Spannbetonhohlplatten bei der Auflagerung auf einem biegeweichen, deckengleichen Stahlträger:

Die Platten tendieren mit zunehmender Durchbiegung des Trägers dazu, sich in Querrichtung über dessen Auflager hinaus nach außen zu verschieben (Abb. 7). Eine Verbundtragwirkung zwischen dem Träger und den Platten ruft einen horizontalen Schubfluss in Querrichtung der Platten hervor. Den Platten, die an den Enden des Trägers aufgelagert sind, wird dadurch vor allem eine Schubverformung aufgezwungen. Von diesen so genannten Randplatten eines Deckenfeldes geht bei üblichen Systemen das Querkraftversagen aus.

Bei der Verminderung der Querkrafttragfähigkeit der Betondecke infolge biegeweicher Lagerung handelt es sich um ein Tragfähigkeitsphänomen, das durch das Zusammenwirken mehrerer parallel aufgelagerter Spannbetonhohlplatten auf einem sich unter Last durchbiegenden Träger entsteht. Es handelt sich damit also um ein Problem, das der Bauart und nicht der einzelnen Platte zuzurechnen ist, jedoch durch spezifische Platteneigenschaften beeinflusst wird. Vereinfacht kann die Nachweisführung aber, auf der sicheren Seite liegend, über Betrachtungen der Tragfähigkeit einzelner starr gelagerter Platten unter Annahme weiterer Beiwerte geführt werden, die das Zusammenwirken abbilden. Die Regelungen zur biegeweichen Auflagerung basieren auf den Forschungsarbeiten von Roggendorf & Hegger [22] bis [24].

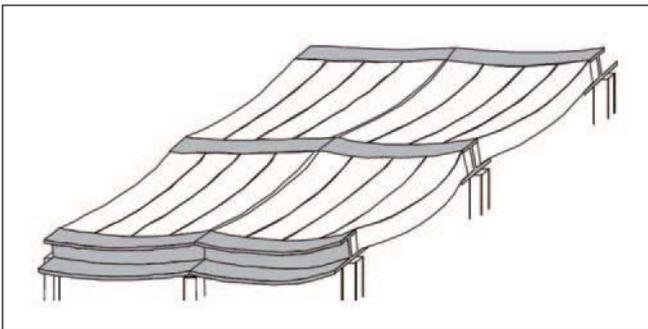


Abb. 6: Skizzenhaftes Verformungsbild einer biegeweich gelagerten Spannbeton-Fertigteilhohlplattendecke [21], [22]

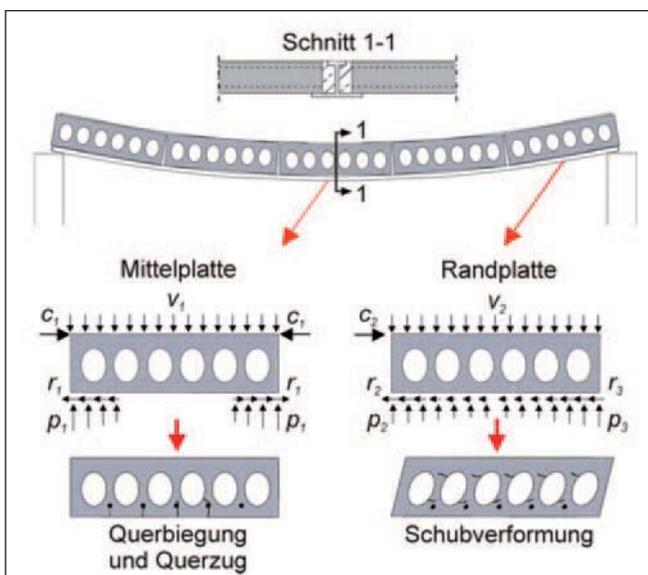


Abb. 7: Beanspruchungen von Spannbeton-Fertigteilhohlplatten bei der Auflagerung auf deckengleichen Stahlträgern [22]

Als biegeweiche Lagerung wird die Auflagerung von Spannbetonhohlplatten auf Trägern mit begrenzter Biegesteifigkeit bezeichnet. Ein biegeweiches Auflager im Sinne der Richtlinie liegt dann vor, wenn die beiden folgenden Bedingungen gleichzeitig zutreffen:

- Auflagerträger über einer lichten Öffnungsbreite größer oder gleich 2400 Millimeter,
 - die Verformungen des Auflagerträgers unter den seltenen (charakteristischen) Einwirkungen, die nach dem Fugenverguss auf das Verbundsystem aus Träger und Platten einwirken, ist größer oder gleich $L/2000$. Dabei ist L der Abstand der Momentennullpunkte des Trägers. Weiterhin dürfen die Verformungen des Auflagerträgers aus Kriechen und Schwinden vernachlässigt werden. Die Begrenzung der Durchbiegung sowie die Tragfähigkeit der Träger sind ohne Ansatz einer Verbundwirkung mit den Spannbetonhohlplatten nachzuweisen.
- Bei einer Unterstützung der Träger im Bauzustand ist auch das Eigengewicht der Konstruktion beim Nachweis der Durchbiegung zu berücksichtigen.
- Eine mögliche Steifigkeitsabminderung des Auflagerträgers im Zustand II ist gegebenenfalls zu beachten.

Für eine biegeweiche Auflagerung gelten folgende Anwendungsgrenzen:

- a) Plattendicke: 160 bis 500 mm
- b) bezogenes Trägheitsmoment: 90.000 bis 300.000 mm⁴/mm
- c) Plattenspiegel: Grenzwerte und Toleranzen (Maximalwerte) in Abhängigkeit von der Plattendicke sind für den oberen und unteren Plattenspiegel in einem Diagramm angegeben (Abb. 8, links)
- d) Mittlere Stegbreite: Obere und untere Grenzwerte und Toleranzen (Maximalwerte, Minimalwerte) in Abhängigkeit von der Plattendicke sind in einem Diagramm angegeben (Abb. 8, rechts)
- e) Breite des Fertigteils: ≤ 1200 mm

Die Anwendungsgrenzen wurden auf Basis der alten Zulassungen unter Berücksichtigung der Toleranzen nach DIN EN 1168 festgelegt.

Bei biegeweicher Lagerung kann die gegenüber einer starren Lagerung verringerte Querkrafttragfähigkeit der Betondecke $V_{Rd,c,flex}$ in einer gegenüber DIN EN 1992-1-1:2011-01 modifizierten Gleichung angenommen werden. Die Querkrafttragfähigkeit wird jedoch begrenzt auf $V_{Rd,c,flex} \leq 0,75 V_{Rd,c}$, wobei $V_{Rd,c}$ der Bemessungswiderstand der Querkrafttragfähigkeit bei starrer Lagerung ist.

Bei biegeweicher Lagerung ist die konstruktive Durchbildung einer Deckenscheibe besonders sorgfältig zu planen. Die Platten sind auf Elastomerlager aufzulegen. Die Querkrafttragfähigkeit ist bei einer Hohlraum-Verfüllung (Abb. 9) im Auflagerbereich höher. Die Verfüllung ist nur im Werk zulässig.

3.7 Nachweis der Stirnzugspannungen

Damit die Vorspannkraft sicher in den Beton eingeleitet werden können, sind die auftretenden Stirnzugspannungen zu begrenzen. Auf die nach DIN EN 1992-1-1/NA:2013-04 für Decken- und Dachplatten vorausgesetzte Spaltzugbewehrung kann verzichtet werden, wenn der Nachweis der Stirnzugspannungen erfüllt ist. Gerissene Platten dürfen nicht eingebaut werden.

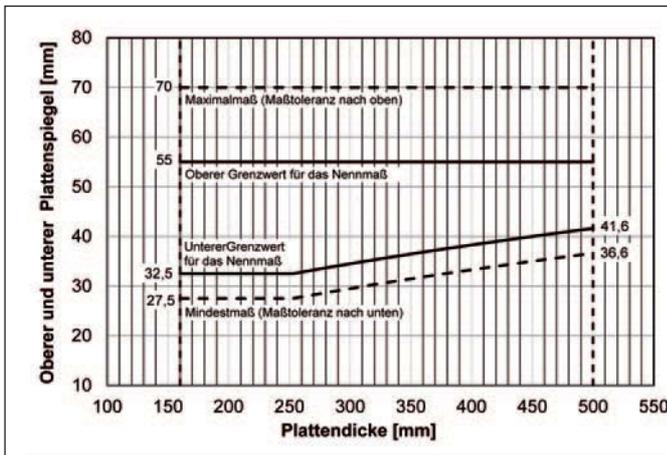


Abb. 8, links: Nennmaße und Toleranzen der Plattenspiegel in Abhängigkeit von der Plattendicke von Spannbetonhohlplatten bei biege-weicher Lagerung

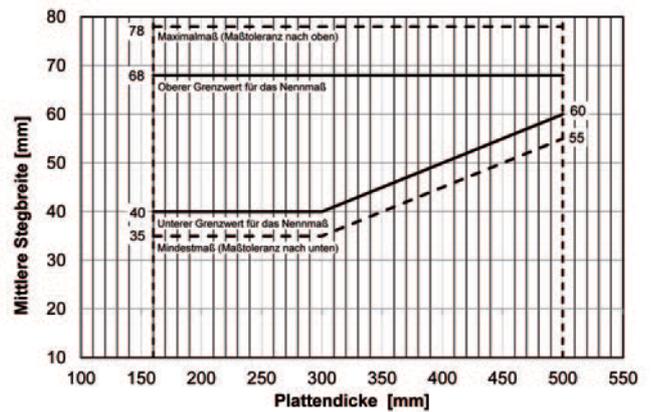


Abb. 8, rechts: Nennmaße und Toleranzen der mittleren Stegbreite in Abhängigkeit von der Plattendicke von Spannbetonhohlplatten bei biege-weicher Lagerung



Abb. 9: Hohlraum-Verfüllung zu Erhöhung der Querkrafttragfähigkeit

Foto: Bundesverband Spannbeton-Fertigdecken e.V. (BVST), Berlin

3.8 Tragverhalten unter Brandeinwirkung

Beim Brandschutz wurde auf national als abgesichert geltende Regelungen Bezug genommen. Die alten Zulassungen hatten ein geschlossenes Konzept (Abmessungen der Platten, Betonzusammensetzung, konstruktive Randbedingungen, Bezüge zu Normen). In der Richtlinie wurde daher der Regelungsstand der Zulassungen fortgeschrieben. Das Tragverhalten unter Brandeinwirkung wird in der Richtlinie im Wesentlichen durch geometrische Vorgaben geregelt. Bei Erfüllung der Nachweise der Standsicherheit unter normalen Temperaturen kann die Tragfähigkeit unter Brandeinwirkung gemäß Einheits-Temperaturzeitkurve (ETK) für eine Dauer von 90 Minuten unter den in Tabelle 2 in Verbindung mit Abb. 10 dargestellten Bedingungen als erfüllt angesehen werden. Weitere Regelungspunkte müssen beachtet werden. Bei Einhaltung der Maße nach Tabelle 2 gelten dabei auch die Nachweise für die Brandeinwirkung von der Oberseite (Brand von oben nach unten) als erbracht.

3.9 Ausführung

Spannbetonhohlplatten müssen von sachkundigen Unternehmen transportiert und eingebaut werden (Abb. 11). Spannbetonhohlplatten mit Rissen und/oder anderen Beschädigungen, die Einfluss auf die Tragfähigkeit und/oder Gebrauchstauglichkeit haben (zum Beispiel

Rissbildung an den Plattenenden im Bereich der Spannkrafteinleitung), dürfen nicht in Betondecken und -dächern eingebaut werden.

Aussparungen sollten im Werk hergestellt werden. Das Bohren von Löchern zum Beispiel für Installationsleitungen im Bereich der Hohlräume darf auf der Baustelle nur von Fachkräften durchgeführt werden. Aussparungen sind in Abstimmung mit Hersteller/Werk/Planer zu planen und hinsichtlich ihrer Auswirkung auf Tragfähigkeit und Gebrauchstauglichkeit statisch nachzuweisen. Sie sind nur unter Anwendung ent-

Deckendicke h ohne Aufbeton [mm]	Spiegeldicken h_{unten} bzw. h_{oben}^b [mm]	Stegbreite b_{st} [mm]
$160 \leq h \leq 200$	≥ 27	$\geq 0,20 b_m$
$200 < h \leq 280$	≥ 31	≥ 40
$h > 280$	≥ 35	$\geq h/10 + 5$

a Die Werte der Nennmaße enthalten ein Vorhaltemaß von 5 mm. Dies bedeutet, dass die für das bedingungsgemäße Verhalten unter Brandeinwirkung tolerierbare Grenzabweichung -5 mm beträgt.
 b Verhältnis von Hohlkörperbreite zu oberer Spiegeldicke $b_0/h_{\text{oben}} \leq 5,5$.

Tabelle 2: Geometrische Anforderungen^a an Betondecken und -dächer aus Spannbetonhohlplatten für Anwendungen, die eine Dauer des Feuerwiderstands von 90 Minuten aufweisen sollen

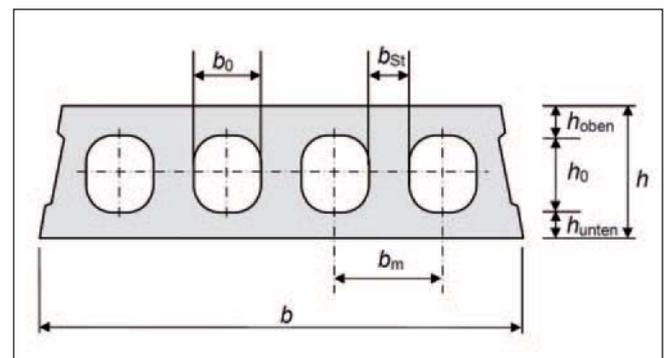


Abb. 10: Abmessungen der Hohlplatten (Nennmaße)

sprechender erschütterungsarmer Verfahren möglich (zum Beispiel Kernlochbohrung oder Sägen). Stemmarbeiten an den Spannbetonhohlplatten sind nicht auszuführen.

Die Spannbetonhohlplatten müssen im Endzustand vollflächig und gleichmäßig aufliegen. Das kann über Elastomerstreifen oder ein Auflagerbett aus geeignetem Zementmörtel oder Beton sichergestellt wer-

den. Die Elastomerstreifen sind unter Berücksichtigung des Randabstands zur Vermeidung von Abplatzungen des stützenden Bauteils möglichst nah an der Vorderkante des Trägers anzuordnen. Neben Elastomerstreifen, Mörtel oder Beton dürfen auch andere gleichwertige ausgleichende Zwischenlagen verwendet werden, wenn nachteilige Folgen für die Standsicherheit (zum Beispiel erhöhte Querkzugspannungen) und Verformungen ausgeschlossen sind. Eine Horizontalverschie-

Produktmerkmal	Erforderliche Leistung	Maßgebliche Spezifikation zur Ermittlung der erforderlichen Leistung
Verwendete Baustoffe		
Beton	Übereinstimmung mit der maßgeblichen Spezifikation zur Ermittlung der vorhandenen Leistung	DIN EN 206-1:2001-07 in Verbindung mit DIN 1045-2:2008-08
Betonstahl		DIN 488-1:2009-08
Spannstahl ^{a)}		allgemeine bauaufsichtliche Zulassung
Geometrische Eigenschaften		
Bauteilmaße	gemäß bautech. Unterlagen ^{c)}	–
Mechanische und physikalische Eigenschaften		
Druckfestigkeitsklasse des Betons	gemäß bautech. Unterlagen ^{c)} , mindestens C30/37, höchstens C50/60	DIN EN 206-1:2001-07 in Verbindung mit DIN 1045-2:2008-08
Zugfestigkeit der Plattenstege ^{a) b)}	Einhaltung der Konformitätskriterien nach Teil 2, Tab. B.2	Teil 2, Anhang B der Richtlinie
Biegezugfestigkeit der unteren Plattenspiegel ^{a)}	Einhaltung der Konformitätskriterien nach Teil 2, Tab.C.1	Teil 2, Anhang C der Richtlinie
Betonstahlsorte	gemäß bautech. Unterlagen ^{c)} , B500A oder B500B	DIN 488-1:2009-08
Festigkeitsklasse des Spannstahls ^{a)}	gemäß bautech. Unterlagen ^{c)} , St 1570/1770 oder St 1660/1860 für Litzen, St 1470/1670 oder St 1570/1770 für Drähte	allgemeine bauaufsichtliche Zulassung
Tragfähigkeit	gemäß bautech. Unterlagen ^{c)} , Nachweisführung nach Teil 1 bzw. Teil 2 der Richtlinie	Teil 1 bzw. Teil 2 der Richtlinie
Feuerwiderstand (für die Tragfähigkeit)	gemäß bautech. Unterlagen ^{c)} , Nachweisführung nach Teil 1 bzw. Teil 2 der Richtlinie	Teil 1 bzw. Teil 2 der Richtlinie
Schallschutzeigenschaften für Anforderungen entsprechend der Funktion der Decke bzw. des Daches	gemäß bautech. Unterlagen ^{c)} , Schallschutznachweis	Abschnitt A.5 der MVV TB ^{d)}
Bauliche Durchbildung	gemäß bautech. Unterlagen ^{c)} , Nachweisführung nach Teil 1 bzw. Teil 2 der Richtlinie	Teil 1 bzw. Teil 2 der Richtlinie
Dauerhaftigkeit	gemäß bautech. Unterlagen ^{c)} , Nachweisführung nach Teil 1 bzw. Teil 2 der Richtlinie	Teil 1 bzw. Teil 2 der Richtlinie
^{a)} gilt nur für Spannbetonhohlplatten ^{b)} gilt nur im Zusammenhang mit einer Überwachung nach Abschnitt 5.2 ^{c)} Zu den bautechnischen Unterlagen (auch Bemessungsspezifikation) gehören die für die Ausführung des Bauwerks notwendigen Zeichnungen, die statische Berechnung, ggf. eine ergänzende Projektbeschreibung sowie bauaufsichtlich erforderliche Verwendbarkeitsnachweise für Bauprodukte bzw. Bauarten. ^{d)} Es gilt das jeweilige Landesrecht.		

Tabelle 3: Anforderungen an Spannbeton- und Stahlbetonhohlplatten



Abb. 11: Montage von Spannbetonhohlplatten

bung einzelner Platten oder Plattenbereiche muss durch konstruktive Maßnahmen ausgeschlossen werden.

4 Allgemeine Anforderungen

Für Spannbeton- und Stahlbetonhohlplatten liegt mit DIN EN 1168 [1] eine europäische, harmonisierte Norm vor. Dementsprechend muss eine Leistungserklärung mit CE-Kennzeichnung für gelieferte Produkte erstellt werden. Es besteht jedoch keine Verpflichtung, in der Leistungserklärung alle für den Verwender notwendigen Merkmale anzugeben. Daher wurde ein dritter Teil der Richtlinie erarbeitet.

Der Teil 3 der Richtlinie enthält Anforderungen an Spannbeton- und Stahlbetonhohlplatten für die Verwendung in baulichen Anlagen als Betondecken oder -dächer. Die Anforderungen sind in einer Tabelle zusammengefasst (Tabelle 3). Es ist jedes Produktmerkmal, die zugeordnete erforderliche Leistung und maßgebliche Spezifikation zur Ermittlung der erforderlichen Leistung festgelegt.

Die Einhaltung der Anforderungen ist zu dokumentieren (technische Dokumentation). In einer weiteren Tabelle der Richtlinie sind die in der technischen Dokumentation vom Hersteller zu übermittelnden Angaben über die vorhandenen Leistungen der Spannbeton- oder Stahlbetonhohlplatten aufgelistet. Alle gelieferten Platten müssen erfasst sein.

6 Literatur

- [1] DIN EN 1168:2011-12: Betonfertigteile – Hohlplatten
- [2] Zulassung Z-15.10-276: Verwendung von Spannbeton-Hohlplatten nach DIN EN 1168:2011-12 und DIN EN 1992-1-1:2011-01 System VMM und System VP; Antragsteller: Forschungsgesellschaft VMM-Spannbetonplatten GbR, Im Fußtal 2, 50171 Kerpen; Ausgabedatum 2015-08-06; gültig bis 2019-09-01
- [3] Industrie-Richtlinie Spannbetonfertigdecken, herausgegeben vom Bundesverband Spannbeton-Fertigdecken e.V., Berlin und Forschungsgesellschaft VMM, Kerpen. Ausgabe 11. Juni 2018
- [4] DIN 1045:1978-12: Beton und Stahlbeton – Bemessung und Ausführung

Die Überwachung ergibt sich aus der notwendigen CE-Kennzeichnung für Stahlbeton- und Spannbetonhohlplatten nach Verordnung (EU) Nr. 305/2011 [16]. Wenn für Spannbetonhohlplatten entsprechend Teil 2 der Richtlinie auf den zusätzlichen Sicherheitsfaktor γ_c verzichtet wird, ist in jedem Herstellwerk die im Rahmen der werkseigenen Produktionskontrolle freiwillig durchgeführte Prüfung der Zugfestigkeit der Plattenstege nach Teil 2, Anhang B durch eine regelmäßige, repräsentative Stichprobennahme von einer unabhängigen Überwachungsstelle zu überprüfen, mindestens jedoch zweimal jährlich.

Die Aufgaben der unabhängigen Überwachungsstelle können von einer nach Artikel 43 der Verordnung (EU) Nr. 305/2011 [16] notifizierten Stelle wahrgenommen werden.

Der Teil 3 der Richtlinie kann nicht als Ersatz für die Leistungserklärung dienen. Es ist eine Hilfestellung für alle am Baugeschehen Beteiligten wie beispielsweise Bauausführende und Prüfingenieure.

5 Ausblick

Die Veröffentlichung des Weißdrucks im Beuth-Verlag erfolgte mit Ausgabedatum Januar 2023. Die Einführung der Hohlplattenrichtlinie in die Muster-Verwaltungsvorschrift Technische Baubestimmungen (MVV TB) wird angestrebt.

- [5] DIN 1045:1988-07: Beton und Stahlbeton – Bemessung und Ausführung
- [6] Grundsätze für die Prüfung von Stahlbeton- und Stahleleichtbetonhohlplatten, (Fassung September 1984); Mitteilungen des Instituts für Bautechnik (IfBt), Heft 2, 1985, Seite 46
- [7] Grundsätze für die Prüfung von Stahlbeton- und Stahleleichtbetonhohlplatten – Ergänzungen hinsichtlich brandschutztechnischer Anforderungen, Institut für Bautechnik (IfBt)
- [8] Betonfertigteile im Geschoss- und Hallenbau – Grundlagen für die Planung; Fachvereinigung Deutscher Betonfertigteilbau e.V. (FDB), 3., grundlegend überarbeitete Auflage, Bonn, 2021

- [9] DIN EN 1992-1-1: 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
- [10] DIN EN 1992-1-1/NA, Nationaler Anhang – National festgelegte Parameter – Bemessung und Konstruktion von Stahlbeton- und Spannbetontragwerken – Teil 1-1: Allgemeine Bemessungsregeln und Regeln für den Hochbau
- [11] DIN 4219:1979-12: Leichtbeton und Stahlleichtbeton mit geschlossenem Gefüge – Anforderungen an den Beton, Herstellung und Überwachung
- [12] Deutsches Institut für Bautechnik (DIBt), Mitteilungen 3/2005, Seiten 102/103
- [13] DIN EN 1992-1-2:2010-12: Eurocode 2: Bemessung und Konstruktion von Stahlbeton- und Spannbetontragwerken – Teil 1-2: Allgemeine Regeln – Tragwerksbemessung für den Brandfall, deutsche Fassung EN 1992-1-2:2004 + AC:2008
- [14] Hegger et al.: Verbundforschungsvorhaben Nachhaltig Bauen mit Beton: Ressourcen- und energieeffiziente, adaptive Gebäudekonzepte im Geschossbau – Teilprojekt C, DAfStb-Schriftenreihe, Heft 585, Beuth-Verlag, Berlin 2011
- [15] Nachhaltig bauen mit Beton – Roadmap des Deutschen Ausschusses für Stahlbeton (DAfStb) für einen klimagerechten und ressourceneffizienten Betonbau (Version 1.0, Stand September 2021); DAfStb-Homepage, Abruf vom 3. Februar 2023
- [16] Bauproduktenverordnung (BauPVO): Verordnung (EU) Nr. 305/2011 des Europäischen Parlaments und des Rates vom 9. März 2011 zur Festlegung harmonisierter Bedingungen für die Vermarktung von Bauprodukten und zur Aufhebung der Richtlinie 89/106/EWG des Rates
- [17] Schlussberichte über die erste Phase des DAfStb/BMBF-Verbundforschungsvorhabens Nachhaltig Bauen mit Beton, DAfStb-Schriftenreihe, Heft 572, Beuth-Verlag, Berlin 2007
- [18] Nachhaltig bauen mit Beton – Roadmap des Deutschen Ausschusses für Stahlbeton (DAfStb) für einen klimagerechten und ressourceneffizienten Betonbau (Version 1.0, Fassung vom 27. September 2021); DAfStb-Homepage, Zugriff am 06. Februar 2023
- [19] DAfStb-Richtlinie Betondecken und -dächer aus Fertigteilhohlplatten. Teil 1: Planung, Bemessung und Ausführung von Betondecken/-dächern mit Stahlbetonhohlplatten, Teil 2: Planung, Bemessung und Ausführung von Betondecken/-dächern mit Spannbetonhohlplatten, Teil 3: Allgemeine Anforderungen; Beuth-Verlag, Berlin, Ausgabe Januar 2023
- [20] DIN 18200:2018-09 Übereinstimmungsnachweis für Bauprodukte – Werkseigene Produktionskontrolle, Fremdüberwachung und Zertifizierung
- [21] Pajari M.: Shear resistance of prestressed hollow core slabs on flexible supports; Technical Research Centre of Finland, Dissertation for the degree of Doctor of Technology, VTT Publications 228, Espoo, 1995
- [22] Roggendorf, T.: Zum Tragverhalten von Spannbeton-Fertigdecken bei biegeweicher Lagerung; Dissertation RWTH Aachen University, 2010, Schriftenreihe des Lehrstuhls und Instituts für Massivbau der RWTH Aachen (IMB), Heft 30
- [23] Roggendorf, T.; Hegger, J.: Zur Querkrafttragfähigkeit von Spannbeton-Fertigdecken bei biegeweicher Lagerung – Teil 1: Modellentwicklung; Beton- und Stahlbetonbau 8/2011, S. 531–539
- [24] Roggendorf, T.; Hegger, J.: Querkraftbemessung von Spannbeton-Fertigdecken bei biegeweicher Lagerung; Beton- und Stahlbetonbau 10/2011, S. 685–693
- [25] Muster-Verwaltungsvorschrift Technische Baubestimmungen (MVV TB), Homepage des Deutschen Instituts für Bautechnik (DIBt), aktuelle Fassung

Der Brandschutz nach DIN 18009 und die Konsequenzen für die Kooperation von Brandschutz und Standsicherheit

Anstelle des Nachweises einzelner Bauteile wird mit dieser Norm die auf die Schutzziel-Erfüllung ausgerichtete Planung in eine strukturierte Form gebracht

Wenn die Brandsicherheit für bauliche Anlagen mit ingenieurgemäßen, schutzzielorientierten Methoden bestimmt werden soll, dann stehen sich argumentativ-ingenieurgemäße und regelkonform-leistungsbezogene Nachweise gegenüber. Die fachliche Bewertung beider wird von DIN 18009 begünstigt, die dem ingenieurgemäßen Brandschutz mit regelsetzender Struktur fachliche Akzeptanz verschafft hat. Deshalb werden hier ingenieurgemäße Nachweise aus zwei Brandschutzkonzepten vorgestellt, eines für ein historisches Theater und eines für eine Sportarena. Beide haben auf ihre Art die Brandsicherheit nachgewiesen – obwohl die ingenieurgemäße Planung erheblich von den bauordnungsrechtlichen Regelvorgaben abgewichen ist. Als beachtenswert hat sich dabei aber herausgestellt, dass die Ingenieurmethode von einer möglichst frühzeitigen Zusammenarbeit mit der Tragwerksplanung profitiert, weil sie, mit ihrer ingenieurwissenschaftlichen Herangehensweise abseits baurechtlicher Regelanforderungen, auch das ressourcensparende Bauen prägnant befördern kann.

1 Einführung

Sowohl bei der Planung von Neubauten als auch bei der Gebäudesanierung oder der Behandlung von Baudenkmalen besteht für den Aufsteller eines Brandschutzkonzeptes die Aufgabe, vielfältige vom geltenden Bauordnungsrecht abweichende Tatbestände zu identifizieren, zu dokumentieren und ausreichend zu begründen. Das kann Atrien, ausgedehnte Gebäudeanlagen, komplexe Industriebauten, im Bestand nicht ausreichend klassifizierte Bauteile, die Beurteilung erforderlicher Räumungsdauern oder auch hölzerne Einrichtungen im Bestand gleichermaßen betreffen. Die Grundlagen dafür sind in den Paragraphen 67 und 51 der Musterbauordnung der Länder (MBO) zu finden [1], mit denen der Gesetzgeber grundsätzlich die Möglichkeit einräumt, von allen materiellen Anforderungen des Bauordnungsrechts abzuweichen [2].

Die Lösung, die man dann anbietet, muss aus juristischer Sicht jedoch genauso geeignet sein, wie die vom Gesetzgeber angebotene Standardvorgabe in der Landesbauordnung beziehungsweise in einer Sonderbauverordnung (vgl. § 3 MBO). Darin kann eine besondere Schwierigkeit liegen, weil den klassischen brandschutztechnischen Anforderungen des Bauordnungsrechts nur wenige wissenschaftliche Erkenntnisse zu Grunde liegen und weil es sich dabei eher um eine Sammlung im Laufe mehrerer Jahrhunderte umfangreich zusammengetragener empirischer Erkenntnisse handelt [3].

Gleichzeitig wird innerhalb eines Prüfungsvorgangs vermehrt die Frage danach gestellt, inwieweit ein in einem Brandschutzkonzept argumentativ erbrachter Nachweis in einem Brandschutzkonzept genügt oder weitere detailliertere Nachweise erforderlich sind. Die Quintessenz ist in leider nicht wenigen Fällen die Anordnung überflüssiger Brandschutzmaßnahmen, was jedoch für den Brandschutzplaner die gleiche juristische Folge haben kann, wie eine nicht ausreichende Forderung des Brandschutzes [4].

Hinzu kommt, dass die immer differenzierter ausformulierten Regelungen für Bauprodukte und Bausätze dazu führen, dass wegen der den An- oder Verwendbarkeitsnachweisen gemäß einzuhaltenden Einbausituationen zunehmend zu begründen ist, warum eine abweichende Einbausituation, vor allem in bestehenden Gebäuden, im Zusammenhang mit einer Abweichung oder Erleichterung im Einzelfall auch akzeptabel sein kann.

Zur Beantwortung derartiger Fragen kann und soll die Anwendung ingenieurgemäßer Nachweise dabei helfen, eine richtige und angemessene Brandschutzmaßnahme zu finden.

Ob das bedeutet, dass zukünftig immer häufiger „gerechnet“ werden soll und ob argumentative Nachweisführungen für Abweichungen nicht mehr ausreichen und welche ingenieurgemäßen Alternativen mittlerweile zur Verfügung stehen, beleuchtet dieser Beitrag, und er zeigt die vielfältigen Anwendungsmöglichkeiten auf, die sich aus der Verwendung der DIN 18009-1 [5] ergeben.

Ob das bedeutet, dass zukünftig immer häufiger „gerechnet“ werden soll und ob argumentative Nachweisführungen für Abweichungen nicht mehr ausreichen und welche ingenieurgemäßen Alternativen mittlerweile zur Verfügung stehen, beleuchtet dieser Beitrag, und er zeigt die vielfältigen Anwendungsmöglichkeiten auf, die sich aus der Verwendung der DIN 18009-1 [5] ergeben.

2 Grundsätzliche Einsatzmöglichkeiten ingenieurgemäßer Nachweise

Bereits seit längerer Zeit besteht die Möglichkeit, die Dienlichkeit kompensierender Maßnahmen mit Hilfe von Methoden des Brandschutzingenieurwesens nachzuweisen. So können mittels wissenschaftlich



Prof. Dr.-Ing. habil. Gerd Geburtig

studierte Architektur an der Hochschule für Architektur und Bauwesen in Weimar und gründete 1993 seine Planungsgruppe Geburtig, Architekten & Ingenieure (Weimar/Riebnitz-Damgarten); 2008 ist er zum Dr.-Ing. promoviert und als Prüfungingenieur für Brandschutz anerkannt, 2020 für vorbeugenden Brandschutz habilitiert und 2023 als außerplanmäßiger Professor für Brandschutz der Bauhaus Universität Weimar bestellt worden; Gerd Geburtig ist Mitglied im VDI-Richtlinienausschuss Baudenkmal und denkmalwerte Gebäude, im CEN-TC Spiegelausschuss Bewahrung des kulturellen Erbes und in den DIN-NABau-Ausschüssen Brandschutzingenieurverfahren und Brandverhalten von Baustoffen und Bauteilen.

anerkannter Verfahren Nachweise erbracht werden, dass für vorgegebene oder erforderliche Zeiträume die vorhandenen Rettungswege (raucharm oder mit zugelassenen Belastungen) ausreichend zu benutzen oder wirksame Löscharbeiten möglich sind beziehungsweise, dass die Standsicherheit ausgewählter Bauteile gewährleistet ist.

Die in den sicherheitstechnisch erforderlichen Zeiträumen einzuhaltenen Sicherheitskriterien, die entweder der Begründung einer Abweichung oder dem Nachweis einer ausgleichenden Brandschutzmaßnahme dienen können, sind aufgrund anerkannter Kriterien des Brandschutzes beziehungsweise anhand bestehender Vorschriften objekt- und schutzzielbezogen festzulegen. Sie können, unter anderem,

- die Einhaltung einer im Brandschutzkonzept vorgegebenen raucharmen Schicht,
- die Tragfähigkeit unter den ermittelten Temperaturbelastungen für einzelne Bauteile oder
- die gesamte Tragkonstruktion respektive die erforderlichen Evakuierungszeiten betreffen.

Als Methoden des Brandschutzingenieurwesens kommen derzeit insbesondere folgende infrage:

- Brandsimulationen (Handformeln, Wärmebilanzberechnungen, physikalische Modelle) als *design fire* (anstelle normgerechter Prüfungen),
- Brand und Rauchversuche (reale Versuche zwecks Überprüfung des Zusammenwirkens aller Komponenten),
- Beurteilung des Brandverhaltens von Bauteilen und Tragwerken (zum Beispiel zur Behandlung nicht klassifizierter Bauteile),
- Personenstromanalysen (beispielsweise die Berechnung von Evakuierungsdauern bei größeren Personenzahlen oder im Bestand reduzierter Ausgangsbreiten).

Diese Methoden werden jeweils für den Nachweis der ausreichenden Brandsicherheit von bestehenden Bauteilen oder des ganzheitlich aufgestellten Brandschutzkonzeptes genutzt.

In **Abb. 1** ist ein Auszug aus einem ingenieurgemäßen Nachweis für eine unter Denkmalschutz stehende Versammlungsstätte zu sehen. Mit diesem Nachweis wurde unter anderem der Einfluss der Rauchgastemperaturen auf die bestehenden Konstruktionen und die Verteilung der Rauchgasschicht auf die Rettungswege während der Räumung überprüft.

Ausgehend von der Identifizierung der jeweiligen Schutzinteressen (bauordnungsrechtlicher und individueller Art) und von den möglichen Brandgefahren sollten bereits während der konzeptionellen Brandschutzplanung anhand der zu bewertenden funktionalen Subsysteme die Wechselwirkungen zwischen den brandschutztechnischen Komponenten ermittelt werden. Dabei sind die Auswahl relevanter Szenarien und die Bestimmung für den jeweiligen Einzelfall zu betreiben und geeignete Ingenieurmethoden für den Nachweis des Brandschutzkonzeptes festzulegen. Damit ergibt sich ein ganzheitlicher brandschutztechnischer Sicherheitsplan, dessen Nachweis mit Hilfe der Anwendung von Methoden des Brandschutzingenieurwesens erfolgte. Seine Ausrichtung ist damit folgerichtig nicht an die Grenzen der bisherigen Anforderungen des Bauordnungsrechts gebunden, was selbstverständlich nicht bedeutet, dass eine derartige, übliche Arbeitsweise anhand des klassischen Bauordnungsrechts weiterhin für einen überwiegenden Teil der Brandschutzplanungen erhalten bleibt.

In eine solche Denkweise sind auch die Auswirkungen auf ein zwingend notwendiges Brandschutzmanagement und auf die laufende Bauunterhaltung einzubeziehen, damit die Wirksamkeit der brandschutztechnischen Komponenten während der gesamten Nutzungsdauer eines Gebäudes gegeben ist.

3 Die Normenreihe DIN 18009

3.1 Motivation

Der im September 2016 im Weißdruck veröffentlichte erste Teil der DIN 18009 soll den gebäudekonkreten Nachweis einer ausreichenden Brandsicherheit von baulichen Anlagen unterstützen und zugleich die

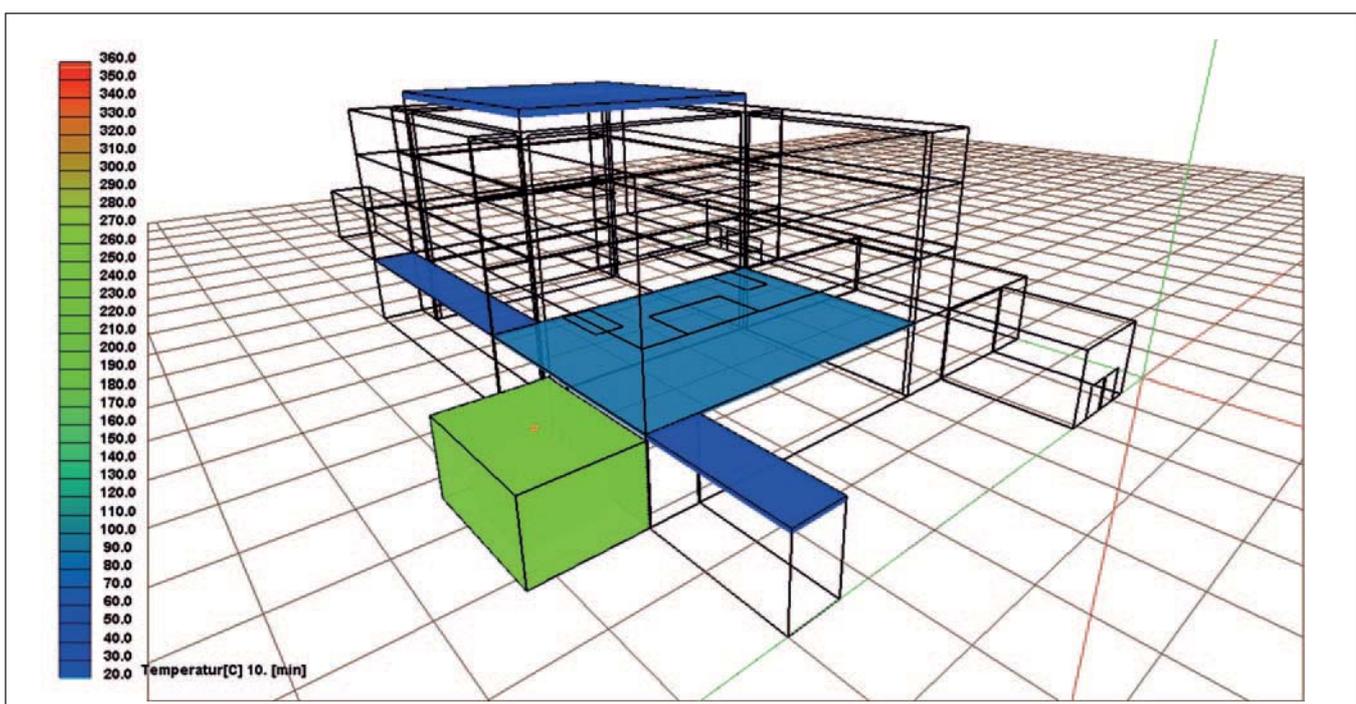


Abb. 1: Auszug aus einer Rauchgassimulation

Anwendung von Methoden des Brandschutzingenieurwesens einem größeren Kreis von Nutzern ermöglichen. Damit wird, anstelle des Nachweises einzelner Bauteile als Abgleich mit der Bauordnung oder gültigen Sonderbauvorschriften, das Planen, das auf die Erfüllung von Schutzziele ausgerichtet wird, in eine geeignete Form gebracht und strukturiert. Zugleich wird beschrieben, in welchem Umfang eine Dokumentation erforderlich ist, damit die Entscheidungsfindung bei der Brandschutzplanung und bei der notwendigen Prüfung einvernehmlich erfolgen kann.

Bisher haben jene Planer, die Brandschutzingenieurmethoden bereits anwendeten, und auch die Prüfenden – insbesondere die Prüffingenieure für Brandschutz – auf die Fachliteratur, auf akzeptierte Richtlinien (zum Beispiel auf den vfdB-Leitfaden [6]), auf verschiedene deutsche oder internationale Vereine und Institute, aber auch auf etablierte internationale Normungen (zum Beispiel ISO-Normen oder BS 7984 [7]) zurückgegriffen. Das erschwerte allerdings in vielen Fällen die Anwendung, weil die deutsche bauordnungsrechtliche Akzeptanz dieser Regelwerke bisher als eher gering einzuschätzen ist.

Um die bauaufsichtliche Zubilligung ingenieurgemäßer Testate für den Nachweis der Brandsicherheit zu verbessern, hat das Deutsche Institut für Normung (DIN) die Grundsätze für die Aufstellung von Nachweisen mit Methoden des Brandschutzingenieurwesens normativ in der DIN 18009-01:2016-09 definiert.

Mit diesem ersten Teil dieser Norm werden vor allem spezifische und bewährte internationale Regelwerke für die Anwendung von Brandschutzingenieurmethoden in die *deutsche Kleiderordnung* (J. Wiese, [8]) integriert. Damit wird das Brandschutzingenieurwesen in der Bundesrepublik Deutschland an den international bereits erreichten Stand herangeführt.

Explizit gelten diese nun vorliegenden nationalen Regelungen auch für bestehende bauliche Anlagen beziehungsweise Baudenkmale. Ziel ist es, sich vom Erfüllen fest vorgegebener Bauteilanforderungen zu lösen und an dessen Stelle ingenieurgemäße, schutzzielorientierte Nachweise treten zu lassen. Ein besonderes Problem besteht dabei darin, die jeweiligen Schutzziele individuell zu bestimmen und die Akzeptanzkriterien für den jeweiligen Einzelfall festzulegen. Es soll dabei weniger darum gehen, wiederum starre Anforderungen zu definieren, sondern stattdessen die richtige und angemessene Vorgehensweise zu beschreiben und zu regeln, mit der folgerichtig eine vertretbare Brandsicherheit ermittelt und nachgewiesen werden kann.

3.2 Grundlegende Festlegungen im Teil 1 und Vereinheitlichung von Fachtermini

Der Teil 1 der Normenreihe beinhaltet alle wesentlichen Grundlagen für die mögliche Anwendung von unterschiedlichen Ingenieurverfahren bei einer Brandschutzplanung, und zwar: (nach [8]):

- Begriffsbestimmungen,
- Merkmale und Schritte einer ingenieurgemäßen Arbeitsweise,
- normative Einbindung von argumentativen ingenieurgemäßen Nachweisführungen,
- Durchführung qualitativer Entwurfsanalysen,
- Identifizierung und Bewertung von Gefahren durch Brandereignisse,
- Vorgehen zur Identifikation und Konkretisierung von Schutzziele über funktionale Anforderungen,
- Erfassen von Leistungskriterien,
- ingenieurgemäße Abschätzung von Brandrisiken,
- Auswahl planungsrelevanter Szenarien,

- Auswahl geeigneter Modelle für die Nachweisführung,
- Aufstellung eines globalen oder Teilsicherheitskonzeptes,
- Inhalte und Struktur notwendiger Dokumentationen,
- Hinweise für die praktische Umsetzung der jeweiligen Brandschutzplanung.

Ein gegenwärtiges Problem bei der Arbeit mit dem Brandschutzingenieurwesen besteht immer noch darin, dass die Beteiligten sich gelegentlich nicht richtig verstehen, weil die jeweils verwendeten Begriffe für unterschiedliche Inhalte verwendet werden. Allein dafür leistet die Norm Pionierarbeit, mit der die notwendige sprachliche Vereinheitlichung hergestellt wird. Diese Konkretisierung umfasst unter anderem die folgenden wesentlichen Begriffe:

- Brandschutzingenieurwesen,
- Bemessung,
- Bemessungsbrand und -szenario,
- Brandrisiko,
- funktionale Anforderungen.

3.3 Argumentative und leistungsbezogene ingenieurtechnische Verfahren nach DIN 18009-1

Nach DIN 18009-1 sind argumentative, ingenieurgemäße Nachweisführungen, gegebenenfalls unter Verwendung von Schätzverfahren (zum Beispiel *engineering judgement*) und leistungsbezogene Nachweisführungen als ingenieurtechnische Verfahren möglich.

Während bei der argumentativen, ingenieurgemäßen Nachweisführung das Kriterium einer unmittelbaren Akzeptanzfindung besteht, wird im Rahmen der leistungsbezogenen Nachweisführung die Erfüllung sicherheitstechnischer Leistungskriterien bestätigt. Eine solche Arbeitsweise ist üblicherweise ein iterativer Vorgang, wobei auch die Einbindung von Experimenten in die Nachweisführung durchaus möglich und üblich ist. Zu beachten ist außerdem, dass auch bei der erstgenannten Nachweisführung die Festlegung geeigneter funktionaler Anforderungen und die Auswahl korrekter Szenarien erfolgen müssen.

3.4 Bestimmung von Akzeptanzkriterien als Ableitung aus den Schutzinteressen und -zielen

Eine besondere Bedeutung für die Anwendung von Brandschutzingenieurmethoden hat zum einen die Bestimmung der jeweiligen Akzeptanzkriterien, gegen die zu rechnen ist, und zum anderen die korrekte Argumentationsführung bei der Auslegung der Ergebnisse.

Aus den unterschiedlichen Schutzinteressen ergeben sich verschiedene Schutzziele – neben öffentlich-rechtlichen auch zivilrechtliche –, die (nach [5]) unter anderem folgende sein können:

- Vorbeugung gegen Brandentstehung oder Brandausbreitung,
- Ermöglichung der Rettung von Menschen und Tieren,
- Ermöglichung wirksamer Löschmaßnahmen,
- ausreichende Standsicherheit bei einem Brandfall,
- Erhaltung von Kulturdenkmälern,
- Begrenzung eines Sachschadens.

Von diesen Schutzziele abgeleitet sind (nach [5]) die funktionalen Anforderungen zu bestimmen, beispielsweise an

- die Nutzbarkeit der Rettungswege für
 - die Dauer der Selbstrettung,
 - die Dauer der Räumung,
 - die Rettung hilfsbedürftiger Personen durch die Einsatzkräfte,
 - die Einsatzkräfte während der Brandbekämpfung,

- die Bewahrung architektonischer Werte und
- die Erhaltung bauzeitlicher Substanz von Kulturdenkmälern.

Diese Ziele sind für den jeweiligen Einzelfall zu spezifizieren und zu dokumentieren.

Als wesentliche Basis für die quantitative Beurteilung der konkreten Brandschutzplanung dienen die sogenannten Leistungskriterien. Als Beispiele sind unter anderen zu nennen:

- die Höhe raucharmer Schichten in einem bestimmten Rettungsweg für einen festgelegten Zeitraum,
- kritische Temperaturen für ausgewählte Bauteile, zum Beispiel aus Stahl,
- Erträglichkeitsgrenzen für Personen.

Dem folgend sind die Identifizierung und die Bewertung von Brandgefahren vorzunehmen. Die dahingehend erforderliche Arbeitsweise wird im Abschnitt 6 von DIN 18009-1 ausführlich beschrieben.

Die Ergebnisse durchgeführter Berechnungen sind dann abschließend hinsichtlich des Erreichens der ausgewählten Schutzziele zu bewerten und die daraus getroffenen Festlegungen für eine spezifische Brandschutzplanung zu begründen. In DIN 18009-1 wird (in Abschnitt 4.2.4 von DIN 18009-1:2016-09) für die leistungsbezogene Nachweisführung mit Brandschutzingenieurverfahren Folgendes festgelegt:

Dafür ist der Nachweis über einen Soll-Ist-Vergleich zwischen den Leistungskriterien der Schutzziele (Akzeptanzkriterien) und den ermittelten Analyseergebnissen zu führen, wobei das geforderte Sicherheitsniveau ausreichend zu berücksichtigen ist. Die Nachweise müssen nachvollziehbar zeigen, dass ausreichend konservative Annahmen für die sicherheitsrelevanten Einwirkungen E ausgewählt worden sind (siehe Abschnitt 7). Die festgelegten Leistungskriterien (siehe Abschnitt 5) werden als erforderlicher Widerstand R bzw. als Grenzzustände betrachtet, die das Gesamtsystem diesen entgegengesetzt.

3.5 Auswahl von Bemessungsszenarien

Unter einem Bemessungsszenario versteht man gemäß DIN 18009-1 ein bestimmtes Brandszenario, für das eine brandschutztechnische Untersuchung durchgeführt wird. Dabei hat die Auswahl der sicherheitsrelevanten Szenarien für die in Frage stehenden Schutzziele auf der Basis einer systematischen Erkennung und Beschreibung der vorhandenen Brandgefahren in der betrachteten baulichen Anlage zu erfolgen. Damit ist ein wesentlicher Unterschied im Vergleich mit der Behandlung einer baulichen Anlage aus der Sicht des Brandschutzes nach den Anforderungen der Bauordnung beziehungsweise der gegebenenfalls erlassenen Sonderbauverordnung gegeben: Während bei dieser stets ein Vollbrand ohne konkrete Festlegung zu unterstellen ist, wodurch ein Brand bei einer bestimmungsgemäßen Nutzung entstehen kann, geschieht dies bei der Anwendung der DIN 18009-1 anhand einer Auswahl von Szenarien in einem Beurteilungszeitraum. Zugleich wird die jeweilige Nutzungsart berücksichtigt. Bei dieser Arbeitsweise sind selbstverständlich alle realistischen Szenarien zu erfassen.

Da jedoch bei nahezu jeder baulichen Anlage durchaus eine Vielzahl denkbarer Szenarien angenommen werden könnte, ist nach der Norm eine Risikobewertung unter Berücksichtigung von Häufigkeiten und Auswirkungen der Szenarien (*risk ranking*) [5] zur Auswahl der maßgeblichen Szenarien vorzunehmen. In diesem Zusammenhang sind dann die geplanten Brandschutzmaßnahmen sowohl hinsichtlich ihres planmäßigen Effektes als auch mit Rücksicht auf ihre Zuverlässigkeit zu beurteilen. Entsprechende Aspekte der Zuverlässigkeit der jewei-

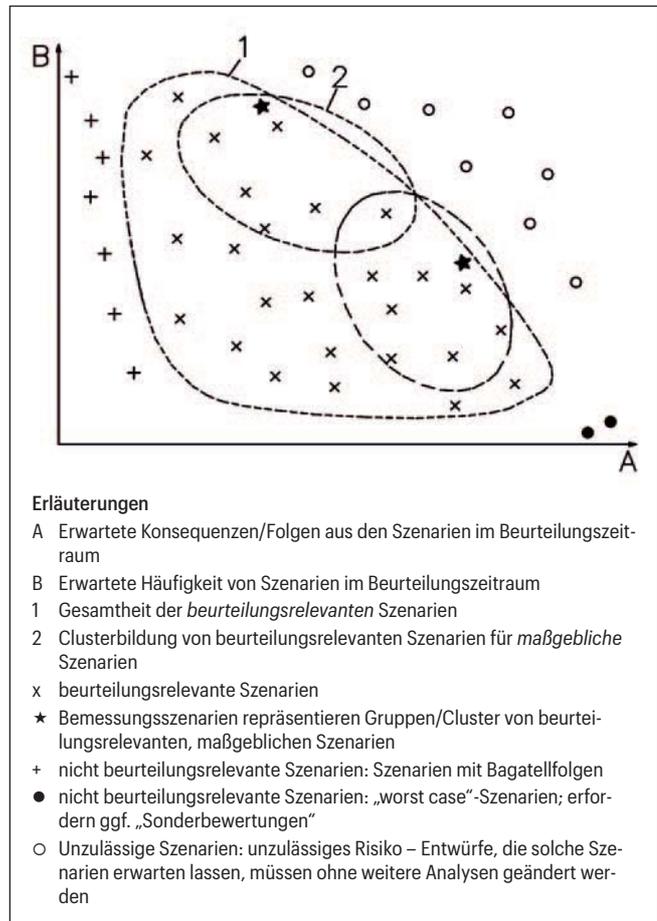


Abb. 2: Auswahl der Bemessungsszenarien (nach [5])

ligen Brandschutzmaßnahmen, die sich in Ausfallwahrscheinlichkeiten widerspiegeln, sind darauffolgend in einem Sicherheitskonzept nach Abschnitt 9 der DIN 18009-1 zu bewerten. Als wichtig muss dabei aber immer beachtet werden, dass lediglich die Bemessungsszenarien als Teilmenge der maßgeblichen Szenarien zu analysieren und zu beurteilen sind.

Bei der Auswahl der Bemessungsszenarien sind diejenigen Szenarien mit besonders großem Risiko zu berücksichtigen. Dabei bleiben in der Regel Szenarien mit geringer Schadensersparnis und Szenarien mit geringer Wahrscheinlichkeit unberücksichtigt (Abb. 2).

3.6 Bewertung der Ergebnisse

Je nach Anwendung der gewählten Nachweisführung – argumentativ oder leistungsbezogen – ist die Beherrschung signifikanter beziehungsweise kritischer Szenarien zu belegen, damit im Rahmen der Brandschutzplanung und der Bemessung die Transparenz einzelner Komponenten gefördert wird und die Prüffähigkeit, zum Beispiel innerhalb eines bauordnungsrechtlichen Genehmigungsverfahrens, erreicht wird.

Dabei unterscheiden sich die beiden benannten Nachweisführungen dahingehend, dass beim Gebrauch einer argumentativen Nachweisführung die Akzeptanz der Begründung für eine Planung, beispielsweise mit einer vom geltenden Baurecht abweichenden Lösung, sowohl vom Bauherrn akzeptiert wird als auch von den Planungsbeteiligten und von der prüfenden Stelle, wie dem bestellten Prüfenieur für Brandschutz. Bei der Verwendung einer leistungsbezogenen Nachweisführung dagegen sind die festgelegten Leistungskriterien unter Würdigung des individuellen Sicherheitskonzeptes (siehe Abschnitt 9 in

DIN 18009:2016-09) für die Erfüllung der Schutzziele zu verwenden. Die Ergebnisse der ingenieurgemäßen Berechnungen einschließlich deren Bewertung sind dann mit den vorgenannten Leistungskriterien zu vergleichen. Kann die Erfüllung nachgewiesen werden, entspricht die jeweilige Planung den notwendigen Anforderungen.

Beide Arten der Nachweisführungen bedürfen einer entsprechenden Prüfung, für die aus der Sicht des Autors jedoch eine ausreichende (Aus)Bildung auf dem Gebiet der Ingenieurachweise des Brandschutzes vorhanden sein muss, so, wie das auf dem Gebiet der Standsicherheit bereits seit Jahrzehnten in Deutschland üblich ist.

3.7 DIN 18009-2: Personensicherheit und Räumungssimulationen

2022 wurde mit DIN 18009-2:2022-08 [9] der zweite Teil der Norm im Weißdruck veröffentlicht, der sich mit der Personensicherheit auseinandersetzt, welche mittels Räumungssimulationen nachgewiesen werden kann.

Der Einsatz geeigneter Personenstrommodelle kann für den Nachweis der Personensicherheit bei der Räumung baulicher Anlagen dann herangezogen werden, wenn deskriptive Nachweise nicht möglich sind oder nicht angewendet werden können, Abweichungen oder Erleichterungen von Anforderungen der Landesbauordnung oder von Sonderbauverordnungen begründet oder bauliche Anlagen optimiert werden sollen.

Auf der Systematik und der Grundlage des Teils 1 von DIN 18009 basierend, werden neben Begriffsdefinitionen die notwendigen Grundzüge der Nachweisführung, der Ermittlung der verfügbaren und der erforderlichen Räumungszeit (ASET und RSET), die Szenarien für den Nachweis der Personensicherheit, die Anforderungen und Leistungskriterien, anwendbare Rechenmodelle und Experimente sowie die erforderliche Dokumentation normativ geregelt (Abb. 3). In umfangreichen informellen Anhängen sind dann auch Angaben für die Ermittlung von Detektions- und Alarmierungszeiten, Vorgaben für die Ermittlung der Reaktionszeit, Hinweise auf Räumungsszenarien, Grunddaten der Personendynamik, makroskopische Modelle zur Berechnung der erforderlichen Räumungszeit (zum Beispiel als Handrechenverfahren) sowie

Angaben zu mikroskopischen Modellen und abschließend zum erforderlichen Umfang einer Dokumentation enthalten.

3.8 DIN 18009-3 ff.

Insgesamt hat der NABau Brandschutzingenieurwesen des DIN geplant, eine ganzheitliche Normenreihe als nationale Alternative zu vergleichbaren internationalen Standards zu erarbeiten und diese auch in die weitere Gestaltung internationaler Normenwerke einzubringen.

Ein an den Teil 2 direkt anschließender Schwerpunkt liegt gegenwärtig auf der Zusammenstellung für die praktische Tätigkeit geeigneter ausgewählter Bemessungsbrände und auf der Erarbeitung einer Systematik für die Brandsimulationen – und das vor dem Hintergrund, dass die Berechnungsergebnisse zur Zeit im Einzelfall durchaus erheblich streuen können, was die Genehmigungsfähigkeit im Einzelfall momentan noch erschwert.

Im Teil 4 ist vorgesehen, ein ganzheitliches Sicherheitskonzept für einen Brandschutznachweis zu entwickeln, der vollständig ingenieurgemäß und nicht mehr im Abgleich mit standardisierten präskriptiven Regeln aufgestellt werden kann, sodass die Akzeptanzkriterien für die Bemessung nicht mehr individuell bestimmt werden müssen, was auf längere Sicht vorerst für den jeweiligen Einzelfall anhand der Bestimmungen der Teile 1 und 2 von DIN 18009 ja noch erforderlich ist.

Über notwendige weitere Teile der Norm soll der Arbeitsausschuss des DIN nach Abschluss der Arbeiten an den Teilen 3 und 4 beraten.

3.9 Auswirkungen auf die Zusammenarbeit zwischen Brandschutz und Tragwerksplanung

Während bei der Bemessung von tragenden und aussteifenden Bauteilen und bei den allgemeinen bauaufsichtlichen An- oder Verwendbarkeitsnachweisen im Allgemeinen der standardisierte Modellbrand der Einheits-Temperaturzeitkurve (ETK) nach DIN 4102-2:1977-09 [10] zugrunde gelegt wird, ist es unter anderem das Ziel einer ingenieurgemäßen brandschutztechnischen Beurteilung eines Entwurfes für einen Neubau oder einer Bestandssituation, einen entsprechend signifikanten Brandverlauf anhand des zuvor bestimmten Bemessungsszenarios

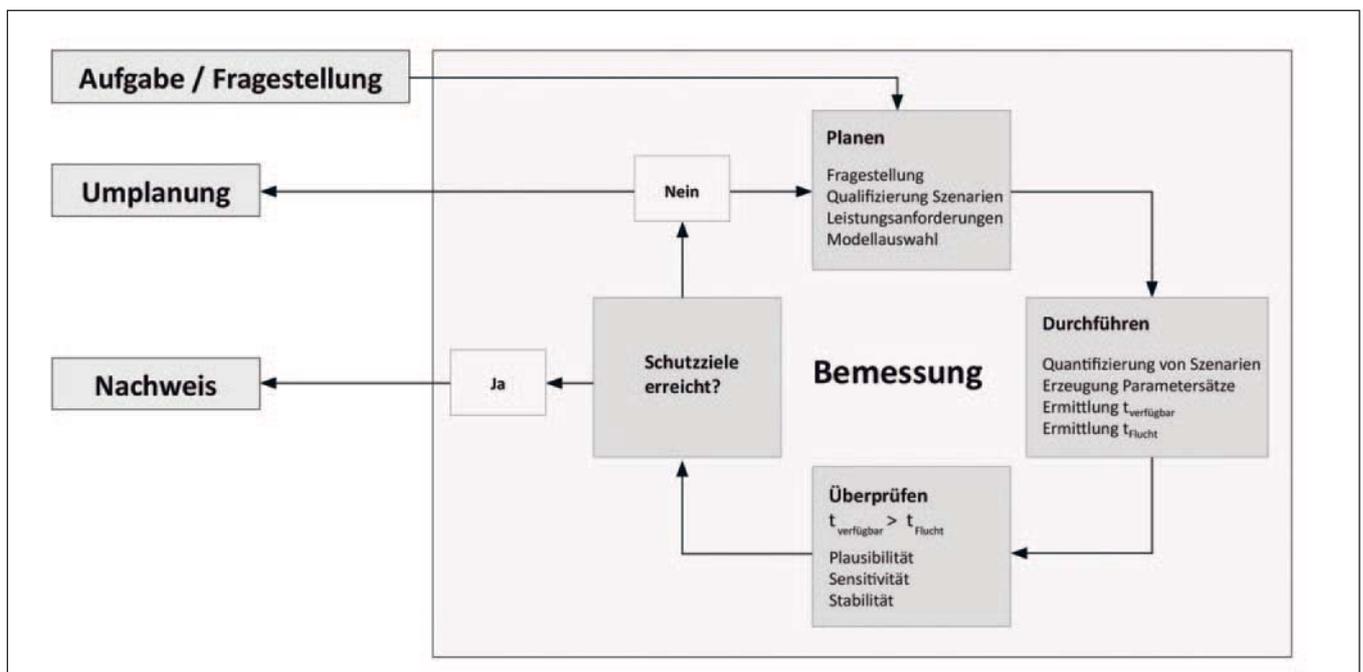


Abb. 3: Planungsprozess Personensicherheit, vereinfacht (nach [9])

zu simulieren. Dieser kann dann die Grundlage für die weitere Tragwerksplanung anstelle einer Bemessung nach dem Vollbrand der ETK bilden.

Auch für die Bewertung von Räumungszeiten ist eine interdisziplinäre Abstimmung von Bedeutung, beispielsweise dann, wenn ein vorhandenes Tragwerk nicht ohne weiteres ertüchtigt werden kann oder nur – aus denkmalpflegerischer Sicht – unter Inkaufnahme erheblicher Verluste, wie am folgenden Beispiel näher erörtert wird. In derartigen Fällen ist es notwendig, gemeinsam die Randbedingungen für eine ingenieurgemäße brandschutztechnische Betrachtung abzuklären. Weil es sich dabei zumeist um einen iterativen Vorgang handelt, ist hinzunehmen, dass bei einem zunächst nicht erfüllten Nachweis die anfangs angestrebten Parameter zu ändern sind. Das kann im Einzelfall eine maximal zulässige Personenzahl, gewünschte Ausgangsbreiten oder die konkrete Feuerwiderstandsfähigkeit sein.

4 Anwendung einer ingenieurgemäß, argumentativen Nachweisführung ...

4.1 ... bei der Brandschutzplanung für das Goethe-Theater in Bad Lauchstädt

4.1.1 Planungsanlass

Das Bad Lauchstädter Sommertheater ist das einzige im Wesentlichen erhaltene Theater, in dem Johann Wolfgang von Goethe persönlich gewirkt hat. Für den Zuschauerraum des 1802 innerhalb weniger Monate nach Plänen des Berliner Architekten Heinrich Gentz (1766–1811) errich-

teten Gebäudes (**Abb. 4**) gab der Dichter exakte Vorgaben, denn dieser wurde nach Goethes Farbenlehre in gelb, rot und grau gehalten und ist von einer zeltartigen, bemalten Leinwanddecke überwölbt. Insbesondere das Dach als Bogen-Bohlenkonstruktion (**Abb. 5**) ist das technisch hervorstechende Element [11], welches auch für die Zuschauer zu erleben ist, jedoch die beteiligten Planer vor außerordentliche Herausforderungen stellte.

In den Jahren 2015 bis 2022 erfolgte unter der Leitung der *Thomas Müller Ivan Reimann Gesellschaft von Architekten mbh* (Berlin) die bisher umfangreichste denkmalpflegerische Behandlung des unter anderem weiträumig von Echtem Hausschwamm befallenen Gebäudes. Das Dach des Theaters wurde neu mit Kupferschindeln gedeckt, die gesamte Haustechnik erneuert und der Brandschutz ganzheitlich überprüft. **Abb. 6** zeigt das Theater nach der Instandsetzung von außen. Als architektonische Krönung des Vorhabens wurden die Farbgestaltung und die Bemalung der historischen Textildecke aus Jutebahnen über dem Zuschauerraum auf die Fassung zurückgeführt, die durch restauratorische Befunde aus der Errichtungszeit 1802 ermittelt werden konnte (**Abb. 7**) [11].

4.1.2 Ausgewählte brandschutztechnische Fragen

Auch wenn dem Theaterbau der Bestandsschutz zweifelsfrei attestiert werden konnte, der auch durch archivalische Untersuchungen zu belegen war, hatte die brandschutztechnische Planung aufzuzeigen, dass trotz der gegenüber den heutigen bauordnungsrechtlichen Anforderungen eine ausreichende Sicherheit für die etwa 480 Besucher und Mitwirkende gegeben ist.

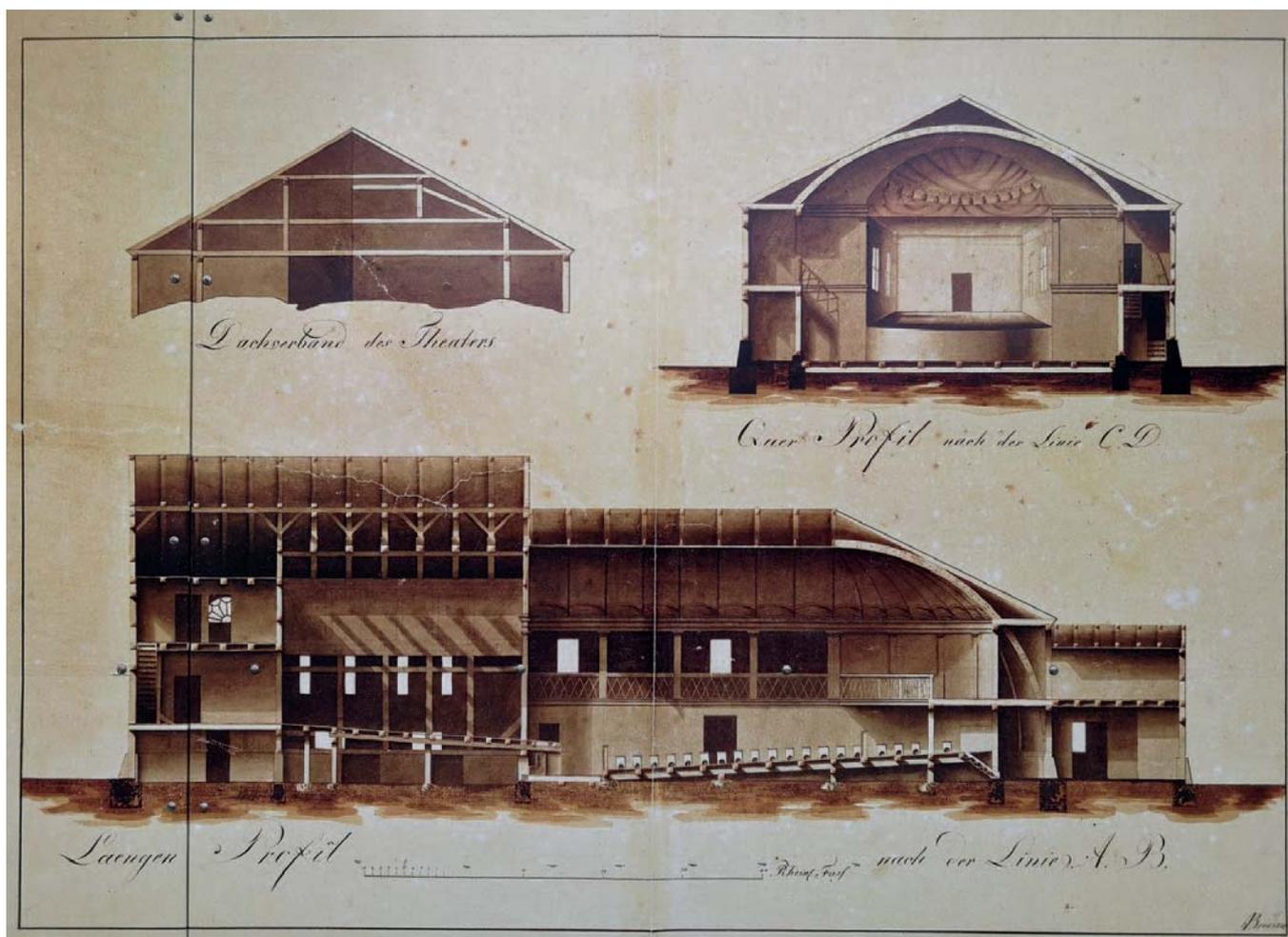


Abb. 4: Bauzeichnung der Errichtungszeit für das Bad Lauchstädter Sommertheater [12]

Als besondere Herausforderungen sind in dieser Hinsicht der gegenüber der gültigen Muster-Versammlungsstättenverordnung (MVStättVO, [13]) im Bestand vorhandene, erheblich reduzierte Feuerwiderstand der tragenden und aussteifenden Bauteile und die in diesem Zusammenhang nicht möglichen Nachweise der An- oder Verwendbarkeit für die zum Einsatz vorgesehenen Bauprodukte und Bauarten für die statische Verbesserung des Tragsystems zu nennen. Da auch eine dringend notwendige energetische Verbesserung des sommerlichen Wärmeschutzes angestrebt wurde – der Theaterraum erhitze sich im Verlauf der Sommermonate immer wieder zu stark und der Einbau einer Klimaanlage war ohne eine zu starke denkmalpflegerische Beeinträchtigung nicht möglich – galt der Bestandsschutz teilweise wegen der zusätzlich eingebrachten Belastungen für das Tragwerk nicht mehr. Die Tragwerksplanung hat der Konstruktion deswegen auch keinen nachzuweisenden Feuerwiderstand im Brandfall unterstellt.

Deswegen entschied sich die beauftragte Brandschutzplanung, argumentative, ingenieurgemäße Nachweise zu führen, mit denen die ausreichende Sicherheit gemäß den Paragraphen 3 und 14 (1) der Bauordnung des Landes Sachsen-Anhalt (BauO LSA, [14]) ermittelt werden konnte.

4.1.3 Abweichung vom Feuerwiderstand nach Muster-Versammlungsstättenverordnung

Gemäß § 3 (1) MVStättVO müssen für die betrachtete Versammlungsstätte die tragenden und aussteifenden Bauteile wie Wände, Pfeiler, Stützen und Decken feuerbeständig sein, was bereits wegen der bestehenden hölzernen Bauteile nicht möglich war (Abb. 8). Selbst mit denkmalunverträglichen Bekleidungen oder Beschichtungen wäre Feuerbeständigkeit nicht zu erreichen gewesen, weil die wesentlichen Bauteile aus Holz bestehen und somit brennbar sind. Darüber hinaus war auch ohne die zusätzlich geplanten energetischen Belastungen keinesfalls an einen 90-minütigen Feuerwiderstand zu denken. Somit musste mit Augenmaß eine der Personensicherheit verpflichtete Festlegung getroffen werden, die dazu führt, dass gemäß der ersten brandschutztechnischen Vorplanung [15] für die tragenden aussteifenden Bauteile unter Würdigung des Bestandsschutzes zumindest ein annähernder Feuerwiderstand von 30 Minuten gefordert wurde.

Diese Forderung stellte sich seitens der Tragwerksplanung als nicht realisierbar heraus, was eine iterative Abstimmung der beiden beteiligten Fachplanungen nach sich zog. Nach einer längeren Abstimmungsprozedur zwischen der Brandschutz- und der Tragwerksplanung wurde unter Einbeziehung der beauftragten Prüfungsinieurin für Stand-sicherheit ermittelt, dass dem Gesamttragwerk unter Einsatz spezifischer statischer Ertüchtigungen in Form von Mineralfaserplatten und reaktiver Beschichtungen für stählerne Verbindungsmittel ein konkreter Feuerwiderstand von 25 Minuten zugesprochen werden kann, allerdings mit dem Einwand, dass es für die vorgeschlagenen Bauprodukte für Verstärkung der Dachsparren und der stählernen Verbindungsmittel (Abb. 9 und Abb. 10) wegen der bei dem Baudenkmal abweichenden Randbedingungen keine allgemeinen bauaufsichtlichen An- oder Verwendbarkeitsnachweise gäbe und somit wiederum von einem Feuerwiderstand von „F 0“ auszugehen wäre.

4.1.4 Gutachterliche Stellungnahmen und ingenieurgemäße Argumentation

Diese nicht zu akzeptierende Aussage wurde schlussendlich mittels gutachterlicher Stellungnahmen für den konkreten Einzelfall ([16] und [17]) überwunden, mit denen belegt werden konnte, dass die Annahme eines zumindest 25-minütigen Feuerwiderstandes realistisch ist, wenn auch ohne normative Klassifikation nach DIN 4102. Diese Annahme wurde in die finale brandschutztechnische Bewertung des Gebäudes



Abb. 5: Die sichtbare Bogen-Bohlenkonstruktion im 1. Obergeschoss stellte die Planer vor besondere Aufgaben.



Abb. 6: Das Theater nach der Instandsetzung von außen

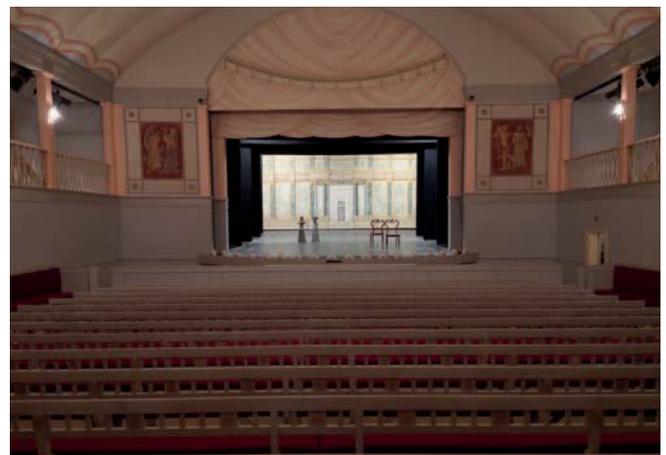


Abb. 7: Der authentisch restaurierte Theaterraum



Abb. 8: Bestehendes hölzernes Tragwerk



Abb. 9: Mit Mineralfaserplatten verstärkte Dachsparren



Abb. 10: Ertüchtigte Holz-Stahlverbindungen

in Form eines Brandschutzkonzeptes [18] durch die Fachplanung eingeführt und der abschließende argumentative, ingenieurgemäße Nachweis der ausreichenden Personensicherheit in dem Baudenkmal geführt.

4.2 Leistungsbezogene Nachweisführung für eine Arena in Jena

4.2.1 Aufgabe und Schutzziele

Das Ziel der im Folgenden vorgestellten Simulationen war – im Rahmen der bauaufsichtlichen Prüfung des Brandschutzkonzeptes durch die zuständige Bauaufsichtsbehörde – die Begründung für die abweichenden Tatbestände eines Dachtragwerks ohne Feuerwiderstand einer neu zu errichtenden Versammlungsstätte (der Sparkassen-Basketball-Arena in Jena, Abb. 11) und die Ermittlung der zu erwartenden Räumungszeiten für die angenommene Personenzahl für unterschiedliche Nutzungsszenarien unter Beachtung der entwurfsbedingten Breiten der Rettungswege.

Die der Untersuchung zu Grunde gelegten gebäudekonkreten Schutzziele waren die trotz des nicht geplanten Feuerwiderstandes des Dachtragwerks ausreichende Personensicherheit und das Ermöglichen wirksamer Löscharbeiten gemäß Paragraf 14 der Thüringer Bauordnung (ThürBO [19]).

In Anlehnung an § 16 (3) MVStättVO wurde dazu für den konkreten Bearbeitungsfall gefordert, dass

für die Entrauchung von Versammlungsräumen und sonstigen Aufenthaltsräumen mit mehr als 1000 m² Grundfläche sowie von Bühnen Rauchabzugsanlagen vorhanden sein [müssen], die so bemessen sind, dass sie eine raucharme Schicht von mindestens 2,50 m auf allen zu entrauchenden Ebenen, bei Bühnen jedoch mindestens eine raucharme Schicht von der Höhe der Bühnenöffnung, ermöglichen [14].

Die Benennung der 2,50 Meter ist gemäß der MVStättVO zeitlich unabhängig. Aus Sicht des Sachverständigen war dazu nachzuweisen, dass bei einem Brand in der Sporthalle eine raucharme Schicht von 2,50 Meter auf den Tribünen während des Evakuierungszeitraums und mit einem Sicherheitszuschlag aufrechterhalten wird. Zwecks Ermittlung der erforderlichen Räumungsdauer wurde vereinbart, einen gesonderten leistungsbezogenen Nachweis zur Ermittlung der notwendigen Räumungszeiten durchzuführen, anhand dessen die Überprüfung der Rauchausbreitung auf Rettungswegen im Verlauf der Räumung für mehrere geplante Nutzungen möglich ist.

4.2.2 Verwendetes Rechenprogramm für die Rauchgassimulation

Die Situation wurde von einem EDV-gestützten Brandsimulationsmodell untersucht, mit dessen Hilfe die komplexen Brandphänomene beschrieben werden konnten. Zur Untersuchung von Brandphänomenen und Verrauchungszuständen gibt es zwei wesentlich unterschiedliche rechnerische Ansätze: das Zonenmodell und das Feld- beziehungsweise CFD-Modell (*Computational Fluid Dynamics* = numerische Methoden zur näherungsweise Lösung strömungsmechanischer Probleme).

Die Anwendung von Zonenmodellen setzt die idealisierte Annahme von homogenen Zonen voraus, wobei insbesondere die untere kalte rauchfreie Zone und die obere heiße Rauchsicht zu unterscheiden sind. Für die jeweiligen Zonen wird von einheitlichen Werten für die verschiedenen Brandraumparameter, wie zum Beispiel Temperatur oder Rauchgaskonzentration, ausgegangen. Da im vorliegenden Fall die Temperaturverläufe einzelnen Schichten zugeordnet werden konnten, war ein Zonenmodell mit den zuvor genannten Homogenitätsannahmen zur Betrachtung der vorgegebenen Fragestellung ausreichend. Zur Unter-



Abb. 11: Blick in die mittels leistungsbezogener Nachweise bemessene Basketball-Arena

suchung der erforderlichen Maßnahmen für die Rauchableitung wurde das Rechenprogramm MRFC (*Multi-Room-Fire-Code*) in der Version 3.3.3 angewendet. Dieses Programm ist vom Ingenieurbüro für Brandsicherheit AGB (Bruchsal) und der TU Wien für die Simulation natürlicher Brände als Mehrraum-Mehrzonen-Modell entwickelt worden, sodass die das Brandgeschehen beschreibenden Größen (Temperatur, Brandrauchmenge, Brandrauchschichtdicken usw.) in komplexen Gebäuden berechnet werden können.

4.2.3 Geometrie, Definition der Parameter und des Brandszenariums
Für die Berechnungen wurde die Halle mit Abmessungen von circa 55 x 51 Metern in fünfzehn virtuelle Modellräume unterteilt. Die Querunterteilungen liegen auf den Achsen der Fachwerkbinder und berücksichtigen diese teilweise. Die offenen Verbindungen zwischen den einzelnen Modellräumen führen zu keinen Einschränkungen bei der Rauchausbreitung. Die Deckenform wird durch die Raumhöhen von 14,90, 10,90 und 10,30 Metern berücksichtigt (Abb. 12).

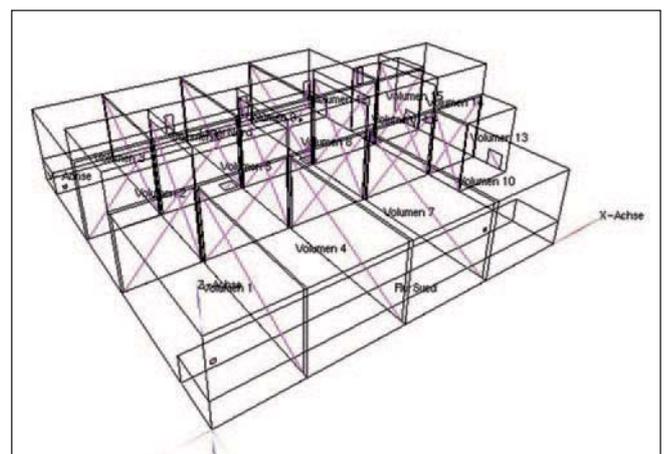


Abb. 12: Raummodell mit der Sicht aus Südwesten [20]

Innerhalb des Simulationsnachweises wurden verschiedene ausreichend konservative Brandszenarien definiert, welche die Risiken der objekttypischen Nutzungen abdecken. Die Brandszenarien bestimmen dabei die Rahmenbedingungen für die zu simulierenden Brandereignisse. Die wesentlichen Brandparameter für ein Brandszenario sind der Brandort, die Energiefreisetzungsrate, die zeitabhängige Brandausbreitungsrate und die chemische Zusammensetzung der Brandprodukte. Die folgenden Sachverhalte haben weiterhin einen großen Einfluss auf den Brandverlauf:

- geometrische Rahmenbedingungen,
- Art und Menge der Brandlasten,
- Einrichtungen des anlagentechnischen Brandschutzes,
- Zeitpunkt des Löschangriffs durch die Feuerwehr.

Anmerkung 1: Im Rahmen von Brandsimulationsrechnungen müssen bestimmte Annahmen von der zeitlichen Entwicklung des zu erwartenden Abbrandes getroffen werden. Diese Annahmen betreffen üblicherweise entweder die Abbrandrate, das heißt, die pro Zeiteinheit verbren-

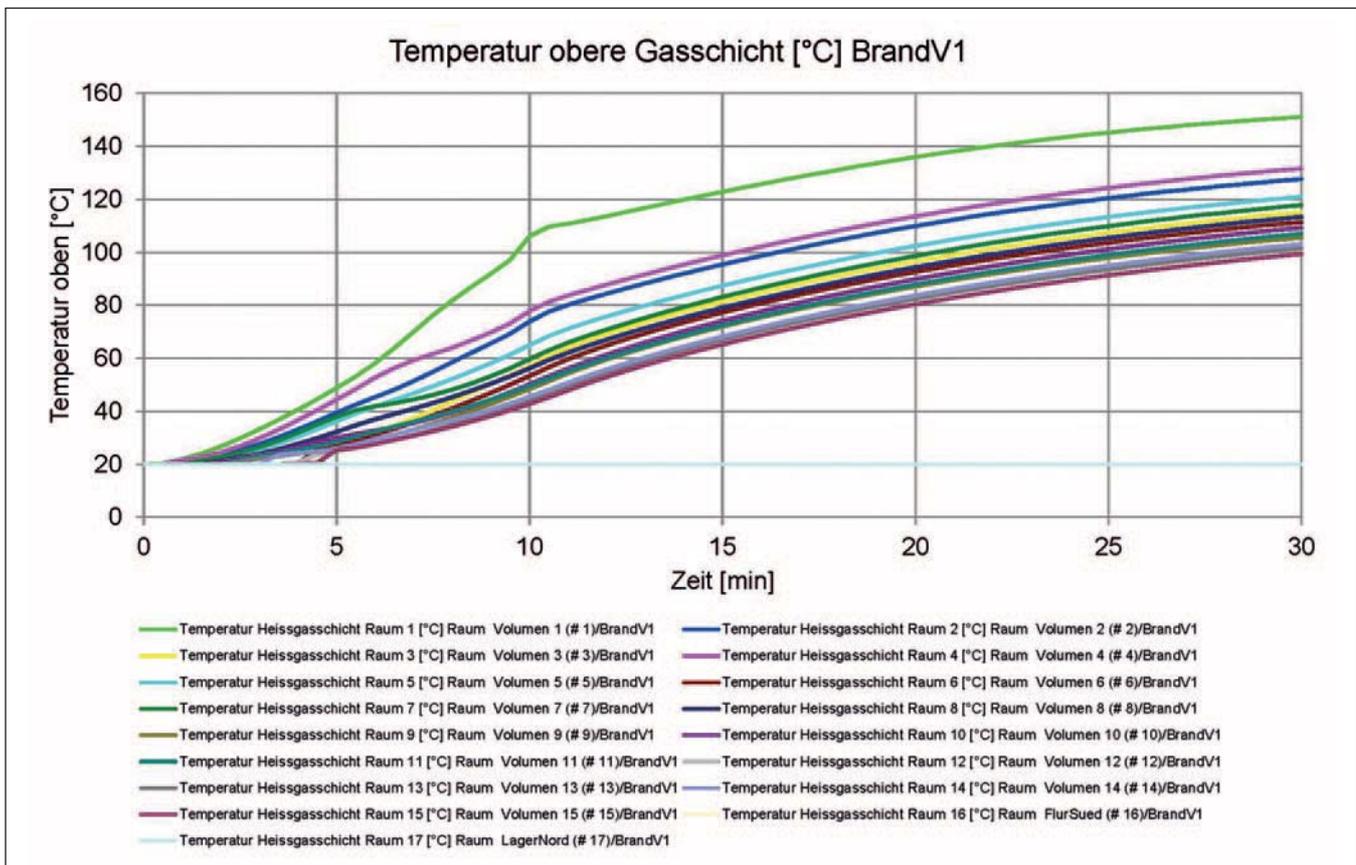


Abb. 13: Temperaturen in der oberen Heißgasschicht des Brandraums [20]

nende Masse brennbarer Stoffe, oder die Energiefreisetzung beziehungsweise die dabei auftretende Brandleistung. Bei Vorgabe der Abbrandraten können auch Aussagen über die Rauchgaszusammensetzung gemacht werden, wenn die Brandgutzusammensetzung bekannt ist. Dazu müssen die einzelnen Stoffe in ihrer Menge und Zusammensetzung bekannt und festzulegen sein.

Einschließlich der Varianten und Voruntersuchungen wurden mehrere Brandsimulationsrechnungen durchgeführt. Für das Bemessungsszenario wurde ein Bemessungsbrand der Bemessungsgruppe 3 nach DIN 18232-2 [21] als Brandszenarium festgelegt, die Brandausbreitungsgeschwindigkeit als *mittel* beurteilt und als Brennstoff Holz unterstellt. Als maßgebliche Brandstellen wurden die Hallenmitte (Volumen 8) sowie der Hallenrand (Volumen 1) angenommen (Abb. 12). Für den rech-

nerischen Nachweis wurden die natürlichen Zuluftöffnungen und Rauchabzüge gemäß den Vorgaben des Gebäudeentwurfs berücksichtigt, die im Ergebnis der Berechnungen zu konkretisieren waren.

Hinsichtlich der Zeit für einen zu erwartenden Löschangriff konnte aufgrund des Vorhandenseins einer leistungsfähigen Berufsfeuerwehr in Jena eine Frist von maximal zehn Minuten angenommen werden.

4.2.4 Ergebnisse der Brandsimulationsrechnung

Einschließlich der Varianten und Voruntersuchungen wurden mehrere Brandsimulationsrechnungen durchgeführt. Die Ergebnisse für die betrachteten Brandszenarien wurden durch den Sachverständigen entsprechend nachvollziehbar für die bauaufsichtliche Prüfung dokumentiert (siehe beispielhaft Abb. 13 und Abb. 14).

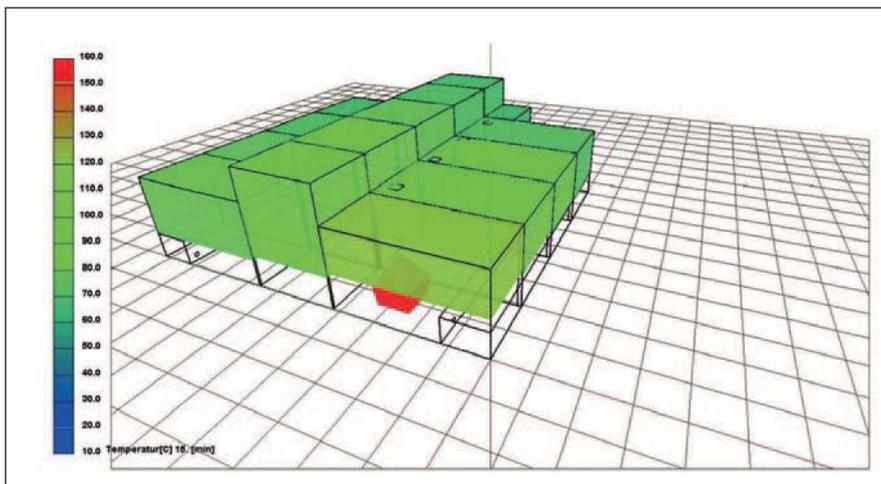


Abb. 14: Darstellung der Temperatur der oberen Gasschicht nach 15 Minuten [20]

Mit der Hilfe dieser Simulation konnte nachgewiesen werden, dass für die Räumung der baulichen Anlage auf den obersten Stellen der Osttribüne in einem Zeitraum von fünf Minuten und auf den Nord- und Südtribünen bis sechs Minuten eine raucharme Schicht mit einer Höhe von mindestens 2,50 Meter angenommen werden kann. Zudem beträgt die mittlere Temperatur in der Heißgasschicht erheblich weniger als 500 Grad Celsius; das trifft auch für die anzunehmenden lokalen Temperaturen in der Höhe des Untergurtes des Dachträgers zu.

Aus den Ergebnissen resultierte, dass alle angesetzten Öffnungen und natürliche Ab- und Zuluftvorrichtungen zu den in der Simulation angegebenen Zeiten zum Öffnen durch die vorgesehene Brandmeldeanlage anzusteuern sind, eine Evakuierung der oberen Tribüne in den angegebenen Zeiten abgeschlossen sein muss und eine dem Sachverhalt entsprechende Brandschutzordnung aufzustellen ist. Aufgrund des hinreichend konservativen Ergebnisses konnten lokale Effekte (argumentativ) weitgehend vernachlässigt werden (Abb. 15). Wegen einer nachträglichen geometrischen Änderung der Raumhöhe für das Gebäude war das Ergebnis im Rahmen einer Ergänzung jedoch erneut zu überprüfen, was positiv durch den Nachweisersteller bestätigt werden konnte.

Die Simulationsrechnung wurde durch die zuständige Bauaufsichtsbehörde in Abstimmung mit der autorisierten Brandschutzdienststelle geprüft und entsprechend bestätigt. Die Ausführungsart des Tragwerks ohne klassifizierten Feuerwiderstand war somit möglich (Abb. 16).

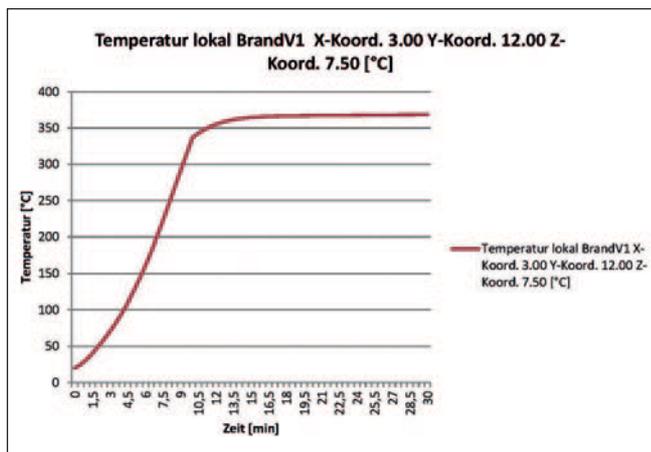


Abb. 15: Lokale Temperatur am Untergurt der Dachkonstruktion

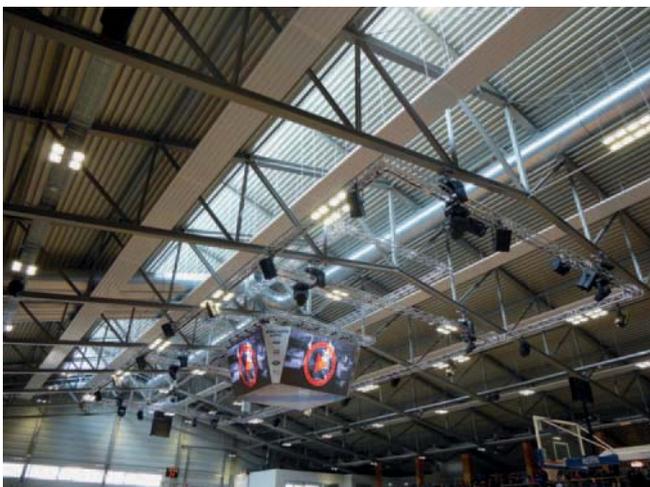


Abb. 16: Dachtragwerk ohne Brandschutzbeschichtung

4.2.5 Räumungsberechnung und verwendetes Programm

Um die Ergebnisse der oben erläuterten Brandgassimulationberechnung im Zusammenhang mit der zu erwartenden Räumungszeit im Zusammenhang auswerten zu können, wurde eine Evakuierungssimulation mit dem Programm *PedGo* [22] durchgeführt. Die verwendeten Algorithmen basieren auf einem vereinfachten Modell, welches nicht alle Einflüsse der Realität berücksichtigen kann. Im Wesentlichen wird die Realitätsnähe aber durch ein realistisches Fundamentaldiagramm (Abhängigkeit von der Laufgeschwindigkeit gegenüber der Personendichte) erzielt. Psychologische Aspekte, die zum Beispiel die Routenwahl und das Verhalten der Person beeinflussen, sind bisher noch nicht wissenschaftlich fundiert untersucht worden und können nur durch statistische Verhaltensweisen implementiert werden. Da jedoch das Verhalten in der Realität durch den Einfluss von psychologischen Aspekten stark und unvorhersehbar variieren kann, können solche Effekte in der Simulation nicht berücksichtigt werden. Somit stellt eine solche Simulation stets einen idealisierten Fall (*Modellwelt*) dar, bei dem sich die Personen gemäß den Parametern und Routenvorgaben des Benutzers bewegen.

Zur statistischen Analyse des Objekts wurde eine sogenannte Mittelwertrechnung als statistische Analyse durchgeführt und statistisch ausgewertet, die aus 500 Simulationsdurchläufen besteht, da jede reale Räumung immer etwas anders abläuft. Zur Auswertung und Visualisierung von Stauungen wird eine Simulation wiederholt, deren Räumungsdauer länger als 95 Prozent der ermittelten Fälle beträgt. Die Dauer, die mehr als 95 Prozent beinhaltet und damit länger als 95 Prozent der ermittelten Räumungsdauern ist, gilt als 95-Prozent-Fraktilwert und ist als signifikante Größe bestimmend. Neben der Visualisierung werden auch Daten ausgewertet, die einzelne Personen betreffen.

Der zeitliche Ablauf der Räumung inklusive der Bildung und Auflösung von Staus ist anhand der Abbildungen zu erkennen, die in der Dokumentation der Berechnung abgebildet worden sind (Abb. 18 und Abb. 19). Während die Evakuierungskurve angibt, wie viele Personen zur betreffenden Zeit das Gebäude verlassen haben, werden Staus deutlich durch sogenannte Dichteplots dargestellt (Abb. 20), die eine Zusammenfassung des gesamten Räumungsablaufs für den jeweils betrachteten Fall wiedergeben.

4.2.6 Parameter und Akzeptanzkriterien

Der Betreiber der hier betrachteten Arena brachte in einem zeitlichen Abstand von drei Jahren fünf sich wesentlich unterscheidende Szenarien zur Beurteilung vor: (1.) Die Normalnutzung bei einem Bundesliga-Basketballspiel, (2.) Veranstaltungen mit großer Bühne und (3.) mit Sitzplätzen und jeweils mit zwei unterschiedlichen Personenzahlen und (4.) Veranstaltungen mit großer Bühne und (5.) einer Mischung von Steh- und Sitzplätzen, ebenfalls mit unterschiedlichen maximalen Personenzahlen [23]. Während die mit Fall (1.) und Fall (2.) bezeichneten Szenarien ein wesentlicher Bestandteil der Baugenehmigung für die ursprüngliche Errichtung der Arena waren, wurden die Fälle (3.) bis (5.) erst zu einem späteren Zeitpunkt zur Erweiterung der baulichen Anlage betrachtet.

Die Personenzahlen wurden vom Nutzer verbindlich angegeben, sie bildeten die Grundlage für die bauordnungsrechtliche Genehmigung der Arena. Bei der Festlegung der maximalen Personenzahlen wurden auch besondere Plätze für Menschen mit starker Mobilitätseinschränkung (Rollstuhlfahrer) ausgewiesen.

Die Eigenschaften der Personen wurden anhand einer erwarteten statistischen Normalverteilung zugewiesen, die einen durchschnittlichen Bevölkerungsquerschnitt abbilden.

Als grundlegendes Akzeptanzkriterium wurde mit der zuständigen Bauaufsichtsbehörde eine maximal zulässige Gesamtentleerungszeit in Anlehnung an [24] von maximal 15 Minuten vereinbart, wobei die zuständige Brandschutzdienststelle eine Zeit von maximal zehn Minuten anstrebte, damit die innerhalb dieser Zeit anrückenden Hilfskräfte der Feuerwehr nicht durch einen noch im Abbau befindlichen Personenstrom aus dem Gebäude beim ersten Löschangriff behindert werden.

Durch den Sachverständigen wurde zudem eine individuelle Stauzeit von maximal 60 Sekunden als zusätzliches Akzeptanzkriterium in die Bewertung der Ergebnisse eingeführt, um eine ausreichende Personensicherheit bestätigen zu können.

Anmerkung 2: Bei einer Bemessung der ausreichenden Breite von Rettungswegen nach der geltenden MVStättVO erfolgt grundsätzlich keine Bewertung der Stauungen.

4.2.7 Darstellung und Bewertung der Ergebnisse

Die Simulationen für die benannten fünf erfassten Szenarien sind der **Tabelle 1** zu entnehmen.

Beim Vergleich von beiden Szenarien ist festzustellen, dass es sich beim Fall (4.) um den ungünstigsten Fall (*worst case*) handelt. Nach Auswertung der Ergebnisse im Fall (4.) war festgestellt worden, dass

eine Erhöhung der Personen in dem Gebäude von 3000 auf maximal 3560 Personen bei Rockkonzerten mit Sperrung der drei Rettungswege in östlicher Richtung hinter der Bühne nicht möglich ist. Aus diesem Grund wurde der Fall (4.) in Varianten (4. a und 4. b) erneut untersucht und dabei angenommen, dass mindestens ein (im Fall 4. a) beziehungsweise zwei (im Fall 4. b) der gesperrten Rettungswege in östlicher Richtung rechts und links neben der Bühne benutzt werden können (**Abb. 17**).

4.2.8 Bewertung der Ergebnisse

Während die Detektionszeit vernachlässigt werden konnte, weil eine automatische Brandmeldeanlage vorgesehen war, wurde die Alarmierungszeit (Zeit von der Brandentdeckung bis Warnung der Personen) zum Zeitpunkt der Gutachtenerstellung wegen des Vorhandenseins einer automatischen Sprachdurchsage auf der Grundlage von [24] (mangels einer damals vorliegenden Normung) mit maximal zwei Minuten angenommen. Diese Zeit war zur berechneten Gehzeit hinzuzurechnen.

Anmerkung 3: Entsprechende Regelungen enthält nunmehr DIN 18009-2:2022-08.

Somit ergab sich, dass eine Überschreitung der vereinbarten Akzeptanzkriterien mit Ausnahme des Falls (4.) nicht zu attestieren war.

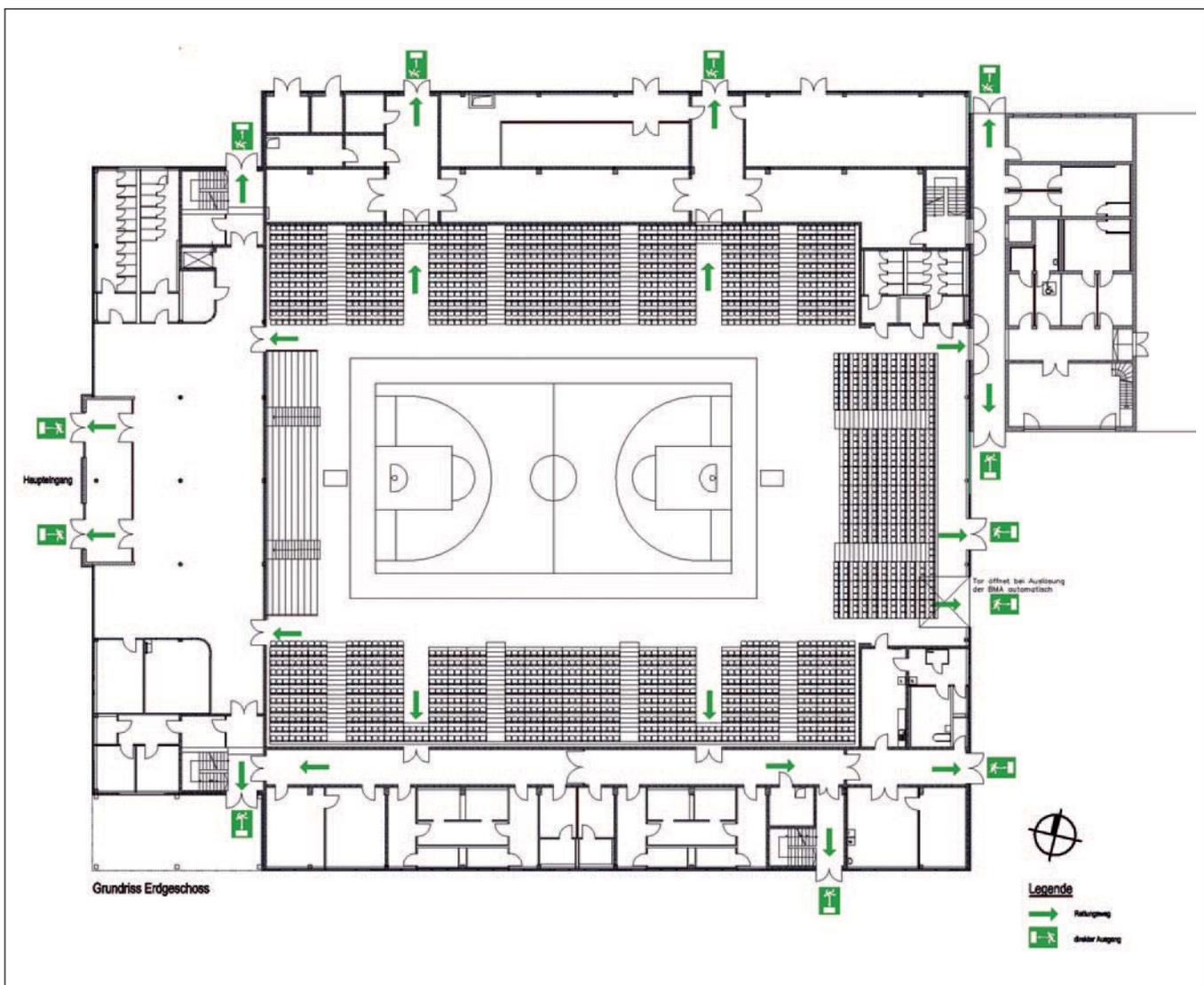


Abb. 17: Rettungswegsituation im Erdgeschoss [23]

Fall	(1.)	(2.)	(3.)	(4.)	(4. a)	(4. b)	(5.)
Personenzahl gesamt:	3.000	3.000	3.274	3.560	3.560	3.560	2.785
Mittelwert [min:s]:	4:54	5:20	6:26	9:55	8:28	7:13	7:46
Standardabweichung [min:s]:	0:09	0:10	0:14	0:22	0:15	0:20	0:21
95% Fraktilwert [min:s]:	5:11	5:35	6:50	10:33	8:55	7:45	8:23
Zeit, in der alle Personen die Tribünen verlassen haben (detaillierte Auswertung des 95%-Fraktilwertes) [min:s]:	3:45	4:00	5:15	6:45	4:45	4:30	5:00
signifikante Stauzeit (detaillierte Auswertung des 95%-Fraktilwertes) [min:s]:	0:31	0:33	0:41	0:63	0:53	0:46	0:50

Tab. 1: Gegenüberstellung der Ergebnisse für die einzelnen Szenarien

Die Rettungswege sind in ausreichender Anzahl und Größe für die geplante Erhöhung der Personenzahlen vorhanden. Durch die natürlichen Maßnahmen zur Rauchableitung und Luftzuführung ist eine rauchfreie Schicht von 2,50 Meter für etwa fünf Minuten im oberen Tribünenbereich gewährleistet (siehe die Rauchsimulationsberechnung in [20]). Alle Tribünen und die Empore sind in den obersten Rei-

hen bis zu dieser Zeit entleert, die geringfügige Überschreitung im Fall (3.) war aus Sachverständigensicht nach der Detailauswertung der Ergebnisse als unkritisch zu beurteilen. Deswegen konnte bei Einhaltung der im Sachverständigengutachten aufgeführten Mindestanforderungen, der Anforderungen des gebäudespezifischen Brandschutzkonzeptes und des Sachverständigengutachtens über die Rauchsimu-

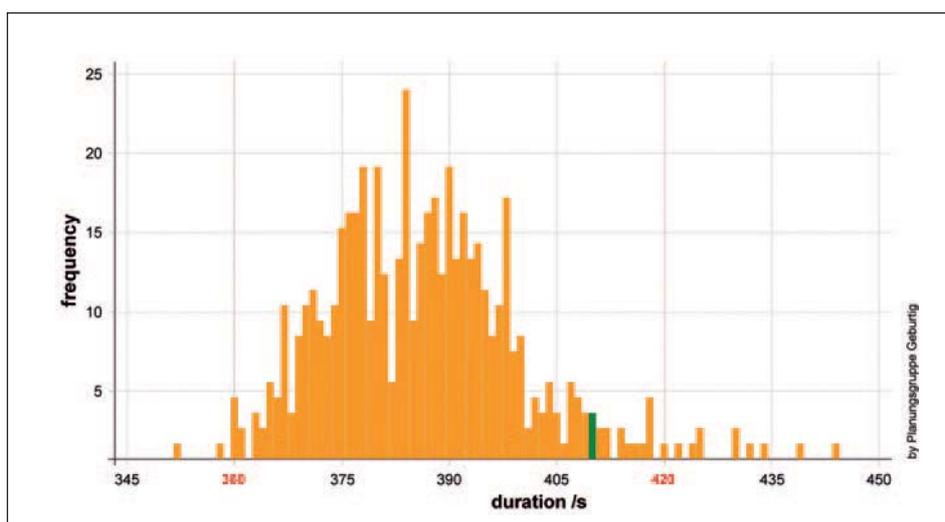


Abb. 18: Häufigkeitsverteilung der Simulationsdurchläufe für den Fall (3.) mit 95- Prozent-Fraktilwert [23]

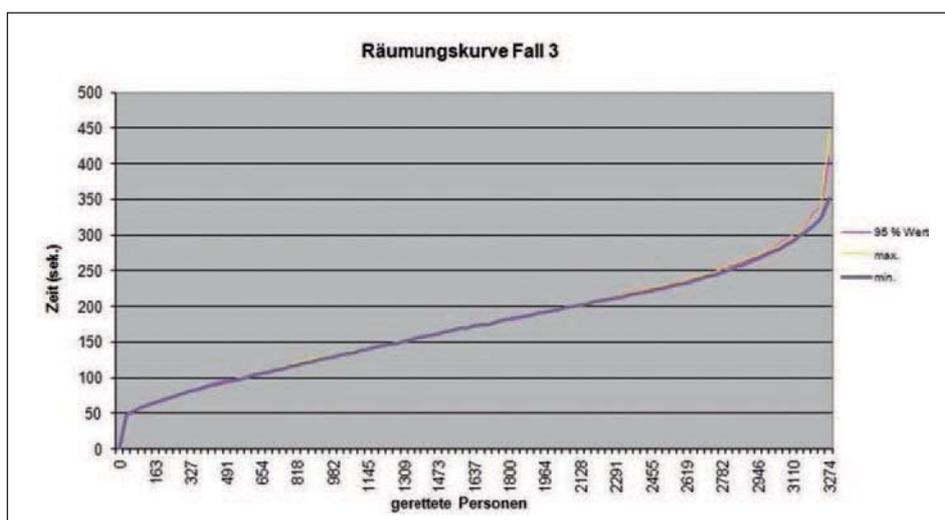


Abb. 19: Evakuierungskurve für den Fall (3.) [23]

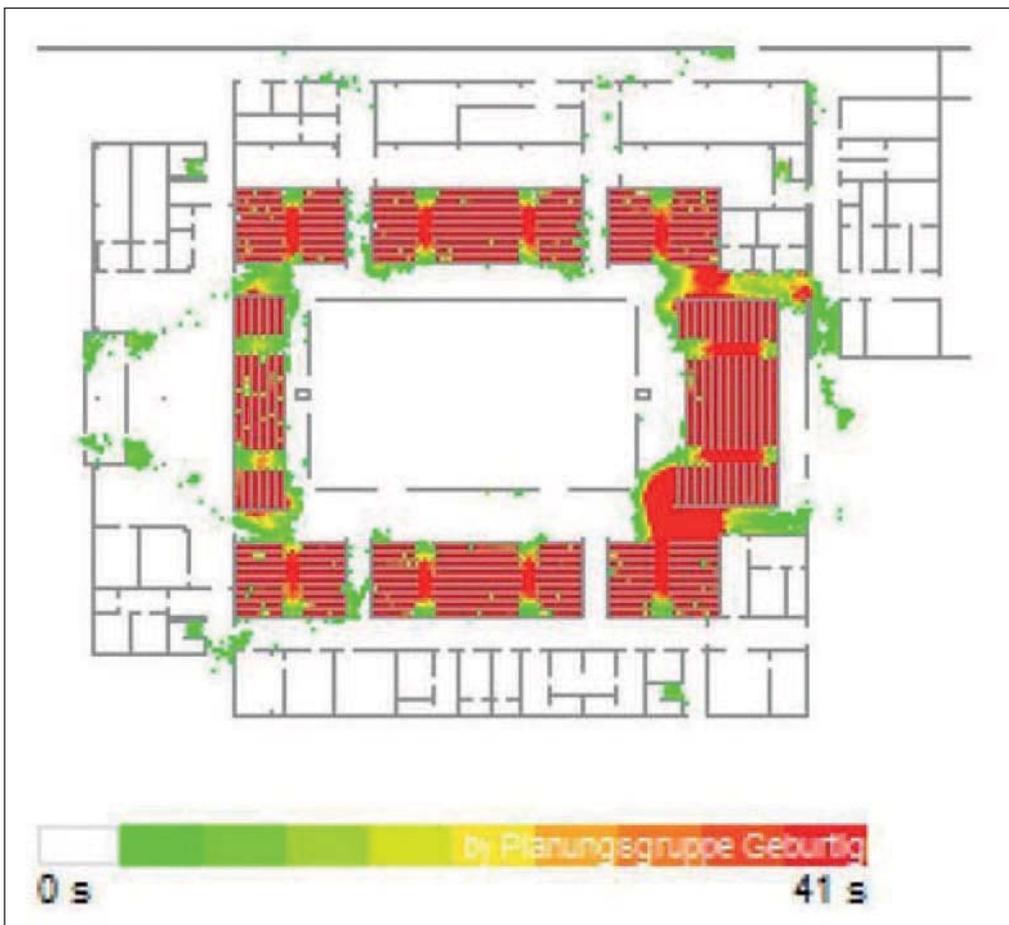


Abb. 20: Dichteplot für das Erdgeschoss beim Fall (3.) [23]

lation den in Frage stehenden Nutzungsszenarien abschließend zugestimmt werden.

Die bei den Räumungssimulationen angenommenen Randbedingungen beziehungsweise die maximalen Personenzahlen sind während des Betriebes der Arena einzuhalten. Durch organisatorischen Brandschutz ist sicherzustellen, dass die Rettungswege während des Betriebes nicht ausfallen und diese in voller Breite freizuhalten sind.

5 Fazit und Ausblick

Mit der Anwendung von Brandschutzingenieurmethoden wird das Führen individueller deskriptiver Brandschutznachweise abseits der präskriptiven Planungsangebote der Musterbauordnung oder der Muster-Sonderbauverordnungen beziehungsweise -richtlinien erheblich gestärkt. Die bauaufsichtliche Akzeptanz dieser ingenieurgemäßen Nachweise zur Ermittlung einer ausreichenden Brandsicherheit wird durch die konsequente Anwendung der DIN 18009 zudem verbessert.

Ausgehend von der individuellen oder bauordnungsrechtlichen Identifizierung der gebäudekonkreten Schutzinteressen sowie den realistischen Brandgefahren können, sowohl bei der konzeptionellen Brandschutzplanung eines Neubaus als auch bei der Überprüfung bestehender Situationen eines Gebäudebestandes oder eines Baudenkmals, anhand der zu bewertenden funktionalen Subsysteme die Wechselwirkungen zwischen den brandschutztechnischen Komponenten ausreichend konservativ und damit genügend sicher ermittelt werden. Der Auswahl relevanter Szenarien, der Bestimmung der für den jeweiligen Einzelfall geeigneten Ingenieurmethoden und der Festlegung ausrei-

chender Akzeptanzkriterien kommt eine besondere Bedeutung zu. Damit ergibt sich ein ganzheitliches brandschutztechnisches Sicherheitskonzept, dessen Nachweis mit Hilfe der Anwendung von Methoden des Brandschutzingenieurwesens, anstelle des Nachweises einzelner Bauteile als Abgleich zur Bauordnung oder zu gültigen Sonderbauvorschriften, möglich ist. Es stehen dafür auf der einen Seite die argumentative, ingenieurgemäße und auf der anderen Seite die leistungsbezogene Nachweisführung zur Verfügung.

An zwei Beispielen wurden sowohl die Anwendung einer argumentativ-ingenieurgemäßen Nachweisführung als auch einer leistungsbezogenen dargestellt. Dabei wurde zum einen unter Zuhilfenahme des *engineering judgements* und zum anderen mittels einer Brand- und einer Räumungssimulation die jeweils ausreichende Sicherheit der betreffenden Gebäude trotz erheblicher Abweichungen von den bauordnungsrechtlichen Regelvorgaben nachgewiesen.

Es konnte zugleich aufgezeigt werden, dass die ingenieurgemäße Arbeitsweise beim Brandschutz eine frühzeitige interdisziplinäre Zusammenarbeit mit der Tragwerksplanung erfordert, um die zutreffenden Bemessungsszenarien zu bestimmen, die Ergebnisse von Simulationen zur Rauch- und Wärmeausbreitung in Räumen oder baulichen Anlagen für die weitere Berücksichtigung bei der statischen Bemessung einfließen zu lassen, oder um den Einfluss einer ermittelten Räumungsdauer beurteilen zu können. Es ist damit möglich, abweichende Tatbestände von geltenden Vorschriften und Technischen Baubestimmungen zu begründen (Nachweis der Gleichwertigkeit gemäß Paragraph 85 a der Musterbauordnung (MBO), das ausreichende Sicherheitsniveau alternativ nachzuweisen und auch aus ökologischer Sicht bei bestehenden Bauwerken überflüssige Nachrüstungen zu vermeiden. Das rechtzeitige Einbeziehen der Brandschutz-Ingenieurmethoden in die Tragwerkspla-

nung ermöglicht somit, neben individuellen Entwürfen abseits der bestehenden Regelanforderungen des Bauordnungsrechts, ein ressourcensparendes Bauen.

Sowohl bei der Erarbeitung der ersten beiden Normteile von DIN 18009 als auch bei den momentan laufenden Normungsarbeiten an den Teilen 3 und 4 stellte sich ein Forschungsbedarf hinsichtlich des notwendigen Überprüfens der zumeist auf empirische Art und Weise bestimmten Akzeptanzkriterien des Bauordnungsrechts heraus, welche in der Musterbauordnung beziehungsweise in den Sonderbauverordnungen ent-

halten sind und das bauordnungsrechtliche Standardkonzept als Planungsangebot für Standardgebäude prägen. Beispielsweise sind weder in der Muster-Schulbaurichtlinie noch in der Muster-Versammlungsstättenverordnung konkrete, belastbare numerische Grenzen enthalten.

Abschließend sei angemerkt, dass im Einzelfall auch ein scheinbar schlechtes Ergebnis ein wichtiges ist, denn es besteht dann Klarheit darüber, was gegebenenfalls nicht zur Ausführung gelangen darf, weil keine genügende Sicherheit prognostiziert werden kann.

6 Literatur

- [1] Musterbauordnung (MBO) vom November 2002, zuletzt geändert durch Beschluss der Bauministerkonferenz vom 25.09.2020
- [2] Oberverwaltungsgericht für das Land Mecklenburg Vorpommern, 3. Senat: Beschluss vom 12.09.2008, Az.: 3 L 18/02
- [3] Heilmann, S.: *Entwicklung des Brandschutzes in Deutschland vom Späten Mittelalter bis zur Moderne (13. bis 20. Jahrhundert)*; an der Fakultät Bauingenieurwesen der Technischen Universität Dresden zur Erlangung des akademischen Grades eines Doktor-Ingenieurs (Dr.-Ing.) vorgelegte Dissertation; Dresden 2015
- [4] Bundesgerichtshof: Beschluss vom 10.02.2011, Az.: VII ZR 156/08 (siehe auch OLG Frankfurt, Urteil vom 02.07.2008, Az.: 1 U 28/07)
- [5] DIN 18009-1:2016-09 – Brandschutzingenieurwesen, Teil 1: Grundsätze und Regeln für die Anwendung, September 2016
- [6] Vereinigung zur Förderung des Deutschen Brandschutzes (vfdb): *Technischer Bericht, Leitfaden Ingenieurmethoden des Brandschutzes*; vfdb TB 0401, Braunschweig November 2013
- [7] BS 79841 *Stand Keyholding and response services; General recommendations for keyholding and response services*, 2016
- [8] Wiese, J.: *Weichenstellung für das Brandschutzingenieurwesen, Teil 2*, in: *Feuertrutz 3.2017*, Köln Mai 2017, S. 38–41
- [9] DIN 18009-2:2022-08 – Brandschutzingenieurwesen, Teil 2: Räumungssimulation und Personensicherheit
- [10] DIN 4102-2:1977-09 – *Brandverhalten von Baustoffen und Bauteilen, Teil 2: Bauteile, Begriffe, Anforderungen und Prüfungen*
- [11] Brinkmann, U.: *Goethe-Theater Bad Lauchstädt*, in: *Bauwelt Ein Blick - Zwei Theater*; Berlin 2022, S. 4–9
- [12] Landesarchiv Sachsen-Anhalt: *Lith.K. Nr. 36*
- [13] *Musterverordnung über den Bau und Betrieb von Versammlungsstätten (Muster-Versammlungsstättenverordnung, MVStättVO) vom Juni 2005, zuletzt geändert durch Beschluss der Fachkommission Bauaufsicht der ARGEBAU vom Juli 2014*
- [14] *Bauordnung des Landes Sachsen-Anhalt (BauO LSA) in der Neufassung vom 19.09.2013, zuletzt geändert am 18.11.2020*
- [15] *Planungsgruppe Geburtig: Brandschutztechnische Vorplanung für das Goethe-Theater Bad Lauchstädt; Weimar 11.05.2015, unveröffentlicht*
- [16] *Ingenieurbüro für Brandschutz von Bauarten IBB GmbH: Gutachterliche Stellungnahme zu brandschutztechnischen Ertüchtigungsmaßnahmen der Doppelsparren-Bohlenbinder mit Conlit-Steelprotect Board-Mineralfaserplatten in Anlehnung an das allgemeine bauaufsichtliche Prüfzeugnis P-SAC-02 III-664 der MFPA Leipzig sowie der vorhandenen beziehungsweise neu anzuordnenden Stahlzugbänder aus Flachstahl im Drempelbereich der Dachkonstruktion des Zuschauersaals mit einer reaktiven Brandschutzbeschichtung im Hinblick auf eine Mindestfeuerwiderstandsdauer von 25 Minuten; Groß Schwülper 09.10.2017, unveröffentlicht*
- [17] *Ingenieurbüro für Brandschutz von Bauarten IBB GmbH: Ergänzende gutachterliche Stellungnahme zum Schreiben 328/20217 der IBB GmbH vom 09.10.2017 bezüglich brandschutztechnischer Ertüchtigungsmaßnahmen der Doppelsparren-Bohlenbinder mit Conlit-Steelprotect Board-Mineralfaserplatten in Anlehnung an das allgemeine bauaufsichtliche Prüfzeugnis P-SA-C02 III-664 der MFPA Leipzig sowie der vorhandenen bzw. neu anzuordnenden Stahlzugbänder aus Flachstahl im Drempelbereich der Dachkonstruktion des Zuschauersaals mit einer reaktiven Brandschutzbeschichtung im Hinblick auf eine Mindestfeuerwiderstandsdauer von 25 Minuten; hier brandschutztechnische Beschichtungsmaßnahmen im Bereich der außenliegenden Stahl-Holzverbindungen mit der reaktiven Brandschutzbeschichtung HENSOTHERM 310 KS in Anlehnung an die ETA 11/0456 oder gleichwertig; Groß Schwülper 09.02.2021, unveröffentlicht*
- [18] *Planungsgruppe Geburtig: Brandschutzkonzept für das Goethe-Theater in Bad Lauchstädt; Weimar 17.11.2022, unveröffentlicht*
- [19] *Thüringer Bauordnung (ThürBO) vom 13. März 2014, zuletzt geändert am 29. Juli 2022*
- [20] *Planungsgruppe Geburtig: Sachverständigengutachten zur Rauchsimulationsberechnung und 1. Ergänzung für den Neubau der Basketball-Solararena in Jena; Weimar 18.12.2012/ 20.04.2013, unveröffentlicht*
- [21] *DIN 18232-2:2007-11 – Rauch und Wärmefreihaltung, Teil 2: Natürliche Rauchabzugsanlagen (NRA); Bemessung, Anforderungen und Einbau*
- [22] *Pedgo: Software zur Simulation von Personenströmen in Gebäuden oder Fahrzeugen; <https://www.traffgoht.com/de/pedestrians/products/pedgo/index.html>; 26.03.2023, 19:45 Uhr*
- [23] *Planungsgruppe Geburtig: Sachverständigengutachten zur Beurteilung der Rettungswegesituation (Räumungsberechnung mit Simulationssoftware) für den Neubau der Basketball-Solararena in Jena und 1. Ergänzung zum Sachverständigengutachten vom 03.07.2013 zur Beurteilung der Rettungswegesituation (Räumungsberechnung mit Simulationssoftware) für den Neubau eines Verbindungsbaus an der Basketball-Solararena; Weimar 03.07.2013/06.12.2016, unveröffentlicht*
- [24] *Mehl, F.: Bautechnische Nachweise zum Brandschutz nach Bauordnungsrecht der Länder; in: Bauphysik Kalender; Berlin 2006, S. 13–35*

Von null auf hundert: Die Autobahn GmbH des Bundes hat seit ihrer Gründung ein immenses Arbeitspensum bewältigt

Sie muss bis 2032 4500 Brückenteilbauwerke modernisieren und will dafür Methoden für die Systematisierung, Standardisierung und Digitalisierung der Planung entwickeln

Als die Autobahn GmbH des Bundes am 1. Januar 2021 von den Bundesländern die Verantwortung für Planung, Bau, Betrieb, Erhaltung Finanzierung und Verwaltung der Bundesautobahnen übernahm, da hatte sie organisatorisch auf einen Schlag für 11.500 Mitarbeiter zu sorgen, über 1400 IT-Systeme zu equalisieren, massenweise Schulungen zu organisieren, wuchernde Strukturen zu verschlanken und für 6.300 laufende Projekte Kooperationsvereinbarungen mit den Ländern abzuschließen. Diese Mammutaufgabe gelang, wie nachfolgend berichtet wird, wohl vorbildlich. Seit kurzem aber steht die Inventur der konstruktiven Ingenieurbauwerke an, insgesamt müssen rund 58.000 Bauwerke nach DIN 1076 inspiziert werden, darunter ungefähr 28.000 Brückenteilbauwerke. Bisheriges Ergebnis: Bis 2032 müssen etwa 4500 Brückenteilbauwerke modernisiert werden. Das bedeutet eine Verdopplung des Modernisierungfortschritts von 200 auf 400 Autobahn-brücken pro Jahr.

1 Einführung

Nach dem 2. Weltkrieg hatten die Alliierten die Verwaltung der Fernstraßen in die Verantwortung der Länder gelegt und durch diese bis zur Gründung der Bundesrepublik Deutschland treuhänderisch verwaltet. Danach verblieben die Bundesfernstraßen in der Verantwortung der einzelnen Bundesländer, was schon damals jedoch kontrovers diskutiert wurde. Bereits in den fünfziger Jahren des vorigen Jahrhunderts wurde deshalb in diesem Zusammenhang die Gründung einer Bundesverwaltung der Autobahnen diskutiert. Die Einflussmöglichkeiten des Bundes im Rahmen der Aufsicht waren schon immer begrenzt.

Zusätzlich kam es in den Auftragsverwaltungen der Bundesländer in den letzten Jahrzehnten durch die Notwendigkeit der Haushaltskonsolidierung mit tendenzieller Verschärfung durch die Schuldenbremse vielfach zu einem Personalabbau. Dies führte, damit einhergehend, zu einer steigenden Heterogenität der Leistungsfähigkeit der Auftragsverwaltungen der einzelnen Länder mit Rückwirkung auf die Anzahl von planfestgestellten beziehungsweise realisierten Projekten und zu einer unzureichenden Nutzung von länderübergreifenden Synergieeffekten.

Vor diesem Hintergrund wurde die Reform der Bundesfernstraßen in Angriff genommen, um die zum Teil schwierige Situation der Bundesfernstraßen in Auftragsverwaltung zu reformieren und zu modernisieren.

Ferner sollte die Netzbewirtschaftung nach betriebswirtschaftlichen Grundsätzen erfolgen, wodurch Effizienzvorteile realisiert und die Kos-

tentransparenz im Bundesfernstraßenbereich erhöht werden sollten. Durch die Neuordnung der Bund-Länder-Finanzbeziehung wurde im Jahr 2017 die Reform der Bundesfernstraßenverwaltung möglich. Dies war auch gleichzeitig der Start für eines der größten Infrastrukturprogramme der letzten Jahrzehnte.

Deshalb wurde in der 18. Legislaturperiode des Bundestages (Oktober 2013 bis Oktober 2017) der grundlegende Reform der Bundesfernstraßenverwaltung in Angriff genommen, um die Autobahnen der Bundesrepublik in einer Hand zu planen, zu bauen, zu unterhalten und zu betreiben.

Am 1. und 2. Juni 2018 stimmten der Bundestag und der Bundesrat einer Reform der Bundesfernstraßenverwaltung zu. Bereits im September des gleichen Jahres wurde als einhundertprozentige Tochter der Bundesrepublik Deutschland die Autobahn GmbH des Bundes (AdB) gegründet, sie ist auch die alleinige Gesellschafterin.

2 Ziele der Reform

Der neu gegründeten Gesellschaft wurde der Auftrag gegeben, ihre Aufgaben zentral zu erledigen und Grundaufgaben zu bündeln (Abb. 1). Gleichzeitig soll sie in den Regionen für ihre Aufgabenwahrnehmung präsent sein (Vor-Ort-Präsenz). Der Betriebsdienst wird weiterhin grundsätzlich durch Autobahnmeistereien als nachgeordnete Einheiten der Gesellschaft erfolgen. Die Gesellschaft soll auf allen Ebenen über Kernkompetenzen verfügen und ihre Kernaufgaben selbst erledigen.

Die Gesellschaft ist zuständig für den gesamten Lebenszyklus einer Straße, das heißt, gebündelt für die Aufgaben Planen (einschließlich Grunderwerb), Bauen, Betreiben, Erhalten und Finanzieren.

Die hoheitlichen Aufgaben sind bei der staatlichen Verwaltung (Bundesministerium für Digitales und Verkehr – BMDV) beziehungsweise beim Fernstraßenbundesamt (FBA) verblieben. Sie sind jedoch zum Teil durch Beleihung auf die Autobahn GmbH des Bundes übertragen worden. Als Beispiel ist hier die Straßenbaulast im Paragraphen 4 des Bundesfernstraßengesetzes zu nennen:



Dipl.-Ing. Rainer Siegel

studierte von 1990 bis 1996 Bauingenieurwesen an der Technischen Universität Berlin, war danach Bau-, Gesamtprojekt- und Geschäftsbereichsleiter dreier bekannter Bauunternehmen und von 2017 bis 2021 Bereichsleiter Großbrückenbau der Porr GmbH (München); seit 2021 leitet Rainer Siegel die Abteilung Straßen- und Brückenbau der Autobahn GmbH des Bundes

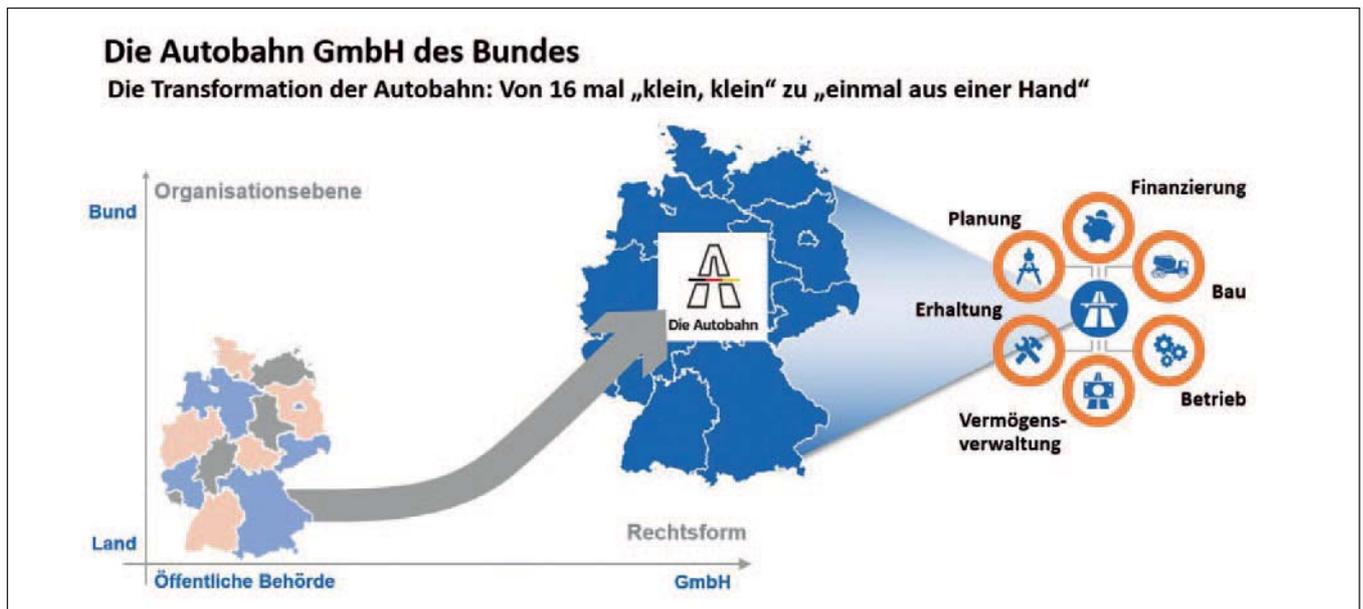


Abb. 1: Aufgabenfelder der Autobahn GmbH des Bundes

Die Träger der Straßenbaulast haben dafür einzustehen, dass ihre Bauten allen Anforderungen der Sicherheit und Ordnung genügen.

Die hoheitliche Aufgabe der Planfeststellung als zentrales Element für die spätere Realisierung von Straßeninfrastruktur ist weitgehend auf das FBA übergegangen.

Über die bereits genannten Ziele hinaus möchte die Autobahn GmbH des Bundes einer der erstklassigen Arbeitgeber der Bundesrepublik Deutschland werden. Sie will:

- kundenorientiert sein und eine hohe Verfügbarkeit des gesamten Autobahnnetzes für die Verkehrsteilnehmer sicherstellen,
- nachhaltige Investitionen in den Autobahnbau und -betrieb fördern und so den Wert der Autobahn kontinuierlich steigern,
- Innovationen in allen Bereichen fördern und fördern, insbesondere in den Bereichen Planung, Bau, Erhaltung, IT, Vernetzung und Mobilität,
- fachkundiges Personal schulen,
- effiziente Strukturen und Abläufe in allen Unternehmensbereichen und Unternehmenseinheiten schaffen,
- und für partnerschaftliche Zusammenarbeit auf Augenhöhe stehen, die die operative Verantwortung in den Regionen übernimmt.

3 Fakten über die Autobahn

Die Autobahn GmbH des Bundes ist, wie viele große Gesellschaften, ein zentral geführtes Top-down Unternehmen. Die Zentrale der Gesellschaft hat ihren Sitz in der Bundeshauptstadt Berlin. Sie ist verantwortlich für Grundsatzaufgaben, übergeordnete Steuerungsfunktionen für Planung, Bau, Betrieb Erhaltung und Strategie, Kommunikation, Finanzen, Personal etc.

Die zehn Niederlassungen der AdB sind über das Bundesgebiet verteilt und für ihr jeweiliges Niederlassungsgebiet im Wesentlichen autonom verantwortlich. Nicht weniger als 42 Außenstellen sind den Niederlassungen zugeordnet, die die Belange ihres Zuständigkeitsbereiches organisieren und umsetzen. Die 189 Meistereien planen, organisieren und sichern einen reibungslosen Betrieb im Meistereibezirk.

3.1 Gebündelte Kompetenzen

Bis Ende 2020 haben die Bundesländer die Autobahnen im Auftrag des Bundes verwaltet. Dabei haben die Länder in unterschiedlicher Intensität Personal und Ressourcen für den Bundesfernstraßenbereich bereitgestellt. Dadurch hat insbesondere die Planung von Bauprojekten unterschiedlich lange gedauert – hier wurde besonders durch den Bundesrechnungshof Potenzial zur Steigerung der Effizienz gesehen. So wurden beispielsweise in den sechzehn unterschiedlichen Verwaltungen insgesamt 1492 verschiedene IT-Systeme genutzt.

Seit dem 1. Januar 2021 liegt alles in einer Hand: Planung, Bau, Betrieb, Erhalt, Finanzierung und vermögensmäßige Verwaltung – all das hat nun die Autobahn GmbH des Bundes übernommen. Mit der Reform werden das Wissen und das Können von Fachleuten aus allen sechzehn Ländern gebündelt. Die Autobahn GmbH vereint die Vorteile einer zentral aufgestellten Organisation mit den Stärken einer großen, regionalen Verankerung. Vieles lässt sich so effizienter organisieren – vor allem in Zentralfunktionen wie Digitalisierung und IT, der länderübergreifenden Planung oder der Buchhaltung. Bundesweit einheitliche, hohe Qualitätsmaßstäbe lassen sich dank der Reform nun besser dauerhaft gewährleisten.

3.2 Effizienz im Blick

Die Autobahn GmbH hat immer das deutsch Autobahnnetz als Gesamtheit im Blick. Die Menschen in unserem Land brauchen und erwarten leistungsfähige Autobahnen. Dabei stehen für die Autobahn GmbH immer die Nutzerinnen und Nutzer im Fokus. Mit mehr Effizienz werden die Autobahnen fit für die Zukunft gemacht. Das Unternehmen setzt auf größtmögliche Wirtschaftlichkeit, was auch durch die Wahl der GmbH als Rechtsform deutlich wird, mit dem Bund als alleinigem Gesellschafter.

3.3 Zentral aufgestellt – regional verankert

Die Zentrale der Autobahn GmbH ist, wie gesagt, in Berlin angesiedelt. Mit ihren zehn Niederlassungen, die von 41 regionalen Außenstellen unterstützt werden, ist die Autobahngesellschaft bundesweit vertreten. Darüber hinaus gibt es unter anderem 189 Autobahnmeistereien, 14 benannte Stützpunkte sowie zahlreiche Fachcenter für Informationstechnik und -sicherheit (FIT) und Tunnelleitzentralen, die für den Betrieb der Autobahnen unerlässlich sind (Abb. 2).

3.4 Attraktiver Arbeitgeber

Die AdB ist ein bundesweit aufgestellter attraktiver Arbeitgeber (Abb. 3). Mit der Reform ist zum 1. Januar 2021 ist auch ein eigener Haustarifvertrag für alle Beschäftigten der Autobahn GmbH des Bundes in Kraft getreten. Dieser bietet den Mitarbeiterinnen und Mitarbeitern einheit-



Abb. 2: Standorte der Autobahn GmbH des Bundes

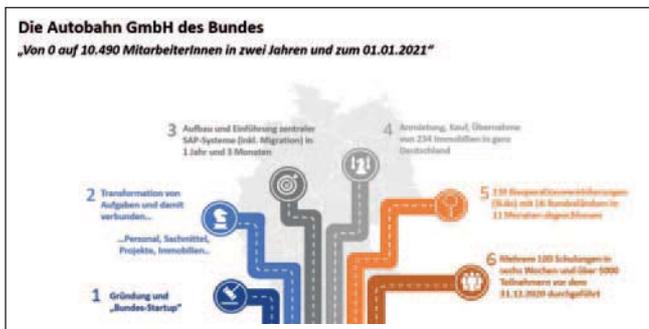


Abb. 3: Transformation



Abb. 4: Die Autobahn GmbH des Bundes ist nicht nur der größte Betreiber von Straßen in Deutschland, sie verwaltet auch 28.000 Brücken und 550 Tunnel

Wir bündeln zentrale Aufgaben und fördern regionale Kompetenz	
Zentrale	Netz, Grundsätze und Steuerungsfunktion für Bau, Betrieb und Erhaltung, Strategie, Kommunikation, IT, Personal, Organisation, Aus- und Fortbildung, Finanzen, Berichtswesen, Recht, Einkauf
Niederlassung	Planung und Steuerung, Bau, Betrieb, Erhaltung und Verkehr, Verwaltungsaufgaben, Recht, Personal, Einkauf
Außenstellen	Planung, Bau und Erhaltung (insb. Bauvorbereitung, Bauüberwachung), Grunderwerb sowie Steuerung und operative Unterstützung zugeordneter Meistereien; abweichend temporäre Außenstellen
Meistereien	Meistereien planen, organisieren und sichern einen reibungslosen Betrieb im Meistereibezirk

Abb. 5: Aufgabenverteilung in der Linie

liche, faire und gute Rahmenbedingungen für eine langfristige berufliche Perspektive bei der Autobahn GmbH. Abgelöst werden damit zahlreiche, unterschiedliche Regelungen auf Länderebene. So gibt es beispielsweise bei der Autobahn GmbH in Ost und West selbstverständlich gleichen Lohn für gleiche Arbeit.

Nur durch das Zusammenspiel aller Einheiten werden die der AdB gesteckten Ziele erreicht. Sie ist verantwortlich für ein Streckennetz von rund 13.000 Kilometern, verwaltet circa 54.000 Teilbauwerke von Ingenieurbauwerken, davon rund 28.000 Brücken und 550 Tunnel. Das volkswirtschaftliche Anlagevermögen des Autobahnnetzes beträgt derzeit 200 Milliarden Euro (Abb. 4).

Die AdB bündelt zentrale Aufgaben und fördert regionale Kompetenz (Abb. 5).

4 Vorbereitung und Bereitschaft

Die Bewältigung dieser Mammutaufgaben bedurfte notwendigerweise einer gründlichen Vorbereitungszeit, um am Tag 1 (also am 1. Januar 2021) eine vollständige Einsatzbereitschaft der neuen Gesellschaft sicherzustellen. Die notwendigen Maßnahmen waren äußerst umfangreich und vielseitig.

Es musste das notwendige Personal von den Auftragsverwaltungen übernommen werden. Der Wechsel von den Landesverwaltungen erfolgte jedoch über die einzelnen Bundesländer hinweg nicht einheitlich. Die Mitarbeiter einzelner Länder gingen nahezu vollständig zur Autobahn GmbH des Bundes über, in anderen Bundesländern erfolgte dies nur bedingt, was folgerichtig zu Problemen führte.

Arbeits- und Dienstverträge für 11.500 Mitarbeiter mussten erstellt werden. Notwendige Soft- und Hardware mussten für die Mitarbeiter sichergestellt werden und zum Tag 1 einsatzbereit sein. Als Beispiel seien hier die in den Verwaltungen vorhandenen Anwenderprogramme aufgeführt. Waren es in den Verwaltungen bisher rund 900 Einzelanwendungen, die genutzt wurden, wird es künftig in der AdB rund 200 Programme geben. Die daraus resultierenden Hürden in Form von notwendigen Schulungen sind absehbar, jedoch unvermeidbar, um die Struktur zu verschlanken.

Für rund 6.300 laufende Projekte mussten Kooperationsvereinbarungen mit den Bundesländern abgeschlossen werden, um diese nahtlos nach der Funktionsübernahme der Autobahn GmbH des Bundes weiterführen zu können.

Diverse Finanz- und Realisierungspläne der Niederlassungen wurden generiert, zentralisiert in einem Finanz- und Realisierungsplan der Autobahn GmbH des Bundes und mit dem Gesellschafter, dem Bund, abgestimmt.

Lebensnotwendige Prozesse für den Betrieb der Autobahn wurden entwickelt und initiiert.

Diverse Kompetenzzentren wurden geschaffen und Austauschformate zwischen dem Bund, der Industrie und den Verbänden ins Leben gerufen.

Die Aufzählung der notwendigen Vorbereitungsmaßnahmen ist dabei schier endlos.

Nicht zu vergessen ist hierbei noch die Beschaffung von diversen Immobilien für die einzelnen Standorte der AdB.

Am 1. Januar 2021 nahm die Autobahn GmbH des Bundes ihren regulären Betrieb auf. Trotz aller von außen geäußerten Befürchtungen verlief der Start im wesentlichen reibungsfrei. Auch vor dem Hintergrund, dass der Start durch den Ausbruch der Coronapandemie deutlich erschwert wurde, macht sie nochmals deutlich, unter welcher schwierigen Bedingungen die Vorbereitungen für den Geschäftsbetrieb verlaufen sind.

5 Ein schwieriges Erbe

5.1 Aktueller Sachstand

Seit dem 1. Januar 2021 trägt die Autobahn GmbH im Bereich des konstruktiven Ingenieurbaus die Verantwortung für etwa 28.000 Brücken, 1875 Kilometer Lärmschutzwände (circa 10.460 Teilbauwerke) sowie Tunnel und andere Ingenieurbauwerke. In der Summe sind fast 60.000 Teilbauwerke zu erhalten.

Insbesondere Brückenbauwerke, die vor 1985 errichtet wurden, weisen erhebliche systematische Defizite auf, weil einerseits die Verkehrsbeanspruchung auf den Bundesfernstraßen erheblich zugenommen hat und andererseits wissenschaftliche Erkenntnisse über den baulichen Zustand zu berücksichtigen sind (Stichworte: Spannungsrisskorrosion, Mindest-/Robustheitsbewehrung, Beulsicherheit und so weiter). Die Folge ist, dass für einen Teil dieser Brücken bereits heute Verkehrsbeschränkungen für schwere Lkw angeordnet werden müssen (Abb. 6).

5.2 Erhaltung und Erneuerung der Brücken im deutschen Autobahnnetz

Die Autobahn GmbH des Bundes hat, wie gesagt, die Verantwortung für bis zu 28.000 Brücken (rund 20.500 Autobahn-Teilbauwerke, ungefähr 7200 Überführungsbauwerke), 1875 Kilometer Lärmschutzwände (circa 10.460 Teilbauwerke) sowie Tunnel und andere Ingenieurbauwerke übernommen.

Die Sicherheit und Leistungsfähigkeit der Autobahnbrücken haben großen Einfluss auf die Funktionsfähigkeit des gesamten Verkehrsnetzes und können bei Einschränkungen erhebliche Engstellen darstellen.

Die Verkehre auf den Autobahnen haben sich seit Anfang der achtziger Jahre des vorigen Jahrhunderts fast verdoppelt. Deutlich erhöht haben sich außerdem der Anteil des Schwerlastverkehrs und der Großraum- und Schwerlasttransporte.

Etwa die Hälfte der 28.000 Brücken ist zwischen den 1960er und den 1980er Jahren errichtet worden. Insbesondere die Bauwerke aus den sechziger und siebziger Jahren in Streckenzügen wie auf der A 45 (Sauerlandlinie) oder der A 7 (Rhönlinie) kommen aufgrund der verkehrlichen Belastung durch die angestiegenen Verkehrsmengen und die höheren zulässigen Gesamtgewichte des Schwerlastverkehrs an ihre Leistungsgrenze und altern und verschleiben durch die permanent hohe Auslastung schneller als angenommen.

Sie erreichen deshalb bereits jetzt und in den kommenden Jahren das Ende Ihrer normativen Nutzungsdauer.

Die Folge: Für einen Teil dieser Brücken müssen bereits heute Verkehrsbeschränkungen angeordnet werden, da sich in den letzten Jahren ein erheblicher Rückstand bei den notwendigen Instandsetzungsmaßnahmen ergeben hat.

Die Autobahn GmbH des Bundes erwartet, dass auch in den nächsten Jahren diverse Brücken eingeschränkt werden müssen.

In den letzten Jahrzehnten hat sich ein Erhaltungsrückstand aufgebaut der nunmehr nur noch mit großem Aufwand wieder aufgeholt werden.

Besonders betroffen von baulichen Defiziten sind vor allem ältere Großbrücken an den Bundesautobahnen in den westlichen Bundesländern

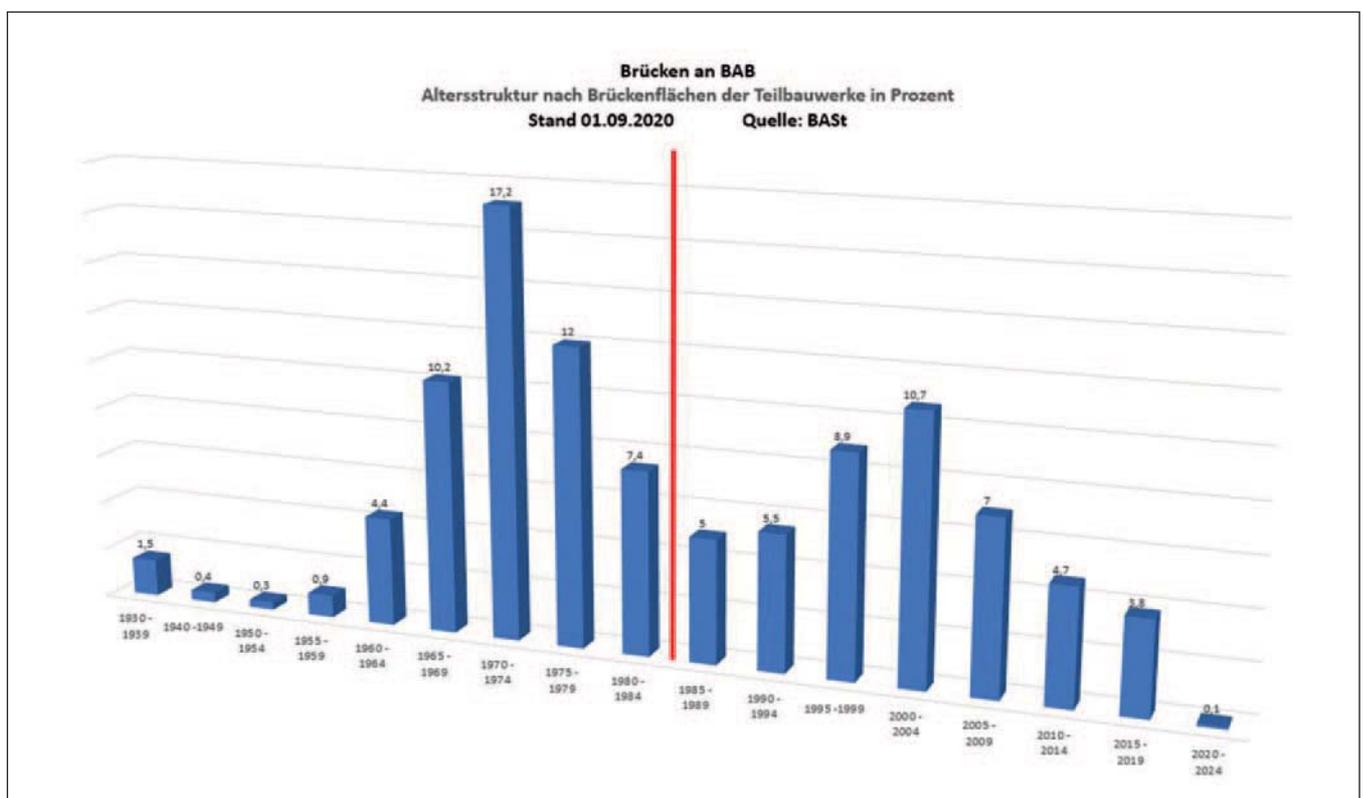


Abb. 6: Altersstruktur Bauwerksbestand Brücken

und dort vor allem an den Hauptverkehrsachsen, die die größte Last des Transitverkehrs in Nord-Süd-Richtung tragen.

Insgesamt ist ein Ost-West-Gefälle feststellen, da im Osten viele Brücken durch das Konjunkturprogramm der Wiedervereinigung jünger sind. Im Westen ist der Zustand meist schlechter, da die Bauwerke deutlich früher errichtet wurden.

Aufgrund des großen Bauwerksbestandes ist die Modernisierung des bestehenden Autobahnnetzes und insbesondere der im Zuge der Strecken befindlichen Brücken eine immense Aufgabe, welche nur über einen langen Zeitraum kontinuierlich abgearbeitet werden kann.

Die Autobahn GmbH des Bundes hat bereits kurz nach ihrem operativen Start die Modernisierung der Brücken zur Chefsache erklärt und eine Brückentaskforce ins Leben gerufen (Abb. 7). Sie beschäftigt sich von der Planung über Bauwerksprüfungen bis zur Erhaltung und Erneuerung des Brückenbestandes mit allen Lebenszyklusgegebenheiten.

Nach Durchführung/Abschluss einer ersten Substananalyse hat die Autobahn GmbH erstmalig für das gesamte Autobahnnetz eine Priorisierung der Brücken und daraus resultierender Bauvorhaben nach bundesweit einheitlichen Kriterien für die Brückenmodernisierung vorgenommen und den Finanzbedarf ermittelt.

Das Gesamtkonzept folgt dabei der Strategie des Bundes zur Modernisierung des Autobahnnetzes, um das Anlagevermögen dauerhaft und nachhaltig zu erhalten und zu steigern.

Bereits im Jahr 2015 wurde durch das Verkehrsministerium ein Brückenmodernisierungsprogramm ins Leben gerufen, welches von den einzelnen Bundesländern unterschiedlich stark umgesetzt wurde.

Die Autobahn GmbH des Bundes hat den ursprünglichen Gedanken erneut aufgegriffen und wird aufgrund der vielen dringend notwendigen Maßnahmen ihre Bemühungen zunächst auf das sogenannte Brückenmodernisierungsnetz fokussieren.

Ein weiterer Themenschwerpunkt der Netzanalyse ist die Erfassung weiterer vordringlich zu bearbeitender kritischer Einzelbauwerke außerhalb des Modernisierungsnetzes. Es findet somit eine Selektion innerhalb und außerhalb der Brückenmodernisierungsnetzes statt.

Damit wird die Strategie des BMVD konsequent weitergeführt (Abb. 8).

Die Ermittlung einer Rang- und Reihenfolge von Bauwerken in Strecken erfolgt auf der Grundlage eines multikriteriellen Ansatzes, weil sehr unterschiedliche Faktoren und Kriterien Einfluss auf die Dringlichkeit haben. So wird zum Beispiel zwischen baulichen (Dringlichkeit von Maßnahmen) und verkehrlichen Kritikalitäten (Verkehrsaufkommen, Verkehrsstrecken) in der Wertung unterschieden.

Erste Auswertungen der Untersuchungen der AdB haben ergeben, dass bis zum Jahr 2032 etwa 4500 Brückenteilbauwerke im Zuge der Autobahn modernisiert werden müssen

Infolgedessen muss es mindestens eine Verdopplung des Modernisierungsfortschritts von derzeit etwa 200 auf etwa 400 Autobahnbrücken pro Jahr geben.

Die Erhöhung des Umsatzes der Bauwerkserneuerung ist kein Selbstläufer und nicht ohne weiteres möglich. Eine Grundvoraussetzung für jegliche Maßnahmen ist jedoch das Vorhandensein von Planung. Der Aufbau einer Planungsbevorratung ist genauso wichtig wie das Vorhandensein eines Baurechtes.

Die Autobahn GmbH des Bundes entwickelt deshalb aktiv Methoden der Systematisierung, Standardisierung und Digitalisierung in den Planungsprozessen (Abb. 9). So sollen standardisierte Typenentwürfe eingeführt und durch serielle und standardisierte Brückentypen die Planung, Prüfung und bauliche Umsetzung sowie die Personalressourcen optimiert und der Realisierung von Einzelbauwerken beziehungsweise Großbrücken zur Verfügung stellen.

Bei der Brückennachrechnung betreibt die AdB aktive Untersuchungen für die Clusterung von Bauwerken mit dem Ziel, Musternachrechnungen durchzuführen, um die Anzahl der Vorgänge zu verringern.

Zur Beschleunigung von Planungsabläufen und Abstimmungsprozessen wurde eine Arbeits- und Entscheidungshilfe ausgearbeitet. Entscheidend für die Erreichung des Zieles der Steigerung der Modernisierungsleistung ist die Vermeidung von Kapazitätsengpässen in den Prozessen von der Planung bis hin zur Ausführung. Aufgrund der limitierten Ressourcen der Autobahn GmbH des Bundes, in Ingenieurbüros und auf der bauausführenden Seite, müssen neue Wege beschritten werden.

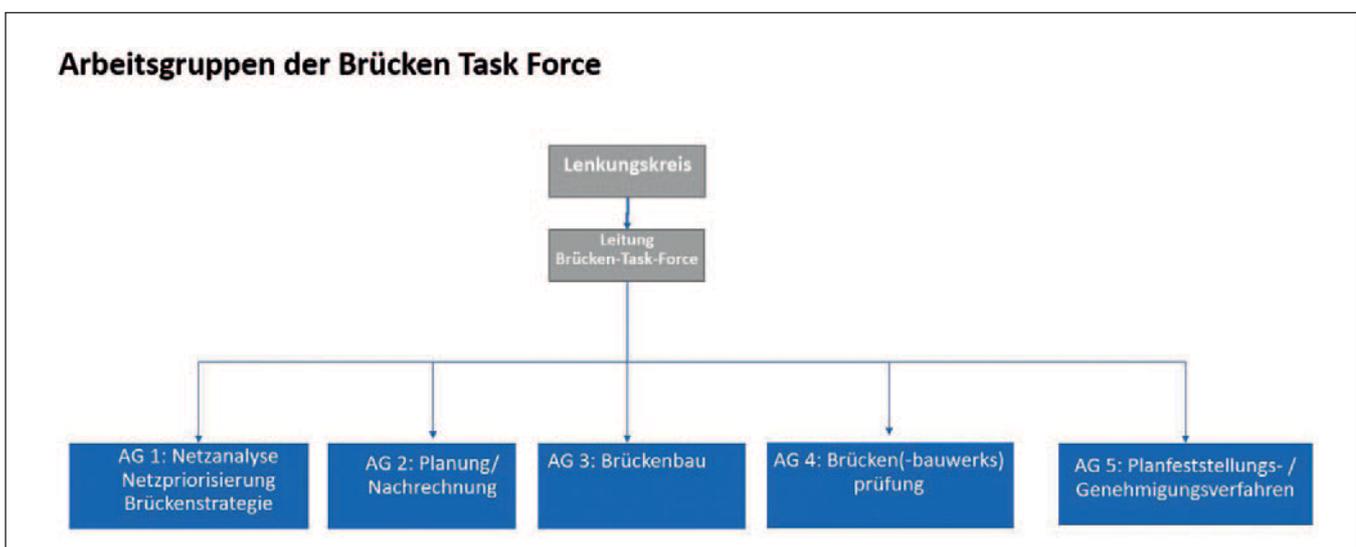


Abb. 7: Aufbau Brückentaskforce

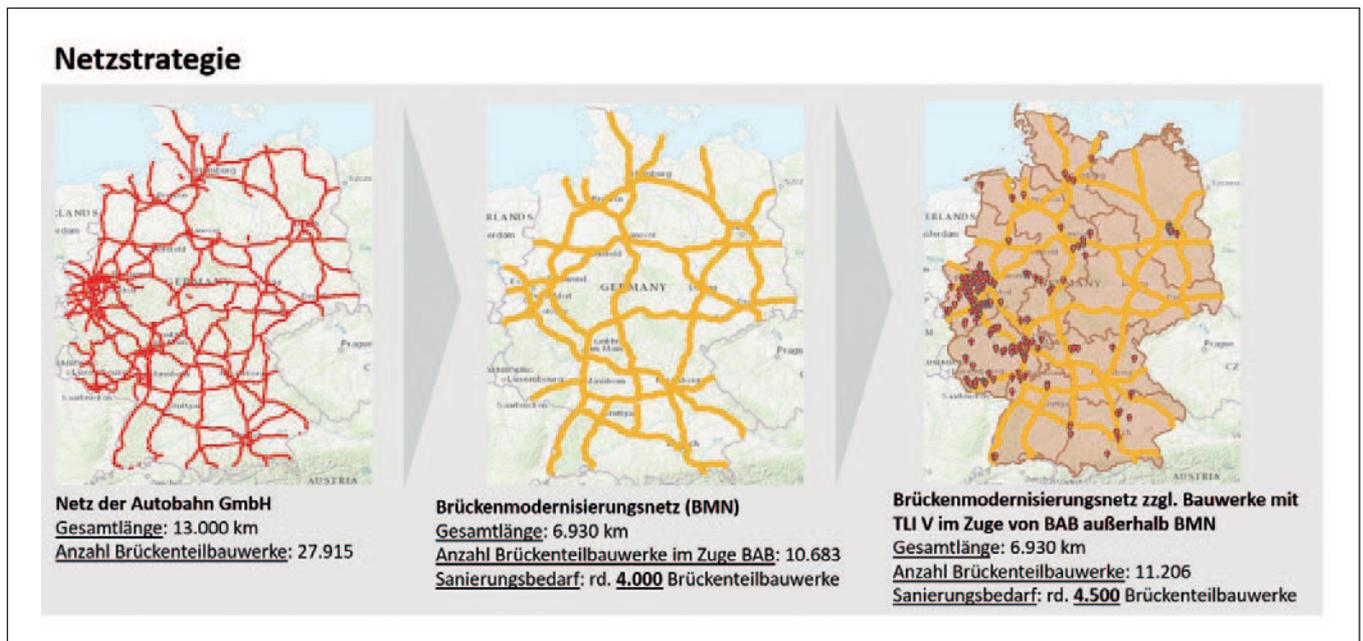


Abb. 8: Netzstrategie

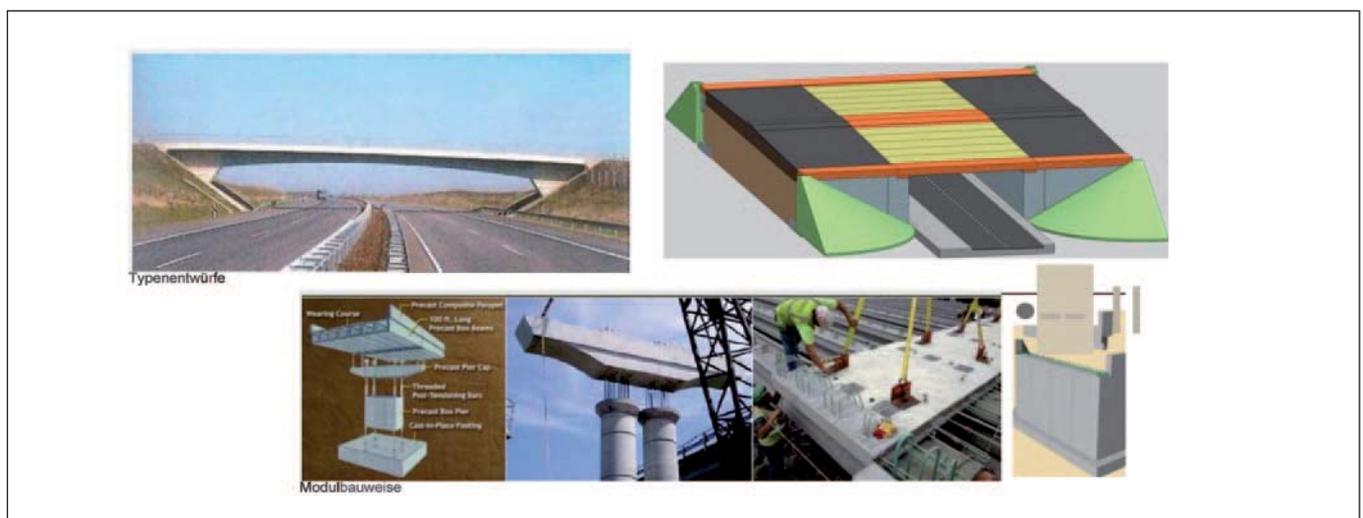


Abb. 9: Standardisierungsmethoden

Bestmögliche Vorbereitungen der Baustellen helfen nur bedingt weiter, da wesentliche Vorgänge des Bauens physikalischen Gesetzmäßigkeiten unterliegen und nur eingeschränkt beschleunigt werden können. Die Autobahn GmbH unterstützt und fördert daher industrialisierte Bauweisen unter Beibehaltung des hohen Qualitätsstandarts. Ziele des schnelleren Bauens sind nicht nur der höhere Leistungsumsatz, sondern auch eine Minimierung der Verkehrsbeeinträchtigung der Nutzer.

Aufgrund der großen Anzahl von Brückenteilbauwerken welche zu modernisieren sind, wird nicht alles sofort zu schaffen sein und nicht jede Brücke sofort in Angriff genommen werden können. Deshalb sind bauliche Verstärkungen oder andere bauwerkstabilisierende und lebensdauererlöndernde Maßnahmen durchaus geeignet, den großen Aufgabenberg in geeigneter Weise der Leitungsfähigkeit der Akteure angepasst zu strecken. Monitoring und Sensorik können über die Bauwerksprüfung hinaus helfen, die Brücken besser im Blick zu haben. Bereits jetzt arbeitet die AdB Hand in Hand mit der Bundesanstalt für Straßenwesen, um neueste wissenschaftliche Erkenntnisse und digitale

Methoden für die praktische Arbeit der Autobahn GmbH einzuführen. Die anlassbezogenen Monitoringmaßnahmen sollen zügig zu prädiktiven Messungen weiterentwickelt werden. Dabei gilt es, auf diesem Weg Standards wie Messzyklen, Datenmanagement (Datenspeicherung, Datenvorhaltung, Zugriffsrechte etc.) zu vereinheitlichen. Durch die systematische Ausweitung von Monitoringmaßnahmen erhoffen sich die Fachleute darüber hinaus eine effektive Unterstützung bei der Bauwerksprüfung und Bauwerkseinschätzung.

Die AdB will durch ihre systematische Erhaltungsstrategie weitere Nutzungseinschränkungen der Brücken möglichst vermeiden. Sie nutzt dafür bereits digitale Methoden, und die daraus entstandene Erhaltungsbedarfsprognose wird auch zur Ermittlung der notwendigen personellen und finanziellen Ressourcen herangezogen.

Erhaltungszeitpunkte sollen zukünftig so gelegt werden, dass eine optimale Nutzungsdauer auch unter ökonomischen Gesichtspunkten erreicht wird.

Verlängerung der A 100 in Berlin: Im 16. Bauabschnitt sechs große Baulose für den Ingenieur- und Spezialtiefbau

Für ein 2,5 Kilometer langes Trogbauwerk mit sechs Fahrspuren, einem Tunnel von 385 Metern Länge, vier Straßenbrücken und drei Eisenbahnüberführungen

Mitten in Berlin wächst ein mächtiges Bauwerk heran: Die Bundesautobahn (BAB) 100, die eine der Hauptverkehrsadern für das Fern-, Regional- und Stadtstraßennetz in Berlin darstellt und als riesige Kurve die Bezirke Mitte, Charlottenburg-Wilmersdorf, Tempelhof-Schöneberg und Neukölln verbindet. Derzeit entsteht mit dem 16. Bauabschnitt ein 3,2 Kilometer langes weiteres Teilstück dieser Straße. Dessen Trasse verläuft auf 386 Metern im Tunnel (Grenzallee) und auf 2,3 Kilometern in einem bis zu sieben Meter tiefen Trog. Sie führt vom Autobahndreieck Neukölln bis zur Anschlussstelle am Treptower Park und verfügt über drei Anschlussstellen. Welche außergewöhnlichen ingenieur- und tiefbautechnischen Probleme sich bei deren Bau stellten und noch immer stellen und mit welchen beachtenswert einfallreichen Mitteln die dort tätigen Ingenieure sie gelöst haben, davon vermittelt der folgende Bericht einen symptomatischen Eindruck.

1 Das Projekt

Die Idee, einen Straßenring um das Berliner Stadtzentrum zu bauen, geht auf den sogenannten Hobrecht-Plan zurück, den nach seinem Hauptverfasser so benannten 1862 in Kraft getretenen Bebauungsplan für die Umgebung Berlins. Mit dem Bau des ersten Abschnittes zwischen der Anschlussstelle Kurfürstendamm und der Anschlussstelle Hohenzollerndamm wurde 1956 begonnen, die Inbetriebnahme erfolgte 1958. Im Weiteren erfolgte der Ausbau zum Halbring im Westteil der Stadt durch die Realisierung weiterer Bauabschnitte zwischen der Anschlussstelle Seestraße im Norden und dem Autobahnkreuz Schöneberg im Süden [1]. Der Halbring sollte im Falle der Wiedervereinigung der beiden deutschen Staaten zu einer vollständigen Ringstrecke ergänzt werden. Spätere Planungen sind von diesem Konzept aber aufgrund der resultierenden städtebaulichen Einschnitte wieder abgerückt. So soll der ursprünglich vorgesehene Autobahnring nunmehr im nordöstlichen Bereich durch verschiedene innerstädtische Straßen ergänzt bleiben.

Derzeit befindet sich der 16. Bauabschnitt der BAB 100 in der Ausführung. Er schließt an das Autobahndreieck Neukölln an und reicht von der Anschlussstelle *Grenzallee* bis zur Anschlussstelle *Am Treptower Park*. Die Bauarbeiten haben 2013 begonnen und sollen bis 2024 fertiggestellt sein. Für den 17. Bauabschnitt von der Anschlussstelle *Am Treptower Park* bis zur Anschlussstelle *Storkower Straße* hat die Planung begonnen, und es wird mit einer Verkehrsfreigabe im Jahr 2035 gerechnet [2] (**Abb. 1**).



Dipl.-Ing. (FH) Oliver Schmidt

studierte Bauingenieurwesen (Schwerpunkt Baubetrieb) an der Fachhochschule für Technik und Wirtschaft in Berlin, arbeitete dann einige Jahre als Projektingenieur, Bauleiter und Kalkulator für mehrere Baufirmen und ist seit 2014 als Bauleiter bei der Ed. Züblin AG

tätig, dort seit 2020 als handlungsbevollmächtigter Projektleiter.

Nach Fertigstellung der BAB 100 sind die östlichen Bezirke Berlins besser an den mittleren Straßenring und an die BAB 113 angebunden. Die Erreichbarkeit des Flughafens Berlin Brandenburg und des Wissenschaftsstandorts Adlershof sowie die weiträumigen Verbindungen nach Dresden, Cottbus und Frankfurt/Oder werden dadurch wesentlich verbessert.

2 Der 16. Bauabschnitt

Der in Ausführung befindliche Bau des 16. Bauabschnitts (**Abb. 2**) beinhaltet sechs große Baulose für den Ingenieur- und Spezialtiefbau mit folgenden Hauptleistungen:

- einem circa 2,5 Kilometer langen Trogbauwerk und drei Fahrspuren je Fahrtrichtung,
- dem Tunnel Grenzallee mit einer Länge von 385 Metern,
- vier Stadtstraßenbrücken,
- drei Eisenbahnüberführungen,
- einem Betriebsgebäude, Stauräumen und Regenwasserbehandlungsanlagen.

Auftraggeber ist die Bundesrepublik Deutschland, zunächst vertreten durch die Senatsverwaltung für Stadtentwicklung und Umwelt, später durch die Senatsverwaltung für Umwelt, Verkehr und Klimaschutz sowie ab dem 1. Januar 2021 durch die Autobahn GmbH des Bundes. Die aktuellen Baukosten werden auf 613 Millionen Euro taxiert [2].

Wegen mehrerer querender Stadtstraßen und Eisenbahnlinien sieht der Entwurf die Herstellung der Autobahn innerhalb eines tiefliegenden Trogbauwerks vor. Wegen des in Berlin typischerweise hoch anstehenden Grundwassers wurde im Regelquerschnitt zunächst die Herstellung einer Baugrubenumschließung geplant, die aus 1,0 bis 1,5 Meter dicken, rückverankerten Schlitzwänden besteht. In den weniger tief liegenden Abschnitten werden die Baugrubenwände mit rückverankerten Spundwänden hergestellt. Die Baugrubensohle wird als Unterwasserbetonsohle ausgebildet und ist mit *Gewi*-Pfählen auftriebsgesichert (also mit Verpresspfählen, die Zug- und Druckkräfte in den Baugrund übertragen können). Die Baugrube ist mittels Schottwänden in Docks mit einer Regellänge von circa 80 bis 120 Metern sowie einer Regel-



Foto: Franz Brück

FÜR DIE BUNDESBAUTOBAHN A 100 mitten in Berlin werden auch mehrere Brücken gebaut. Einige von ihnen wurden mit solchen sogenannten Schwerlastmodulfahrzeugen an Ort und Stelle gebracht.

breite von ungefähr 35 bis 53 Metern aufgeteilt. Diese Aufteilung der Trogbaugrube in Baudocks ist gemäß Sicherheitskonzept vorgesehen, um, beim unwahrscheinlichen Eintreten einer Havarie, ein Fluten auf voller Länge zu vermeiden.

Wände und Sohlen des Trogbauwerkes werden aus WU-Beton mit Regelblocklängen von zehn Metern hergestellt. Die Trogwände erhalten

Gesimse aus LP-Beton und werden auf der Innenseite mit Lärmschutzelementen verkleidet. Zur Auftriebssicherung werden die Bauwerkssohlen mittels Stahlbetonnocken an die Schlitzwände angeschlossen (Abb. 3).

Im Januar 2014 erhielt die Ed. Züblin AG (Direktion Stuttgart, Bereich Ingenieur- und Infrastrukturbau) in Zusammenarbeit mit der Züblin

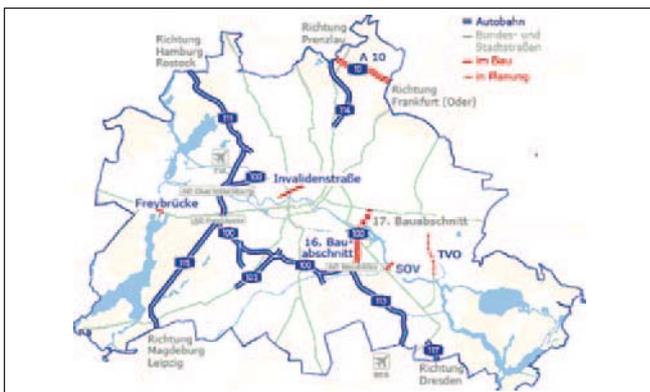


Abb. 1: Derzeitiger Ausbaustand der Bundesautobahn 100 in Berlin. Aktuell wird der 16. Bauabschnitt vom Autobahndreieck Neukölln bis zur Anschlussstelle Am Treptower Park ausgeführt.



Abb. 2: Visualisierung des späteren Autobahndreiecks Neukölln der Stadtautobahn BAB 100 in Berlin

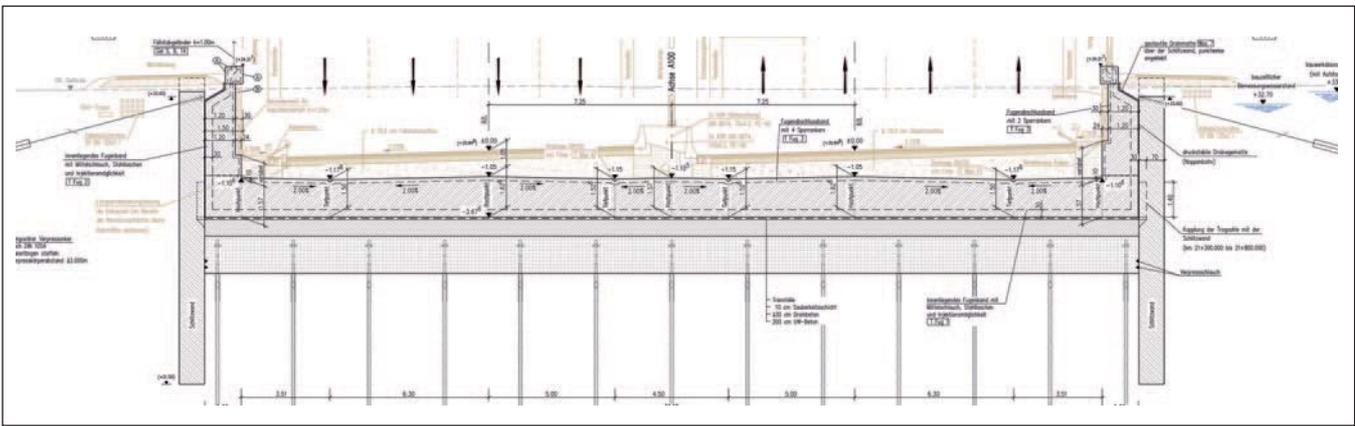


Abb. 3: Regelquerschnitt der Baugrube in den tiefer liegenden Bereichen mit Schlitzwänden

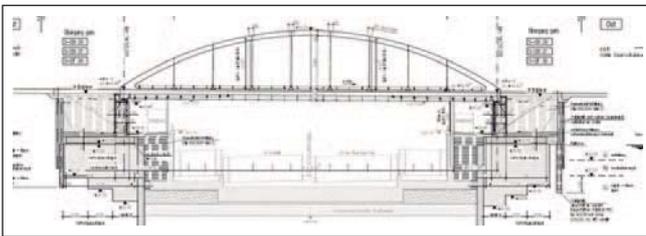


Abb. 4: Schnitt durch das Trogbauwerk im Bereich der querenden Eisenbahnbrücken

Spezialtiefbau GmbH (Bereich Nord) den Auftrag für die Lose 2 und 3 der Verlängerung der Stadtautobahn BAB 100 in Berlin. Ein Jahr später, im Januar 2015, folgte dann ein weiterer Auftrag für das Los 4.

Der Auftrag für die Lose 2 und 3 umfasst die Herstellung eines 700 Meter langen Trogabchnitts und der beiden Stabbogenbrücken (Bauwerke 1.30 und 1.31) zur Überführung dreier Eisenbahngleise über die spätere Autobahn sowie die Brücke im Zuge der Sonnenallee.

Der Auftrag für das Los 4 umfasst die Herstellung eines 650 Meter langen Trogabchnitts, die Brücke im Zuge der Dieselstraße, das Regenspumpwerk Dieselstraße sowie einen unterirdischen Stauraum im Rohbau.

Nachfolgend wird ein Schnitt des Trogbauwerkes etwa bei Baukilometer 22 + 170 betrachtet, der auch die beiden querenden Eisenbahnbrücken (Bauwerke 1.30 und 1.31) umfasst (Abb. 4).

3 Die Brücken

Wie bei Eisenbahnbrücken üblich, war die Herstellung der Bauwerke 1.30 und 1.31 gemäß Amtsentwurf weitgehend unter rollendem Rad vorgesehen. Zur Schaffung von Baufreiheit waren zunächst im Bereich eines vorhandenen Bahndammes zwei Eisenbahnüberführungen über das spätere Trogbauwerk herzustellen. Es handelte sich hierbei um die besagten Bauwerke 1.30 und 1.31. Beide Bauwerke sind aus Stahl gefertigte Stabbogenbrücken mit einer Gesamtlänge von jeweils 69,20 Metern und einer Höhe von 12,80 Metern (Bogenstichmaß). Bauwerk 1.30 überführt zwei S-Bahngleise über das spätere Trogbauwerk der BAB 100 und weist eine Breite von 12,95 Metern auf. Bauwerk 1.31 überführt ein Fernbahngleis und hat eine entsprechend geringere Breite von 8,95 Metern. Das Bauwerksgewicht beträgt circa 800 (BW 1.30) beziehungsweise 600 Tonnen (BW 1.31) (Abb. 5).

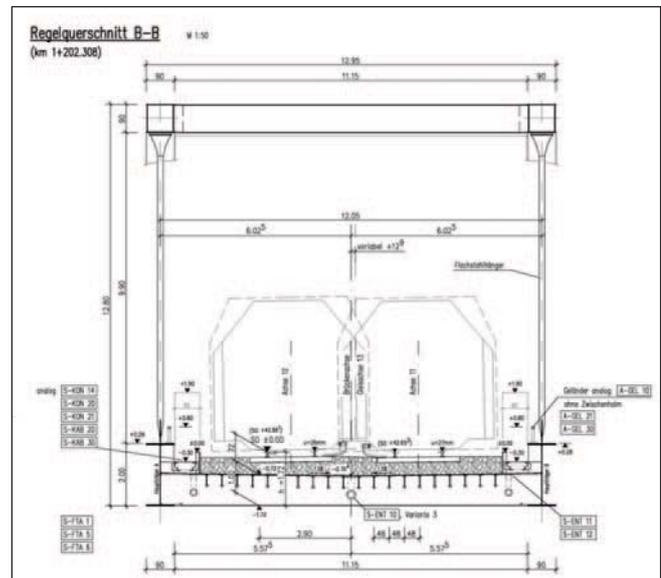


Abb. 5: Regelquerschnitt des zweigleisigen Bauwerkes 1.30 über die BAB 100

Für die Herstellung der Bauwerke war folgender Bauablauf vorgesehen:

- Umverlegung der Kabel für die Leit- und Sicherungstechnik und der Telekommunikationskabel mit einer Sperrpause von circa 54 Stunden,
- Herstellung der Hilfsbrückengründung und Baugrubenumschließung (vier Sperrpausen von je 54 Stunden) mittels Schlitzwänden sowie in Großbohrpfählen eingestellten Gründungsträgern HEB 550 und Spundwänden zur Baugrubensicherung; Montage und Inbetriebnahme von sechs Hilfsbrücken (zwei Sperrpausen von jeweils 54 Stunden),
- Aushub der Baugruben unter den Hilfsbrücken einschließlich sukzessivem Einbau von Diagonalverbänden zur Horizontalaussteifung und zweiter Aussteifungslage,
- Herstellung eines DSV-(Düsenstrahlverfahren-)Verfestigungskörpers unter den Widerlagern,
- Herstellung der Widerlager,
- Herstellung der Brückenbauwerke in seitlicher Dammlage,
- Einschub der Brückenbauwerke und deren Inbetriebnahme (zwei Sperrpausen von je 54 Stunden),
- Rückverlegung von LST-/TK-Kabeln (mit einer Sperrpause von 54 Stunden).

Ausgehend vom zentral gelegenen Trogbauwerk der späteren Autobahn sollten die östlich und westlich gelegenen Hilfsbrücken jeweils innenseitig auf Schlitzwänden gelagert werden, die später auch der Baugrubenumschließung des Trogbauwerks dienen. Die außenseitige Lagerung sollte auf in Großbohrpfählen eingestellten Gründungsträgern HEB 550 erfolgen.

Zunächst wurden zur Schaffung von Baufreiheit am Böschungsfuß des Bahndammes Kabelgefäße hergestellt, Kabel für die Leit- und Sicherungstechnik und für die Telekommunikationskabel verlegt und im Rahmen einer Wochenendsperrpause in Betrieb genommen. Weil die Schlitzwände in Wochenendsperrpausen hergestellt werden mussten, bestanden Bedenken, ob vor der Wiederinbetriebnahme der Gleise genügend Zeit für die Ausführung der Bauleistungen und für die Entwicklung einer ausreichenden Betonfestigkeit für den Bewehrungsverbund mit dem Beton vorhanden sein würde. In enger Abstimmung mit dem Auftraggeber wurde daher auch die Gründung der innenliegenden Hilfsbrückenlagerung auf Gründungsträger HEB 550 in Großbohrpfählen umgestellt. Im Ergebnis musste der innenliegende Verbau der Widerlagerbaugruben ebenfalls mit Spundwänden erfolgen und die Schlitzwände der Baugrube für das Trogbauwerk später, unterhalb der bereits in Betrieb genommenen Eisenbahnüberführungen, ausgeführt werden.

Zunächst wurden die Spundwände des Baugrubenverbaus freitend eingebracht und die Gründungsträger HEB 550 hergestellt. Zur Herstellung der Gründungsträger für die Hilfsbrücken entschied sich die Ed. Züblin AG für die Ausführung von teilverrohrten, suspensionsgestützten Bohrpfählen. Bei der Herstellung konventioneller, vollverrohrter Bohrpfähle muss das Ziehen der Verrohrung erfolgen, solange die Betonkonsistenz einen ausreichenden Kraftschluss zum anstehenden Baugrund zulässt, also in der Regel mit dem Betoniervorgang. Da die eingestellten Gründungsträger während des Ziehens der Verrohrung nicht in der geplanten Position gesichert werden können, resultieren bei dieser Vorgehensweise häufig erhebliche Überschreitungen der Einbautoleranzen. Im Falle der ausgeführten teilverrohrten Bohrpfähle wird der untere, betonierte Abschnitt des Bohrpfahls suspensionsgestützt hergestellt. Der obere, zum späteren Aushub mit ungebundenem, mineralischem Material aufgefüllte Bohrpfahlabschnitt wird verrohrt hergestellt.

Bei dieser Vorgehensweise wird der Gründungsträger in den unteren bereits betonierten Bohrpfahlabschnitt eingestellt und in Soll-Lage an der Verrohrung fixiert. Erst nach Entwicklung einer Frühfestigkeit des Betons werden die Fixierung gelöst und die Verrohrung des oberen

Bohrpfahlabschnittes gezogen. Die gewählte Vorgehensweise hat sich bewährt, alle 24 Gründungsträger konnten innerhalb der vorgegebenen Toleranzen hergestellt werden. Im vorliegenden Falle handelt es sich auch um eine wirtschaftlich sinnvolle konstruktive Lösung, da die erforderliche Technik zur Herstellung suspensionsgestützter Bohrpfähle auf Grund der zeitgleichen Herstellung von Schlitzwänden ohnehin auf der Baustelle vorgehalten wurde. Bei isolierter Ausführung wird das ausgeführte Verfahren in der Regel aber nicht wirtschaftlich sinnvoll sein, da Vorhaltung und Betrieb der Baustelleneinrichtung für suspensionsgestütztes Arbeiten mit erheblichen Kosten verbunden sind (Abb. 6).

Im Weiteren erwies sich die Herstellung der Hilfsbrückengründung und der Baugrubenumschließung mit der gewählten Konstruktion als sehr aufwendig, weil sie mit einem erheblichen Zeitaufwand verbunden und somit nur begrenzt zur Umsetzung innerhalb kurzer Gleissperrungen geeignet ist. Maßgeblich hierfür sind die umfangreichen Schweißarbeiten für die Herstellung der Auflagerkonstruktionen auf den Gründungsträgern, aufwendige Gurtungen und Aussteifungen der Baugruben sowie die mit einer Vielzahl von Rippen ausgesteiften Zieh-beziehungsweise Schotterfangbleche. So konnte die Dauer der Gleissperrungen schließlich zwar eingehalten werden, es waren jedoch teilweise über 40 Schweißer auf der Baustelle im Einsatz.

Danach erfolgte der Baugrubenaushub einschließlich des begleitenden, sukzessiven Einschweißens der Diagonalverbände zwischen den Gründungsträgern sowie des Einbaus der zweiten Aussteifungslage. Den massiv ausgebildeten Diagonalverbänden kam zur Aufnahme von Fliehkräften eine besondere Bedeutung zu, da sich die Hilfsbrücken im Bereich eines Übergangsbogens der Gleistrassen befanden (Abb. 7).

Der Amtsentwurf konnte wirtschaftlich dahingehend optimiert werden, dass die DSV-Verfestigungskörper unter den Widerlagern nach Vorlage der entsprechenden statischen Nachweise entfielen, was sich auf die Kosten und auch auf die Bauzeit positiv auswirkte.

Für die sichtbaren Betonoberflächen der Widerlager wurde, dem Merkblatt Sichtbeton des Bundesverbandes der Deutschen Zementindustrie gemäß, Sichtbeton der Klasse 3 vereinbart. Aufgrund der Baugrubengeometrie wurden für die Schalung der Widerlager einschließlich der Flügelwände kleinformatige Schalungselemente gewählt. War das Einschalen der Bauwerke unter den Hilfsbrücken noch mit Unterstützung geeigneter Geräte wie Teleskopstaplern und Hydraulikbaggern möglich, so musste das Ausschalen – insbesondere natürlich der innenliegenden Schalung – händisch erfolgen (Abb. 9).

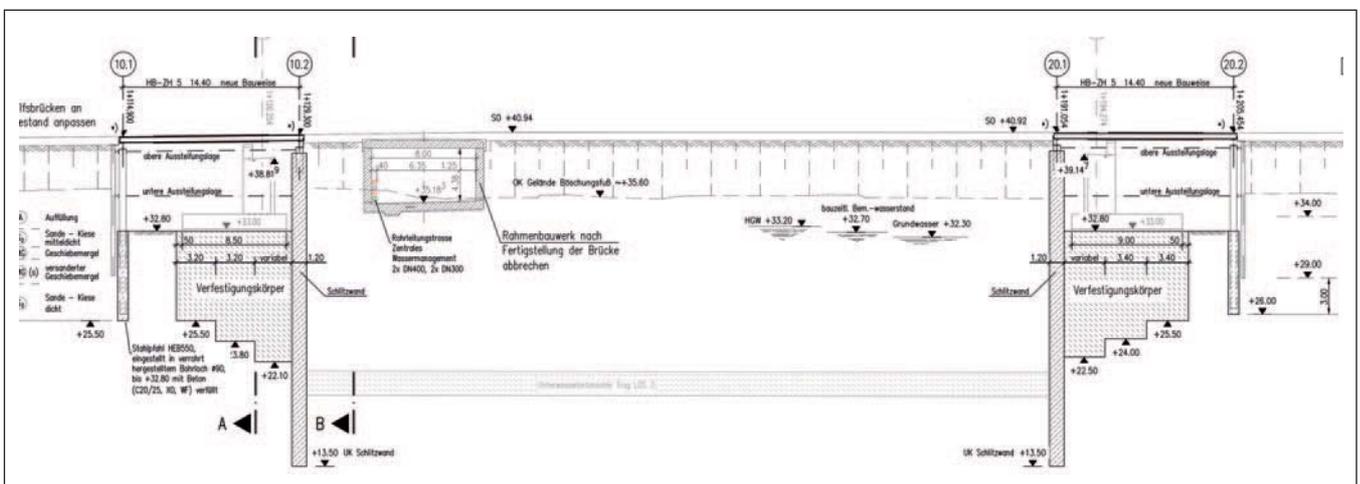


Abb. 6: Ansicht des westlichen Baugrubenverbaus mit Hilfsbrückengründung



Abb. 7: Hilfsbrückengründung mit Diagonalverbänden und Auflagerung der zweiten Aussteifungsebene



Abb. 8: Eingeschalte Bodenplatte des westlichen Widerlagers mit Baugrubenaussteifung

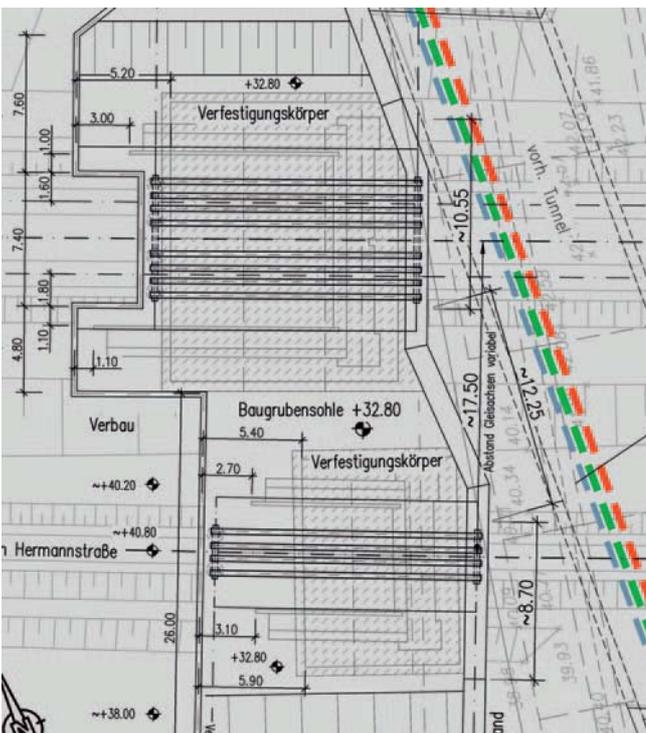


Abb. 9: Im Baugrubenverbau wurden im Bereich der Flügelwände Taschen ausgebildet; insbesondere die Ausschararbeiten werden hierdurch aber erheblich erschwert.

Die Stahlbetonarbeiten im Bereich des nordwestlichen Widerlagers gestalteten sich wegen der für die Herstellung der Flügelwände im Verbau ausgebildeten Taschen schwierig. Die minimale Durchgangsbreite zwischen betonierter Flügelwand und Verbau betrug 80 Zentimeter (Abb. 7). Mit Blick auf die Kosten und Ausführungstermine, aber auch wegen Aspekten der Arbeitssicherheit, um zum Beispiel eine verletzte Person zu bergen, sollten derartige Konstruktionen vermieden werden. Sinnvoll wäre hier – aus Sicht der Bauausführung – zum Beispiel der Einsatz längerer Hilfsbrücken gewesen (Abb. 9).

Die Werksfertigung der Brückenüberbausegmente begann im August 2014. Die Montage auf der Baustelle einschließlich des Korrosionsschutzes erfolgten von Januar bis April 2015. Die im Werk der NE Sander Eisenbau GmbH (Sande), einer Tochtergesellschaft der Züblin Stahlbau GmbH, vorgefertigten Segmente haben eine maximale Größe von 24 x 5,25 x 3,55 Metern sowie ein Gewicht von maximal rund 98 Tonnen und wurden per LKW auf die Baustelle transportiert. Die Fahrbahnplatte der zweigleisigen S-Bahnbrücke wurde aus neun Segmenten und die der eingleisigen F-Bahnbrücke aus sechs Segmenten auf der Baustelle montiert. Beide Brücken wurden (s. o.) als Stabbogen konstruiert, die aus jeweils drei Segmenten montiert wurden.

Der Amtsentwurf sah vor, die beiden Stabbogenbrücken in Seitenlage, nördlich und südlich des vorhandenen Bahndamms, zu montieren und in Wochenendsperrpausen einzuschieben. Diese Vorgehensweise hätte zur Folge gehabt, dass der nördlich gelegene Überbau des Bauwerkes 1.30 die logistisch wichtige Zufahrt durch den vorhandenen Suchardtunnel einschränkt und der südlich liegende Überbau des Bauwerkes 1.31 in Dammlage montiert wird. Ferner wäre für den Einschub des Bauwerkes 1.31 ein Längs- und Querverschub erforderlich gewesen und es hätte ein erheblicher Teil der ganzen Tunneldecke des Suchardtunnels bereits während der Einschubsperrpause abgebrochen werden müssen (Abb. 10).

Für den Einschub der Brückenbauwerke konnte der Auftraggeber von den Vorzügen einer alternativen Ausführung überzeugt und für diese gewonnen werden. Deshalb mietete die Ed. Züblin AG auf einem benachbarten Grundstück geeignete Flächen für die Vormontage beider Brückenbauwerke an. Aufgrund der größeren Entfernung erfolgte das Einfahren der Brückenbauwerke mittels Schwerlastmodulfahrzeugen (SPMT). Für das Einfahren einschließlich betriebsfertiger Ausstattung und Inbetriebnahme stand eine zusammenhängende Sperrpause von 150 Stunden zur Verfügung. Die Dauer der maßgeblichen Gleissperrungen konnte somit in Summe im Vergleich mit dem Amtsentwurf reduziert werden (Abb. 11).

Folgender Ablauf war für das Einfahren der beiden Stabbogenbrücken zur Überführung der drei Eisenbahngleise über die spätere Autobahn (Brückenbauwerke 1.30 und 1.31) vorgesehen und wurde realisiert:

- Rückbau Stromschiene,
- Rückbau Gleise und Oberbau,
- Rückbau Bahndamm (ungefähr 18.000 Kubikmeter Boden),
- Abbruch des Suchardtunnels (circa 1000 Kubikmeter Beton),
- Herstellung der Verfahrebene,
- Rückbau der Spundwände, Montage der Schotterbettrennung,
- Einfahrt der Brückenbauwerke,
- Montage von Lagern, Übergangskonstruktionen und Abdichtung,
- Rückverlegung von LST- und TK-Kabeln,
- Gleisbau einschließlich Montage von Schienenauszügen und Stopfarbeiten,
- Montage der Stromschienen.



Abb. 10: Ursprünglich vorgesehene Lage der Vormontageflächen der beiden Stabbogenbrücken nördlich und südlich des Bahndamms

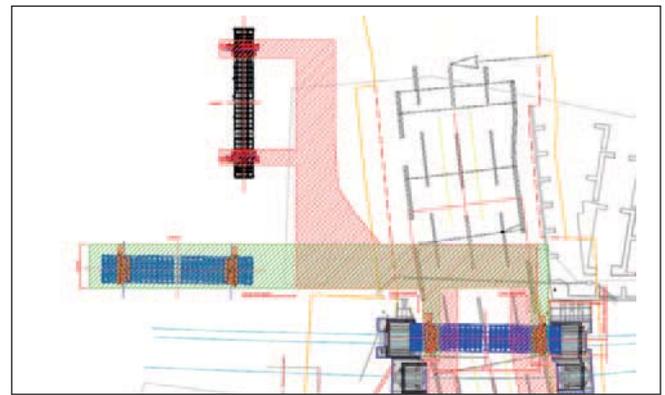


Abb. 11: Lage der genutzten Vormontageflächen einschließlich der herzustellenden Fahrwege

Auch bei gewissenhafter Vorbereitung der Ausführung von Bauleistungen mit naturgemäß prototypischem Charakter kann Unvorhergesehenes eintreten. Maßgeblich für den Erfolg bei der Ausführung komplexer Bauleistungen in nur kurzen Sperrpausen ist deshalb die Minimierung der auszuführenden Leistungen, die Wahl optimaler Bauverfahren sowie die Vorhaltung von Rückfallebenen (Abb. 12).

Um diesen Anforderungen gerecht zu werden, wurde bei der Höhen- und Gefälleplanung der Verfahrebene berücksichtigt, dass das Ablegen der Brücken auf den Hydraulikpressen und Widerlagern allein aus dem hydraulischen Hubweg der Schwerlastmodulfahrzeuge von ungefähr

50 Zentimetern erfolgen soll. Damit dieser Hubweg maximal verfügbar ist, musste das Gefälle der Verfahrebene im Bereich der Brückenendlagen auf ein Minimum reduziert werden, da sich die Hubwege durch den Ausgleich einer Neigung der Verfahrebene reduzieren. Alle anderen Bereiche mussten folglich mit maximal möglichem Gefälle ausgebildet werden. Somit entfällt der Aufwand für ein Auf- beziehungsweise Abstackeln des Überbaus. Um den Umfang, der in der Sperrpause auszuführenden Abbruchleistungen bei Bedarf reduzieren zu können, wurde die Verfahrebene so geplant, dass die ein Gefälle aufweisende Tunnelsohle im Erdreich unterhalb der Verfahrebene verbleiben kann und erst nach Inbetriebnahme der Bauwerke zurückgebaut wird.



Foto: Franz Brück

Abb. 12: Das Brückenbauwerk 1.30 lagert bereit für die Brückeneinfahrt auf den Schwerlastmodulfahrzeugen (SPMT)

Die Richtlinie für das Planen, Bauen und Instandhalten von Eisenbahnbrücken und sonstigen Ingenieurbauwerken der Deutschen Bahn AG (RIL 804, Modul 5101A01) sieht in der Fassung vom 1. Januar 2013 in Sonderfällen erstmals die Herstellung der kompletten Lagersockel eines Brückenbauwerkes in einem Arbeitsgang als Unterguss vor. Die Festlager der Brückenbauwerke waren mit einer großen Anzahl von Kopfbolzendübeln ausgestattet. Deshalb bestand ein hohes Risiko, dass diese aufgrund von Fertigungstoleranzen bei der Herstellung von



Abb. 13: Die Herstellung der kompletten Lagersockel erfolgte in einem Unterguss, nachdem die Brückenbauwerke mit bereits montierten Lagern in Endlage gebracht worden waren.



Abb. 14: Einfahrt des Bauwerkes 1.30, das Bauwerk 1.31 befindet sich bereits in Endlage auf Hydraulikpressen



Abb. 15: Die Herstellung der Gewi-Pfähle erfolgte vom Schwimmponton aus. So konnten Schäden an den Gewi-Köpfen bei den Aushubarbeit vermieden werden.

Widerlagern und Überbau, Widerlagersetzungen sowie Temperaturverformungen des Überbaus nicht in den vorbereiteten Betonkranz des Lagersockels eingebaut werden können, da sie mit der Bewehrung kollidieren. Aus diesem Grund wurde für die Bauwerke 1.30 und 1.31 von der oben erläuterten Sonderregelung Gebrauch gemacht. Diese Vorgehensweise hat sich im Sinne einer qualitätssichernden Maßnahme sowie zur Sicherstellung der geplanten Ausführungszeiträume sehr bewährt (Abb. 13).

Im Ergebnis der technischen Bearbeitung mussten die Brückenbauwerke mit Schotterbettrennung und Schienenausügen ausgestattet werden. Die Brückenlager weisen verhältnismäßig große Dehnwege auf. Hier stellt sich die Frage, ob diese wartungs- und somit kostenintensiven Konstruktionen hätten vermieden werden können – etwa durch die Ausbildung einer schwimmenden Lagerung mittels Steuerstabsystems nach Meyer-Wunstorf.

Die Montage und Inbetriebnahme der Brückenbauwerke 1.30 und 1.31 erfolgte termingerecht; sämtliche Abnahmebescheinigungen lagen pünktlich zur Wiederinbetriebnahme der Gleise vor (Abb. 14).

4 Die Baugruben

Die Baugruben waren von der Oberkante des Geländes (OKG) bis zur Unterkante (UK) der Unterwasserbetonsohle bis zu 17 Meter tief. Zunächst wurden die umfassenden Schlitzwände aus mehrstichigen Lamellen mit Dicken von 1 bis 1,5 Metern und maximalen Tiefen von circa 26 Metern hergestellt. Anschließend erfolgte der Trockenaushub, zunächst bis zur ersten Ankerlage einschließlich Herstellung der Anker, daraufhin der Unterwasseraushub bis zur Unterkante der Unterwasserbetonsohle. Die Herstellung der Gewi-Pfähle wurde nach Abschluss der Aushubarbeiten vom Schwimmponton ausgeführt, um Beschädigungen der Gewi-Köpfe zu vermeiden (Abb. 15).

Nach dem Absaugen des Sedimentes wurden die Unterwasserbetonsohlen mit einer Stärke von 1,5 bis 2 Metern und Größen von bis zu 13.000 Kubikmetern in einem Arbeitsgang monolithisch betoniert. Im Bereich der Anschlussfuge für die Unterwasserbetonsohle an die Schlitzwand erfolgte die Montage der planmäßig vorgesehenen Injektionsschläuche. In die gelenzten Baugruben wurde zunächst eine Drainagebetonschicht mit einer Aufbaustärke von mehr als 30 Zentimetern eingebracht und anschließend die Sauberkeitsschicht mit einer Dicke von zehn Zentimetern hergestellt.

Von besonderem Interesse war die Herstellung der Schlitzwände unterhalb der Brückenbauwerke 1.30 und 1.31 aufgrund der eingeschränkten Arbeitshöhe von weniger als acht Metern unter Berücksichtigung eines Voraushubes. Die Herstellung der Schlitzwände in diesem Bereich erfolgte mit folgenden Parametern:

- Schlitzwandtiefe/-dicke: 25/1,5 Meter,
- Arbeitshöhe: < 8 Meter,
- einstichige Lamellen mit einer Breite von circa 2,7 Meter (Greiferbreite),
- Ausbildung Bewehrungskörbe und Schlitzwandfugen gestoßen (L~3,8 m + Lo / 8 Segmente mit 7 Stößen),
- erwartete Schlitz-Standzeiten: > 30 Stunden.

Aufgrund der eingeschränkten Arbeitshöhe kamen Geräte mit verkürztem Ausleger sowie ein verkürzter Schlitzwandgreifer zum Einsatz. Da sich die Schlitzwände im Einflussbereich der in unmittelbarer Nähe liegenden Widerlager der Bauwerke 1.30 und 1.31 befanden, mussten die

Foto: Franz Brück

Foto: Franz Brück

Schlitzwandlamellen einstichig mit einer Breite von 2,7 Metern ausgebildet werden. An den Bewehrungskörben mit einer Länge von circa 3,8 Metern zuzüglich der Übergreifungslängen im Stoßbereich wurden solide Verschraubungen vorgesehen, um die Bewehrungskörbe im Montagezustand zu verbinden. Die Schlitzwandflachfugen wurden im Zuge des Einbaus – ebenfalls aufgrund der begrenzten Arbeitshöhe – aus 3,8 Meter langen Abschnitten montiert, die Stöße verschweißt (Abb. 16).

Trotz der verkürzten Greiferlänge konnten die vertraglich vereinbarten Anforderungen an die Vertikalität der Schlitzwände nach den Zusätzlichen Technischen Vertragsbedingungen und Richtlinien für Ingenieurbauten erfüllt werden (ZTV-ING: Abweichung der Wandaußenflächen von den Sollflächen $\leq 0,5\%$ der Wandtiefe). Nach Aushub der Baugrube war lediglich eine leichte Tendenz zur Verdrehung der Schlitzwandlamellen mit zunehmender Tiefe festzustellen, die jedoch ebenfalls innerhalb der zulässigen Toleranzen lag (Abb. 17).

Der auf die Unterwasserbetonsohle aufgebrachte Drainagebeton dient zum einen dem Ausgleich von Unebenheiten in der Oberfläche und soll zum anderen das zulaufende Restwasser abführen. Nach längerem Betrieb der Wasserhaltungsanlage zeigten sich Versinterungen im Bereich der Pumpensumpfe, in denen das Restwasser zur Ableitung gesammelt worden war. Durch die Änderung der chemischen Gleichgewichte beim Austritt von Grund- oder Schichtenwasser aus dem Baugrund kam es zum Ausfall von Calciumcarbonat, einem im Tunnelbau bekannten Phänomen. Der Versinterungsprozess wird durch die Belüftung beziehungsweise Vergrößerung der Oberfläche im Drainagebeton und den Einsatz alkalischer Baustoffe begünstigt [4]. Die Versinterung des Drainagebetons kann, je nach Fortschreiten des Prozesses, maßgebliche Auswirkungen auf die Drainfähigkeit haben und sogar Bauwerksschäden begünstigen. Dies war in den Losen 3 und 4 nicht der Fall, wengleich die Drainfähigkeit offensichtlich mit fortgeschrittenem Bauablauf zunehmend eingeschränkt war. Die Richtlinie für Bergwasserdrainagesysteme von Straßentunneln empfiehlt zur Verminderung der Versinterung von Drainageschichten die Verwendung ungebundener Filterkiese. Dieser ebenfalls gemäß ZTV-ING, Teil 2, Abschnitt 1, vorgesehene Aufbau sollte, sofern konstruktiv möglich, immer dann zur Anwendung kommen, wenn die maximale Betriebsdauer von Wasserhaltungsanlagen nicht mit Sicherheit vorbestimmt werden kann. Darüber hinaus wird das ungebundene Material auch die wirtschaftlich günstigere Lösung gegenüber einem Drainagebeton sein (Abb. 18).

Die Herstellung der Unterwasserbetonsohlen erfolgte in durchgängigen Betonagen mit einer Dauer von bis zu fünf Tagen. In praktisch allen Baudocks waren Rissbildungen sowie Ablösungen der Unterwasserbetonsohlen von den umschließenden Baugrubenwänden zu beobachten, die in einigen Fällen dazu führte, dass das vertraglich vereinbarte Dichtigkeitskriterium eines Restwasserzulaufes $\leq 1,5 \text{ l} / (\text{s} \times 1.000 \text{ m}^2)$ im Zuge der Pump-/Stagnationsversuche nicht erfüllt werden konnte. Die Rissbildung war nach Einschätzung mehrerer beteiligter Sachverständiger auf autogenes (chemisches) Schwinden des Betons sowie thermische Verformungen infolge der Hydratationswärmeentwicklung zurückzuführen und konnte auch durch Optimierungen der Betonrezeptur nicht vermieden werden.

Im Ergebnis steht die Erkenntnis, dass die vorgesehenen Dimensionen der Baudocks offensichtlich die maximal ohne zusätzliche konstruktive Maßnahmen mögliche Größe erreicht beziehungsweise überschritten hatten. Bekanntermaßen schwierig und aufwendig war nachfolgend die Ortung und das Verpressen der Leckagen unter Wasser.

In der Praxis hat es sich bewährt, die Baugruben so schnell wie möglich nach der Betonage zu lenzen, da der außenseitig an den Baugruben

anstehende Wasserdruck mit zunehmender Tiefe der Baugruben einer Rissbildung entgegenwirkte. Sofern möglich, wurden die Baugruben auch bei Überschreitung des Dichtigkeitskriteriums gelenzt, wobei durchgängig darauf zu achten war, dass durch die Leckagen kein Eintrag von Erdstoff erfolgte. Nachfolgend konnten die Leckagen im Trockenen geortet, Injektionspacker gesetzt und injiziert werden. Konnte mit Epoxidharzen bei der Injektion kein ausreichender Druck aufgebaut werden, so kamen schaumbildende Polyurthanharze zum Einsatz.



Foto: Franz Brück

Abb. 16: Schlitzwandgerät mit verkürztem Greifer und Ausleger



Foto: Franz Brück

Abb. 17: Aushub eines suspensionsgestützten Schlitzes

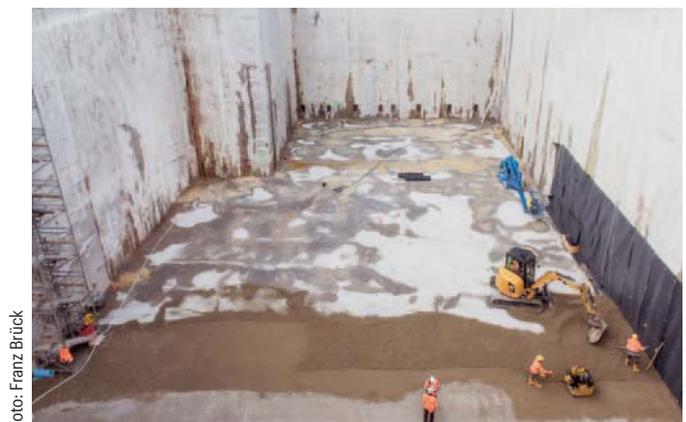


Foto: Franz Brück

Abb. 18: Einbau des Drainagebetons – hinten im Bild sind die Aussparungen in den Schlitzwänden zur Auftriebssicherung der Trogsohlen mittels Betonnocken zu erkennen



Foto: Franz Brück

Abb. 19: Schalung der Trogwände im Bereich der späteren Zufahrtsrampen und Rückbau der Schottwand zwischen Dock 6 und 7

5 Das Trogbauwerk

Die Ausführung der Ingenieurbauleistungen am Trogbauwerk der Lose 3 und 4 erfolgte im Wesentlichen nach den Vorgaben der vertraglich vereinbarten ZTV-ING. Die Trogsohlen wurden mit Regelblocklängen von zehn Metern und Breiten von ungefähr 35 Metern im Bereich der Regelfahrbahn sowie bis zu 53 Metern im Bereich der Zu- und Abfahrtsrampen der späteren Autobahn hergestellt. Die Sohlen weisen eine Stärke von 1,3 bis 3,2 Meter auf und wurden zur Unterstützung der Auftriebssicherung mit Betonnocken an die verbleibenden Schlitzwände angeschlossen. Die Trogwände haben ebenfalls eine Regelblocklänge von zehn Metern, verjüngen sich im Kopfbereich und haben Höhen zwischen circa 4,5 und zwölf Metern, einschließlich der mit einem Quer-

schnitt von 0,7 x 0,7 Metern ausgebildeten Gesimse. Im Bereich der Brücke im Zuge der Sonnenallee über der BAB 100 wurde von den Regelblocklängen abgewichen, da das Brückenbauwerk auf den Trogwänden aufgelagert ist. Hier wurden Wände und Sohlen fugenlos auf einer Länge von circa 70 Metern ausgebildet. Ferner wurden innerhalb des Trogbauwerkes Fundamente für Verkehrszeichenbrücken und Beleuchtung hergestellt. Für die Gesimse wurde ebenfalls die Sichtbetonklasse 3 gemäß dem Merkblatt Sichtbeton vereinbart (Abb. 19).

Vor dem Abschalten der Wasserhaltung und vor der Übergabe der Bauwerke an den Auftraggeber wurde eine Ballastierung in das Trogbauwerk eingebracht. Die Ballastierung erfolgte mittels Mineralstoffmieten aus ungebundenem Material die profilgerecht und gegen Witterung geschützt aufgeschüttet wurden. Die Ballastierung, die später als Frostschutzschicht im Straßenaufbau verwendet wird, ist Bestandteil der endgültigen Auftriebssicherung des Trogbauwerkes und darf bei Unterhaltungsarbeiten auch nicht auf der gesamten Fahrbahnbreite entfernt werden (Abb. 20).

6 Literatur

- [1] Andreas Jüttemann: *Stadtautobahnausbau in Westberlin 1965-1989*, <http://berlin.bahninfo.de/a100.html>
- [2] *Auskunft der Autobahn GmbH des Bundes, Geschäftsbereich B – Bau- und Erhalt*
- [3] *Homepage der Senatsverwaltung für Stadtentwicklung und Umwelt, offline*
- [4] Prof. Dr.-Ing. Gerhard Girmscheid/Dipl.-Ing. Tobias Gamisch: *Versinterung von Tunnel drainagen, Sonderdruck aus Bauingenieur Juni/Okttober/Dezember 2003*



Foto: Niels Schubert

Abb. 20: Fertiggestelltes Trogbauwerk im Bereich der späteren Zu- und Abfahrtsrampen mit Ballastierung zur Auftriebssicherung

Auswirkungen der MVV TB: Die Verwendbarkeit eines Bauprodukts erfordert besonders aufwendige Prüfungen

Weil das CE-Zeichen die Qualität von Bauprodukten nicht definiert, gibt es ein prinzipielles Prüf-Problem mit europäisch klassifizierten Bauprodukten

Die Muster-Verwaltungsvorschrift Technische Baubestimmungen (MVV TB) definiert das bauaufsichtliche Anforderungsniveau an Bauwerke. Das wirkt sich auch auf Bauprodukte und Bauarten aus. Deren Hersteller kennen die spezifischen Anforderungen ihrer Produkte sehr gut; für sie ist die MVV TB kein Problem. Für die Planer und für die bauausführenden und prüfenden Stellen stellt sie aber eine große Herausforderung dar, weil ja nicht nur ein Bauprodukt oder die eine Bauart beurteilt werden müssen, sondern eine Vielzahl im Gesamtgefüge des Bauwerks. Der folgende Beitrag will daher einige derjenigen Facetten der MVV TB erläutern, die für Planer, Prüfer und Bauausführende besonders relevant sind.

1 Einführung

Seit fünf Jahren werden durch die Muster-Verwaltungsvorschrift Technische Baubestimmungen (MVV TB) [1] die bauaufsichtlichen Anforderungen an Bauwerke konkretisiert. Leider ist sie sehr komplex, insbesondere im Zusammenhang mit den Regelwerken, auf die sie verweist. Daher fällt es Planern und Bauausführenden, aber auch prüfenden Stellen sehr schwer, den Überblick zu behalten. Da es jedoch auf absehbare Zeit keine Alternative geben wird, ist eine Auseinandersetzung der am Bau Beteiligten mit der MVV TB unvermeidbar. Hilfreich ist dabei vielleicht die Erkenntnis, dass in der MVV TB einige alte Regelwerke zusammengeführt worden sind. Unter anderem sind die eingeführten technischen Baubestimmungen in der MVV TB enthalten. Der Inhalt entspricht weitgehend den früher vom Deutschen Institut für Bautechnik (DIBt) veröffentlichten Listen der bauordnungsrechtlich relevanten Normen. Darüber hinaus werden Anforderungen an Bauwerke gestellt, die eine direkte Auswirkung auf Bauprodukte und Bauarten haben, wenn diese zum Einsatz kommen sollen. Das ist vergleichbar mit der früheren Bauregelliste, die allerdings nicht auf Bauwerksanforderungen, sondern auf Produktanforderungen abgestellt war.

2 Inhalt und Zweck der MVV TB

Die MVV TB stellt das Bindeglied zwischen der Bauordnung und deren technischer Interpretation dar. Dabei wird festgelegt, welche technischen und baurechtlichen Regeln zwingend zu beachten sind, sofern nicht gleichwertige Lösungen verfolgt werden. Die Gleichwertigkeit wäre beim alternativen Vorgehen nachzuweisen. Weiterhin werden baurechtliche Begriffe in eine technische Nomenklatur übersetzt (zum

Beispiel: feuerhemmend $\hat{=}$ REI 30). Soweit aus bauordnungsrechtlicher Sicht erforderlich, werden darüber hinaus die anzuwendenden technischen Regeln konkretisiert, ergänzt oder korrigiert. In der Tabelle A 1.2 der MVV TB werden Regelwerke (meist Normen) aufgelistet, deren Einhaltung der Gesetzgeber voraussetzt. Für die Norm DIN EN 1991-1-1:2010-2 gibt es hier zum Beispiel einen Verweis auf die Anlage A 1.2.1/2 (Abb. 1), wonach zusätzliche Anforderungen an Verkehrslasten gestellt werden.

In der MVV TB werden, wie bereits erwähnt, die bauaufsichtlichen Anforderungen an Bauwerke beschrieben. Dazu werden die Angaben der Musterbauordnung der Länder (MBO) [2] wiederholt und ergänzt. In diesem Zusammenhang war es erfreulich, in der letzten Anhörung zur Überarbeitung der MVV TB zu hören, dass diverse Wiederholungen von Regelungen aus der MBO entfallen sollen. Das wird sich auf die Lesbarkeit sicher positiv auswirken.

Ein wichtiger Teil der MVV TB beinhaltet Anforderungen an den Inhalt, die Art und die Form der technischen Dokumentation von Bauprodukten. Es werden auch Anforderungen an Bauprodukte ohne CE-Kennzeichen und an Bauarten gestellt. Beide Anforderungen sind national zu regelnde Gegebenheiten. Darüber hinaus werden auch Bauprodukte benannt, für die kein Verwendbarkeitsnachweis erforderlich ist. Diese Bauprodukte waren früher in der Bauregelliste Teil C benannt. Ergänzt wird die Verordnung, die aus vier Teilen besteht, von derzeit 17 Anlagen und diversen ergänzenden Regelwerken (Abb. 2).



Dipl.-Ing. (FH) Bernd Stark

absolvierte – nach einer Lehre und Gesellenzeit als Installateur – das Bauingenieurstudium an der Fachhochschule in Eckernförde und trat 1995 als Tragwerksplaner in das heutige Ingenieurbüro oemig + stark in Kiel ein und ist seit 2000 einer der Partner und geschäftsführenden Gesellschafter dieses Büros; Bernd Stark ist Beratender Ingenieur VBI, Prüfungingenieur für Standsicherheit und für Brandschutz und Bauvorlageberechtigter Ingenieur.

Anlage A 1.2.1/2

Zu DIN EN 1991-1-1 in Verbindung mit DIN EN 1991-1-1/NA

Zu Abschnitt 6.4:

Ergänzend gilt für Horizontallasten für Hubschrauberlandeplätze auf Dachdecken:

- 1 In der Ebene der Start- und Landefläche und des umgebenden Sicherheitsstreifens ist eine horizontale Nutzlast $q_k = 1,0$ kN/m an der für den untersuchten Querschnitt eines Bauteils jeweils ungünstigsten Stelle anzunehmen.
- 2 Für den mindestens 10 cm hohen Überrollschutz ist am oberen Rand eine Horizontallast von 10 kN anzunehmen.

Abb. 1: Auszug aus der MVV TB Anlage 1.2.1/2 zur DIN EN 1991-1-1 in Verbindung mit DIN EN 1991-1-1/NA

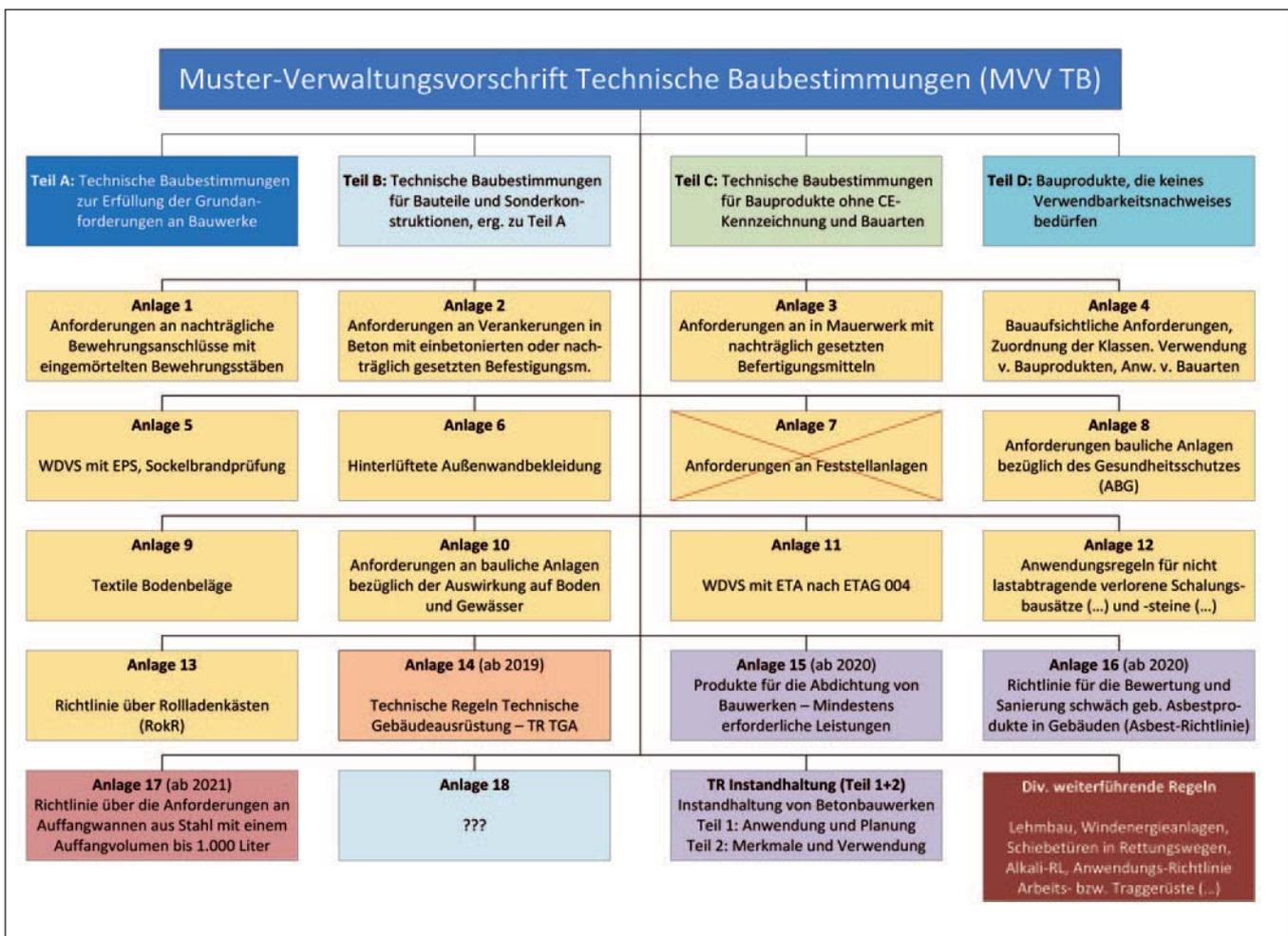


Abb. 2: Aufbau der MVV TB in vier Teilen und 17 Anlagen mit Verweis auf ergänzende Regelwerke

3 Bewertung europäisch klassifizierter Bauprodukte

Im Folgenden werden die Zusammenhänge für eine Bewertung von europäisch klassifizierten Bauprodukten unter Beachtung der bauordnungsrechtlichen Belange dargestellt.

3.1 Grundanforderungen an Bauprodukte und deren Dokumentation

Es ist bekannt, dass europäisch bewertete Bauprodukte eine CE-Kennzeichnung erhalten müssen, damit sie in Europa frei gehandelt werden können. Eine Grundlage für die Vergabe der CE-Kennzeichnung ist die Bauproduktenverordnung (EU-BauPVO) [3]. In ihr sind auch die Grundanforderungen an Bauwerke benannt, die sich natürlich auf Bauprodukte auswirken, damit Bauwerke sicher sind. Die Musterbauordnung verweist in Paragraf 3 auf die EU-Verordnung 305/2011, also auf die Bauproduktenverordnung. Die Grundanforderungen beziehen sich auf folgende Themengebiete:

- Mechanische Festigkeit und Standsicherheit,
- Brandschutz,
- Hygiene, Gesundheit und Umweltschutz,
- Sicherheit und Barrierefreiheit bei der Nutzung,
- Schallschutz,
- Energieeinsparung und Wärmeschutz und
- nachhaltige Nutzung der natürlichen Ressourcen.

Aus dieser Aufzählung ergeben sich die wesentlichen Merkmale, die in der Leistungserklärung des jeweiligen Bauprodukts benannt werden

können. Konkretisiert werden sie im Anhang ZA der zugehörigen harmonisierten europäischen Bauproduktnormen (hEN).

Im Idealfall ist die europäische Bauproduktnorm (hEN) für ein Bauprodukt so abgefasst, dass sie alle wesentlichen Merkmale beschreibt und definiert. In diesem Fall würde sich der Kreis schließen, indem in der Leistungserklärung des Bauprodukts alle bauordnungsrechtlich relevanten Angaben zu finden wären.

Für ein Bauprodukt müssen folgende Angaben oder Unterlagen vorliegen:

- Leistungserklärung des Herstellers (Artikel 4 ff. EU-BauPVO) zu wesentlichen Merkmalen des Produktes,
- CE-Kennzeichnung (Artikel 8 und 9 EU-BauPVO) als Zeichen der vom Hersteller übernommenen Verantwortung für die Konformität des Bauproduktes mit der erklärten Leistung,
- Gebrauchsanleitung und Sicherheitsinformation des Herstellers (Artikel 11 (6) EU-BauPVO),
- Dokumentationen sind in einer Sprache bereitzustellen, die im Land der Produktverwendung festgelegt ist (Art. 13 (4) EU-BauPVO).

Damit ist eine abschließende Bewertung von Bauprodukten und im Idealfall sogar deren Verwendung im Bauwerk möglich.

3.2 Problematische Randbedingungen

Leider gibt es ein paar Umstände, die die Bewertung einer Verwendung von europäisch klassifizierten Bauprodukten im Bauwerk sehr

aufwendig machen. In der folgenden stichwortartigen Auflistung werden derjenigen Punkte aufgeführt, die eine Bewertung erheblich erschweren:

- In der Leistungserklärung braucht gem. Art. 6 (2) c) der EU-BauPVO nur *ein* (!) wesentliches Merkmal benannt zu sein, damit das Bauprodukt eine CE-Kennzeichnung erhält.
- Damit ist *nicht* sichergestellt, dass ein Bauprodukt beim geplanten Verwendungszweck die bauordnungsrechtlichen Grundanforderungen erfüllen kann.
- Die Beteiligten müssen alle derzeit über 400 gültigen Bauprodukt-normen vorhalten, damit sie deren erklärten Leistungen mit der Norm abgleichen können.
- Die Beteiligten müssen zusätzlich prüfen, ob neben den geforderten Merkmalen nach der Produktnorm in Verbindung mit der MVV TB auch zusätzliche (freiwillige) Leistungen erklärt werden müssen, da sonst nationale Anforderungen nicht erfüllt werden (Forderungen aus der MVV TB/DIBt-Prioritätenliste [4]).
- Es ist oftmals unklar, wer die freiwilligen zusätzlichen Merkmale bescheinigen darf und welche Formanforderungen bestehen.

Das ursprüngliche Grundvertrauen, dass die Bauprodukte bezüglich ihres Verwendungszweckes grundsätzlich in Bauwerken verwendet werden können, kann leider nicht mehr aufrechterhalten werden. Heute sind nicht nur einzelne Parameter eines Bauproduktes zu betrachten beziehungsweise zu prüfen, sondern immer alle Leistungsmerkmale. Nur so kann sichergestellt werden, dass das Bauprodukt im Bauwerk in Übereinstimmung mit der MVV TB zulässig ist.

Der formale Aufwand für die Bewertung und Prüfung der Merkmale von europäisch klassifizierten Bauprodukten durch die am Bau Beteiligten ist enorm gestiegen.

3.3 Grundlagen zur Bewertung einer Leistungserklärung

Die Form und der Inhalt einer Leistungserklärung ergeben sich aus dem Anhang ZA der harmonisierten europäischen Norm (hEN) für das jeweilige Bauprodukt oder aus einer *Europäischen Technischen Bewertung* (ETA), wenn für das Bauprodukt keine Norm vorliegt. Es ist für die Bewertung der Leistungserklärung also immer eine der beiden Grundlagen erforderlich.

Neben dem bloßen Abgleich der Norm mit der Leistungserklärung sind auch die in ihr benannten wesentlichen Merkmale mit den tatsächlichen Anforderungen an das Bauprodukt im konkreten Einsatzbereich innerhalb eines Bauwerkes zu prüfen.

Teil **A 2.1.2.2 Nichtbrennbar**

Bei der Verwendung in baulichen Anlagen muss bei Einwirkung eines Brandes, insbesondere eines fortentwickelten, teilweise vollentwickelten Brandes, gewährleistet sein, dass die Teile baulicher Anlagen keinen Beitrag zum Brand leisten. Dabei dürfen je nach Verwendung keine oder eine begrenzt bleibende Entzündung, geringstmögliche Rauchentwicklung, kein fortschreiten des Glimmen und/oder Schwelens und kein brennendes Abtropfen oder Abfallen auftreten; Art der Bestandteile, Formstabilität sowie Schmelzpunkt/Schmelztemperatur und Rohdichte sind zu berücksichtigen.

Abb. 3: Auszug aus der MVV TB, Abschnitt A 2.1.2.2 zu den technischen Baubestimmungen mit Zusatzanforderungen an nichtbrennbare Stoffe

In der MVV TB sind die bauaufsichtlichen Anforderungen an Bauwerke benannt, die ihrerseits Auswirkungen auf die jeweiligen Bauprodukte haben. Das derzeit circa 350 Seiten umfassende Werk beinhaltet dabei nicht nur allgemeine Anforderungen, die bereits durch die harmonisierten Normen erfasst werden. Es enthält auch Anforderungen, die nur von Bauprodukten mit zusätzlich freiwillig geprüften Merkmalen eingehalten werden können.

Zunächst besteht die Herausforderung, die verschiedenen Anforderungen aus der MVV TB herauszulesen. Man findet beispielsweise Anforderungen im Textteil (**Abb. 3**).

Aber auch an anderen Stellen, wie beispielsweise im Anhang 4 der MVV TB, finden sich konkrete Anforderungen, die bei der Produktwahl zu beachten sind (**Abb. 4**).

Um die erforderlichen zusätzlichen Merkmale leichter erkennen zu können, kann man sich der DIBt-Prioritätenliste (**Abb. 5**) bedienen, mit der der Europäischen Union mitgeteilt worden war, welche Lücken aus deutscher Sicht in den harmonisierten Normen existieren und geschlossen werden sollten. Hierin sind auch Verfahren benannt, mit denen die zusätzlichen Merkmale bewertet werden können.

Zwar hat die MVV TB schon jetzt einen Umfang von circa 350 Seiten, er reicht jedoch für eine abschließende Beschreibung der Anforderungen an Bauprodukte in Bauwerken nicht aus. So wird beispielweise im Mau-

5.2.2 Bauprodukte als Feuerschutzabschluss im Zuge bahngestützter Förderanlagen nach EAD 350022-01-1107			
Tabelle 5.2.2: Bauaufsichtliche Anforderungen und mindestens erforderliche Leistungen			
Bauaufsichtliche Anforderung	Mindestens erforderliche Leistungen ¹		
	Feuerwiderstandsfähigkeit	Brandverhalten	Elektromotorisches Öffnen und/oder Schließen
1	2	3	4
feuerbeständig selbstschließend	EI ₂ 90-C[...] ²	E – d2	Angabe: Anhang B2 und B3 des EAD erfüllt
<p>1 Die mindestens erforderlichen Leistungen müssen für beide Seiten des Abschlusses erklärt sein.</p> <p>2 Festlegungen zur Prüfzyklenanzahl für die Dauerfunktionsprüfungen: [C5 (200.000 Zyklen)] für Feuerschutzabschlüsse im Zuge bahngestützter Förderanlagen als planmäßig geschlossene Abschlüsse] [C2 (10.000 Zyklen)] für Feuerschutzabschlüsse im Zuge bahngestützter Förderanlagen als planmäßig offene Abschlüsse]</p>			

Abb. 4: Auszug aus der MVV TB, Anhang 4, Tabelle 5.2.2 mit Zusatzanforderungen an Schließzyklen von Feuerabschlüssen

Lfd. Nr.	Technische Spezifikation, auf deren Grundlage eine Leistungserklärung erstellt wird und das Produkt die CE-Kennzeichnung trägt		Betroffene Produkte und betroffene Verwendungsbereiche	Leistungen, die nicht nach der technischen Spezifikation erklärt werden können, aber für die Erfüllung der Bauwerksanforderungen möglicherweise erforderlich sind	Bauwerksanforderungen	Möglichkeiten zur Erklärung der in Spalte 4 genannten Leistung
1	2		3	4	5	6
			Tragende und aussteifende Bauteile	Festigkeitskennwerte, Steifigkeitskennwerte und Rohdichtekennwerte gemäß DIN EN 1995-1-1/NA	BWR 1 (A 1.2.5.1)	ETA oder Bewertung der Leistung in einer technischen Dokumentation unter Einschaltung einer entsprechend Art. 30 BauPVO qualifizierten Stelle
55	EN 14303:2009 + A1:2013 + A1:2013 umgesetzt durch DIN EN 14303: 2013-04	Wärmedämmstoffe für die technische Gebäudeausrüstung und für betriebstechnische Anlagen in der Industrie – Werkmäßig hergestellte Produkte aus Mineralwolle (MW) - Spezifikation	Anwendungen, bei denen schwerentflammbar oder nichtbrennbar gefordert wird	Glimmverhalten	BWR 2 (A 2.1.2)	ETA oder Prüfbericht nach EN 16733:2016
			Anwendungen, bei denen nichtbrennbar gefordert wird, z.B. in DIN 4102-4:2016-05	Schmelzpunkt/Formstabilität	BWR 2 (A 2.1.2)	ETA oder Bewertung der Leistung auf Grundlage der DIN 4102-17:1990 in einer technischen Dokumentation unter Einschaltung einer entsprechend Art. 43 BauPVO qualifizierten Stelle

Abb. 5: Auszug aus der DIBt-Prioritätenliste mit Angabe der Merkmale, die für den Einsatzzweck relevant sein können, aber nicht in der hEN behandelt werden.

erwerksbau noch auf die Einhaltung der Normenreihe DIN 20000-4xx verwiesen, in der eine weitere Konkretisierung enthalten ist (Abb. 6).

Es ist schon eine profunde Aufgabe, den Zusammenhang der verschiedenen Erkenntnisquellen zu überblicken, die erforderlich sein können, um die Eignung eines Bauproduktes im Anwendungsbereich beurteilen zu können. Erschwert wird der Umstand durch nationale Anforderungen, die zusätzliche (freiwillige) Merkmale zur Folge haben. Um diese

Anforderungen erkennen und bewerten zu können, bedarf es nicht selten vertiefter Kenntnisse (siehe auch weiter unten: Kap. 3.5). Es muss bezweifelt werden, dass ein Planer oder Unternehmer das noch überblicken kann.

3.4 Freiwillige ergänzende Merkmale

Unweigerlich wird sich den am Bau Beteiligten irgendwann die Frage stellen, wie die nach der MVV TB geforderten zusätzlichen freiwilligen

3 Neben DIN EN 1996-1-1:2013-02 und DIN EN 1996-1-1/NA:2019-12 sind folgende Normen zu beachten:	
DIN 20000-401:2017-01	Anwendung von Bauprodukten in Bauwerken – Teil 401: Regeln für die Verwendung von Mauerziegeln nach DIN EN 771-1:2015-11
DIN 20000-402:2017-01	Anwendung von Bauprodukten in Bauwerken – Teil 402: Regeln für die Verwendung von Kalksandsteinen nach DIN EN 771-2:2015-11
DIN 20000-403:2019-11	Anwendung von Bauprodukten in Bauwerken – Teil 403: Regeln für die Verwendung von Mauersteinen aus Beton nach DIN EN 771-3:2015-11
DIN 20000-404:2018-04	Anwendung von Bauprodukten in Bauwerken – Teil 404: Regeln für die Verwendung von Porenbetonsteinen nach DIN EN 771-4: 2015-11
DIN 20000-412:2019-06	Anwendung von Bauprodukten in Bauwerken – Teil 412: Regeln für die Verwendung von Mauermörtel nach DIN EN 998-2:2017-02
DIN 18580:2019-06	Baustellenmauermörtel

Abb. 6: Auszug aus der MVV TB, zur Anlage A1.2.6/1 zu den technischen Baubestimmungen (ehem. ETB) mit Zusatzanforderungen, die sich aus den benannten DIN-Normen ergeben

Merkmale nachgewiesen werden können. Insbesondere bei der Vielzahl von klassifizierten Bauprodukten aus dem europäischen Ausland fällt die Prüfung der Nachweise schwer.

Wer die MVV TB aufmerksam studiert, wird im Abschnitt D 3 Angaben zu den Möglichkeiten der technischen Dokumentation finden. Demnach gibt es für die Bewertung von freiwilligen Merkmalen folgende Fallunterscheidungen:

- Bescheinigung für ein Merkmal durch eine *Technische Bewertungsstelle (Technical Assessment Body, TAB)* (DIBt) wenn keine technische Regel zur Bewertung vorliegt;
- Bescheinigung für ein Merkmal durch eine *notifizierte Stelle (Notified Body (NB))* (Prüfstelle), wenn eine technische Regel vorliegt.

Dem Verwender wird womöglich die Beurteilung schwerfallen, ob ein Verfasser eine Bescheinigung für Merkmale eines Bauprodukts überhaupt ausstellen darf. Hierzu gibt es jedoch Informationsseiten im Internet, die die zulässigen Stellen und deren Beurteilungsgebiete angeben. Leider sind die Informationen nur in englischer Sprache verfügbar:

- Bescheinigung einer Technischen Bewertungsstelle (*Technical Assessment Body, TAB*): Liste der TAB im Internet unter: <https://www.eota.eu/tabs>,

- Bescheinigung einer notifizierten Stelle (*Notified Body, NB*): Liste der NB im Internet unter: <http://ec.europa.eu/growth/tools-databases/hando>

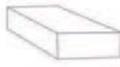
3.5 Beispiel für eine Leistungserklärung und Fragestellungen

In diesem Beispiel soll ein Ziegelstein eines Verblendmauerwerks auf seine Verwendbarkeit in einem Bauwerk untersucht werden. Es handelt sich um einen Verblendklinker als U-Mauerziegel. Daher liegt ein bewittertes Bauprodukt vor.

Die Leistungserklärung des Produktherstellers ist mit der Beispiel-Leistungserklärung aus dem Anhang ZA der harmonisierten Euronorm hEN 771 zu vergleichen. Die hEN ist in Deutschland durch die DIN EN 771-1:2015-11 [5] umgesetzt worden. Es wird darauf hingewiesen, dass lediglich ein wesentliches Merkmal in der Leistungserklärung für die CE-Kennzeichnung benannt sein muss. Dementsprechend sind hier auch nicht alle möglichen Merkmale definiert (*No Performance Determined, NPD*: keine Leistung festgestellt).

In der DIN EN 771-1 werden hinsichtlich des Frostwiderstandes und der Dauerhaftigkeit nur Anwendungsklassen vorgegeben:

- F0: Nicht angreifende Umgebung (zum Beispiel Innenwände)
- F1: Mäßig angreifende Umgebung (zum Beispiel abgedecktes Außenmauerwerk)

Wesentliche Merkmale		Leistung	Harmonisierte technische Spezifikation
Maße	Länge	240 mm	DS/EN 771-1 2011 + A1:2015
	Breite	115 mm	
	Höhe	71 mm	
	Klasse	T2	
	Maßspanne	NPD	
Konfiguration	Geometrie Abs. 5.3.2		
	Gruppe (gem. EN 1996-1)	G1	
Druckfestigkeit	Kategorie	U-Mauerziegel der Kategorie 1	
	Mittelwert	11 Mpa (N/mm ²)	
	Normaliziert	8 Mpa (N/mm ²)	
	Belastungsrichtung	Senkrecht zur Lagerfläche	
Feuchtdehnung		NPD	
Verbundfestigkeit (DIN EN 998-2)		NPD	
Gehalt an aktiven löslichen Salzen		S2	
Brandverhalten		A 1	
Wasseraufnahme		NPD	
Wasserdampfdurchlässigkeit		DIN EN 1745 Tabelle 1	
Brutto-Trockendichte Mittelwert		1840 kg/m ³ (D1)	
Netto Trockenrohddichte		NPD	
Wärmeleitfähigkeit		NPD	
Frostwiderstand		F2	
Gefährliche Substanzen		Gem. Anhang ZA 3	

nach welchem Verfahren geprüft? (DIN 52252?), die hEN 771 enthält keines

Abb. 7: Auszug aus einer Leistungserklärung für einen Verblendstein/Klinker (bewittert) als U-Mauerwerk nach hEN 771

- F2: Stark angreifende Umgebung (zum Beispiel unverputztes Außenmauerwerk)

Es werden in DIN EN 771-1:2015-11 jedoch keine Prüfanforderungen für die Einstufung in Frostklassen beschrieben. **Abb. 8** enthält die wesentlichen Merkmale, die nach Anhang ZA der Produktnorm ausgewiesen sein können.

Ergänzend zur Produktnorm sind nach MVV TB, Anlage A 1.2.6/1 auch die Anforderungen nach DIN 20000-401:2017-01 [6] mit der Leistungserklärung abzugleichen. Dabei stellt sich heraus, dass die Leistungserklärung (**Abb. 7**) beim Vergleich mit den Angaben der Muster-Leistungserklärung (**Abb. 8**) und unter Beachtung der MVV TB sowie unter Berücksichtigung der mitgeltenden Norm DIN 20000-401:2017-01 (**Abb. 9**) nicht alle erforderlichen Merkmale aufweist – das Bauprodukt ist nicht verwendbar.

Das Beispiel macht deutlich, dass sehr umfangreiche Prüfungen von den am Bau Beteiligten erforderlich sind, um die Verwendbarkeit eines Bauproduktes in deutschen Bauwerken bewerten zu können.

Dabei handelt es sich um eine grundsätzliche Herausforderung bei europäisch klassifizierten Bauprodukten, weil für die CE-Kennzeichnung keine bauordnungsrechtlichen Mindestanforderungen an die Qualität der Bauprodukte gestellt werden können.

4 Unschärfe Definition der MVV TB am Beispiel eines zweischaligen Mauerwerks

Die Musterbauordnung stellt in Paragraph 28 (4) folgende Anforderungen: Bei Außenwandkonstruktionen mit geschossübergreifenden Hohl- oder Lufträumen wie hinterlüfteten Außenwandbekleidungen sind gegen die Brandausbreitung besondere Vorkehrungen zu treffen. In diesem Rahmen wird auf Paragraph 85a und somit auf die MVV TB verwiesen. Dabei definieren weder die MBO noch die MVV TB, was eine Bekleidung ist. Auch die DIN 4102-4:2016-05 [7] konkretisiert den Begriff nicht. Darüber hinaus kennt die MVV TB den Begriff des zweischaligen Mauerwerks nicht. Es stellt sich nun die Frage, ob bei einem zweischaligen Außenmauerwerk Anforderungen nach Paragraph 28 (4) zu erfüllen sind.

Wesentliche Merkmale		Leistung
Maße	Länge	190
	Breite	70
	Höhe	50
Grenzabweichungen		T1
Maßspanne		NPD
Form und Ausbildung	Form und Eigenschaften	NPD
	Gruppe	NPD
	Ebenheit der Lagerflächen	1
	Planparallelität der Lagerflächen	1
Druckfestigkeit	Kategorie	Mauersteine der Kategorie 1
	Mittlere Druckfestigkeit	18,0 N/mm ²
	Belastungsrichtung	senkrecht zur Lagerfläche
Formbeständigkeit (bei Mauersteinen zur Verwendung in Bauteilen, an die Anforderungen an die Standsicherheit gestellt werden)		NPD
Verbundfestigkeit (bei Mauersteinen zur Verwendung in Bauteilen, an die Anforderungen an die Standsicherheit gestellt werden)		NPD
Gehalt an aktiven löslichen Salzen (Kategorie)		S2
Brandverhalten (bei Mauersteinen zur Verwendung in Bauteilen, an die Anforderungen an den Brandschutz gestellt werden (Euroklasse))		A1
Wasseraufnahme (bei Mauersteinen zur Verwendung in Feuchtesperrschichten oder in Außenbauteilen mit exponierter Sichtfläche)		NPD
Wasserdampfdurchlässigkeit (bei Mauersteinen zur Verwendung in Außenbauteilen)		NPD
Luftschalldämmung (im Gebrauchszustand)/[Dichte sowie Form und Ausbildung] (bei Mauersteinen zur Verwendung in Bauteilen, an die Anforderungen an den Schallschutz gestellt werden)		NPD
Wärmedurchlasswiderstand/[Dichte sowie Form und Ausbildung] (bei Mauersteinen zur Verwendung in Bauteilen, an die Anforderungen an den Schallschutz gestellt werden)		0,8 W/mK
Netto-Trockendichte		NPD
Frostwiderstand (Kategorie)		F2
Gefährliche Stoffe		NPD

Nicht in der Leistungserklärung (**Abb. 8**) enthalten ► was heißt das?

Abb. 8: Angaben im Anhang ZA der hEN 771 zum möglichen Inhalt einer Leistungserklärung für bewitterte Klinker nach dieser Norm

4.1 Einstufung nach MVV TB, Anhang 6

In Ermangelung weitergehender Festlegungen könnte man denken, dass Anhang 6 *Hinterlüftete Außenwandbekleidung* anzuwenden sei. Wendet man die Konstruktionsregeln der dortigen Festlegungen an, ist die in **Abb. 10** dargestellte Ausbildung von Brandsperren in jedem zweiten Geschoss erforderlich.

In diesem Zusammenhang ist jedoch zu beachten, dass hinterlüftetes Mauerwerk eine durchgängige Luftschicht von 60 Millimeter Breite benötigt, die unter bestimmten Voraussetzungen auf 40 Millimeter reduziert werden darf. Dieses Maß ist notwendig, um den erforderlichen Feuchteschutz zu gewähren. Das aber widerspricht der Anordnung von Brandsperren, auch wenn in diesen begrenzte Öffnungen möglich sind. Der Anhang 6 ist gemäß MVV TB für hinterlüftete Bekleidungen anzuwenden, deren Konstruktion nach DIN 18516 [7], [9] und [10] geregelt ist. Unterstellt man, dass Verblendmauerwerk keine Bekleidung im Sinne der MVV TB ist, wäre der Anhang nicht anzuwenden – was praxisgerecht wäre.

4.2 Alternative Einstufung nach DIN 4102-4:2016-05

Alternativ könnte man eine konstruktive Lösung nach Abschnitt 9.6.4 ausbilden. Nun schränkt aber die MVV TB unter 2.2.1.3/1 den bauaufsichtlichen Anwendungsbereich der DIN 4102-4 ein:

Gegenstand der Technischen Baubestimmung sind nur die klassifizierten Baustoffe und Bauarten für Bauteile, die zur Erfüllung der Anforderungen gemäß technischer Regel A 2.2.1.2 (Anhang 4) erforderlich sind.

In Anhang 4 sind zu dieser Frage Anforderungen aber nicht benannt – die DIN wäre daher nicht anzuwenden.

Trotzdem ist in **Abb. 11** dargestellt, welche konstruktiven Auswirkungen die Festlegungen der Norm haben. Es ist erkennbar, dass auch hier die Funktion der Hinterlüftung durch die Brandsperren nicht mehr erfüllt wird. Zudem müsste die als Brandsperre fungierende nichtbrennbare Dämmung auch feuchtebeständig sein.

Spalte	1		2	3	4
Zeile	Produkteigenschaft		Beurteilung nach Abschnitt	P-Ziegel	U-Ziegel
1	Maße		4.3.1	×	×
2	Grenzabmaße	Mittelwert	4.3.2.1	×	×
3		Maßspanne	4.3.2.2	×	×
4		Ebenheit und Planparallelität der Lagerflächen (nur für Planziegel)	4.3.2.3	×	–
5	Form und Ausbildung (innere Geometrie)		4.4	×	×
6	Lochanteil		4.4.2	×	×
7	Mulden (nur bei Vollsteinen)		4.4.6	–	×
8	Grifflöcher		4.4.3	×	×
9	Stegdicken		4.4.4	×	×
10	Querstegdickensumme min./max.		Tabelle A.1	×	–
11	Form und Lochgeometrie		4.4.5	×	×
12	Lochreihenzahl min./max.		4.4.5	×	–
13	Bruttotrockenrohdichte	Mittelwert	4.5.1.2	×	×
14		Toleranzklasse	4.5.1.2	×	×
15		Einzelwert, min./max.	4.5.1.3	×	×
16	Nettotrockenrohdichte (nur für Klinker)	Mittelwert	4.5.2	–	×
17		Einzelwert, min./max.	4.5.2	–	×
18	Druckfestigkeit senkrecht zu den Lagerflächen (Mittelwert)		4.6	×	×
19	Druckfestigkeit in der in Wandlängsrichtung (z. B. bei Verwendung in Erdbebengebieten, sofern keine durchlaufenden Innenstege)	Mittelwert	4.7	×	×
20		Einzelwert	4.7	×	×
21	Frostwiderstand		4.8	–	×
22	Gehalt an aktiven löslichen Salzen		4.9	–	×
23	Wasseraufnahme (nur für Klinker)		4.10	–	×
24	Brandverhalten		4.11	×	×

deutsche Anforderungen durch Leistungserklärung (**Abb. 8**) nicht erfüllt
 Abb. 9: Zusätzliche Anforderungen nach DIN 20000-401:2017-01 [8]

Über die Anforderungen der Bauordnung hinausgehend, werden in DIN 4102-4 auch Anforderungen für zweischaliges Mauerwerk mit Kerndämmung gestellt (Abb. 12). Für diese Anforderungen sind in der MVV TB sowie in der Bauordnung jedoch keine Grundlagen zu finden.

4.3 Schlussfolgerung

Die vorhandenen Regelungen hinterlassen einen Interpretationsspielraum hinsichtlich der Frage, welche konstruktive Anforderung an zweischaliges Mauerwerk bezüglich des Brandschutzes zu stellen sind. Insbesondere die Anwendung der DIN 4102-4:2016-05 scheint fraglich, aber auch die Anwendung von Anhang 6 ist nicht praxisgerecht.

Es ist sicher nicht vermessend, die seit Jahrzehnten übliche bauliche Ausbildung von zweischaligem Mauerwerk als bewährt anzusehen. Natürlich sind in Einzelfällen Fugenbrände nicht gänzlich auszuschließen. Fraglich ist jedoch, ob die Schadenserfahrungen den oben skizzierten

Aufwand rechtfertigen. Die Interpretation der MVV TB könnte den Schluss stützen, dass hier die Anforderungen aus Paragraph 28 (4) MBO nicht gelten.

5 Fazit

Nach einem kurzen Überblick über die MVV TB wurde in diesem Artikel deutlich zu machen versucht, dass die Bewertung von europäisch klassifizierten Bauprodukten bezüglich ihrer Verwendbarkeit in deutschen Bauwerken eine vor allem für den Prüfsingenieur sehr komplexe Aufgabe ist. Bisher fehlen aus Sicht des Autors noch immer geeignete Hilfsmittel, um die formalen Anforderungen baupraktisch erfüllen zu können. Es ist kaum anzunehmen, dass Planer oder sonstige Bauschaffenden die dargestellten Zusammenhänge verstehen, geschweige denn umsetzen können.

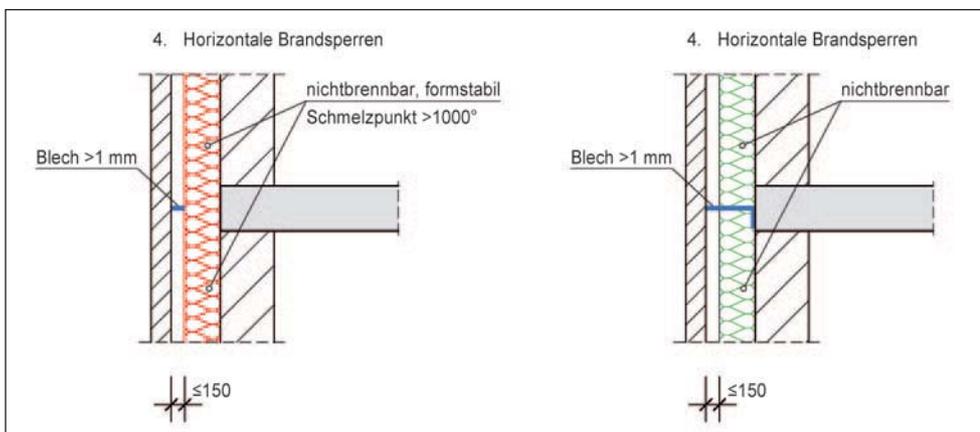


Abb. 10: Anforderungen an Brandsperren in jedem zweiten Geschoss nach MVV TB, Anhang 6

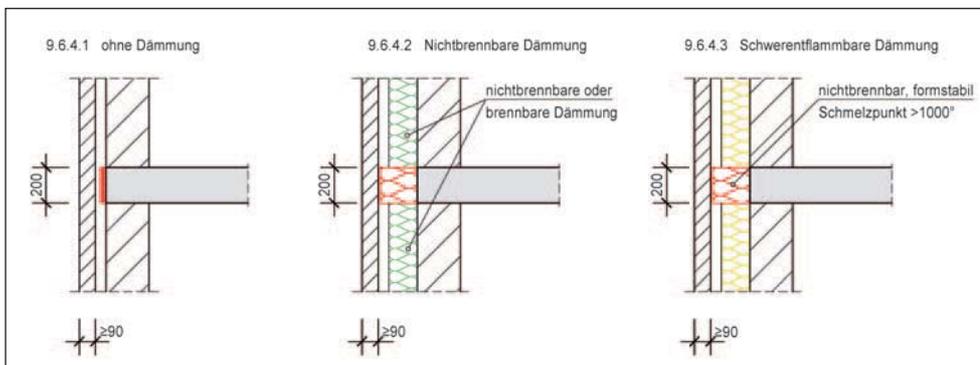


Abb. 11: Konstruktive Ausbildung des Hinterlüftungsspalts bei zweischaligem Mauerwerk mit Brandsperren in jedem zweiten Geschoss nach DIN 4102-4:2016-05

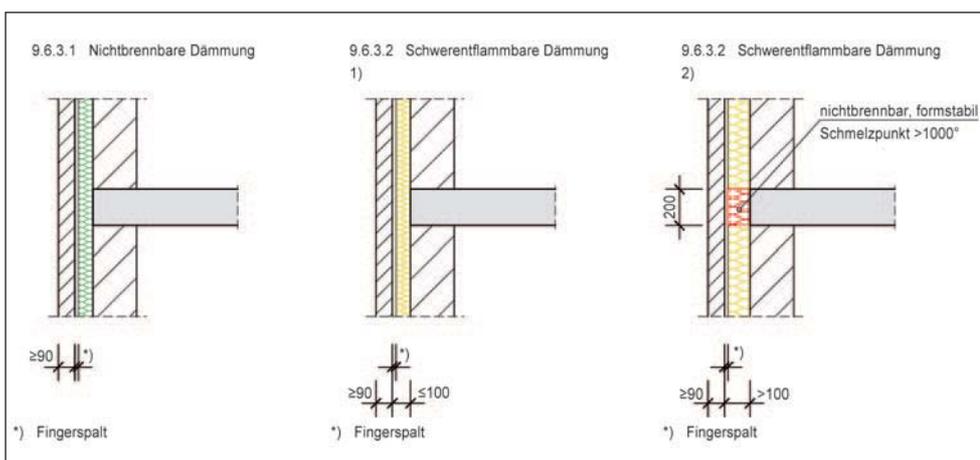


Abb. 12: Konstruktive Ausbildung der Dämmebene bei zweischaligem Mauerwerk mit Kerndämmung und Brandsperren in jedem zweiten Geschoss nach DIN 4102-4:2016-05

Die für die Praktiker sinnvollste Variante wäre wohl die Rückkehr zu den altbekannten Verwendbarkeitsnachweisen. Da dies aber nicht zu erwarten ist, wären konsolidierte Fassungen von harmonisierten Normen mit den Regelungen der MVV TB und mitgeltenden Regelwerken hilfreich, damit Produkthanforderungen nicht aus diversen Unterlagen zusammengesucht werden müssen. Zweckmäßig wäre auch eine App, die durch Scannen eines Barcodes angibt, ob ein Bauprodukt dem deutschen Baurecht genügt.

Darüber hinaus wurde gezeigt, dass es noch Konkretisierungsbedarf für einige Regelungen der MVV TB gibt. Weiteren Regelungsbedarf gibt es beispielsweise bei nichttragenden Brandwänden in Leichtbauweise

(EI 90-M) oder bezüglich einer Klarstellung beim Wegfall der Sicherheitsstromversorgung für Aufzüge mit Brandfallsteuerung, deren Leitungsanlagen aber nach der Muster-Leitungsanlagenrichtlinie einen Funktionserhalt von 30 Minuten benötigen.

Die aktuell größte Herausforderung und der größte Bedarf bestehen aber wohl mit der Einbindung der Nachhaltigkeitsanforderungen in die MVV TB. Das betrifft insbesondere Regelungen für Bauprodukte, Baarten und Bauteile in der *circular economy* (Kreislaufwirtschaft). Es werden dringend praktische Festlegungen für die Qualitätssicherung mit entsprechenden Nachweisverfahren zur Wiederverwendung benötigt.

6 Literatur

- [1] *Muster-Verwaltungsvorschrift Technische Baubestimmungen (MVV TB), Ausgabe 2021/1 mit Druckfehlerkorrektur vom 04. März 2022; veröffentlicht in der Mitteilung des Deutschen Instituts für Bautechnik (DIBt), Berlin*
- [2] *Musterbauordnung (MBO) in der Fassung vom November 2002, zuletzt geändert am 25. September 2020*
- [3] *Verordnung (EU) Nr. 305/2011 des Europäischen Parlamentes und des Rates vom 9. März 2011 über die Festlegung harmonisierter Bedingungen für die Vermarktung von Bauprodukten (...) – Bauproduktenverordnung (EU-BauPVO)*
- [4] *Prioritätenliste – Ausgewählte verwendungsspezifische Leistungsanforderungen zur Erfüllung der Bauwerksanforderungen (DIBt-Prioritätenliste) vom 01.07.2021; Veröffentlicht durch das Deutsche Institut für Bautechnik (DIBt); https://www.dibt.de/fileadmin/dibt-website/Dokumente/Referat/IIN/Prioritaetenliste_Uebearbeitung_hEN.pdf*
- [5] *DIN EN 771-1:2015-11 Festlegungen für Mauersteine – Teil 1: Mauerziegel; Deutsche Fassung EN 771-1:2011+A1:2015*
- [6] *DIN 20000-401:2017-01 Anwendung von Bauprodukten in Bauwerken – Teil 401: Regeln für die Verwendung von Mauerziegeln nach DIN EN 771-1:2015-11*
- [7] *DIN 4102-4:2016-05 Brandverhalten von Baustoffen und Bauteilen – Teil 4: Zusammenstellung und Anwendung klassifizierter Baustoffe, Bauteile und Sonderbauteile*
- [8] *DIN 18516-1:2010-06: Außenwandbekleidungen, hinterlüftet – Teil 1: Anforderungen, Prüfgrundsätze*
- [9] *DIN 18516-3:2021-05: Außenwandbekleidungen, hinterlüftet – Teil 3: Naturwerkstein – Anforderungen, Bemessung*
- [10] *DIN 18516-5:2021-05: Außenwandbekleidungen, hinterlüftet – Teil 5: Betonwerkstein – Anforderungen, Bemessung*

Von der Datenerfassung bis zur Entscheidungsfindung: Jede Brücken-Überwachung bedarf einer Gesamtmethodik

Digitale Methoden bilden die Grundlage für den Übergang vom reaktiven zum vorausschauenden Brückenmanagement

Brücken müssen laufend überwacht werden, damit die Unsicherheiten hinsichtlich ihres Zustands, ihrer Beanspruchung und ihrer Leistungsfähigkeit verringert werden können. Diese Aufgabe soll künftig mit digitalen Methoden erleichtert werden. Im folgenden Beitrag werden deshalb die digitale Bauwerksmodellierung und die Entscheidungsfindung beleuchtet. Dazu wird gezeigt, wie Zustandsdiagnosen und -prognosen digital ermöglicht werden und wie durch diagnostische und prognostische Modelle eine wissenschaftliche Basis für risikobasierte Entscheidungen über Erhaltungsmaßnahmen und für den Übergang vom reaktiven zum vorausschauenden Brückenmanagement gebildet werden kann. Dabei wird klar: Jede Brücken-Überwachung bedarf einer Gesamtmethodik, ihre wichtigsten Elemente sind: Datenerfassung, Datenmanagement, Datenanalyse, Bauwerksmodellierung, Bauwerksbewertung und die letztendlichen Entscheidungen über notwendige Erhaltungsmaßnahmen.

1 Einführung

Verkehrsinfrastrukturen – beispielsweise das Schienen- und das Straßennetz – sind die technischen Fundamente unserer Gesellschaft. Sie ermöglichen den Austausch von Waren und Gütern, verbinden Menschen und gewähren ihnen Zugang zu ihren Arbeitsplätzen, Bildungseinrichtungen, Gesundheitszentren oder zu ihren Erholungsgebieten. Darüber hinaus bilden sie die Grundlage für weitere Versorgungsleistungen, da Telekommunikations-, Strom-, Wasser- und Abwasserleitungen oft entlang von Verkehrswegen verlaufen. Neben Tunneln, Stütz- und Trogbauwerken sind Brücken wichtige ingenieurtechnische Komponenten von Verkehrsnetzen. Durch sie können Flüsse, Straßen, Bahnlinien und Täler überwunden werden.

Ein ungeplanter Ausfall einer Verkehrsbrücke kann erhebliche unerwünschte Konsequenzen haben [1]. Als prominentes aktuelles Beispiel kann die A45-Talbrücke Rahmede in Nordrhein-Westfalen angeführt werden [2]. Das anhaltende Verkehrschaos, das durch die plötzliche Sperrung und den ungeplanten Ersatzneubau aufgrund schwerer Schäden am Tragwerk entstanden ist, hat enorme negative gesellschaftliche und wirtschaftliche Folgen für die Region. Ähnliche Konsequenzen hatten beispielsweise die ungeplanten Sperrungen beziehungsweise Nutzungseinschränkungen der Schiersteiner Brücke zwischen Wiesbaden und Mainz [3], der Eisenbrücke in Berlin [4] und der Brücke am Altstäd-

ter Bahnhof in Brandenburg an der Havel [5]. Diese Beispiele verdeutlichen in beeindruckender Art und Weise die herausragende gesellschaftliche Bedeutung von Verkehrsbrücken.

Viele Brücken in Deutschland – beispielweise im Bundesfernstraßennetz – werden bereits seit mehreren Jahrzehnten genutzt und sind aufgrund fortgeschrittener Schädigungsprozesse teilweise in einem schlechten Zustand. Gleichzeitig sind Straßenbrücken in Deutschland einem überproportional steigenden Schwerlastverkehr ausgesetzt. Bei potenziellen Defiziten der Tragfähigkeit und Gebrauchstauglichkeit durch Schäden und/oder gestiegene Verkehrslasten können die Infrastrukturbetreiber, ergänzend zu den konventionellen Bauwerksprüfungen, zur Charakterisierung und Überwachung des Zustandes bestehender Brücken auch messtechnische Verfahren einsetzen, beispielsweise zerstörungsfreie Prüfungen oder ein sensorgestütztes Monitoring. Darüber hinaus können mit Monitoringsystemen Informationen über die tatsächlich vorhandenen Verkehrslasten und Umwelteinflüsse gewonnen werden. Die zusätzlichen Informationen über den Bauwerkszustand und dessen Entwicklung und über die Einwirkungen ermöglichen besser informierte Bauwerksbewertungen und somit besser fundierte Entscheidungen über Art, Umfang und Priorität von Maßnahmen zur weiteren Gewährleistung der Bauwerkssicherheit und -verfügbarkeit. Oft besteht erhebliches Potenzial, Bestandsbrücken durch ein Erhaltungsmanagement, das von zusätzlichen messtechnischen Maßnahmen unterstützt wird, für einen längeren Zeitraum weiter zu betreiben.

Eine mesdatengestützte Charakterisierung und Überwachung von neuen Brücken kann ebenfalls eine sinnvolle Ergänzung der herkömmlichen Bauwerksprüfungen sein. Die zusätzlich am Bauwerk erfassten Daten können zur Aktualisierung von Modellen der relevanten Schädigungsprozesse, des Strukturverhaltens und der Einwirkungen oder Beanspruchungen genutzt werden. Hierdurch können Bewertungen und Vorhersagen des Zustandes und der Leistungsfähigkeit von Brücken verbessert und Bauwerksinspektionen und Erhaltungsmaßnahmen im Sinne eines prädiktiven Erhaltungsmanagements auf der Bauwerks- und Netzwerkebene vorausschauend geplant werden.

Die Überwachung von Brücken – mittels Bauwerksprüfungen, die durch messtechnische Verfahren ergänzt beziehungsweise unterstützt wer-



Dr.-Ing. Ronald Schneider

hat Bauingenieurwesen an der TU Berlin und an der University of Manchester studiert und danach für ein britisches Ingenieurbüro in Großbritannien, Malaysia und Australien Brand- und Explosionsschutzkonzepte für Offshore-Öl- und Gasinstallationen entwickelt; seit 2010 erforscht Ronald Schneider an der Bundesanstalt für Materialforschung und -prüfung (BAM) Methoden für ein risikobasiertes Erhaltungsmanagement von Brücken und Offshore-Strukturen und promovierte 2019 in diesem Bereich an der TU München.

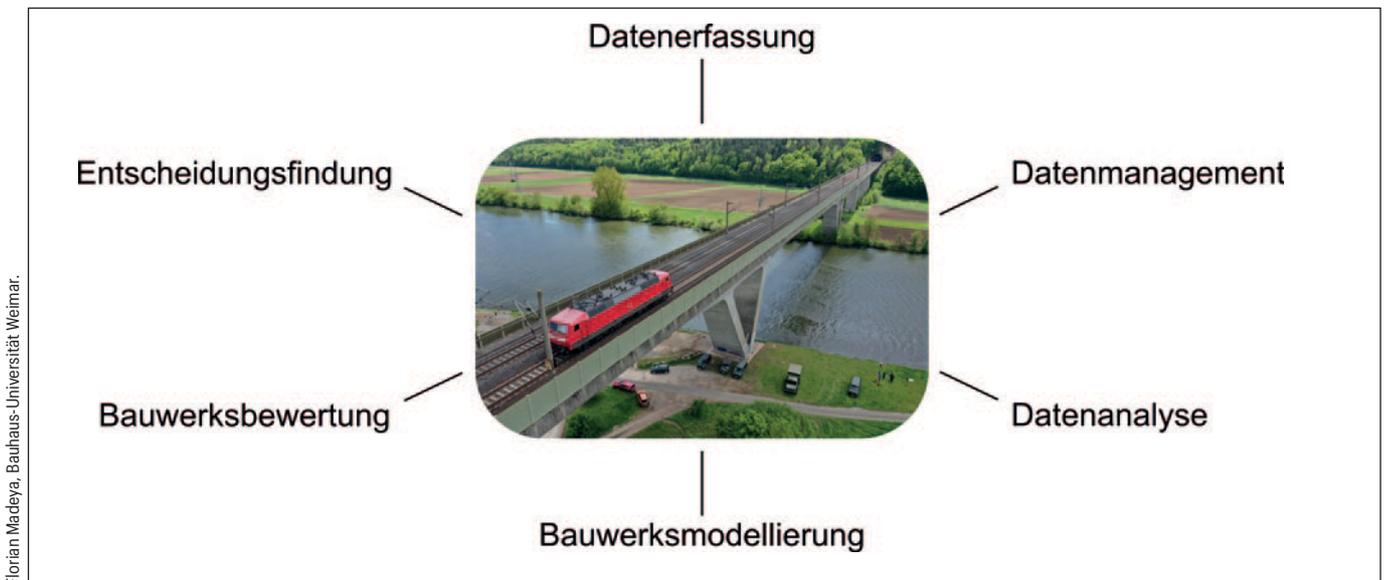


Abb. 1: Elemente der Brückenüberwachung. Das Foto in der Mitte der Grafik zeigt die Maintalbrücke bei Gemünden während einer Belastungsfahrt, die im Rahmen des AISTEC-Projektes [16] durchgeführt wurde.

den können – sollte als eine Gesamtmethodik verstanden werden. Die grundlegenden Elemente der Brückenüberwachung sind in **Abb. 1** dargestellt. Sie umfassen die Datenerfassung, das Datenmanagement, die Datenanalyse, die Bauwerksmodellierung, die Bauwerksbewertung und die Entscheidungsfindung hinsichtlich von Erhaltungsmaßnahmen.

Die unterschiedlichen Elemente der Brückenüberwachung können durch den Einsatz digitaler Methoden unterstützt, effizienter gestaltet und besser integriert werden. Im nächsten Abschnitt werden – ausgehend vom aktuellen Vorgehen – die Potenziale der Digitalisierung in der Brückenüberwachung anhand von Beispielen aus der aktuellen Forschung der Bundesanstalt für Materialforschung und -prüfung (BAM) dargestellt.

2 Potenziale der Digitalisierung in der Brückenüberwachung

In Deutschland werden Verkehrsbrücken generell mit regelmäßigen Bauwerksprüfungen überwacht, wobei die Überwachung von Straßenbrücken gemäß DIN 1076 [6] erfolgt. In diesem Fall sind die Bauwerksprüfungen in Hauptprüfungen (alle sechs Jahre), einfache Prüfungen (drei Jahre nach einer Hauptprüfung) und Sonderprüfungen (aus besonderem Anlass) gegliedert. Bauwerksprüfungen von Straßenbrücken umfassen, bis auf die Datenanalyse und Bauwerksmodellierung, alle in **Abb. 1** dargestellten Elemente der Brückenüberwachung.

Zur Erfassung von Daten über den Bauwerkszustand werden die Brückenbauteile visuell durch Bauwerksprüfer unter Zuhilfenahme von Zusatzgeräten inspiziert, wodurch in erster Linie offensichtliche Schäden erfasst werden. Bei den Inspektionen werden unter anderem spezielle Hämmer zum Abklopfen von Betonoberflächen und Schablonen zum Vermessen von Oberflächenrissen verwendet. Inspektionsergebnisse werden einheitlich gemäß der *Anweisung Straßeninformationsbank für Ingenieurbauten, Teilsystem Bauwerksdaten (ASB-ING)* [7] beschrieben, wobei die Befunde den Bauteilen zugeordnet, textlich erläutert, zeichnerisch skizziert und fotografiert werden. Diese Zustandsdaten werden in Bauwerksbüchern und im Programmsystem SIB-Bauwerke [8] gesammelt, die jeweils grundlegende Bestandteile des Datenmanagements sind. Die Bauwerksbewertung erfolgt durch die Bauwerksprüfer auf der Basis der *Richtlinie zur einheitlichen Erfassung, Be-*

wertung, Aufzeichnung und Auswertung von Ergebnissen der Bauwerksprüfungen nach DIN 1076 (RI-EBW-PRÜF), die ein Teil der *Richtlinie für die Erhaltung von Ingenieurbauwerken (RI-ERH-ING)* ist [9]. Dabei werden die gesammelten Befunde durch Zustandsnoten/Substanzkennzahlen hinsichtlich ihrer Stand-, und Verkehrssicherheit und ihrer Dauerhaftigkeit bewertet. Anschließend werden durch das Programmsystem SIB-Bauwerke mit empirischen Modellen [10] unter Berücksichtigung der Anzahl der Befunde und deren Bewertung Zustandsnoten/Substanzkennzahlen für Bauteilgruppen, Teilbauwerke und das Gesamtbauwerk ermittelt.

Für eine Prognose der zukünftigen Zustandsnoten/Substanzkennzahlen werden ebenfalls empirische Modelle verwendet, die zum Beispiel im Programmsystem EPING [11] implementiert sind. Die aktuellen Zustandsnoten/Substanzkennzahlen und deren prognostizierte Entwicklung bilden die Basis für Entscheidungen über genauere Untersuchungen im Rahmen objektbezogener Schadensanalysen, Monitoring, Nachrechnungen, Nutzungseinschränkungen, Reparaturen oder Erleichterungen.

Zur Verbesserung der Methoden und Verfahren der Brückenüberwachung durch die Anwendung digitaler Methoden wird aktuell intensive Forschung betrieben. Ein Fokus liegt dabei auf dem Datenmanagement, das lebenszyklusübergreifend einen strukturierten Umgang mit den umfangreichen heterogenen Bauwerksdaten ermöglichen und deren optimale Verwendung gewährleisten soll. Viele vorgeschlagene Ansätze verknüpfen das Datenmanagement mit der Methode des Building Information Modelling (BIM). Hierbei werden dreidimensionale digitale Bauwerksmodelle (diverse Fachmodelle und das Koordinationsmodell) mit zusätzlichen Daten angereichert. Allein durch die geometrische Repräsentation von Brücken können zum Beispiel Inspektions- und Monitoringdaten verortet und visualisiert werden. In BIM wird das Datenmanagement mit einer zentralen Datenumgebung – der Common Data Environment (CDE) – realisiert. Das Datenmanagement ist die Schnittstelle zwischen den Datenquellen und den angeschlossenen Modellen und Analysen, die Teil der Brückenüberwachung sind.

An diese Stelle knüpft der vorliegende Beitrag an. Zunächst wird dargestellt, wie durch eine probabilistische Bauwerksmodellierung konsistente messdatengestützte Zustandsdiagnosen und -prognosen er-

möglichst werden. Anschließend wird gezeigt, wie mittels risikobasierter Entscheidungsfindung, die auf einer probabilistischen Bauwerksmodellierung aufbaut, Maßnahmen zur Gewährleistung der Brückensicherheit und -verfügbarkeit optimiert werden können.

2.1 Probabilistische Bauwerksmodellierung

An ungeschädigten Brücken oder Brücken mit erkannten Schäden beziehungsweise Schädigungsprozessen können sensorbasierte Monitoringsysteme installiert werden, mit deren Hilfe – auch in den Zeiträumen zwischen den Inspektionen – Informationen über den Bauwerkszustand und dessen Entwicklung gewonnen werden können. Eine Grundidee des *Structural Health Monitoring (SHM)* ist es, anhand gemessener statischer und dynamischer Bauwerksantworten (Verformungen, Dehnungen, Beschleunigungen etc.) oder Größen, die mittels Datenanalyse aus den gemessenen Bauwerksantworten ermittelt werden (zum Beispiel Eigenfrequenzen, Modalformen, Schadensindikatoren aus Schadensdetektionsalgorithmen [12]), indirekt auf das Vorhandensein, die Lage, die Art und den Schweregrad von Schäden zurückzuschließen.

Solche Zustandsdiagnosen können durch die Verknüpfung der Monitoring-Ergebnisse mit Bauwerksmodellen erreicht werden, die das zeitabhängige Verhalten von alternden Brücken durch die Kopplung von Schädigungs- und Strukturmodellen beschreiben. Mathematisch betrachtet handelt es sich hierbei um ein inverses Problem, bei dem diejenigen Werte der Modellparameter gesucht werden, die – im Prinzip – die Differenz zwischen den Modellvorhersagen der Monitoring-Ergebnisse und den eigentlichen Monitoring-Ergebnissen minimieren. Dieses Vorgehen wird auch als Parameteridentifikation bezeichnet. Auf der Grundlage der identifizierten Parameterwerte, welche die Monitoring-Ergebnisse am besten „erklären“, kann dann der aktuelle und zukünftige Zustand der Brücke durch Auswertung der in der Bauwerksmodellierung verwendeten Schädigungsmodelle bestimmt werden. Diese Zustandsinformationen können dann weiterführend in Modelle einfließen, die zum Beispiel im Rahmen von Bauwerksbewertungen durch Brückennachrechnungen eingesetzt werden.

Die Komplexität von Bauwerksmodellen zum Zweck der Zustandsdiagnose und -prognose anhand von Monitoring-Ergebnissen ist im All-

gemeinen hoch. Bei der Modellbildung ist unter anderem zu beachten, dass auch nominell nichttragende Bauwerkskomponenten, wie zum Beispiel die Asphaltdecke einer Straßenbrücke und die Brückenkappen, einen Einfluss auf das dynamische und statische Bauwerksverhalten und somit auf die Monitoring-Ergebnisse haben. Darüber hinaus wird das Bauwerksverhalten durch variable Umweltbedingungen beeinflusst. Beispielsweise hat die Bauwerkstemperatur, die von den Umweltbedingungen abhängt, einen Einfluss auf die Steifigkeit tragender und nichttragender Bauwerkskomponenten. Änderungen der Bauwerkstemperatur können außerdem bei einer Behinderung von Wärmedehnungen zu Eigenspannungen und anderen strukturellen Effekten führen. Um Aussagen über den Bauwerkszustand durch die Verknüpfung von Monitoring-Ergebnissen mit Bauwerksmodellen machen zu können, ist es bei der Modellbildung zwingend notwendig, alle Effekte zu berücksichtigen, die einen relevanten Einfluss auf Monitoring-Ergebnisse haben.

Auch komplexe Bauwerksmodelle stellen nur eine Vereinfachung der Wirklichkeit dar. Außerdem sind die in den Modellen berücksichtigten Parameter, die den Bauwerkszustand und das Bauwerksverhalten beeinflussen, und die Monitoring-Ergebnisse selbst in der Regel mit Unsicherheiten behaftet. Die Unsicherheiten in den Modellen, Modellparametern und Monitoring-Ergebnissen können probabilistisch modelliert werden. Ein probabilistischer Modellierungsansatz ermöglicht wiederum eine *Bayes'sche Aktualisierung* (engl. Bayesian updating) der Modellparameter [13]. Dieses Vorgehen ist in **Abb. 2** schematisch dargestellt und entspricht prinzipiell einer probabilistischen Lösung des inversen Problems beziehungsweise der Parameteridentifikation.

An diese Stelle ist es wichtig anzumerken, dass auch mit einem probabilistischen modellbasierten Ansatz nur Bauwerksschäden beziehungsweise -veränderungen identifiziert werden können, die einen Einfluss auf die Monitoring-Ergebnisse haben. Beispielsweise können lokale Schäden, die keinen Einfluss auf die globale Schwingungscharakteristik einer Brücke haben, nicht anhand von Informationen über die globalen Eigenfrequenzen und Modalformen diagnostiziert werden. Dieses Beispiel verdeutlicht, dass auch hier der allgemeine Grundsatz gilt: Die Monitoring-Maßnahmen und das in der Zustandsdiagnose und -prognose verwendete probabilistische Bauwerksmodell müssen

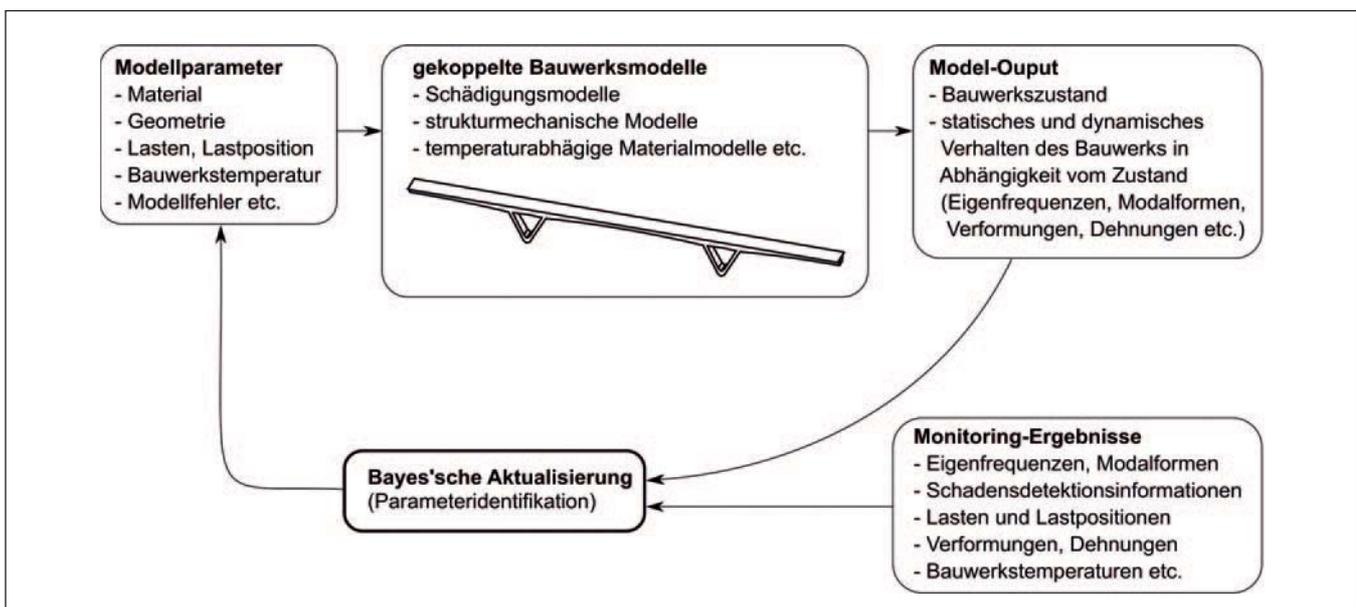


Abb. 2: Bayes'sche Aktualisierung eines probabilistischen Bauwerksmodells mit Monitoring-Ergebnissen zum Zweck der Zustandsdiagnose und -prognose

immer auf die zu überwachenden Schäden beziehungsweise Schädigungsprozesse zugeschnitten sein. Das herausragende Potenzial einer probabilistischen Bauwerksmodellierung besteht aber darin, dass Bauwerksinformationen aus unterschiedlichsten Quellen (zum Beispiel Materialtests, Belastungstests, Wetterdaten, visuellen Inspektionen, ZfP, Monitoring), die über die Zeit hinweg verfügbar werden, durch eine sequenzielle Bayes'sche Aktualisierung konsistent und fortlaufend mit Schädigungs- und Strukturmodellen verknüpft werden können [14], [15]. Dieser Ansatz bildet somit eine wissenschaftlich fundierte Basis für die Erstellung diagnostischer und prognostischer digitaler Zwillinge von alternden Brücken. Diese sind eine zwingende Voraussetzung für die Realisierung einer vorrauschauenden (prädiktiven) Instandhaltung.

Die praktische Umsetzbarkeit von Zustandsdiagnosen auf der Grundlage von probabilistischen Bauwerksmodellen haben Wissenschaftler der Bundesanstalt für Materialforschung und -prüfung (BAM) im Forschungsprojekt AISTEC gezeigt [16]. In dem Projekt wurden umfangreiche Experimente in einer Großklimakammer unter variablen klimatischen Bedingungen durchgeführt, um Daten über das dynamische und statische Antwortverhalten von realen geschädigten und ungeschädigten Tragstrukturen mit temperaturabhängigen Eigenschaften zu erzeugen. Die Daten bildeten die Grundlage für die Entwicklung und Erprobung Bayes'scher Methoden für eine physikalisch begründete Berücksichtigung von Umwelteinflüssen bei der Modellbildung, Parameteridentifikation und Zustandsdiagnose anhand dynamischer und statischer Bauwerksdaten [17], [18] und [19].

Darüber hinaus wurde in dem Projekt für die in **Abb. 1** dargestellte Maintalbrücke Gemünden – eine große Talbrücke aus Spannbeton im Zuge der ICE-Strecke Hannover-Würzburg – ein Monitoringsystem zur Messung von Temperaturen, Vibrationen, Verformungen und Dehnungen konzipiert und umgesetzt [20]. Aus gemessenen Vibrationsdaten identifizierte Eigenfrequenzen (**Tabelle 1** und **Abb. 3**) und Modalformen, wurden zur Modellbildung und Parameteridentifikation eines strukturellmechanischen Modells der Brücke mit Bayes'schen Methoden eingesetzt [21]. Zu diesem Zweck wurde ein Softwaretool entwickelt, das auf einer handelsüblichen Finite-Elemente-Software basiert. Eine Validierung des Modells erfolgte anhand von Verformungsdaten, die während definierter Belastungsfahrten gemessen wurden [21].

Für jede identifizierte Mode in **Tabelle 1** (1. Spalte) sind zusätzlich zu den Mittelwerten der Eigenfrequenzen (2. Spalte) die durchschnittlichen MAC-Werte (*Modal Assurance Criterion* [35]) aufgelistet (3. Spalte). Zum Vergleich sind einfache Punktschätzungen der mit dem Modell vorhergesagten Eigenfrequenzen und MAC-Werte vor und nach der Parameteridentifikation in den Spalten 4 bis 7 aufgelistet. Diese wurden gemäß [21] anhand der Erwartungswerte der Modellparameter bestimmt.

Das Modell bildet zunächst die Grundlage für eine verbesserte Analyse der Bauwerksbeanspruchungen durch die Verkehrslasten. Darüber hinaus ermöglicht es weiterführende Sensitivitätsanalysen und eine Optimierung von Monitoring-Maßnahmen auf der Grundlage synthetisch eingepprägter Schäden und synthetisch erzeugter Monitoring-Ergebnisse. Perspektivisch kann es mit Modellen der relevanten Schädigungsprozesse gekoppelt werden, um monitoringgestützte Zustandsdiagnosen und -prognosen zu ermöglichen.

2.2 Risikobasierte Entscheidungsfindung

Im Rahmen des Erhaltungsmanagements von Brücken müssen zahlreiche Entscheidungen über Maßnahmen zur Gewährleistung der Bauwerksicherheit und -verfügbarkeit getroffen werden. Beispiele solcher Entscheidungen sind:

- die Entscheidung, ob ein Monitoringsystem installiert werden soll,
- die Definition von Grenzwerten für Monitoring-Ergebnisse, bei deren Überschreitung Warnungen beziehungsweise Alarme ausgelöst werden,
- die Festlegung von Handlungsketten, die direkt mit Warnungen und Alarmen verknüpft sind,
- die Festlegung einer Inspektions- und Instandhaltungsstrategie für die Restnutzungszeit einer vorgeschädigten Brücke.

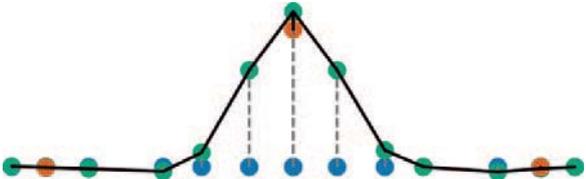
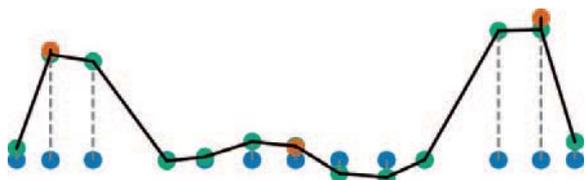
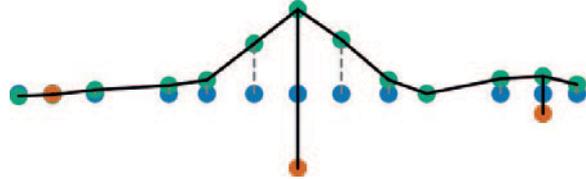
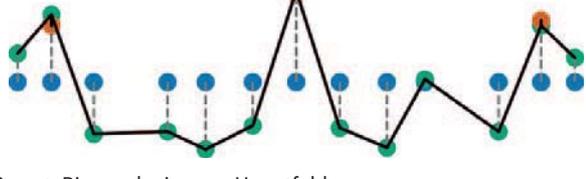
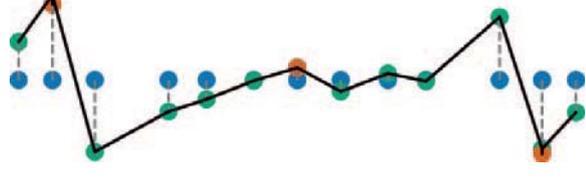
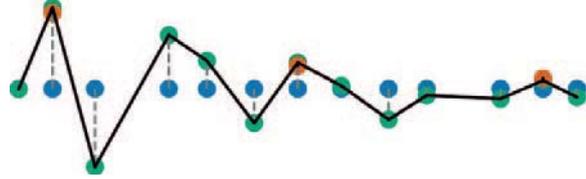
Neben den Anforderungen an die Bauwerkssicherheit und Bauwerksverfügbarkeit muss bei der Entscheidungsfindung berücksichtigt werden, dass die vorhandenen materiellen und immateriellen Ressourcen für die Erhaltung der Verkehrsinfrastruktur begrenzt sind. Daher muss immer auch die Wirtschaftlichkeit der Maßnahmen sichergestellt werden.

Entscheidungen über Maßnahmen müssen grundsätzlich unter Unsicherheiten und Risiko getroffen werden. Unsicherheiten bestehen unter anderem hinsichtlich der Zustandsentwicklung, der Einwirkungen oder Beanspruchungen. Hieraus ergeben sich folglich auch Unsicherheiten bezüglich unerwünschter Ereignisse wie zum Beispiel das Eintreten kritischer Schädigungen bis hin zum Bauwerksversagen. Beispielsweise müssen Brückenschäden instandgesetzt oder eine signifikant geschädigte Brücke sogar ersetzt werden [22]. Durch eine Brückensperrung beziehungsweise Nutzungseinschränkung aufgrund von Brückenschäden entstehen unvermeidlich Verkehrsbehinderungen [2]. Ein Brückeneinsturz kann sogar zu Todesfällen und Verletzten führen [23].

Intuitiv versteht man, dass das Risiko mit ansteigenden Eintrittswahrscheinlichkeiten und/oder ansteigenden Konsequenzen der unerwünschten Ereignisse zunimmt. Wissenschaftlich präzise ausgedrückt ist das Risiko der Erwartungswert der unerwünschten Konsequenzen. Damit Risiken, die mit unterschiedlichen Ereignissen verknüpft sind, aggregiert werden können, werden die Konsequenzen der Ereignisse meist monetarisiert.

Rationale Entscheidungen über Maßnahmen unter Unsicherheiten und Risiko können mittels risikobasierter Entscheidungsfindung getroffen werden [24]. Die theoretische Grundlage hierfür bildet die statistische Entscheidungstheorie aus den Wirtschaftswissenschaften [25]. Im Rahmen einer risikobasierten Entscheidungsfindung wird innerhalb aller möglichen Kombinationen von Maßnahmen diejenige identifiziert, die die zu erwartenden Kosten für die Maßnahmen und unerwünschten Konsequenzen minimiert und gleichzeitig die betrieblichen, technischen, gesetzlichen und gesellschaftlichen Randbedingungen erfüllt. Hierbei werden für jede Entscheidungsalternative die zu erwartenden Kosten von Maßnahmen und unerwünschten Konsequenzen auf der Grundlage einer Reihe von probabilistischen Modellen ermittelt. Dazu gehören:

- Modelle zur Bewertung und Prognose der Systemzuverlässigkeit (einschließlich Modellen der relevanten Schädigungsprozesse und der möglichen Erhaltungsmaßnahmen) [14] und [15] sowie [26], [27] und [28]. Diese Modelle ermöglichen – unter Berücksichtigung von Inspektions- und Monitoring-Ergebnissen und Erhaltungsmaßnahmen – eine Prognose der Eintrittswahrscheinlichkeiten von unerwünschten Ereignissen, wie zum Beispiel Brückenversagen. Sie bilden somit die Grundlage einer zuverlässigkeitsbasierten Bauwerksbewertung.
- Modelle für Inspektionen und Monitoring [14] und [15] sowie [26], [27] und [28], die eine quantitative, probabilistische Prognose von zukünftigen Inspektions- und Monitoring-Ergebnissen und Zu-

Beobachtung			vor der Parameterident.		nach der Parameterident.	
	f [Hz]	MAC	f [Hz]	MAC	f [Hz]	MAC
 <p>1. vert. Biegeschwingung Hauptfeld</p>	1,96	1,00	1,69	0,99	1,99	0,99
 <p>1. vert. Biegeschwingung Nebenfeld symmetr.</p>	3,00	0,98	2,56	0,98	2,93	0,97
 <p>1. vert. Biegeschwingung Nebenfeld antimetr.</p>	3,44	0,99	2,85	0,72	3,26	0,77
 <p>1. Torsionsschwingung Hauptfeld</p>	5,60	0,95	3,73	0,93i	5,29	0,96
 <p>3. vert. Biegeschwingung Hauptfeld</p>	7,49	0,88	5,73	0,86	7,63	0,86
 <p>2. vert. Biegeschwingung Nebenfeld symmetr.</p>	7,88	0,91	5,79	0,90	7,74	0,80
 <p>2. vert. Biegeschwingung Nebenfeld antimetr.</p>	8,92	0,90	–	–	9,14	0,63

Tab. 1: Aus den Vibrationsdaten identifizierte Moden der Maintalbrücke Gemünden (nach [21])

standsdiagnosen/-prognosen basierend auf diesen Ergebnissen ermöglichen (siehe auch Abschnitt 2.1).

- Modelle für die Kosten von Maßnahmen und unerwünschten Konsequenzen.

Die risikobasierte Entscheidungsfindung bildet einen wissenschaftlich fundierten, methodischen Rahmen für die Entwicklung von digitalen Entscheidungsunterstützungssystemen für das Erhaltungsmanagement von Verkehrsbrücken. In der Offshore-Windindustrie werden diese Ansätze schon konkreter umgesetzt. Insbesondere wurde von Wissenschaftlern der BAM bereits ein risikobasiertes Verfahren für die vorausschauende Optimierung von Inspektions- und Instandhaltungsstrategien für ermüdungsbeanspruchte Jacket-Tragstrukturen von Offshore-Windenergieanlagen (Abb. 4) und Umspannstationen entwickelt [29], [30].

Bei diesem Verfahren wird das Wachstum von Ermüdungsrissen an den Stellen der Ermüdungshotspots mit probabilistischen bruchmechanischen Modellen vorausgesagt. Zur Bestimmung der zeitabhängigen Zuverlässigkeit des Tragsystems werden die Ermüdungsmodelle mit einem probabilistischen nichtlinearen Finite-Elemente-Modell der Tragstruktur gekoppelt. Die Genauigkeit und Aussagekraft von Inspektionsmethoden zur zerstörungsfreien Prüfung der Schweißnahtverbindungen, wie zum Beispiel die Magnetspulver- oder Wirbelstromprüfung, werden ebenfalls probabilistisch modelliert. Auf der Grundlage der Ermüdungs- und Inspektionsmodelle werden Inspektionsergebnisse prognostiziert, die wiederum zur Bayes'schen Aktualisierung der Prognosen des Ermüdungsrisswachstums und der Tragwerkszuverlässigkeit eingesetzt werden. Bei den Vorhersagen werden Reparaturen berücksichtigt, die aufgrund von detektierten Ermüdungsrissen ausgelöst werden.

Aufbauend auf diesen probabilistischen Prognosemodellen und einem Kostenmodell wird diejenige Inspektions- und Instandhaltungsstrategie identifiziert, die eine optimale Balance zwischen den zu erwartenden Kosten für Inspektionen und Reparaturen und der erreichten Reduktion des Risikos eines Tragwerksversagens während der geplanten Nutzungszeit gewährleistet. Das Ergebnis einer solchen Berechnung ist exemplarisch in Abb. 5 dargestellt.

Hier wurde folgende parametrisierte Strategie untersucht: Inspektionskampagnen werden in einem festen Intervall Δt durchgeführt. Zusätzliche Inspektionskampagnen werden durchgeführt, wenn die für das Folgejahr prognostizierte Versagenswahrscheinlichkeit den Grenzwert Δp_{th} überschreitet. Während einer Inspektionskampagne werden n_i Ermüdungshotspots inspiziert, wobei sie anhand der Wahrscheinlichkeit ihres Ermüdungsversagens und ihrer strukturellen Wichtigkeit priorisiert werden. Eine Schweißnaht mit einem detektierten Ermüdungsriss wird umgehend repariert. Zusätzliche Ermüdungshotspots werden im Rahmen einer Inspektionskampagne inspiziert und gegebenenfalls repariert, solange die für das Folgejahr prognostizierte Versagenswahrscheinlichkeit der Tragstruktur den Grenzwert Δp_{th} überschreitet. In der Grafik sind die Ergebnisse für die Strategie mit den Parametern $\Delta t = 8$ Jahre, $\Delta p_{th} = 10^{-3}$ 1/Jahr und $n_i = 2:2:22$ dargestellt.

Im aktuellen Forschungsprojekt *DiMoWind-Inspect* werden diese Verfahren mit einem BIM/CDE-basierten Datenmanagement gekoppelt [31] und zur Ermöglichung einer monitoringgestützten Inspektions- und Instandhaltungsplanung erweitert [32], [33]. Da zwischen Verkehrsbrücken und Offshore-Tragstrukturen starke Analogien bestehen, können die grundsätzlichen Forschungsergebnisse für die Realisierung eines messdatengestützten digitalen Erhaltungsmanagements von Verkehrsbrücken adaptiert werden.

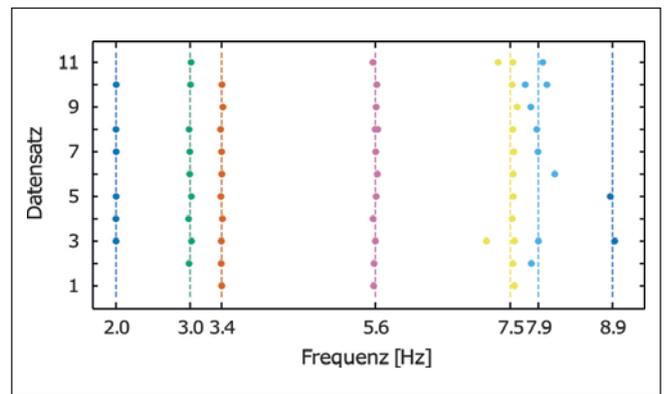


Abb. 3: Eigenfrequenzen, die aus elf unter ambienter Anregung gemessenen Vibrationsdatensätzen mittels der Stochastic-Subspace-Identification-Methode [34] identifiziert wurden und gemäß [21] als Grundlage der Modellbildung und Parameteridentifikation dienen (nach [21])

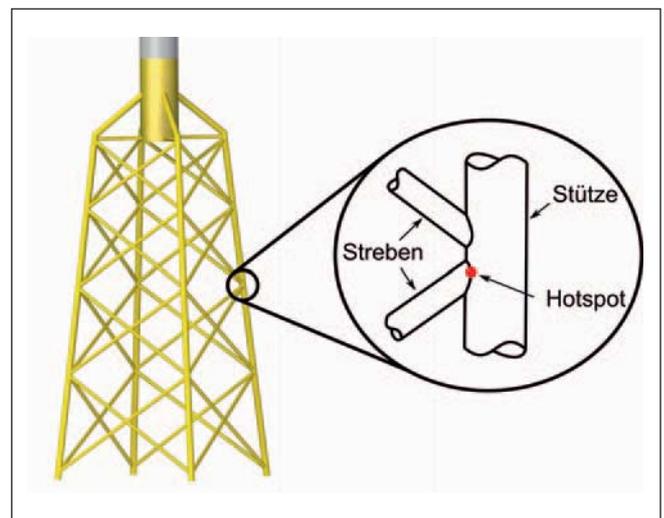


Abb. 4: Schematische Darstellung einer Jacket-Tragstruktur für eine Offshore-Windenergieanlage mit Ermüdungshotspot

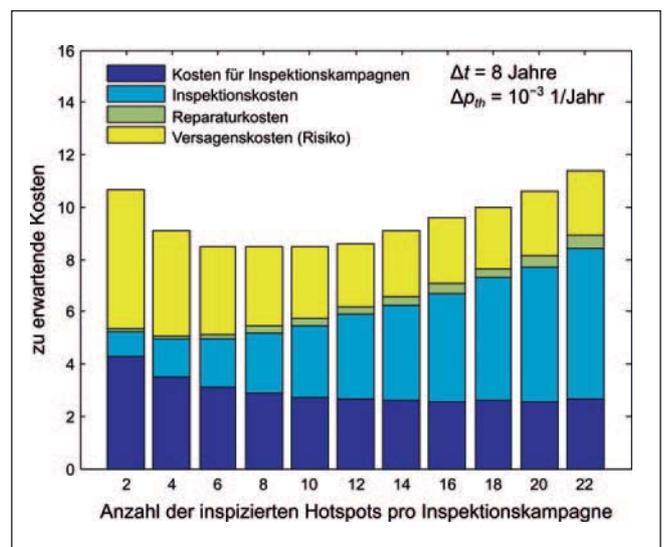


Abb. 5: Zu erwartende Kosten für Inspektionen, Reparaturen und Tragwerksversagen für einen Jacket-ähnlichen Stahlrahmen mit 22 kritischen Ermüdungshotspots [29], [30] als Funktion der Parameter der untersuchten Inspektions- und Instandhaltungsstrategie.

3 Abschließende Bemerkungen

In diesem Beitrag wurde zunächst hervorgehoben, dass die Überwachung von Brücken als eine Gesamtmethodik verstanden werden sollte. Diese reicht von der Datenerfassung, über das Datenmanagement bis hin zur Entscheidungsfindung hinsichtlich von Erhaltungsmaßnahmen. Durch den Einsatz digitaler Methoden besteht ein erhebliches Potenzial, die Brückenüberwachung zu verbessern. Konkret wurden in diesem Beitrag die Potenziale der Digitalisierung in der Brückenüberwachung anhand von Beispielen aus den Bereichen Bauwerksmodellierung und Entscheidungsfindung aufgezeigt.

Eine Beschreibung von Brücken mit gekoppelten probabilistischen Schädigungs- und Strukturmodellen ermöglicht eine kontinuierlich aktualisierte Zustandsdiagnose und -prognose, bei der prinzipiell jede neu verfügbare Bauwerksinformation durch eine erneute Bayes'sche Aktualisierung eingebunden werden kann. Hierbei werden die Modellunsicherheiten, die Unsicherheiten in den Modellparametern und die Unsicherheiten bezüglich der Qualität und Aussagekraft der Bauwerksinformationen explizit abgebildet.

Aufbauend auf diesem Modellierungsansatz können diagnostische und prognostische digitale Zwillinge von alternden Brücken erstellt werden. Eine Grundvoraussetzung für eine Realisierung solcher Konzepte sind leistungsfähige probabilistische Modelle der relevanten Schädigungsprozesse. Gute Modelle existieren zurzeit nur für die Ermüdung metallener Werkstoffe und die Bewehrungskorrosion in Stahlbetonbauwerken.

Für viele Schädigungsprozesse, wie zum Beispiel die wasserstoffinduzierte Spannungsrisskorrosion, fehlen quantitative Prognosemodelle vollkommen. Die steigende Verfügbarkeit von Inspektions- und Moni-

toring-Ergebnissen aus dem Betrieb von Brücken bietet aber die Möglichkeit, realistische Schädigungsmodelle zu entwickeln. Hierzu ist zwangsläufig ein strukturiertes und standardisiertes Datenmanagement und eine konsequente Verknüpfung der Inspektions- und Monitoring-Ergebnisse mit Schädigungsprozessen notwendig.

Eine weitere zwingende Voraussetzung für die Verwirklichung von diagnostischen und prognostischen digitalen Zwillingen sind probabilistische Modelle, die die Inspektions- und Monitoring-Ergebnisse entweder direkt mit den Parametern der Schädigungs- und Strukturmodelle oder indirekt über den Model-Output verknüpfen. Beispielsweise existieren für etablierte ZfP-Methoden, die Informationen über das Vorhandensein von Ermüdungsrissen in Schweißverbindungen von Stahlbauwerken liefern, solche Modelle in Form von *Probability-of-Detection*-Kurven. Diese beschreiben die Wahrscheinlichkeit der Detektion eines Ermüdungsrisses in Abhängigkeit von dessen Dimension, die wiederum Output eines Risswachstumsmodells ist. Hierdurch kann das Inspektionsergebnis mit den Parametern des Ermüdungsmodells probabilistisch verknüpft werden. In der aktuellen Forschung – wie in Abschnitt 2.1 dargestellt – werden zurzeit Modelle erforscht, die eine Einbindung von Informationen aus einem Structural Health Monitoring in die Zustandsdiagnose und -prognose von Brücken ermöglichen.

Durch eine weiterführende Kopplung der diagnostischen und prognostischen digitalen Zwillinge mit Modellen zur Berechnung der Tragwerkszuverlässigkeit wird die Voraussetzung für eine risikobasierte Entscheidungsfindung bezüglich von Erhaltungsmaßnahmen geschaffen. Diese bildet die theoretische und methodische Grundlage für die Entwicklung von digitalen Entscheidungsunterstützungssystemen für das Erhaltungsmanagement von alternden Brücken. Insbesondere können hierauf aufbauend Systeme für eine messdatengestützte vorrausschauende Brückenerhaltung entwickelt werden.

4 Literatur

- [1] W. H. Schulz and M. Mainka: *Gesamtwirtschaftliche Bewertung der Sperrung der A1-Rheinbrücke für den Lkw-Verkehr, Pro Mobilität – Initiative für Verkehrsinfrastruktur e.V., Köln, Germany, 2013*
- [2] Spiegel Online: *Marode Brücke voll gesperrt – Verkehrschaos in Nordrhein-Westfalen*; <https://www.spiegel.de/auto/a45-sauerlandlinie-talbruecke-rahmede-gesperrt-verkehrschaos-in-nordrhein-westfalen-a-c1f59774-19ae-4663-bc5f-8e4225f4bf56/> (accessed 2023)
- [3] DIE WELT: *Schiersteiner Brücke auf unbestimmte Zeit gesperrt*; <https://www.welt.de/wirtschaft/gallery137351982/Schiersteiner-Bruecke-auf-unbestimmte-Zeit-gesperrt.html> (accessed 2023)
- [4] *Berliner Zeitung: Eisenbrücke wegen Riss auf Unterseite gesperrt: Lange Staus in Friedrichshain und Treptow*; <https://www.berlinerzeitung.de/mensch-metropole/eisenbruecke-wegen-riss-auf-unterseite-gesperrt-lange-staus-in-friedrichshain-und-treptow-li.27781> (accessed 2023)
- [5] *Märkische Oderzeitung: Brücke am Altstadt Bahnhof ist voll gesperrt*; <https://www.moz.de/lokales/brandenburg-havel/marode-bruecke-des-20-jahrestages-in-brandenburg-an-der-havel-bruecke-am-altstadt-bahnhof-ist-voll-gesperrt-49195394.html> (accessed 2023)
- [6] *Ingenieurbauwerke im Zuge von Straßen und Wegen – Überwachung und Prüfung, DIN 1076, 1999*
- [7] *Anweisung Straßeninformationsbank, Teilsystem Bauwerksdaten, ASB-ING, 2008*
- [8] *WPM-Ingenieure GmbH: SIB-Bauwerke*; <https://sib-bauwerke.de/> (accessed 2023)
- [9] *Richtlinie zur einheitlichen Erfassung, Bewertung, Aufzeichnung und Auswertung von Ergebnissen der Bauwerksprüfungen nach DIN 1076, RI-EBW-PRÜF, 2017*
- [10] *P. Haardt: Algorithmen zur Zustandsbewertung von Ingenieurbauwerken (Berichte der Bundesanstalt für Straßenwesen, Reihe B: Brücken- und Ingenieurbau, Heft B 22); Bergisch Gladbach: Bundesanstalt für Straßenwesen (BAST), 1999*
- [11] *Ingenieurbüro Probst GmbH: EPING – Erhaltungsbedarfsprognose*; <https://www.ib-probst.de/leistungen/erhaltungsbedarfsprognose/> (accessed 2023)
- [12] *E. Viefhues, M. Döhler, F. Hille, and L. Mevel: Statistical subspace-based damage detection with estimated reference*, in: *Mechanical Systems and Signal Processing*, vol. 164, p. 108241, 2022, doi: <https://doi.org/10.1016/j.ymssp.2021.108241>
- [13] *J. L. Beck: Bayesian system identification based on probability logic*, in: *Structural Control and Health Monitoring*, vol. 17, no. 7, pp. 825–847, 2010, doi: <https://doi.org/10.1002/stc.424>
- [14] *J. Fischer, D. Straub, R. Schneider, S. Thöns, and W. Rücker: Intelligente Brücke – Zuverlässigkeitsbasierte Bewertung von Brückenbauwerken unter Berücksichtigung von Inspektions- und Überwachungsergebnissen; Bundesanstalt für Straßenwesen (BAST), Bergisch Gladbach, Germany, 2014; [online] available: <http://bast.opus.hbz-nrw.de/volltexte/2014/768/>*

- [15] R. Schneider, J. Fischer, D. Straub, S. Thöns, M. Bügler, and A. Borrmann; *Intelligente Brücke – Prototyp zur Ermittlung der Schadens- und Zustandsentwicklung für Elemente des Brückenmodells*; Bundesanstalt für Straßenwesen (BASt), Bergisch Gladbach, Germany, 2015; [online] available: <http://bast.opus.hbz-nrw.de/volltexte/2015/1615/>
- [16] P. Simon, R. Schneider, R. Herrmann, F. Hille, and M. Baeßler: *Verbundprojekt: Bewertung alternder Infrastrukturbauwerke mit digitalen Technologien (AISTEC) – Teilvorhaben: Anwendung von kontinuierlichen sensorbasierten Monitoringverfahren zur Bewertung von Infrastrukturbauwerken*; Bundesanstalt für Materialforschung und -prüfung (BAM), Schlussbericht, 2022; [online] available: <https://www.tib.eu/de/suchen/id/TIBKAT:1814376054>
- [17] P. Simon, R. Schneider, E. Viefhues, S. Said, R. Herrmann, and M. Baeßler: *Vibration-based structural health monitoring of a reinforced concrete beam subject to varying ambient temperatures using Bayesian methods*; presented at the XI International Conference on Structural Dynamics (EURODYN 2020), Athens, Greece, 23-25 November, 2020
- [18] P. Simon, R. Schneider, and M. Baeßler: *Bayesian system identification of a reinforced concrete beam subject to temperature variations based on static response data*; presented at the 10th International Conference on Bridge Maintenance, Safety and Management (IABMAS 2020), Sapporo, Japan, 11 bis 15 April, 2021
- [19] P. Simon, R. Schneider, M. Baeßler, and C. Recknagel: *Enhancing structural models with material tests and static response data - a case study considering a steel beam with asphalt layer subject to temperature variations*; presented at the 10th International Conference on Structural Health Monitoring of Intelligent Infrastructure (SHMII 10), Porto, Portugal, 2021
- [20] R. Herrmann, R. Schneider, P. Simon, F. Hille, S. Said, and M. Baeßler: *Structural Health Monitoring der Maintalbrücke Gemünden zur Unterstützung einer prädiktiven Instandhaltung*, presented at the 11. Symposium Experimentelle Untersuchungen von Baukonstruktionen (SEUB), Dresden, Germany, 8 March, 2021
- [21] P. Simon, M. Helmrich, R. Herrmann, R. Schneider, M. Baeßler, S. Lorelli, and G. Morgenthal: *Maintalbrücke Gemünden: Bauwerksmonitoring und -identifikation aus einem Guss*; *Bautechnik*, vol. 99, no. 3, pp. 163–172, 2022, doi: <https://doi.org/10.1002/bate.202100102>
- [22] *Die Autobahn GmbH des Bundes: Ersatzneubau Talbrücke Rahmede*; <https://www.autobahn.de/die-autobahn/projekte/detail/ersatzneubau-talbruecke-rahmede> (accessed 2023)
- [23] *Stern: Prozess um verheerenden Brückeneinsturz in Genua vor fast vier Jahren beginnt*; <https://www.stern.de/panorama/genua—prozess-um-verheerenden-einsturz-der-morandi-bruecke-beginnt-32518880.html> (accessed 2023)
- [24] *Risk Assessment in Engineering*, Joint Committee on Structural Safety (JCSS), 2008; [online] available: <https://www.jcss-lc.org/risk-assessment-in-engineering/>
- [25] H. Raiffa and R. Schlaifer: *Applied statistical decision theory*; Division of Research, Harvard Business School, Harvard University, 1961
- [26] R. Schneider, S. Thöns, and D. Straub: *Reliability analysis and updating of deteriorating systems with subset simulation*; *Structural Safety*, vol. 64, pp. 20–36, 2017, doi: <http://dx.doi.org/10.1016/j.strusafe.2016.09.002>
- [27] R. Schneider: *Time-variant reliability of deteriorating structural systems conditional on inspection and monitoring data (BAM-Dissertationsreihe, no. 168)*; Berlin: Bundesanstalt für Materialforschung und -prüfung (BAM), 2020, pp. 1–188; available: <https://opus4.kobv.de/opus4-bam/frontdoor/index/index/docId/51297>
- [28] D. Straub, R. Schneider, E. Bismut, and H.-J. Kim: *Reliability analysis of deteriorating structural systems*; *Structural Safety*, vol. 82, p. 101877, 2020, doi: <https://doi.org/10.1016/j.strusafe.2019.101877>
- [29] R. Schneider, S. Thöns, A. Rogge, E. Bismut, and D. Straub: *A sampling-based approach to identifying optimal inspection and repair strategies for offshore jacket structures*; presented at the 6th International Symposium on Life-Cycle Civil Engineering (IALCCE 2018), Ghent, Belgium, 2018
- [30] R. Schneider: *Effect of repair models on risk-based optimal inspection strategies for support structures of offshore wind turbines*; presented at the 5th Conference on Smart Monitoring, Assessment und Rehabilitation of Civil Structures (SMAR 2019), Potsdam, Germany, 2019
- [31] L. Eichner, P. Gerards, R. Herrmann, R. Schneider, F. Hille, and M. Baeßler: *A framework for data and structural integrity management for support structures in offshore wind farms based on building information modelling*; presented at the 8th Intl. Symp. on Reliability Engineering and Risk Management (ISRERM 2022), Hannover, Germany, 2022
- [32] R. Schneider, P. Simon, and M. Baeßler: *Integrating vibration monitoring into risk-based inspection and maintenance planning for deteriorating structural systems*; presented at the Wind Energy Science Conference (WESC 2021), Hannover, Germany, 2021
- [33] L. Eichner, R. Schneider, P. Simon, and M. Baeßler: *Optimal sensor placement for vibration-based structural health monitoring obtained via value of information analysis as part of a digital structural integrity management of offshore structures*; presented at the 3rd International Conference on Health Monitoring of Civil & Maritime Structures (HeaMES 2022), Online, 08.06.2022, 2022
- [34] P. Van Overschee and B. De Moor: *Subspace Identification for Linear Systems: Theory, Implementation, Applications*. Kluwer, 1996
- [35] R. J. Allemang: *The modal assurance criterion—twenty years of use and abuse*; *Sound and vibration*, vol. 37, no. 8, pp. 14–23, 2003

Eine neue Norm für die Bestimmung von Windeinwirkungen zur Bemessung der Tragfähigkeit von Bauwerk und Bauteil

Erste Einblicke in die Neuerungen im Entwurf für die Vornorm prEN1991-1-4:2024 Viele Öffnungsklauseln für die Einarbeitung fundierter Regeln der Technik

„Es ist unser stetes Bemühen gewesen, eine moderne Norm zu erstellen, die gut strukturierte und konkrete Anwendungsregelungen anbietet, die auf den guten Erfahrungen mit der ersten Normengeneration aufbaut, die den neuesten Stand der Technik einschließt und die für Weiterentwicklungen offen bleibt.“ So hat der Autor des folgenden Beitrags die Arbeit des Projektteams charakterisiert, das den Entwurf der Vornorm prEN1991-1-4:2024 für die Bemessung der Tragfähigkeit und Steifigkeit von Bauwerken unter der Einwirkung von Windlasten erarbeitet hat, der Ende März 2023 erschienen ist. Er enthält aktualisierte Informationen, berücksichtigt neueste Forschungsergebnisse und schließt die Geometrie des Bauwerks, seine Umgebung und die Höhe und Geschwindigkeit des Windes ein. Die folgende Schilderung belegt, dass die Norm viele Öffnungsklauseln und Schnittstellen für die Einarbeitung derjenigen Kommentare und Vorschläge hat, die als Ergebnis der 2024 durchzuführenden Umfrage in der europäischen Fachöffentlichkeit als zweckmäßig erachtet werden.

1 Einführung: Stand der Normenerarbeitung

Der europäische Normenausschuss CEN/TC250 zu den *Structural Eurocodes* hat den Entwurfsvorschlag für die Vornorm prEN1991-1-4 nach ihrer Erarbeitung durch ein Projektteam (PT SC1-T3-EN1991-1-4), nach der Einholung von Kommentaren und nach ausführlicher Diskussion im Unterausschuss SC1 dem CEN-CENELEC Management Centre (CCMC) zuleiten lassen. Der Vorschlag für die Vornorm ist damit am 30.03.2023 erschienen. In Kürze hat nun der Unterausschuss SC1 zu entscheiden, ob der Vorschlag als Vornorm der CEN-Umfragestufe (*CEN-Enquiry*) zu geführt wird. Der Unterausschuss besteht aus mandatierten Mitgliedern, und somit sind zuvor Entscheidungen in den nationalen Spiegelausschüssen (CENELEC National Committees) – in Deutschland ist dies der Arbeitsausschuss NA 005-51-02 AA des DIN-Normenausschusses Bauwesen (NABau) – zu finden, dies geschieht gerade. Es ist vorgesehen, dass die Umfragestufe im März 2024 beginnt. Bei dieser Umfrage sammeln die nationalen Spiegelausschüsse Kommentare insbesondere aus der Fachöffentlichkeit, die bewertet, in schriftlicher, formatierter Form zusammengestellt und mit einer Abstimmungsentscheidung an

CEN gesendet werden. Dort wird ein Dokument erstellt, welches als *final draft European Standard* (FprEN) bezeichnet wird und über das erneut in den beteiligten Ausschüssen abzustimmen ist. Danach sind die fehlenden Prozessschritte zur Implementierung einer neuen europäischen Norm zu gehen. Genauere Informationen über die Prozesse und Verfahren können [1] entnommen werden.

2 Gesichtspunkte der Fortschreibung und der Aufbau der Vornorm prEN1991-1-4

Fußend auf dem Mandat M/515 der Europäischen Kommission (*Mandate for amending existing Eurocodes and extending the scope of Structural Eurocodes* [2]) sollten speziell im Rahmen der Fortschreibung der ersten Generation der EN 1991-1-4

- eine europäische Karte der extremen Windgeschwindigkeiten eingeführt,
- enthaltene Windmodelle verbessert,
- aerodynamische Koeffizienten gegebenenfalls überarbeitet und der Katalog erweitert sowie
- Berechnungsmethoden für windinduzierte, dynamische Tragwerksreaktionen ergänzt

werden. Im Allgemeinen waren auch die Reduktion der Zahl der auf nationaler Ebene festgelegten Parameter (NDP) zu reduzieren sowie alternative Rechenmodelle zu vermeiden, zudem sollte die Anwendung einfach gehalten werden (*ease of use*).

Mit Ausnahme der Reduktion der Anzahl der NDP sind alle Vorgaben weitgehend erreicht sowie weitere Schritte zur Modernisierung der Norm unternommen worden. Die Inhaltsübersicht des entstandenen Vorschlags vom 30.03.23 zur Vornorm ist in **Tabelle 1** wiedergegeben.

Die inhaltliche Struktur und der organisatorische Aufbau sollen zu einer klaren Darstellung und einer einfachen Anwendung beitragen. Der Seitenumfang des Hauptteils ist erheblich verringert worden. In der derzeit eingeführten ersten Generation der DIN EN 1991-1-4:2010-12 [4] umfasst der Hauptteil 94 Regelungsseiten (ohne Titelseite, nationales



Prof. Dr.-Ing. Rüdiger Höffer

studierte Bauingenieurwesen an der Ruhr-Universität Bochum, promovierte dortselbst und absolvierte von 1995 bis 1997 Forschungsaufenthalte als Stipendiat eines europäischen Programms am Danish Maritime Institute in Kopenhagen und an der Universität Florenz; von 1997 bis 2003 war er leitender Tragwerksplaner und ist heute Gesellschafter der iRS Ingenieurgesellschaft für Bautechnik mbH in Düsseldorf; Rüdiger Höffer ist seit 2003 Universitätsprofessor für Windingenieurwesen am Institut für Konstruktiven Ingenieurbau der Ruhr-Universität Bochum, seit 2009 Prüflingenieur für Baustatik, seit 2011 Mitglied im europäischen Normenausschuss EC1 und im nationalen Spiegelausschuss, seit 2023 stellvertretender Vorsitzender des CEN/TC 250/SC 1 Eurocode 1: Einwirkungen auf Tragwerke.

Kapitel im Hauptdokument	Anhänge
European foreword	A (informative) This page is left blank intentionally
Introduction	B (informative) Terrain effects
1 Scope	C (normative) Pressure coefficients for pressures on surface
2 Normative references	D (normative) Net pressure and force coefficients for walls, roofs and skins
3 Terms, definitions and symbols	E (normative) Force coefficients for structures and structural members
4 Design situations	F (informative) Procedure for along-wind dynamic response
5 Modelling of wind actions	G (informative) Procedure for across-wind and torsional actions on susceptible buildings
6 Wind velocity and velocity pressure	H (informative) Procedure for across-wind dynamic and aeroelastic response of slender structures
7 Wind actions	I (informative) Dynamic characteristics of structures with linear elastic behaviour
8 Structural factor c_{sd}	J (informative) Response of steel lattice towers and guyed masts
9 Across-wind and torsional actions on buildings	K (informative) Guidance on derivation of design parameters from wind tunnel tests and numerical simulations
10 Aeroelastic phenomena	L (informative) Guidance on derivation of wind speeds from measurements at meteorological stations
	M (informative) Guidance on probabilistic description of wind actions
	Bibliography
42 Seiten	266 Seiten

Tabelle 1: Inhaltsübersicht des Vorschlags zur Vornorm prEN 1991-1-4:2024 [3] in englischer Sprache (Übersetzungen sollen noch vor der fachlichen Umfrage erstellt werden)

Vorwort und Leerseite). Hierin sind zahlreichen Wertetabellen enthalten – zum Beispiel mit Rauigkeiten (Kapitel 4) und aerodynamischen Beiwerten (Kapitel 7). Die Fortschreibung des Hauptteils für die zweite Generation umfasst 42 Seiten. Um diese Reduzierung zu erreichen, sind die Wertetabellen in neue Anhänge verschoben worden, während sich der Hauptteil auf Rechengänge beschränkt. Dadurch wird außerdem zur Klarheit der Abläufe beigetragen und deren Anwendung unkompliziert und übersichtlich gehalten. Der Umfang der Anhänge ist von 55 Seiten in der ersten Generation auf 226 Seiten in der Fortschreibung angewachsen, was an der Zuordnung der Wertetabellen, insbesondere aber an einer erheblichen Erweiterung nutzbarer Wertetabellen für aerodynamische Beiwerte und Fortentwicklungen und an Aufnahmen von Verfahren für windinduzierte, dynamische Tragwerksreaktionen liegt. Letzteres betrifft vor allem neu hinzugekommene Rechenverfahren für aerodynamische Quer- und Torsionseinwirkungen auf schlanke Tragwerke. Die erweiterten aerodynamischen Beiwertetabellen sind in den normativen Anhängen C, D und E enthalten. Alle anderen Anhänge sind informativ, können also normativ eingeführt, aber auch auf nationaler Ebene weitestgehend neu verfasst werden. Normative Teile enthalten zusätzlich Öffnungsklauseln, zumeist in Form von NDPs.

Anhang A besteht vorerst noch aus einer Leerseite, da eine europäische Windzonenkarte zwar vorliegt, aber noch nicht anwendbar ist. Grund sind die auffälligen Sprünge der Verteilung der Grundwerte der Basisgeschwindigkeiten an vielen innereuropäischen Landesgrenzen (Abb. 1). Derartige Sprünge sind an einigen Orten durch orographische Einflüsse erklärbar, oft aber eher auf nicht harmonisierte meteorologische Mess- und Auswerteverfahren zurückzuführen. Die damit verbundenen Unschärfen können nicht mehr zu den leichten Ungenauigkeiten – vergleichbar mit Rechen- und Beiwerteannahmen – gezählt werden, die durch Teilsicherheitsbeiwerte abzudecken wären, sondern müssen vor Einführung einer europäischen Windzonenkarte beseitigt werden.

3 Enthaltene Windmodelle

Die Vornorm prEN 1991-1-4:2024 [3] soll zwei Modelle für das Profil der mittleren Windgeschwindigkeit enthalten. Das erste Modell ist das standardisierte logarithmische mittlere Windprofil, das für eine maximale Höhe von 200 Metern über dem Boden gilt, wie es bereits in der ersten Generation [4] des Eurocodes enthalten ist. Im deutschen Nationalen Anwendungsdokument [5] wird dieses ersetzt durch das *Hellmann-Profil*, welches bis 300 Meter über dem Boden angesetzt werden darf. Das zweite Windmodell in der Fortschreibung [3] ist eine linearisierte Näherung an ein Modell für die atmosphärischen Grenzschicht von Deaves & Harris [7], das ebenfalls bis in eine Höhe von 300 Metern über dem Boden gilt.

$$c_r(z) = c_x \cdot \frac{\left[\ln\left(\frac{z}{z_0}\right) + 5,75 \cdot \alpha \right]}{\ln(10/z_0)} \quad \text{für } z_{\min} \leq z \leq z_{\max}$$

$$c_r(z) = c_r(z_{\min}) \quad \text{für } z \leq z_{\min}$$

$$k_r = 0,19 \cdot \left(\frac{z_0}{z_{0,II}} \right)^{0,07}$$

mit den Parametern $a = z/z_g$, dem Expositionsbeiwert c_x , der Rauigkeitslänge des anstehenden Geländes z_0 , dem Referenzwert $z_{0,II} = 0,05$ m, der geeigneten Minimalhöhe über Grund für die Anwendung des gezeigten Modells z_{\min} , mit $z_{\max} = 300$ m und mit z_g , der Gradientenhöhe, zu ermitteln aus $z_g = k_r \cdot v_b / (15 \cdot f)$ mit dem Coriolis-Parameter $f = 1,454 \cdot 10^{-4} \cdot \sin\Phi$, Φ ist der Breitengrad des Standortes in Grad und dem Geländefaktor k_r .

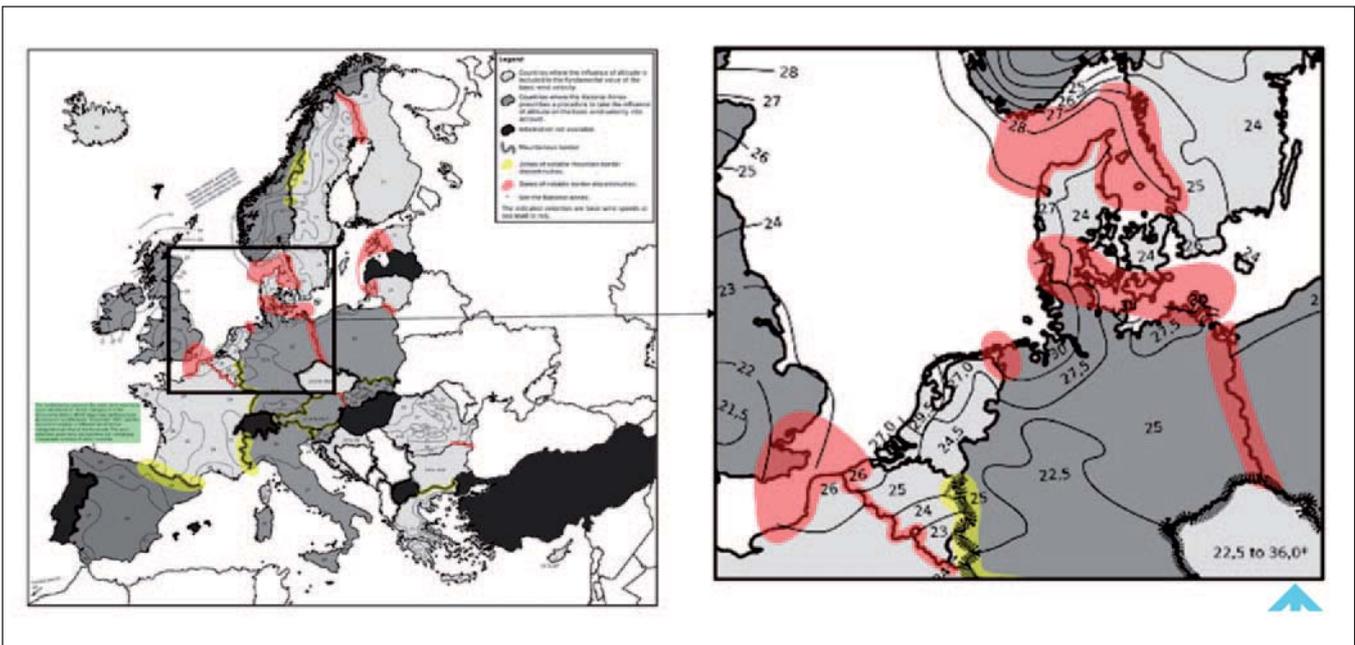


Abb. 1: Im Zuge der Erstellung einer europäischen Windzonenkarte festgestellte Sprünge an den innereuropäischen Landesgrenzen (farbige Markierungen), entnommen aus [6]

In Abb. 2 werden die Höhenprofile nach drei verschiedenen Windmodellen verglichen (zwei Profile aus dem Vorschlag für die prEN1991-1-4:2024 und das in der Bundesrepublik eingeführte Potenzprofil aus [5]). Aus methodischen Gründen werden alle drei Profile über die unteren 300 Meter der atmosphärischen Prandtl-Schicht für virtuelle Standorte im nördlichen Nordrhein-Westfalen beziehungsweise südli-

chen Niedersachsen in der Windzone 2 verglichen. Es wird deutlich, dass zumindest für die Geländekategorien 2 bis 4 sehr gute Übereinstimmungen der Profile der Modellfortschreibung (vereinfachtes Deaves & Harris-Modell nach prEN 1991-1-4) und das in der Bundesrepublik eingeführte Potenzprofil (Hellmann-Profil) vorliegen, während das logarithmische Modell stärker abweicht. Letzteres ist nicht erstaunlich,

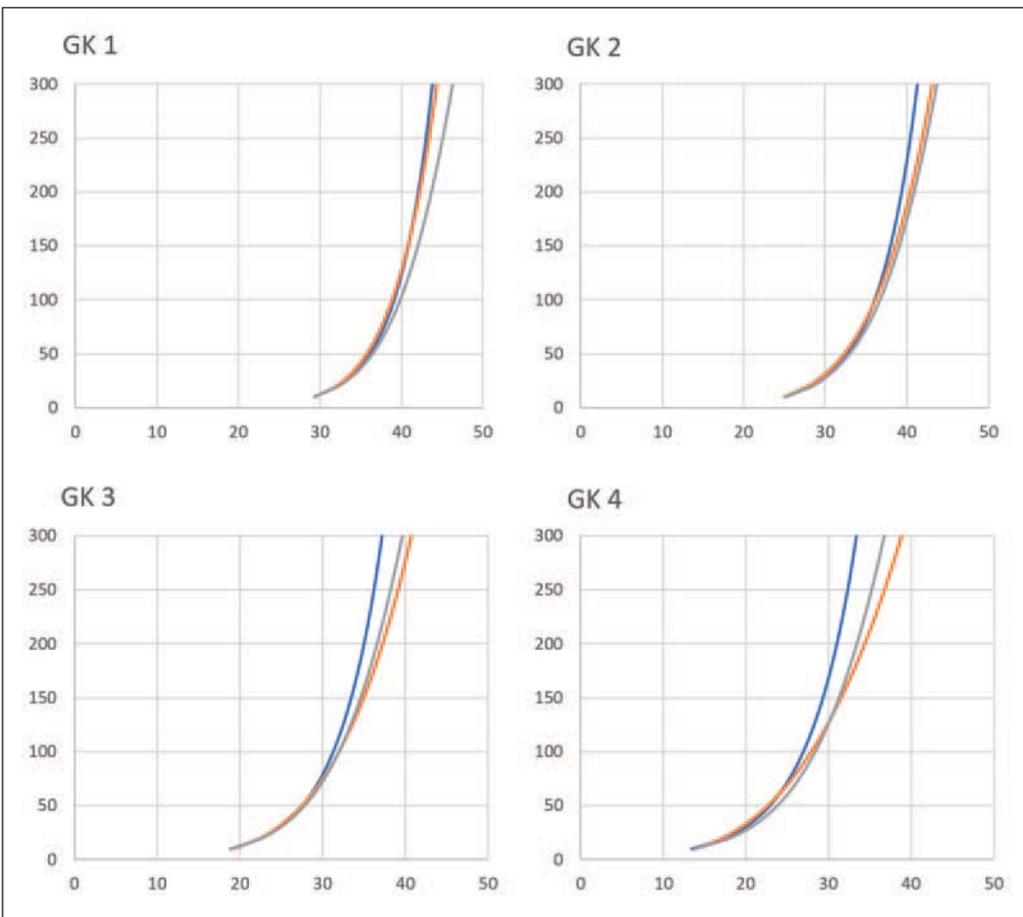


Abb. 2: Höhenprofile der mittleren Windgeschwindigkeit im Vergleich – logarithmisches Gesetz (blaue Kurve) und Modellfortschreibung (graue Kurve, vereinfachtes Modell nach Deaves & Harris) – nach dem Vorschlag für prEN 1991-1-4:2024 sowie Hellmann-Profil (orangene Kurve, Potenzgesetz nach [5]) für die vier in der Bundesrepublik eingeführten Geländekategorien am Beispiel eines Standortes in Windzone 2

da schon im aktuell eingeführten nationalen Anhang [5] das dementsprechend anzuwendende Potenzprofil für große Höhen realistischere Werte für das mittlere Windgeschwindigkeitsprofil liefert, als das logarithmische Profil nach [1]. Die wissenschaftliche Literatur zeigt, dass das Hellmannsche Potenzprofil – auch *power-law* genannt – und das vollständige Deaves & Harris Modell ([7]) über den gesamten Höhenbereich bis weit über 300 Meter hinaus für hohe Windgeschwindigkeiten sehr gut übereinstimmen, was für das logarithmische Modell nicht zutrifft. Die Lösung für den zukünftigen nationalen Anhang in der Bundesrepublik wird dies berücksichtigen. Eine vollständigere, aktuelle Diskussion über die einzusetzenden Windmodelle kann zum Beispiel [8] entnommen werden.

Weitere Vergleichsberechnungen zur Ermittlung von Böenstaudrücken, die nach [3] beziehungsweise [4] in unterschiedlicher Weise (linearisiert beziehungsweise nichtlinear) vorzunehmen sind, werden gerade geführt, Ergebnisse werden in Kürze erwartet und fließen in die Kommentierungen im Zuge der Umfragestufe und in die spätere Erstellung eines nationalen Anwendungsdokumentes ein.

4 Erweiterter Katalog aerodynamischer Beiwerte

Die aerodynamischen Beiwerte nach [4] und [5] konzentrieren sich in vielen Fällen auf einfache, abstrahierte Formen, die in der Realität in der Regel so gar nicht vorkommen. In den Vorschlag für die Vornorm [3] sind daher für viele Tragwerkstypen Bauformvarianten aufgenommen worden, um die Windeinwirkungen realitätsnäher abzubilden. Für die enthaltenen zusätzlichen Formen, wie die in **Abb. 3** gezeigten, werden Druckbeiwerte angegeben. Die Einteilung der Bauwerksoberfläche in Windlastzonen lassen sich mithilfe von geometrieabhängigen Parametern festlegen. Bei den angebotenen Beiwerten handelt es sich um $c_{pe,10}$ -Werte. Neben den etwas komplexeren Gebäudeformen werden auch aerodynamische Druckbeiwerte als $c_{pe,10}$ -Werte für Kühlturmschalen und für Silo- und Tankformen behandelt.

Die Druckbeiwerte einer vollständig neuen Gruppe werden globale aerodynamische Druckbeiwerte $c_{pe,global}$ genannt und sind eingeführt worden, um globale Windeinwirkungen auf Tragwerke, wie etwa windinduzierte Einwirkungen zum Nachweis der globalen räumlichen Tragwerksaussteifung oder horizontale Vergleichseinwirkungen zum Abgleich mit Erdbebeneinwirkungen zu bestimmen. In **Abb. 4** wird ein Beispiel gezeigt.

5 Neue Berechnungsmethoden für windinduzierte, dynamische Tragwerksreaktionen

Die Windlastnormung in der Bundesrepublik enthielt bislang noch keine Regelungen für die Ermittlung einer böeninduzierten Quer- oder Torsionsanregung von Bauwerken. In den verschiedenen Normengenerationen – auch in den aktuell eingeführten Bestimmungen – werden dynamische Anregungen von Schwingungen, die nicht Längsschwingungen sind, sich also quer zum Windvektor oder im Torsionsfreiheitsgrad auftreten, nur infolge der Wirbelerregung oder infolge aeroelastischer Effekte, wie etwa Galloping oder Brückenflattern, geregelt beziehungsweise angesprochen. Dieses soll sich mit Einführung der zweiten Eurocodegeneration ändern. Die Tabelle 5.4 in [3] verweist dazu auf die Anhänge G für Bauwerke mit rechteckförmigem Grundriss und H für schlanke Bauwerke mit verschiedenen Querschnittsformen. Das Vorgehen teilt sich nach der bezogenen Schlankheit $h/\sqrt{b \cdot d}$ ein, h ist die Bauwerkshöhe und b sowie d sind Grundrissabmessungen, die Breite b ist wie üblich quer zum Wind orientiert. Für Werte zwischen 3 und 6 wird ein Vorgehen nach Anhang G vorgeschrieben, welches bereits seit zwei Jahrzehnten in einigen Normen weltweit eingeführt, somit erprobt und bekannt ist. Dieses Verfahren ist für vertikal orientierte Gebäude gedacht, fokussiert sich auf die Böenerregung, schließt jedoch Wirbelerregungsanteile nicht grundsätzlich aus und ist empirisch validiert. Bei höheren Schlankheiten ist nach Anhang H vorzugehen. Hier werden getrennte rechnerische Behandlungen der Böenerregung (Kapitel H.4), der Wirbelerregung (Kapitel H.5) sowie der aeroelastischen Effekte Gal-

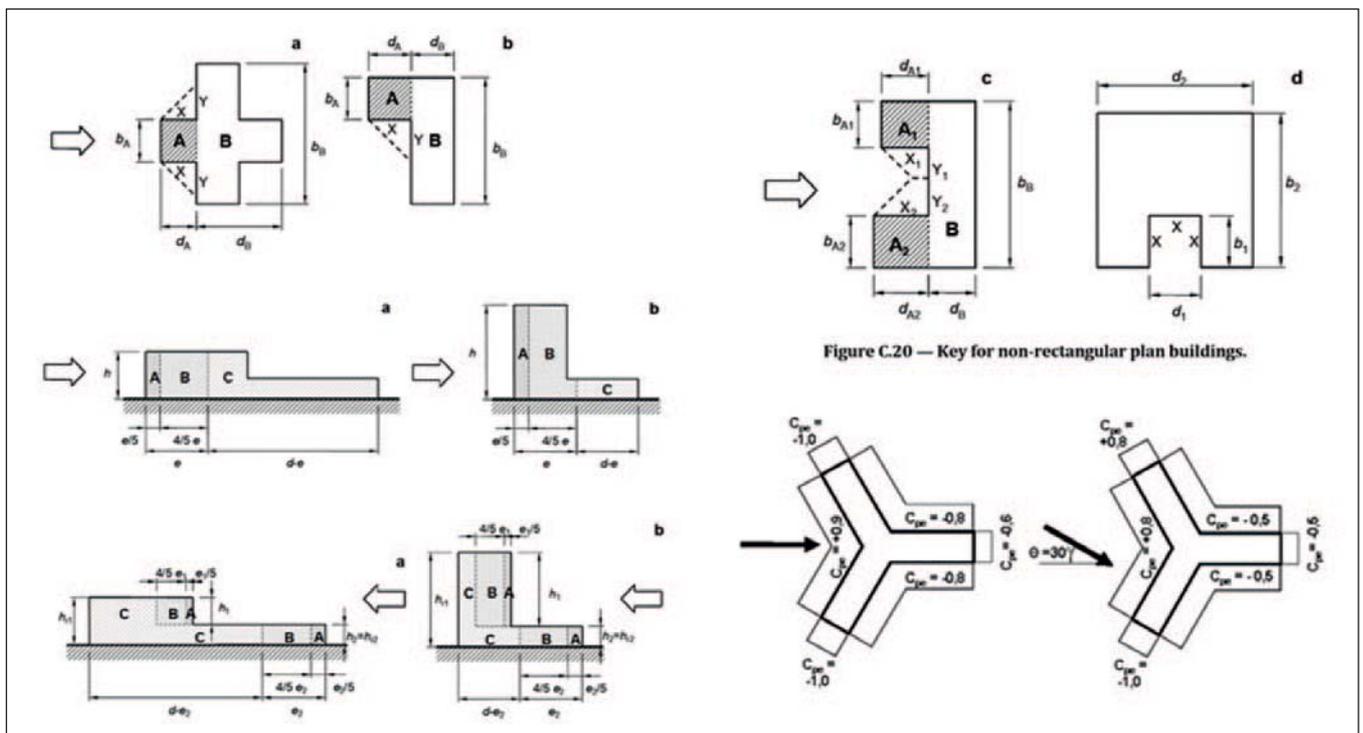


Abb. 3: Auswahl von neu in [3] aufgenommenen Bauformen mit geometrieabhängigen Parametern zur Einteilung von Windlastzonen (die Darstellungen sind Arbeitspapieren im Zuge der Fortschreibung entnommen und sind in vergleichbarer Form in [3] enthalten)

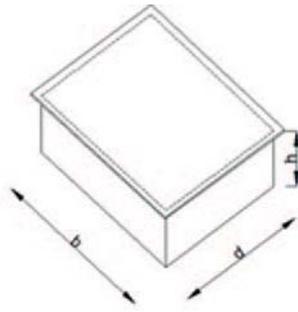


Figure C.5 — Geometry of rectangular plan buildings.

Table C.1 — Global external pressure coefficients for rectangular plan buildings.

Windward wall	Sidewalls	Leeward wall
$h/d \leq 1$: $c_{pe} = 0,7 + 0,1 \cdot h/d$	$h/d \leq 0,5$: $c_{pe} = -0,5 - 0,8 \cdot h/d$	$h/d \leq 1$: $c_{pe} = -0,3 - 0,2 \cdot h/d$
$h/d > 1$: $c_{pe} = 0,8$	$h/d > 0,5$: $c_{pe} = -0,9$	$1 < h/d \leq 5$: $c_{pe} = -0,5 - 0,05 \cdot (h/d - 1)$

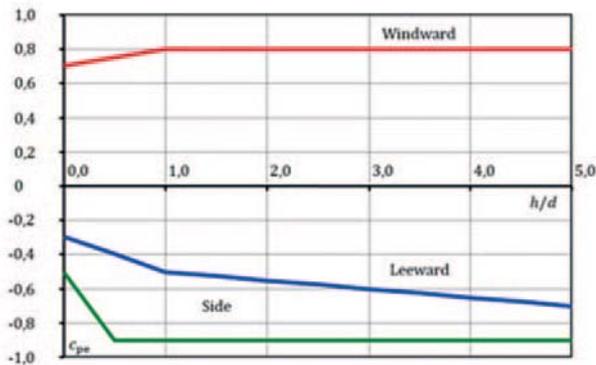


Abb. 4: Vereinfachte globale externe Druckbeiwerte für Bauwerke mit rechteckförmigem Grundriss (Auszug aus einem Arbeitsdokument während der Erarbeitung der prEN1991-1-4)

loping (Kapitel H.6) und Flattern (H.7) geregelt. Gegenstand technischer Diskussionen ist derzeit, wie die Effekte aus Böen- und Wirbelerregung sowie Galloping zu superponieren sind. Für diesjährig anstehende internationale Konferenzen liegen Beitragsankündigungen zu dieser Thematik schon vor, zum Beispiel für die *Eurodyn* (International Conference on Structural Dynamics) im Juli in Delft und für die International Conference of Wind Engineering (ICWE) im August in Florenz.

Eine besondere Frage, die auch den zukünftigen deutschen nationalen Anhang betrifft, ergibt sich für die Regelungen für Wirbelerregung im Anhang H. Das seit vielen Jahrzehnten unter anderem in der Bundesrepublik (laut [5]) eingeführte Verfahren 1 zur Berechnung der Querschwingungsamplituden gemäß Kapitel E.1.5.2 (Wirklängenverfahren) im Anhang E ([4]) wird nicht mehr im Vorschlag zur Vornorm [3] enthalten sein. Stattdessen ist das derzeit unter E.1.5.3 beschriebene Verfahren 2 (Spektralverfahren) in einer stark überarbeiteten Form eingefügt worden, sodass es nun auch für verschiedene Tragwerkstypen anwendbar ist. Der Grund ist zum einen die Mandatsforderung, alternative Rechenabläufe zu vermeiden, und zum anderen der technische Hinweis, dass Rechenergebnisse nach dem Wirklängenverfahren für besondere, turbulenzarme Klimate nicht immer zu denjenigen Tragwerksauslegungen gehören, die auf der sicheren Seite liegen, was dagegen von einem Spektralverfahren mit expliziter Berücksichtigung eines Turbulenzparameters erwartet werden darf.

Es existieren mehrere neue Veröffentlichungen, die dies belegen, aber auch feststellen, dass zumindest das in der Bundesrepublik derzeit nicht eingeführte Verfahren 2 nach E.1.5.3 nicht selten zu ökonomisch

ungünstigeren Lösungen führen kann. Diese Ergebnisse sind in **Abb. 5** an Beispielen nachvollziehbar. Es sind ausgeführte Stahlschornsteintragwerke beobachtet und die sich einstellenden Queramplituden gemessen (Kreissymbole) oder geschätzt (Rahmensymbole) worden. Mit den bekannten Eigenschaften der Tragwerke sind sodann Prädiktionen mithilfe des Wirklängenverfahrens nach E.1.5.2 (**Abb. 5a**), mittels des Spektralverfahrens nach E.1.5.3 (**Abb. 5b**) sowie mittels des verbesserten Verfahrens aus [3], Anhang H, Kapitel H.5, erstellt und den Beobachtungswerten gegenübergestellt worden. Eine strenge Übereinstimmung der vorhergesagten und der beobachteten Amplituden würde sich dann ergeben, wenn alle Ergebnispunkte auf der Diagonalen lägen würden. Abweichungen nach oben bedeuten eine Vorhersage auf der sicheren Seite (liegt in **Abb. 5b** durchgängig vor, teilweise unökonomisch weit auf der sicheren Seite), Streuungen nach unten bedeuten eine unsichere Vorhersage (in **Abb. 5a** zu erkennen, teilweise als unsicher zu bewerten). Das Potential des überarbeiteten und in [3] aufgenommenen Spektralverfahrens wird in **Abb. 5c** erkennbar, wo zu sehen ist, dass sich die Ergebnispunkte dem Diagonalbereich am besten annähern.

Trotz der in einigen Ergebnisfällen erkennbaren Unsicherheiten in **Abb. 5a** hat man mit der Anwendung des Wirklängenverfahrens jahrzehntelange gute Erfahrungen gemacht. Das Verfahren ist durchgängig wissenschaftlich-technisch begleitet worden und deshalb als weitgehend fachlich richtig und erprobt bewertet worden. Zudem ist es den mit derartigen Berechnungen befassten Tragwerksplanern in den anwendenden Ländern bekannt. Somit kann das Verfahren als eine *Regel der Technik* betrachtet werden.

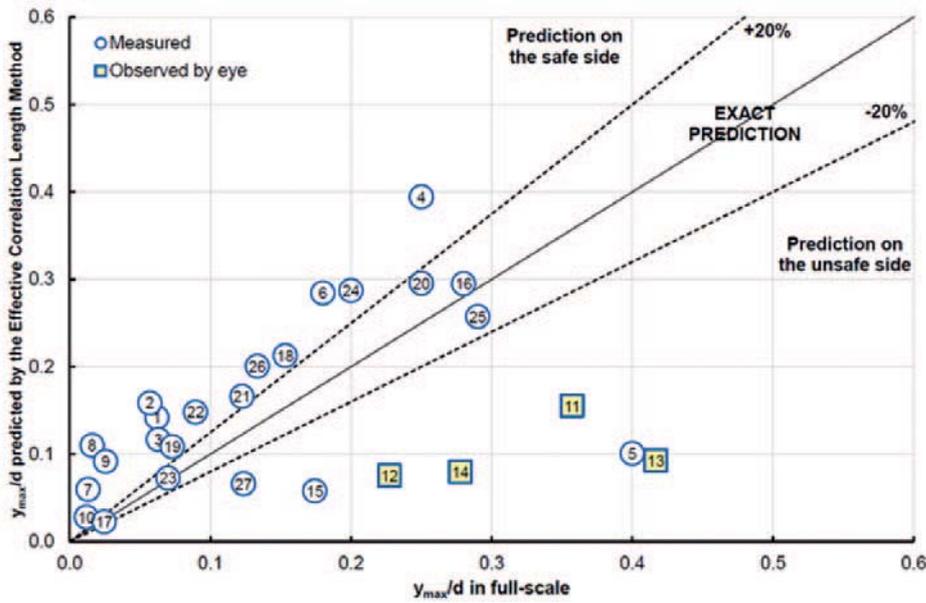


Abb. 5: Rechnerisch bestimmte normalisierte Schwingungsamplituden für 27 ausgeführte Schornsteine (aufgetragen über den beobachteten Werten:)

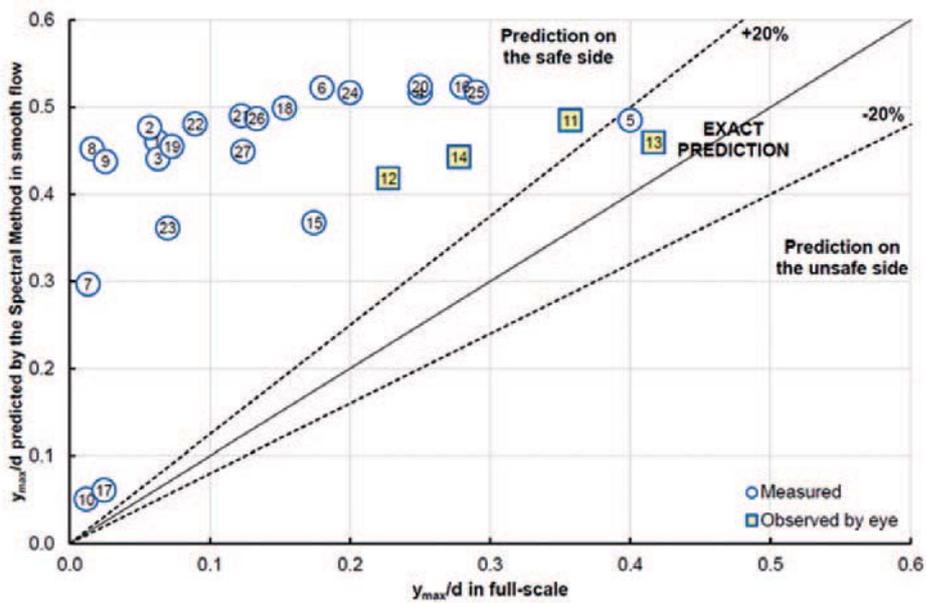


Abb. 5a: ... nach dem Wirk-längenverfahren (E.1.5.2 in [4]),

Abb. 5 b: ... nach dem Spektralverfahren (E.1.5.3 in [4]),

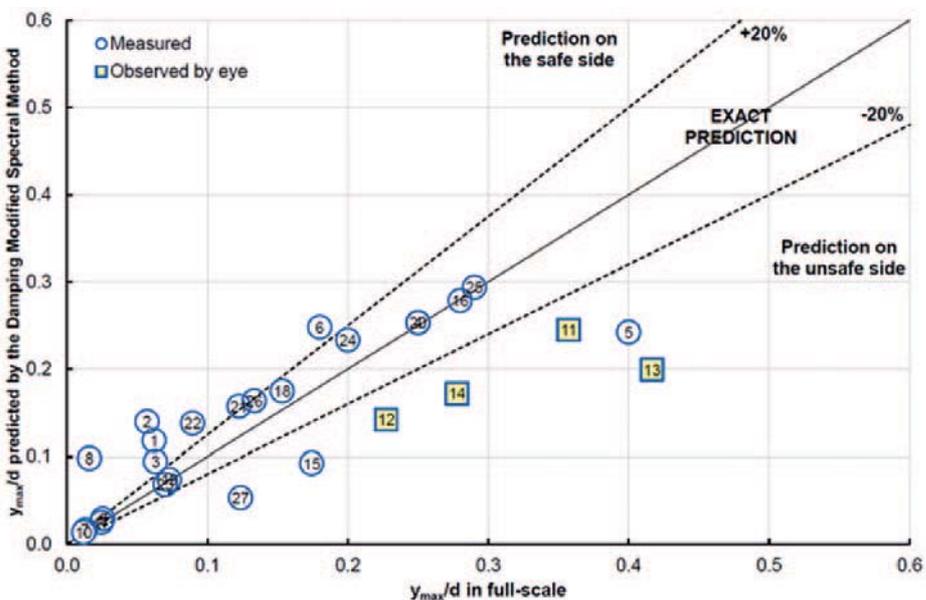


Abb. 5 c: ... nach dem überarbeiteten Spektralverfahren (Vornorm, [3], Anhang H, Kapitel H.5) (entnommen aus [10])

Deshalb und wegen seiner starken Marktdurchdringung wird dieses Verfahren auch mit der Einführung der zweiten Normengeneration weiterhin angewendet werden können, gegebenenfalls zusätzlich zu dem in einer einzuführenden Norm enthaltenen Spektralverfahren. Hierauf hat bereits der Vorsitzende des deutschen Spiegelausschusses NA 005-51-02 AA, Dr.-Ing. Hans-Alexander Biegholdt, in seinem Beitrag in *Der Prüflingenieur* hingewiesen [9]. Der Weg wird wahrscheinlich über den deutschen Anhang führen.

6 Einsatz numerischer Simulationen anstelle von Windkanalversuchen

Die Berechnung von Windeinwirkungen und -auswirkungen auf Bauwerke erfordert Eingangsdaten, die für die häufigsten Fälle in der Vornorm [3] oder in der technischen Literatur verfügbar sind. Für weniger häufige Situationen können in der Entwurfsphase spezifische Daten auf andere Weise gesichert abgeleitet werden. Anstelle von Windkanalversuchen werden zunehmend rechnerische Simulationen für die Gewinnung solcher Eingabedaten eingesetzt. Mit numerischen Verfahren wird deshalb versucht, Näherungslösungen der grundlegenden strömungsmechanischen Erhaltungsgleichungen, der *Navier-Stokes-Gleichungen*, bestehend aus Transportgleichungen für Masse und Impuls, zu erhalten. Dafür werden unterschiedliche Verfahren der numerischen Strömungsmechanik (*Computational Fluid Dynamics* oder *CFD*) eingesetzt. Derzeit bieten einige Softwareprogramme für Bemessung bereits implementierte Strömungslöser an, mit dem Ziel, Windeinwirkungen am solitären Bauwerk zu berechnen, teilweise sogar unter Berücksichtigung von Umgebungsbebauung und Topographie. Diese Aufgabe stellt allerdings einen anspruchsvollen Forschungsgegenstand dar. Einfach anzuwendende Regeln der Technik existieren noch nicht. Die derzeitige Normung für die Ermittlung von Windeinwirkungen auf Bauwerke sieht sich außerstande, Verfahrensregeln anzugeben, die eine zuverlässige, fehlerarme Windlastermittlung garantieren. Dies gilt für alle derzeit häufig eingesetzten Verfahren der numerischen Strömungsmechanik, für die Lösung *Reynolds-gemittelter Navier-Stokes-Gleichungen* (RANS) oder auch für die zeitlich auflösenden Grobstruktursimulationen (*Large Eddy Simulationen* LES).

Die Abweichungen derart generierter Strömungsdruckverteilungen auf Körperoberflächen in einer numerisch simulierten turbulenten Grenz-

schichtströmung als Abbild des Windes von etwa durch Versuche in Grenzschichtwindkanälen gesicherten Druckverteilungen, die nach heutiger Sicht als verlässliche Referenz gelten, sind nicht vorhersagbar. Die entstehenden Fehler in der Windeinwirkungsberechnung sind zu groß, um sie sicher durch Vorhaltemaße zu kompensieren. Allerdings können CFD-Ergebnisse zum Zwecke der Formoptimierung oder des Vergleichs sowie zur Windfeldeinschätzung sehr nützlich und anwendbar sein. Daher ist dem Vorschlag für die Vornorm [3] eine Tabelle im informativen Anhang K beigefügt, welche Anwendungsmöglichkeiten der CFD identifiziert. Da im Anhang K auch der Einsatz von Windkanalversuchen behandelt wird, sind in der Tabelle auch die Einsatzmöglichkeiten für Windkanalversuche eingetragen. Die Tabelle im Anhang K ist ein Auszug aus der nachstehend gezeigten, etwas vollständigeren Tabelle (**Tabelle 2**), die einem Zwischenstand im Arbeitsdokument zur Vornorm entnommen ist. Diese Tabelle gibt die heutigen Einschätzungen der empfohlenen Vorsicht beim Einsatz numerischer Methoden für die Winddruckermittlung zum Zwecke der Tragwerksauslegung wieder. Fortschritte bei der Weiterentwicklung der numerischen Methoden, die zu einer höheren Zuverlässigkeit führen, sind in naher Zukunft aber zu erwarten; viele Fachgremien arbeiten derzeit daran. Als Beispiel sei die Windtechnologische Gesellschaft (WTG) genannt, deren Komitee 3 noch in diesem Jahr ein neu erstelltes Merkblatt für den Einsatz und zur Validierung einer gewissen Klasse von numerischen Methoden herausgeben wird. In der universitären Anwendungsforschung der Tragwerkeinwirkungen ist der Einsatz der CFD ebenfalls ein zentraler Untersuchungsgegenstand. Einige weitere Informationen finden sich auch in [8].

7 Abschließende Bemerkung

Es ist das stete Bemühen des Projektteams SC1-T3-EN1991-1-4 gewesen, eine moderne Norm zu erstellen, die gut strukturierte und konkrete Anwendungsregelungen anbietet, auf den guten Erfahrungen mit der ersten Normengeneration aufbaut, den neuesten Stand der Technik einschließt und für Weiterentwicklungen offen bleibt. Die Norm hat ausreichend viele Öffnungsklauseln und Schnittstellen, um zusätzliche Informationen und Datenlagen einzubeziehen. Die voraussichtlich im ersten Quartal 2024 beginnende Umfrage bietet der europäischen Fachöffentlichkeit die Chance, durch Kommentare und Abstimmungsgespräche weiteren positiven Einfluss zu nehmen.

Class of Problem	CFD		WTT	
	Prelim. stage	Detailed Design	Prelim. stage	Detailed Design
Pedestrian comfort	Y	Y	Y	Y
Wind shielding	Y	N	Y	Y
Pollutant dispersal	Y	Y	Y	Y
Topographic studies	Y	Y	Y	Y
Local pressures	Y	N	Y	Y
Overall forces (drag, lift, moment)	Y	N	Y	Y
Gust buffeting response	Y	N	Y	Y
Vortex shedding	Y	N	Y	Y
Galloping	Y	N	Y	Y
Flutter	Y	N	Y	Y

Tabelle 2: Anwendung des Verfahrens der numerischen Strömungsmechanik (CFD) und von Windkanaltests für verschiedene Aufgabenklassen im englischsprachigen Original (Zwischenstand im internen Arbeitsdokument des Projektteams)

8 Danksagung

Der Autor dankt den Kollegen aus dem Projektteam SC1-T3-EN1991-1-4, Dr. Svend Ole Hansen/Dänemark, Dr. John Rees/Großbritannien, Prof. Dr. Francesco Ricciardelli/Italien und Pierre Spehl/Belgien, für die Überlassung von Materialien zur Verwendung für diesen Aufsatz und der Ge-

schaftsstelle der BVPI für die Unterstützung bei der Erstellung des Manuskripts. Außerdem dankt der Autor der BVPI und dem Verband Beratender Ingenieure VBI sowie dem Sekretariat des CEN/TC 250/SC1, das beim DIN liegt, für die Unterstützung bei der Bewerbung um die Mitwirkungsmöglichkeit als stellvertretender Vorsitzter des CEN/TC 250/SC1.

9 Literatur

- [1] Klein, C., ISO, CEN, CEN/TC250, SCs, TGs, TPs, WGs, AHG, HG, PTs: Beteiligte, Prozesse und Stand der Eurocode-Normung, in: *Der Prüfenieur*, Ausgabe 61, November 2022, Hrsg. Bundesvereinigung der Prüfenieure für Bautechnik e.V., Berlin sowie <https://boss.cenelec.eu/homegrowndeliverables/en/pages/>
- [2] https://www.cenelec.eu/media/CEN-CENELEC/Areas%20of%20Work/CEN%20sectors/Construction/Intro/m515_en_eurocodes.pdf
- [3] prEN 1991-1-4:2024, Eurocode 1: Actions on structures – Part 1-4: General actions – Wind actions; CEN/TC 250, Sekretariat BSI, 2023-03-30
- [4] DIN EN 1991-1-4:2010-12, Eurocode 1: Einwirkungen auf Tragwerke – Teil 1-4: Allgemeine Einwirkungen – Windlasten; Deutsche Fassung EN 1991-1-4:2005 + A1:2010 + AC:2010; Normenausschuss Bauwesen (NABau) im DIN Deutsches Institut für Normung e.V., Dez. 2010
- [5] DIN EN 1991-1-4/NA, Nationaler Anhang – National festgelegte Parameter – Eurocode 1: Einwirkungen auf Tragwerke – Teil 1-4: Allgemeine Einwirkungen – Windlasten; Normenausschuss Bauwesen (NABau) im DIN Deutsches Institut für Normung e.V., Dez. 2010
- [6] Abbildung entnommen aus der Präsentation von Dr. Svend Ole Hansen, Sprecher des Projektteams SC1-T3 EN 1991-1-4, im Zuge der Sitzung des CEN/TC 250/SC1 am 27./28.06.2018 in Berlin
- [7] Deaves, D.M., Harris, R.I., A mathematical model of the structure of strong winds, CIRIA Report 76, Construction Industry Research and Information Association, London, 1978
- [8] Höffer, R., Thiele, K., Lupi, F., Winkelmann, U., Hubert, W., Kalender, C., Wüchner, R., Chen, C: Aktuelle Modelle und Methoden zur Windlastermittlung; in: Kuhlmann, Ulrike (Hrsg.), *Stahlbau-Kalender 2022*, April 2022, Verlag Ernst & Sohn, ISBN: 978-3-433-03361-6
- [9] Biegholdt, H.-A., Detaillierte Einblicke in die Fortschreibung der neuen Normengeneration für Einwirkungen auf Tragwerke; in: *Der Prüfenieur*, Ausgabe 61, November 2022, Hrsg. Bundesvereinigung der Prüfenieure für Bautechnik e.V., Berlin
- [10] Lupi, F.; Niemann, H.-J.; Höffer, R., A novel spectral method for cross-wind vibrations: Application to 27 full-scale chimneys; *Journal of Wind Engineering & Industrial Aerodynamics*, Elsevier, 2017, <https://doi.org/10.1016/j.jweia.2017.10.014>

Herausgeberin:**Bundesvereinigung der Prüfmgenieure für Bautechnik e.V.**

Dr.-Ing. Hartmut Kallela, Präsident der BVPI
Kurfürstenstraße 129, 10785 Berlin
info@bvpi.de, www.bvpi.de

ISSN 1430-9084

Redaktion:**Redaktionsbüro Werwath**

Drachenfelsstraße 39 A, 53604 Bad Honnef-Rhöndorf
Tel. 0 22 24 / 9 69 79 01
redaktion@bvpi.de

Layout/Satz:**Satz-Studio Heimerl**

Scherenbergstraße 12, 97082 Würzburg

Druck:**Vogel Druck und Medienservice**

Leibnitzstraße 5, 97204 Höchberg

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

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

„Der Prüfmgenieur“ erscheint mit zwei Ausgaben pro Jahr. Bestellungen sind an die Herausgeberin zu richten.

Auflage: 5000 Exemplare

Die Redaktion des PRÜFMGENIEURS bittet ihre Leserinnen und Leser dafür um Verständnis, dass sie sich der Zeiterscheinung des grundsätzlichen, durchgängigen Genderns der Texte nicht angeschlossen hat. Sie benutzt das generische Maskulinum wie gewohnt, wird die sprachliche generische Unterscheidung aber immer dann vornehmen, wenn der textliche Bezug dies nahelegt oder gebietet.

