



DER PRÜFINGENIEUR

Das Magazin der Bundesvereinigung der Prüferingenieure für Bautechnik

- Braucht auch die Bauaufsicht einen Rettungsschirm?
- Zur Entwicklung der Nachrechnungsrichtlinie für die Brückenertüchtigung
- Brandschutz-Nachweise für Geschossdecken und Wände im Bestand
- Vereinfachte Brandschutzbemessung von Stahlbetonstützen nach Eurocode
- Zur Bedeutung der Baugrund-Tragwerk-Interaktion
- Ingenieurleistungen für ein integriertes Hochwasserrisiko-Management
- Neue Instrumente für das Bauen im Umfeld einer industriellen Produktion
- Hoheitlich oder privat? Wo liegen die rechtlichen Grenzen der Privatisierung?

EDITORIAL

Dipl.-Ing. Peter Otte: Braucht auch die Bauaufsicht einen Rettungsschirm?	4
---	---

NACHRICHTEN

BVPI-Jahrestagung im September in Konstanz: Fachvorträge und Besichtigungstouren	6
BÜV-Mitgliederversammlung: neue Website und neue strategische Ausrichtung	6
DPÜ: Offizielle Akkreditierung der Zertifizierstelle kurz vor dem Abschluss	7
Aktualisierte Fassung der BÜV-Empfehlungen für Windenergieanlagen	7
Großes Interesse am BVPI-Seminar über die Heißbemessung	8
vpi-EBA-Seminar: EC-Anwendung im Brücken-, Ingenieur- und Hochbau der Eisenbahnen	8
Neuer BÜV- Arbeitskreis für Bauwerksprüfungen nach DIN 1076	9
Lutz Lehmann löst Dieter Zauft als Vorsitzender in Brandenburg ab	9
Bericht über Tätigkeiten und Erfolge der pränormativen Initiativen PRB und PiN	10
„Ingenieurforum Tragwerksplanung“ der Prüfengeieure Sachsen-Anhalt in Halle	14
Arbeitstagung der Prüfengeieure Baden-Württemberg Ende Juni in Baden-Baden	14
Besuch aus Weißrussland in der BVPI-Geschäftsstelle in Berlin	14
vpi-EBA-Vorsitzender Dr. Dietmar H. Maier wurde 60 Jahre	15
BÜV-Leitfaden für Wiederkehrende Bauwerksprüfungen im Hochbau	15
21. Bautechnisches Seminar in NRW mit höchst aktuellen Referaten	16
Ehrenpräsident Dr. Hans-Peter Andrä wurde 65 Jahre	17
Bericht aus dem Deutschen Institut für Bautechnik	18
Gundolf Pahn zum Leiter des Technischen Koordinierungsausschusses gewählt	19

BRÜCKENBAU

Dr.-Ing. Gero Marzahn: Die Tragfähigkeitsreserven vieler älterer Brücken sind weitgehend aufgebraucht – Zur Weiterentwicklung der Nachrechnungsrichtlinie für die Entscheidung über Verstärkung oder Ersatz	20
---	----

BRANDSCHUTZ

Prof. Dr.-Ing. Jürgen Wesche: Brandschutztechnische Bewertung und Ertüchtigung von Geschossdecken und vertikalen Bauteilen im Bestand – Ergebnisse wissenschaftlicher Untersuchungen weisen der Praxis neue Wege zu sicheren Nachweisen	30
---	----

BRANDSCHUTZ

Dr.-Ing Ekkehard Richter: Brandschutztechnische Bemessung von Stahlbetonstützen nach Eurocode 2 Teil 1-2 (DIN EN 1992-1-2) – Nachweise sind auch mit vereinfachten und mit allgemeinen Rechenverfahren möglich	37
--	----

GEOTECHNIK

Prof. Dr.-Ing. Rolf Katzenbach et. al.: Die Berücksichtigung und Modellierung der Interaktion zwischen Baugrund und Tragwerk ist für die Standsicherheit und Gebrauchstauglichkeit der Konstruktion von entscheidender Bedeutung	44
--	----

HOCHWASSERSCHUTZ

Dr.-Ing. Uwe Müller: Methodische und ingenieurmäßige Leistungen für ein integriertes Hochwasserrisiko-Management – Bestandsaufnahme und Überblick zehn Jahre nach dem Jahrhunderthochwasser 2002 in Sachsen	63
---	----

TRAGWERKSPLANUNG

Dipl. Ing. Stefan Keck: Beispiel Automobilindustrie: Bauen im Umfeld der Produktion und Standsicherheit im Betrieb – Unter Produktionsaspekten realisierte Gebäude werden auf Gebrauchstauglichkeit getrimmt und regelmäßig überprüft	70
---	----

HAFTUNG

Dr. jur. Christoph Steiner: Hoheitlich oder privat? Wo beginnt die rechtliche Grenze der privaten bautechnischen Prüfungen? – Die Privatisierung erscheint dann unzulässig, wenn bestimmte Schwächungstatbestände auftreten können	78
--	----

IMPRESSUM

	80
--	----

Braucht auch die Bauaufsicht einen Rettungsschirm?



Diplom-Ingenieur Peter Otte
 Vizepräsident der Bundes-
 vereinigung der Prüfingenieure
 für Bautechnik (BVPI),
 Präsident der Ingenieurkammer
 Mecklenburg-Vorpommern

Hand aufs Herz – sind wir nicht alle der Schlagzeilen überdrüssig, die im Monats-, Wochen- oder gar im Tagesrhythmus über den Ticker kommen und über Missstände und Vorfälle in vielen Bereichen des öffentlichen Lebens berichten? Selbst ohne exakte Zahlen zu kennen, hat man das Gefühl, die Häufigkeit dieser Meldungen und das Ausmaß der Vorfälle nähmen tendenziell zu.

Dabei ist wohl der Lebensmittelbereich am häufigsten betroffen. Wir erinnern uns an Glykol im Wein, an Würmer im Speisefisch, schimmelpilzverseuchtes Tierfutter, Pferde- statt Rindfleisch „im Topf“ oder an vermeintliche Bio-Eier aus der Massentierhaltung.

Nicht so zahlreich, aber umso dramatischer waren vermutlich für uns alle die Horrormeldungen über die Auswüchse der Finanzwelt. Sie begannen, 2008 mit der Pleite von *Lehman Brothers* ruchbar zu werden, zeitigten schmerzhaft pekuniäre Konsequenzen für uns alle und erforderten weltweit Gegenmaßnahmen.

Für uns Europäer sind die Finanzkrisen in Irland, Portugal, Griechenland und Zypern zu schwerwiegenden Meilensteinen geworden, und sie haben wiederholt den Ruf nach einem Rettungsschirm laut werden lassen, der ja mittlerweile die finanzielle Stabilität im Euro-Währungsgebiet sichern hilft.

Und wie ist es mit dem Bausektor bestellt? Gerade erst haben in Bangladesch über tausend Menschen beim Einsturz eines Fabrikgebäudes ihr Leben verloren. Dessen Grund waren keine Explosion und auch

kein Erdbeben: Eingestürzt ist ein Gebäude, das wahrscheinlich jeder von uns betreten hätte, ohne sich Gedanken über seine Stand-sicherheit zu machen.

Auch bei dem 1995 zusammengebrochenen Sampoong-Kaufhaus in Seoul mit über 500 Toten und mehr als 900 zum Teil schwer Verletzten handelte es sich nicht um einen tragischen Unglücksfall, sondern um eine von Menschen zu verantwortende Katastrophe. Als Ursachen dieses Einsturzes wurden die Verwendung ungeeigneter Baustoffe, die vorsätzliche Missachtung bestimmter Bauvorschriften und eine fehlerhafte Baukonstruktion herausgefunden; eine maßgebliche Rolle spielten für den Einsturz wohl auch nachlässige Kontrollen der behördlichen Bauaufsicht und die Bestechlichkeit von Beamten.

Wer nun in Deutschland und Europa glaubt, das alles berühre ihn nur am Rande, das sei ja alles so weit weg, der möge sich an den Einsturz des Daches der Eissporthalle in Bad Reichenhall im Januar 2006 oder an den Zusammenbruch des Kölner Stadtarchivs im März 2009 erinnern.

Und spätestens hier sollten wir uns fragen (lassen), wie es dazu kommen konnte und wie es wohl weitergehen soll.

Beginnen wir mit dem Lebensmittelbereich: Dort soll – nach dem Motto „Geiz ist geil“ – allein das Verhalten der Konsumenten dafür verantwortlich sein, dass nichts unversucht gelassen wird, den Herstellungsaufwand zu minimieren, Regelungen gäbe es genug, mehr staatliche Kontrollen brächten aber nichts und wären schlicht zu teuer.

Geht es um den Banken- und Finanzsektor, dann wird häufig doch schon einmal von der Gier Einzelner als Ursache des schädlichen, egoistischen und kurzsichtigen Verhaltens der Banken gesprochen und wegen deren „Systemrelevanz“ mehr Aufsicht nicht nur nicht mehr ausgeschlossen, sondern endlich auch gesetzlich eingeführt. Daran, dass die Gesetze des Marktes hier etwas im Selbstlauf quasi automatisch zum Guten ändern würden, glaubt offensichtlich niemand mehr.

An dieser Stelle drängt sich die Frage auf: Sind unsere Lebensmittel und sind nicht alle unsere Gebäude und baulichen Anlagen, die den wesentlichen Teil unserer ganzen Infrastruktur bilden, ebenso systemrelevant?

Und was unterscheidet jene Menschen, die andere mit Lebensmitteln versorgen oder an der Errichtung und der Erhaltung unserer Infrastruktur beteiligt sind, von denen, die Bankdienstleistungen erbringen? Sie

alle müssen sich unter Marktbedingungen behaupten; die aber werden, insbesondere am Bau, auch in der Bundesrepublik Deutschland wesentlich von der Art und Weise bestimmt, mit der Planungs- und Bauleistungen vergeben werden.

Entscheidend für Vergaben, auch der öffentlichen Hand, ist nun einmal der Preis, und wen wundert es: Jeder Bieter weiß das und jeder holt – nach immer gleichem Schema – für alles, was er selbst nicht hat oder nicht für weniger Geld anbieten kann, Angebote von Subunternehmern ein. Bei der Auswahl der Subunternehmerleistungen kommt keiner der Bieter an dem dafür jeweils billigsten Angebot vorbei, denn er muss damit rechnen, dass auch jeder seiner Mitbewerber gerade dieses in sein Angebot mit einbeziehen wird.

Das ist nicht neu. Neu sind aber die zunehmend zu beobachtenden negativen Auswirkungen des Personalabbaus bei den Bauverwaltungen. Davon betroffen sind die Vergabestellen ebenso wie die staatliche Bauaufsicht. Das waren und sind, wie wir wissen, die Stellen, die regulierend wirksam werden könnten, wenn sie denn ausreichend mit den erforderlichen Fachkräften besetzt wären.

Solange das nicht so ist, solange wettbewerbswidriges Verhalten bei den Anbietern von Bau- und Planungsleistungen nicht rechtzeitig erkannt und nachgewiesen werden kann, haben diejenigen das Nachsehen, die von einem fairen Wettbewerb ausgehen und sich an die Regeln halten.

Der enorme Beschäftigungsrückgang im Bauwesen, der in der zweiten Hälfte der 90er Jahre begann, ist ja nur scheinbar vorbei. Jeder von uns kann gestandene und gut geführte Firmen nennen, die seitdem aufgegeben haben. Das alles kann nicht nur mit der sinkenden Nachfrage erklärt werden. Es sind auch die veränderten Rand- und Marktbedingungen, unter denen Leistungen am Bau heute vergeben und überwacht werden, die ihre Spuren hinterlassen.

Es geht hier nicht um die Frage, ob früher alles besser war. Es liegt in der Natur des Menschen und ist sein großer Vorteil, dass er Veränderungen erkennen und sich auf sie einstellen kann. Bleiben die Rahmenbedingungen wie sie sind, werden wir wohl auch künftig Ereignisse beklagen müssen, bei denen die Gier Einzelner zu schwerwiegenden Folgen für die Gesellschaft führt. Das mag sich auf Einzelfälle beschränken.

Es bleiben der Druck auf die Anbieter auf der einen Seite und die nachlassenden Fähigkeiten der Vergabestellen auf der anderen Seite, sich

von der Wirtschaftlichkeit der Angebote und der Vollständigkeit der Leistungserbringung zu überzeugen.

Ohne wirksame Prüfungen und ohne Kontrollen wächst die Gefahr, dass Grenzen überschritten und Regeln verletzt werden. Das ist allgemein bekannt.

In welchem Maße dadurch die Sicherheit und Ordnung des öffentlichen Lebens beeinträchtigt werden können, ist bei den oben erwähnten Unglücksfällen deutlich geworden.

Warum ist nach dem Einsturz der Eissporthalle in Bad Reichenhall die Nachfrage nach regelmäßigen Überprüfungen von Hochbauten eigentlich deutlich angestiegen?

Doch nicht, weil die Verkehrssicherungspflicht der Eigentümer und Bauherrn so selbstverständlich wahrgenommen würde, wie sie als gesetzliche Pflicht besteht, sondern wegen des bekannten „Reueeffektes“, wie ihn alle Verkehrsteilnehmer nach einem Unfall oder einer „Blitzerfalle“ kennen, der übrigens im Laufe der Zeit wieder abnimmt.

Die eingangs gestellte Frage aber, ob die Bauaufsicht einen Rettungsschirm braucht, können wir beantworten mit: Die Bauaufsicht *ist* der Rettungsschirm unseres Bauwesens, braucht dazu allerdings wieder die Effektivität aus der Vergangenheit!

Nachdem die Bauaufsicht in den vergangenen Jahrzehnten immer mehr der Deregulierung unterworfen wurde, ist es deshalb höchste Zeit, sie wieder ihrer originären Aufgabe zuzuführen und mit den erforderlichen Ressourcen auszustatten, denn nur diejenigen Gesetze und Regeln sind wirkungsvoll, deren Einhaltung auch kontrolliert wird.

BVPI-Jahrestagung im September in Konstanz: Aktuelle Fachvorträge und vier Besichtigungstouren

In einer der wohl am schönsten gelegenen Städte Deutschlands, nämlich in Konstanz am Bodensee, wird am Freitag und Samstag, dem 20. und 21. September, die diesjährige Arbeitstagung der Bundesvereinigung der Prüfengeure für Bautechnik (BVPI) durchgeführt, und zwar im 600 Jahre alten Konzilgebäude, einem der zahllosen stummen aber historisch beredten Zeugen der 2000 Jahre alten Geschichte dieser Stadt, das direkt am Ufer des Bodensees liegt. Wie in jedem Jahr, so bieten die Veranstalter auch 2013 ein ungewöhnlich vielseitiges und ansprechendes Fachprogramm und ein außerordentlich abwechslungsreiches Begleitprogramm an, das von der gastgebenden Landesvereinigung Baden-Württemberg vorbereitet wird.

Das Fachprogramm am Freitag beginnt mit aktuellen Berichten über die derzeitige Tätigkeit des Deutschen Instituts für Bautechnik (DIBt), über die Arbeit der Bauministerkonferenz und über die Fortschritte der pränormativen Arbeit in der Initiative Praxisgerechte Regelwerke im Bauwesen (PRB); Vortragende sind der Präsident des DIBt, Dipl.-Ing. Gerhard Breitschaft, der Leiter der Fachkommission Bautechnik der ARGEBAU, Ministerialrat Dr.-Ing. Gerhard Scheuermann, und der Geschäftsführer der PRB, Dr.-Ing. Lars Meyer. Danach folgen ein Praxisvortrag über das Building Information Modeling (BIM) und am Nachmittag vier Referate über infrastrukturelle Großbauprojekte und über brandschutztechnische Themen, und zwar parallel im ersten Vortragsblock über den Bau des Katzenbergtunnels, des größten Einzelbauwerks der

Ausbau- und Neubaustrecke Karlsruhe – Basel und über die Umsetzung von EU-Richtlinien im Bereich der Eisenbahninfrastruktur, und im zweiten Vortragsblock über die Anwendung und Umsetzung der Muster-Industriebau-Richtlinie (MIndBauRL) bei der Prüfung von Brandschutzkonzepten für landwirtschaftliche Stallanlagen und über die Prüfung von Ingenieurmethoden des Brandschutzes im Dialog zwischen Fachplanern und Prüfengeuren.

Danach geht es vor dem Plenum mit einem Vortrag über *Stuttgart 21* weiter, einem Statusbericht aus Sicht der Planer und Prüfengeure, den Volker Weiß von der DB Projekt-Bau GmbH und der EBA-Sachverständige Dr.-Ing. Wolfgang Rauscher erstatten werden. Dazu passend schließt sich ein Vortrag über die Frage an, warum wir uns in Deutschland so schwer mit Großprojekten tun („Motto: Ohne Bauen geht nichts!“). Eine Antwort wagt und versucht als Referent der Präsident des Bauindustrieverbandes NRW, Dipl.-Ing. Martin Schlegel.

Am Samstag, dem 21. September, geht es fachlich weiter mit Vorträgen über:

- BauTech – HighTech (neue Materialien und Technologien im konstruktiven Ingenieurbau),
- Stützen mit hochfestem Betonstahl im Hochhausbau,
- Pumpspeicherkraftwerke als Beitrag zur Energiewende,
- den Neubau der Kanalüberführung Elbeu in der Osthaltung des Mittellandkanals bei Magdeburg und

- die womöglich unterschiedliche Haftung von Prüfengeuren und Prüfsachverständigen.

Der alljährliche Festvortrag der Arbeitstagung der BVPI behandelt am Samstagmorgen dieses Jahr die „Diversitätsintelligenz“, die „Weisheit durch Vielfalt“ verspricht, eine Themaussage, die Prof. Dr. med. Johannes Kornhuber begründen und erklären wird, der Leiter der psychiatrischen und psychotherapeutischen Klinik des Universitätsklinikum Erlangen.

Eingerahmt wird die Fachtagung von einem abwechslungsreichen Begleitprogramm. Während am Freitag vier Touren dazu einladen, Konstanz und die sehr reizvolle Umgebung zu erleben, können sich die Begleitpersonen am Samstagvormittag in thematisch unterschiedlichen Führungen durch Konstanz in die Zeit des Mittelalters entführen lassen, einen Blick hinter die steinernen Fassaden werfen oder beim Rundgang die Sehenswürdigkeiten der Stadt aufsuchen.

Der traditionelle festliche Landesabend mit gutem Essen, Tanz und Unterhaltung wird ebenfalls im Konzil stattfinden, einem traditionellen Ort der Begegnung, der seine Besucher in diesem Jahr mit renoviertem Gesicht empfangen wird, in modernem Glanz mit mittelalterlichem Charme.

Die Anmeldungen zu den einzelnen Programmpunkten erbittet die BVPI online bis zum 7. August 2013 über den Link:

→ www.bvpi.de → Veranstaltungskalender

BÜV-Mitgliederversammlung: alter Vorstand, neue Website und eine neue personelle und strategische Ausrichtung

Der Bauüberwachungsverein BÜV hat eine neue Internetpräsenz erarbeitet und pünktlich zur jüngsten Mitgliederversammlung im November 2012 an der Hochschule in München für die Öffentlichkeit freigeschaltet.

Sie erläutert mit kurzen, einprägsamen Texten dessen Ziele und Zweck, die Historie seiner Existenz, die fachliche Zusammensetzung sei-

ner Mitglieder und deren Kommunikationsdaten, Fachgebiete und Tätigkeiten. Außerdem werden die Arbeitsgebiete der BÜV-Arbeitskreise beschrieben, die fachlichen Veröffentlichungen des BÜV aufgelistet und zum Herunterladen dargeboten und der Veranstaltungskalender des BÜV veröffentlicht. Im Mittelpunkt der Mitgliederversammlung des BÜV standen der jährliche Bericht des Vorstandes sowie dessen turnusmäßige Wahl in deren Ver-

lauf die bisherigen Amtsinhaber und die Kassenprüfer für weitere vier Jahre wiedergewählt worden sind. Berichtet wurde über die Entwicklung des BÜV seit der Mitgliederversammlung 2008 in Saarbrücken, über seine personelle und strategische Neuausrichtung sowie über zahlreiche Verbandsaktivitäten auf vielerlei Sachgebieten.

→ www.buev-ev.de

Die Bemühungen des DPÜ um die offizielle Akkreditierung seiner Zertifizierstelle stehen kurz vor ihrem Abschluss

Das Deutsche Institut für Prüfung und Überwachung (DPÜ) hat seine Bemühungen um eine Akkreditierung seiner Zertifizierstelle (DPÜ-Zert.GmbH), die nach der Qualitätsnorm DIN EN 45013 hochqualifizierte Prüfsachverständige zertifiziert und überwacht, mit zwei weiteren Schritten bis kurz vor den Abschluss vorgebracht. Akkreditierende Stelle soll die Deutsche Akkreditierungsstelle der Bundesrepublik Deutschland (DAkkS, Berlin) sein.

Der erste Schritt auf dem weiteren Weg zur DAkkS-Zertifizierung der DPÜ-Zert.GmbH war die Erarbeitung einer aussagefähigen Dokumentation des Zertifizierungssystems für die Fachgruppe „Sachkundige Planer im

Bereich Schutz und Instandsetzung von Betonbauwerken“ nach DIN EN ISO/IEC 17024 (Zertifizierung der Fachkompetenz einer Person). Der zweite Schritt war die Evaluation des 9. DPÜ-Zertifizierungslehrganges „Sachkundiger Planer im Bereich Schutz und Instandsetzung von Betonbauwerken“, der vom 26. Februar bis zum 2. März 2013 in Berlin stattgefunden hatte. Diesen Lehrgang, der, wie in den vergangenen Jahren auch, einen großen Zulauf erfahren hat, wurde im Auftrag der DAkkS von dem Auditor Dr.-Ing. Ulrich Wöhl aus Osnabrück begutachtet. Er konnte sich aus erster Hand einen Eindruck von der Qualität der Referenten, der Themen und der abschließenden Prüfung verschaffen. Seine Erkenntnisse waren durchweg positiv, wie er nach dem Lehrgang durchblicken ließ.

Ziel und Zweck der Akkreditierungsbemühungen ist es, den Sachkundigen Planer für den Schutz und die Instandsetzung von Betonbauwerken unter Verwendung des Begriffs „Zertifizierung“ mit einem besonderen Qualitätsmerkmal zu versehen, das europaweit verstanden wird und Anerkennung findet.

Die Adressen der Sachkundigen Planer für den Schutz und die Instandsetzung von Betonbauteilen können unter www.buev-mitglieder.de gesucht, eingesehen oder ausgedruckt werden.

→ www.dpue.de

BÜV-Empfehlungen für die Überwachung der Bauausführung von Windenergieanlagen liegen in aktualisierter Fassung vor

Weil der Umfang der Überprüfung und Überwachung von Windenergieanlagen von den jeweils gültigen bauartübergreifenden und baustoffspezifischen Regelungen und Vorschriften abhängig ist, hat der Arbeitskreis Windenergieanlagen des Bauüberwachungsvereins (BÜV) jetzt eine aktualisierte Fassung seiner „Empfehlungen für die Bauüberwachung von Windenergieanlagen“ vorgelegt, die er seit 2004 veröffentlicht.

Die aktualisierten Empfehlungen des BÜV stellen die für die Überwachung der Bauausführung von Windenergieanlagen notwendigen Maßnahmen und Kontrollen zusammen.

Grund für die Herausgabe und Novellierung der Empfehlungen ist die nach wie vor anhaltende Tendenz, immer mehr Windenergieanlagen zu errichten, häufig versehen mit einer

bundesweit geltenden Typenprüfung für die Turmkonstruktion, deren Ausführung nach Einschätzung des BÜV einer verstärkten Kontrolle bedarf.

Eine ganzheitliche Überwachung von Baugrund, Gründung und Turmkonstruktion, bezogen auf die Übereinstimmung mit den geprüften Ausführungsunterlagen, wie sie von den Bauordnungen der deutschen Länder vorgeschrieben wird, werde aber, so schreibt der BÜV, immer noch sehr oft unterlassen.

Die novellierten Empfehlungen haben die Form einer Checkliste. Unterschieden wird zwischen bautechnischen Unterlagen und Prüfgegenständen, die bei einer Bauüberwachung stichprobenhaft zu kontrollieren sind.

Für die Qualität der Empfehlungen des BÜV für die Bauüberwachung von Windenergiean-

lagen spricht die Tatsache, dass sie Beachtung in der Richtlinie für Windenergieanlagen des Deutschen Instituts für Bautechnik gefunden haben („Einwirkungen und Stand sicherheitsnachweise für die Bemessung von Turm und Gründung“, Stand: Oktober 2012; ab 15. April 2013 zur Nutzung freigegeben). Damit werden sie, wovon die Mitglieder des Arbeitskreises Windenergieanlagen des BÜV überzeugt sind, „Planungssicherheit für Bauherren, Planer und ausführende Firmen im Sinne einer vorbeugenden Gefahrenabwehr und eines nachhaltigen Verbraucherschutzes schaffen“.

Die Empfehlungen können kostenfrei heruntergeladen oder ausgedruckt werden unter:

→ www.buev-ev.de → Veröffentlichungen

Großes Interesse am Seminar über die Heißbemessung von Stahlbeton- und Spannbetontragwerken

Die Bundesvereinigung der Prüferingenieure für Bautechnik (BVPI) hat zusammen mit der Technischen Universität Braunschweig und dem Deutschen Institut für Normung (DIN) Ende März 2013 in Braunschweig ein erstes Brandschutzseminar mit dem Titel „Heißbemessung – Grundlagen und Anwendungen der Brandschutzteile Eurocode 1/2“ durchgeführt. Ungefähr 170 zahlende Teilnehmer belegten, so die Einschätzung der Veranstalter, das sehr große Interesse, das die Prüferingenieure diesem Thema entgegenbringen. Deswegen wird am 8. Oktober 2013 in Frankfurt am Main ein weiteres Seminar zu diesem Thema angeboten, das ebenfalls die Einwirkun-

gen im Brandfall und die brandschutztechnische Bemessung von Stahlbeton- und Spannbetontragwerken behandeln wird.

Als Referenten des Seminars in Braunschweig fungierten hervorragende, unabhängige Kenner dieser Materie: Prof. Dr.-Ing. Dietmar Hossler und Univ.-Prof. Dr.-Ing. Jochen Zehfuß von der Technischen Universität Braunschweig und Prof. Dr.-Ing. Björn Kampmeier von der Hochschule Magdeburg-Stendal; Zielgruppe dieses Seminars sind jene Prüferingenieure und Prüfsachverständigen für Bautechnik, die sich für die bauaufsichtlich geforderte Prüfung von Brandschutzmaßnahmen mittels allgemeiner Rechenverfahren

qualifizieren wollen. Darüber hinaus sind aber auch die Mitarbeiter in den Büros der Prüferingenieure und Prüfsachverständigen sowie die Tragwerksplaner und Brandschutzingenieure willkommen.

Schon 2008 sind auf Wunsch der Fachkommission Bautechnik der ARGEBAU und auf Initiative der BVPI bundesweit in fünf Städten in ganz Deutschland Brandschutzseminare „Heißbemessung – Übergang zwischen DIN 4102 und Eurocode“ durchgeführt worden, mit denen die theoretischen und praktischen Grundlagen der Heißbemessung für den Stahlbeton- und für den Stahl- und Verbundbau im Übergang von der DIN 4102 zum Eurocode vermittelt worden sind.



Voller Hörsaal: Beim ersten Brandschutzseminar der Bundesvereinigung der Prüferingenieure für Bautechnik (BVPI) zum Thema „Heißbemessung“ haben ungefähr 170 Teilnehmer das große Interesse bewiesen, das die Prüferingenieure diesem Thema entgegenbringen.

Hintergrund dieser beiden Qualifizierungsaktivitäten der BVPI ist der Umstand, dass die Eurocode-Brandschutzteile in die Musterliste der Technischen Baubestimmungen (MLTB, Fassung Dezember 2011) aufgenommen worden, dass sie seit dem 1. Juli 2012 in allen Bundesländern als Technische Baubestimmungen (TB) zu beachten und dass sie deshalb jetzt bei der Bemessung der Standsicherheit tragender Bauteile im Brandfall zu Grunde zu legen sind.

Inhaltlich basiert das neue Seminar auf dem Normen-Handbuch „Spezialband Tragwerksbemessung für den Brandfall“ und dem entsprechenden Kommentar „Brandschutz in Europa – Bemessung nach Eurocodes“, die kurz zuvor im Beuth-Verlag des DIN erschienen sind.

vpi-EBA: Erste Weiterbildung zur EC-Anwendung im Brücken-, Ingenieur- und Hochbau der Eisenbahnen

Die Vereinigung der Sachverständigen und Prüfer für bautechnische Nachweise im Eisenbahnbau (vpi-EBA) hat zusammen mit dem Eisenbahn-Bundesamt (EBA) und der Deutschen Bahn AG eine Fortbildungsveranstaltung konzipiert, deren Hauptaugenmerk auf die Änderungen gerichtet ist, die durch die Eurocodes (seit dem 1. Mai 2013) im Hoch- und Ingenieurbau wirksam geworden sind.

Im April 2013 sind diese Fortbildungsveranstaltungen erstmals durchgeführt worden, und zwar in Berlin und in Frankfurt am Main. Über das Thema „Anwendung der Eurocodes im Brücken- und Ingenieurbau sowie im Hochbau im Bereich der Eisenbahnen“ haben dabei angesehene Referenten referiert – aus den Reihen der BVPI der Vorsitzende der vpi-EBA und sein Stellvertreter, Dr.-Ing. Dietmar

H. Maier und Dr.-Ing. Dieter Winselmann, und vom EBA die Diplom-Ingenieure Markus Köppel und Peter Dollowski. Beide Veranstaltungen zeichneten sich nach den übereinstimmenden Berichten zahlreicher Besucher durch ein qualitativ sehr hohes Niveau aus, das es den Teilnehmern ermöglichte, von dieser Tagung viele praxisorientierte Erkenntnisse mit nach Hause zu nehmen.

BÜV gründet neuen Arbeitskreis für Bauwerksprüfungen nach DIN 1076. Zielgruppe sind externe Fachleute

Der Bauüberwachungsverein (BÜV), dessen Mitglieder erfahrene Prüfsingenieure und hochqualifizierte, unabhängige Experten sind, die den Bauherren im Sinne des Verbraucherschutzes, der Gebrauchstauglichkeit und der Dauerhaftigkeit beraten, hat im April vergangenen Jahres einen Arbeitskreis gegründet, der die „Bauwerksprüfung nach DIN 1076“ zum Thema seiner Arbeit hat. Inzwischen hat der Arbeitskreis viermal getagt, zuletzt am 2. Mai dieses Jahres.

Zielgruppen des neuen BÜV-Arbeitskreises sind externe Fachleute, beispielsweise einschlägig tätige Mitarbeiter der Kommunen, der Flughafengesellschaften sowie der Verkehrssträger der Länder und des Bundes.

Die vornehmlichen Ziele des Arbeitskreises, gegliedert nach ihrer beschlossenen Dringlichkeit und künftigen Bearbeitungsabfolge, sind:

- Erarbeitung einer Empfehlung unter Berücksichtigung aller für den Brückenprüfbereich relevanten Aspekte,
- Unterstützung von Mitgliedern und Bauherren bei technischen Fragestellungen,
- Kontaktpflege zu Bauherren/Bauträgern außerhalb des „Vereins zur Förderung der Qualitätssicherung und Zertifizierung der Aus- und Fortbildung von Ingenieurinnen und Ingenieuren der Bauwerksprüfung“ (VFIB),
- technisch-rechtliche Thematisierung von Grenzfällen.

Auf lange Sicht stellt die Zertifizierung von Bauwerksprüfern im geregelten Bereich den Schwerpunkt der Arbeit des neuen Arbeitskreises dar. Deswegen sind entsprechende Kontakte zum VFIB anberaumt worden, um die Möglichkeit einer Zusammenarbeit zu eruieren.

Hintergrund der Gründung dieses Arbeitskreises, der eine Mitgliederbefragung vorausgegangen war, mit der festgestellt worden ist, dass ein Großteil der Mitgliedschaft des BÜV sie befürwortet, ist vor allem die vom Vorstand des BÜV erkannte Tatsache, dass weit über 100.000 Bauwerke des Bundes, der Länder sowie der Kreise und Kommunen der Verpflichtung zur Bauwerksprüfung nach DIN 1076 unterliegen.

Lutz Lehmann neuer Vorsitzender in Brandenburg Dank an Dieter Zauft für neunzehn Jahre Ehrenamt

Die Mitgliederversammlung der Landesvereinigung der Prüfsingenieure in Brandenburg hat im November vergangenen Jahres Dr.-Ing. Lutz Lehmann zu ihrem neuen Vorsitzenden gewählt. Er übernahm diese Funktion von Dr.-Ing. Dieter Zauft, der den Vorsitz der brandenburgischen Landesvereinigung neunzehn Jahre innehatte und sich deshalb nicht wieder zur Wahl gestellt hatte.

Mit großem Beifall haben die Mitglieder der Landesvereinigung Brandenburg Dieter Zauft für sein langjähriges ehrenamtliches berufspolitisches Engagement gedankt und damit für einen Dienst, den er dem Berufsstand nicht nur als Landesvorsitzender der Prüfsingenieure, sondern auch als Mitglied des Vorstandes und Vizepräsident der Brandenburgischen Ingenieurkammer und als Mitglied des Sachverständigenausschusses der Industrie- und Handelskammer Potsdam geleistet hat, in dem Zauft sich, wie in der Mitgliederversammlung lobend hervorgehoben wurde, in herausragender Weise für die Interessen der brandenburgischen Ingenieure eingesetzt habe. Zaufts besonderes Anliegen und immer wieder öffentlich erklärtes Ziel seiner gesamt-



Zum neuen Vorsitzenden der Landesvereinigung der Prüfsingenieure in Brandenburg ist Dr.-Ing. Lutz Lehmann (li.) gewählt worden. Er übernahm dieses Amt von Dr.-Ing. Dieter Zauft, der dem Berufsstand der Beratenden Ingenieure und der Prüfsingenieure für Baustatik neunzehn Jahre lang ehrenamtlich gedient hat.

ten berufsständischen Arbeit sei die Beibehaltung der bautechnischen Prüfung als hoheitliche Aufgabe und des Vier-Augen-Prinzips für alle Bauvorhaben gewesen. „Und genau dies“, so versicherte der neue Vorsitzende nach seiner Wahl allen Mitgliedern der Landesvereinigung, „wird auch das wesentliche Ziel meiner kommenden Arbeit als Landesvorsitzender sein.“

Lehmann ist als Mitgesellschafter der Potsdamer „Dr. Zauft Ingenieurgesellschaft mbH“ bereits seit vielen Jahren eng mit der berufspolitischen Arbeit der Landesvereinigung der Prüfsingenieure verbunden und deswegen

bestens mit ihr vertraut, sodass seine Wahl zum Vorsitzenden für eine sich berufspolitisch vorteilhaft auswirkende Kontinuität der Verbandsarbeit steht.

Als neue und alte Mitglieder des Vorstandes der Landesvereinigung wurden bei dessen turnusmäßigen Wahl in ihren bisherigen Ämtern bestätigt:

- Dr.-Ing. Lorenz Jonigkeit (Cottbus),
- Prof. Dr.-Ing. Gundolf Pahn (Herzberg),
- Dipl.-Ing. Rüdiger Scheel (Schwedt/Oder) und
- Dipl.-Ing. Gerhard Sy (Prenzlau).

Die Arbeit an der Verbesserung und Vereinfachung der 3. Generation der Eurocodes macht deutliche Fortschritte

Ein Situationsbericht über die Ziele, Tätigkeiten und Erfolge der beiden pränormativen Initiativen PRB und PiN

Die meisten Bauingenieure in Deutschland bewerten die Eurocodes für das Bauwesen als zu praxisfern, zu umfangreich und als zu schlecht anwendbar. Deswegen hat vor zwei Jahren ein Zusammenschluss von zehn Ingenieur- und Bauindustrieverbänden, unter ihnen die Bundesvereinigung der Prüfengeure für Bautechnik (BVPI) und der Verband Beratender Ingenieure VBI, die *Initiative Praxisgerechte Regelwerke im Bauwesen* (PRB) gegründet, die vom VBI und von der BVPI zusätzlich und komplementär um die *Praxisinitiative Normung* (PiN) ergänzt worden ist. Ziel beider Initiativen ist es, eine deutliche Verbesserung und Vereinfachung der Eurocodes zu erreichen. Von vielen Praktikern zuerst mit Skepsis betrachtet, sind beide Initiativen in sinnvoller Ergänzung die umfangreiche und komplizierte Aufgabe mittlerweile inhaltlich und personell entschlossen angegangen. Und sie haben mit zukunfts- und praxisorientierten Reformvorschlägen bereits erste bemerkenswerte Erfolge errungen, die im nachstehenden Beitrag aus der Sicht der PiN ausführlich referiert werden.

Der Zusammenschluss war ein erster Schritt, sich zu finden und etwas zum Zwecke der Eindämmung der Normenflut und zur Wahrnehmung der berechtigten Praxis-Ansprüche ihrer Anwender zu tun. Jetzt geht es um die Umsetzung des Anliegens der Vereinfachung und Anwenderfreundlichkeit – national wie europäisch. Die Erkenntnisse, wie das bewerkstelligt werden könne, wachsen, und anfängliche Intuitionen bedürfen einer Korrektur, denn ganz ohne Wissenschaftler und Altnormer wird es nicht gehen. Nur müssen sie im Dienste der Anwender stehen, die sich zukünftig stärker artikulieren und mit eigenen Beiträgen positionieren werden. Der Erfolg wird nur gemeinsam zu erringen sein, denn die Einbringung und die Durchsetzung der Vorschläge in den Normungsgremien – national wie international – stellt den beinahe noch schwierigeren Teil der PRB-Aktivität dar, als ihre originäre fachliche Aufgabe.

1 Stand der Einführung der Eurocodes in der Praxis

Etwa 500.000 Ingenieure arbeiten in ganz Europa mit den Eurocodes für das Bauwesen, schreibt das CEN/TC 250 in seinem Entwurf zum „Response to Mandate M/515 EN. Amending Existing Eurocodes and Extending the Scope of Structural Eurocodes“ im Februar 2013. Obgleich aus der Perspektive der praktisch tätigen Ingenieure enorme Verbesserungen an den Eurocodes notwendig sind, gelten die Codes derzeit als das weltweit am weitesten entwickelte und verbreitete Normenwerk für den Konstruktiven Ingenieurbau.

Die bauaufsichtliche Einführung der Eurocodes in Deutschland wurde von der Fachkommission Bautechnik der Bauministerkonferenz per Stichtag zum 1. Juli 2012 in Deutschland empfohlen. Um eine Parallelgeltung der vormaligen DIN-Normen mit den neuen europäischen Normen für die Tragwerksbemessung zu vermeiden, schlossen sich zahlreiche Verbände der Empfehlung für die Stichtag-Regelung an, unter ihnen die Bundesvereinigung der Prüfengeure (BVPI) und der Verband Beratender Ingenieure (VBI). Inzwischen sind gut zehn Monate vergangen. Von den Obersten Bauaufsichtsbehörden der Länder wurde die Stichtag-Regelung allerdings nicht einheitlich umgesetzt. Dadurch ist diesbezüglich in Deutschland erneut ein „föderaler Flickenteppich“ entstanden [1]. Die Spanne reicht von der Einführung der Eurocodes per Stichtag-Regelung, zum Beispiel in Hamburg und Baden Württemberg, bis hin zur Parallelgeltung von DIN Vorschriften und ECs bis Ende 2013, die in Bayern, Hessen, Sachsen-Anhalt und Bremen gestattet ist (vgl. www.bvpi.de/eurocode/121206-eurocode-einfuehrung-bundeslaender.htm). Vielerorts wird die Verantwortung leider auf die Prüfengeure übertragen, da es ihrem Ermessen oder dem der Unteren Bauaufsichtsbehörden obliegt, ob die Eurocodes für ein konkretes Bauvorhaben angewendet werden müssen oder nicht.

Im März 2013 führte die BVPI unter ihren Mitgliedern eine Umfrage zur praktischen Umsetzung der Eurocodes durch. Die Beteili-

gung war relativ gering, dennoch wird eines klar bestätigt: Von der angestrebten Stichtag-Regelung mit der einheitlichen und zeitgleichen Einführung der Eurocodes sind wir in Deutschland weit entfernt. Gut die Hälfte der Antwortenden gab an, dass der Anteil der vorgelegten Tragwerksplanungen nach neuen Normen (ECs) kleiner als 20 Prozent sei! Eine fehlende Anwenderfreundlichkeit bemängeln die Befragten insbesondere beim Eurocode 3 (Stahlbau).

Am häufigsten wird bislang wohl der Eurocode 2 (EC 2, Stahlbeton) angewendet. Der EC 2 ist durch seinen umfangreichen deutschen Anhang (NA) bis auf wenige Bereiche, zum Beispiel Durchstanzen und Biegeschlankheit, nahezu identisch mit der bisherigen DIN 1045-1. Einschränkungen zur Anwendung des EC 2 ergeben sich derzeit vielmehr durch die bislang unzureichende Umstellung der bauaufsichtlichen Zulassungen für Bauprodukte und der marktgängigen Software. Bis Ende 2013 werden diese Mängel hoffentlich behoben sein.

Mit dem EC 3 wird die Bemessung von Stahlbauten im Vergleich zur DIN 18800 bedeutend erweitert. Insbesondere die neuen Möglichkeiten der „Heißbemessung“ ungeschützter Stahlprofile werden positiv bewertet. Ein wesentlicher Kritikpunkt im Stahlbau ist jedoch die Vielzahl von Nachweisformaten in allen Bereichen, die im Vergleich zur DIN 18800 stark aufgebläht und dadurch unübersichtlicher und fehleranfälliger geworden sind [2]. Problematisch ist zudem häufig die Anwendung des EC 3 in Verbindung mit DIN EN 1090, da insbesondere kleinere Stahlbaubetriebe noch nicht aktuell nach DIN EN 1090 zertifiziert sind.

Die Mehrzahl der praktizierenden Ingenieure in Deutschland kritisiert die jetzige zweite Generation der Eurocodes für das Bauwesen als praxisfern und zu umfangreich. Alle Bauschaffenden, die in Verbänden und Ingenieurkammern organisiert sind, haben diese Entwicklung der Eurocodes zwar geahnt, das heutige Ausmaß aber nicht vorhergesehen und möglicherweise nicht mit der erforderlichen Widerstandskraft in den nationalen und

internationalen Gremien dagegengehalten. Insofern ist die Gründung der PRB (Initiative Praxisgerechte Regelwerke im Bauwesen e.V.) im Jahre 2011 und die Interessenbündelung der BVPI und des VBI in der Praxisinitiative Normung (PiN) als ein wichtiger Schritt und großer Erfolg anzusehen.

Ziel ist, die Entwicklung der dritten Generation der Eurocodes, die vermutlich innerhalb der kommenden fünf Jahre abgeschlossen werden wird, maßgeblich zu beeinflussen. Unter Verweis auf die *Leitplanken* der PRB [3], die mittlerweile in ganz Europa bekannt sind, sollen die nächsten Codes für die Ingenieure anwenderfreundlicher, verständlicher und praxistauglicher werden

Der Stand der Aktivitäten in Sachen (prä)normativer Arbeiten auf den verschiedenen Ebenen wird nachfolgend aufgezeigt.

2 Praxisinitiative Normung PiN – Neuigkeiten

Für die Stärkung der Position aller praktisch tätigen Bauingenieure in den nationalen und europäischen Normungsgremien haben, wie bereits erwähnt, die BVPI und der VBI vor etwa zwei Jahren die Praxisinitiative Normung (PiN) ins Leben gerufen. Sie ist die Bündelung und gemeinsame Vertretung der Interessen von beratenden, planenden und prüfenden Ingenieuren in Sachen Normung. PiN vertritt die Ingenieure in der PRB.

Für die Professionalisierung der Normungsarbeit durch PiN war im November 2011 Dr.-Ing. Florian Bodensiek beim VBI eingestellt worden. Dessen Arbeit wird seit Oktober letzten Jahres durch zwei vom VBI angestellte und gemeinsam mit der BVPI finanzierte neue Mitarbeiter fortgeführt und intensiviert. Diese sind Dipl.-Ing. Christian Klein und Dr.-Ing. Ines Prokop (Kontakt per E-Mail: klein@vbi.de bzw. prokop@vbi.de, Telefon: 030/26062-281 oder -280).

Was leisten diese zwei hauptamtlichen Mitarbeiter für BVPI und VBI in Sachen Normung? Erste Voraussetzung für den Erfolg der praktisch tätigen Ingenieure in der Normung ist die nationale und internationale Vernetzung der Akteure. Dazu ist eine enge Anbindung der beiden Mitarbeiter an die Verbandsaktivitäten und an deren Mitglieder notwendig. Neben der intensiven Mitarbeit in der Projektgruppe 1 (PG 1, Grundlagen und Einwirkungen) und der Projektgruppe 3 (PG 3, Stahlbau) der PRB sollen die neuen Mitarbeiter persönlich in den nationalen Normungsgremien (NABau) tätig sein. Des Wei-



Die verantwortungs- und fachlich anspruchsvolle pränormative Arbeit der Praxisinitiative Normung (PiN) wird in Berlin beim Verband Beratender Ingenieure VBI auch im Namen der BVPI von Dr.-Ing. Ines Prokop und Dipl.-Ing. Christian Klein besorgt.

teren unterstützen sie die Projektgruppenleiter der PG 1 und der PG 3 der PRB sowie die ehrenamtlich tätigen Ingenieurvertreter von BVPI und VBI in den Normungsgremien und in den Projektgruppen. Mit Prof. Dr.-Ing. Wolfram Jäger (Dresden), dem Vorsitzenden der Landesvereinigung der Prüfengeure für Bautechnik in Sachsen, sowie Dr.-Ing. Hans Scholz (WTM ENGINEERS Berlin) stehen den beiden Mitarbeitern zwei erfahrene Berater von BVPI und VBI zur Seite. Für den Erfolg der Praxisinitiative Normung sind jedoch noch mehr aktive Mitstreiter willkommen und sehr gefragt. Neben der tatkräftigen Unterstützung durch die Mitglieder von VBI und BVPI ist die finanzielle Sicherung der beiden Mitarbeiterstellen und der Ingenieuraktivitäten ganz wesentlich.

Die angestrebte Professionalisierung der Normungsarbeit ist ohne erhöhte finanzielle Aufwendungen nicht zu leisten. Seit 2011 unterstützen die Mitglieder von BVPI und VBI die pränormative und normative Arbeit pekuniär. Die Sonderumlage zur Finanzierung der BVPI-Aktivitäten wurde auf der Mitgliederversammlung der Bundesvereinigung der Prüfengeure im September 2012 in Dresden erneut thematisiert und zur Abstimmung gebracht, weil der Mitgliederbeschluss von 2010 lediglich für die Jahre 2011 und 2012 galt. Nach einer lebhaften und engagierten Diskussion wurde mit deutlicher Mehrheit beschlossen, eine jährliche Sonderumlage in Höhe von 400 Euro pro Mitglied für die Jahre 2013 bis 2017 zu erheben. Beim VBI unterstützen insbesondere die Mitglieder der Fachgruppe „Konstruktiver Ingenieurbau“ auf freiwilliger Basis die Praxisinitiative Nor-

mung finanziell. Die Höhe des Sonderbeitrages richtet sich nach der Größe des Büros. Die Normungsaktivitäten der Ingenieure können aber langfristig nur durch eine noch breitere finanzielle Beteiligung gesichert werden.

Eines steht fest: Wenn wir uns als Ingenieure nicht proaktiv in das Normungsgeschäft einbringen, wird die dritte Normengeneration der Eurocodes unter Umständen noch praxisferner sein, als es die aktuell gültigen Eurocode-Fassungen sind. Langfristig werden kleine Büros, die für das deutsche Bauingenieurwesen so typisch sind, nur überlebensfähig und in allen Fachbereichen tätig sein können, wenn die Normen für den konstruktiven Ingenieurbau praxisgerecht sind. Damit die Baupraktiker in den Normungsgremien ihren Einfluss ausbauen können, muss der Anteil der praktizierenden Bauingenieure in der Normungs-Triade aus Bauaufsicht, Wissenschaft und Baupraxis wieder, wie ursprünglich vorgesehen, ein Drittel betragen! Aber nicht nur das Dabeisein ist wichtig, sondern vielmehr die aktive Einflussnahme und Mitwirkung ist ein maßgebender Eckpfeiler für den Erfolg unserer Initiative.

3 Aktivitäten von PraxisRegelnBau PRB

Um die pränormative Forschungsarbeit in der PRB finanziell abzusichern, was Voraussetzung für eine erfolgreiche Normungsarbeit ist, wurden im Sommer 2012 von den Projektgruppen PG 1 (Grundlagen und Einwirkungen), PG 2 (Stahlbeton), PG 3 (Stahlbau) und PG 6 (Geotechnik) im Rahmen der Forschungsinitiative „Zukunft Bau“ des Bundesministeriums für Verkehr, Bau und Stadtentwicklung (BMVBS) Zuwendungsanträge ge-



Ungefähr 60 Ingenieurinnen und Ingenieure haben im Gebäude des Deutschen Instituts für Bautechnik in Berlin im November an der Tagung teilgenommen, mit der die einzelnen Projektgruppen der Initiative Praxisgerechte Regelwerke im Bauwesen (PRB) über ihre pränormativen Ziele und über ihre konkreten Arbeitsergebnisse berichtet haben.

stellt. Gemäß den Ende September 2012 erteilten Zuwendungsbescheiden erhält jede der vier Projektgruppen ein Förderbudget von maximal 150.000 Euro über 24 Monate. Jedem geförderten Euro steht etwa 1 Euro aus PRB-Mitteln gegenüber. Zu beachten ist dabei, dass ausschließlich pränormative Arbeiten durch das BMVBS gefördert werden. Der Antrag der PG 5 (Mauerwerksbau) wurde nachgereicht und ist auch bereits genehmigt.

Die Projektgruppen PG 1 (Grundlagen und Einwirkungen), PG 2 (Stahlbeton) und PG 6 (Geotechnik) haben in den vergangenen Monaten intensiv gearbeitet und umfangreiche Vereinfachungsvorschläge vorgelegt. Die PG 5 (Mauerwerksbau) hat sich konstituiert, erste Vorschläge zur Straffung erarbeitet und die pränormativen Forschungsschwerpunkte definiert. Am 22. November 2012 fand die erste größere öffentliche Informationsveranstaltung über die Arbeit der PRB beim Deutschen Institut für Bautechnik in Berlin statt. Etwa 60 Teilnehmer verfolgten die Arbeitsberichte der einzelnen Projektgruppen mit großem Interesse.

In der PG 1 wurde der EC 0 als Grundlagennorm redaktionell bearbeitet und Textkürzungen auf ein Drittel des ursprünglichen Normungstextes vorgenommen. Das Ergebnis hat in einem Entwurf für eine Neufassung im Sinne der PRB seinen Niederschlag gefunden. Die textlichen Veränderungen wurden dem Spiegelausschuss übergeben und dort bereits teilweise vorgestellt und diskutiert, aller-

dings noch ohne Beschluss. Im CEN/TC 250 hat eine erste Revision des EC 0 bereits ihren Abschluss gefunden, die die Grundlage für die bevorstehende Überarbeitung aller Eurocodes darstellt. Eine deutsche Beteiligung gab es hier bis Mitte 2012 nicht. Prof. Wolfram Jäger ist dort seit jüngstem aktiv, wobei es sich gezeigt hat, dass die Durchsetzung der *Leitplanken* der PRB [3] auf europäischer Ebene nicht so einfach ist und noch besonderer strategischer Überlegungen bedarf.

In Europa gibt es Bestrebungen, den bisher informativen Anhang B langfristig in einen normativen Status zu erheben. In der augenblicklich überarbeiteten und erweiterten Form besteht die Gefahr, dass das deutsche Vier-Augen-Prinzip auf europäischer Ebene ausgehebelt werden könnte und deutschen Politikern auch national dazu Anlass gegeben wird. Hier ist von deutscher Seite besonders Obacht zu geben. Dieser Tendenz muss aktiv entgegengewirkt werden. Jäger sieht aber aufgrund der intensiven Gespräche in den letzten Monaten doch noch Chancen, die Entwicklungen im Sinne der Ingenieure in der bevorstehenden Phase der Überarbeitung zu beeinflussen. Dazu wird jedoch eine mühsame Überzeugungsarbeit notwendig sein.

Für den EC 1, Teil 1-1 (Nutzlasten), Teil 1-3 (Schnee) und Teil 1-4 (Wind) wurden ebenfalls redaktionelle Vereinfachungen erarbeitet. Die enge personelle Vernetzung der Mitglieder der PG 1 in den nationalen und europäischen Normungsgremien ist hier für die

Durchsetzung der Vereinfachungen auf europäischer Ebene ein wesentlicher Vorteil.

Die PG 2 (Stahlbeton) hat die Überarbeitung der Themen Querkraft und Torsion abgeschlossen. Ein wichtiges Arbeitspaket in 2012 war die Auswertung der Nationalen Anhänge als eine Voraussetzung für die Weiterentwicklung des EC 2. Wichtige Ergebnisse der PG 2 werden im nachfolgenden Kapitel 4 zum CEN/TC 250 dargestellt.

Die PG 3 (Stahlbau) hat mit teilweise neuer Besetzung ihre Arbeiten seit diesem Jahr intensiviert. Hervorzuheben ist die nun verstärkte Beteiligung von beratenden und prüfenden Ingenieuren in der PG 3. Auf der 8. Sitzung des Lenkungsausschusses der PRB berichtete Prof. Dr.-Ing. Ulrike Kuhlmann über die anstehende Weiterentwicklung des EC 3. Sie hat die Leitung des CEN/TC 250/SC 3 inne und tat das sowohl aus europäischer als auch aus nationaler Sicht. Kuhlmann war der PRB gegenüber sehr zugewandt und erhofft sich eine gute interaktive Zusammenarbeit. Dieses Potential muss genutzt werden.

Die Mitarbeiter der PG 6 (Geotechnik) haben ihre in vier Pakete aufgeteilten Arbeiten schon recht weit vorangebracht. Das erste umfasst die Straffung und Überarbeitung der sieben Abschnitte des EC 7, Teil 2, und ist weitgehend abgeschlossen. Die Verbesserungsvorschläge wurden im DIN den zuständigen Arbeitsausschüssen des Normenausschusses Bauwesen (NABau) bereits vorge-

stellt und dort diskutiert. Wesentlich für die Bauingenieure ist das Arbeitspaket 4 der PG 6. Zur Harmonisierung der drei im EC 7, Teil 1, vorgeschlagenen Nachweisverfahren wurden für Flachgründungen, Pfahlgründungen, Baugruben und Böschungen weitere Vergleichsrechnungen durchgeführt und Lösungen für die dimensionslose Darstellung der Ergebnisse zur besseren Vergleichbarkeit erarbeitet.

Die Erarbeitung von Vereinfachungsvorschlägen für die Normung durch die Praktiker ist nur ein Teil der PRB-Aktivitäten. Genauso wichtig und weitaus schwieriger ist die Einbringung und Durchsetzung der Vorschläge in den Normungsgremien – national wie international.

Es ist bekannt, dass es gegenüber der PRB in den verschiedenen Kreisen – hier insbesondere unter den Wissenschaftlern – zahlreiche kritische Meinungen gibt. Die Bemessungsnormen sind für den täglichen Gebrauch in den Ingenieurbüros sowie in den Bau- und Herstellerfirmen bestimmt und sollen die allgemein anerkannten und bewährten Regeln der Technik wiedergeben. Davon sollten auch die Zweifler noch überzeugt und für das gemeinsame Ziel gewonnen werden.

Bei den Eurocodes gewinnt man den Eindruck, dass sie eher das Konsenspapier europäischer Normenschreiber und Wissenschaftler sind und der eigentliche Sinn verlorengegangen ist. Insofern ist allein der Fakt schon ein Erfolg, dass sich die Praktiker unterschiedlicher Verbände gemeinsam gegen die bisherige, eingeschliffene Praxis der Normungsgestaltung zusammengeschlossen haben. Sicher ist, dass es ohne die Wissenschaft nicht gehen wird, jedoch muss sie sich auf ihre eigentliche Aufgabe im Normengeschäft besinnen und dieser dienen. Die Praktiker werden in den Normungsgremien durch die PRB-Aktivitäten bereits wesentlich stärker wahrgenommen und akzeptiert, als dies in der Vergangenheit der Fall war. Dies zeigt

sich auch bei den Entwicklungen zur Novellierung der Eurocodes. Letztlich wird diese Aufgabe nur im fruchtbaren Miteinander aller interessierten Kreise und mit gegenseitiger Achtung und Akzeptanz gelöst werden können.

4 Nachrichten vom NABau und CEN/TC 250

Um den Novellierungsprozess der Eurocodes zu starten, hat die Europäische Kommission im Dezember 2013 dem CEN/TC 250 als europäischem Normungsgremium für den Baubereich das Mandat M/515 erteilt. Darin wird das CEN/TC 250 aufgefordert, ein detailliertes Arbeitsprogramm für die Überarbeitung und Erweiterung der Eurocodes vorzulegen und zu begründen. Bis April 2013 sollten die Inhalte des Mandats und die Vorschläge der SC für deren Arbeitspakete durch die an der Normung beteiligten Kreise in Europa geprüft werden. Ein beachtenswerter Erfolg der Aktivitäten von PiN und PRB ist die Aufnahme der Kriterien „Enhanced Ease of Use“ (dt.: verbesserte Anwenderfreundlichkeit) und „Simplification“ (dt.: Vereinfachung) in sämtliche Teile des Arbeitsprogramms, und zwar für alle neun Eurocodes. Die Umsetzung dieses Programmpunktes muss natürlich von den Ingenieuren beständig forciert und konsequent eingefordert werden.

Einige Länder wünschen die Aufnahme zahlreicher neuer Themen in die Eurocodes. Diese wurden von den Praktikern kritisch geprüft, da die Eurocodes bekanntlich dem Stand der Technik, nicht dem Stand der Wissenschaft entsprechen sollen. Beispielsweise sind andere europäische Länder bestrebt, die Entwicklungen des Model Code 2010 (MC 2010) in eine Neufassung des EC 2 zu übernehmen. Dank vornehmlich deutscher Einsprüche und Überzeugungsarbeit wurde die Übernahme neuer Bemessungsformate aus dem MC 2010 auf der letzten Sitzung des SC 2 erfreulicherweise mehrheitlich abgelehnt. „Hier zeigt sich, wie wichtig es für die deutschen Ingenieure ist, sich zur Wahrung ihrer Interessen

in der Normung zu engagieren, da jetzt die entscheidenden Weichen für die nächste Eurocodegeneration in den europäischen Gremien gestellt werden. Aus der Vergangenheit haben wir lernen müssen, dass eine solche Interessenvertretung nicht nur ehrenamtlich funktioniert, wie das bislang der Fall war“ [1].

Eine praktische und finanzielle Unterstützung der deutschen Akteure im europäischen Normungsgeschäft ist notwendig, um Erfolg zu haben. PiN und PRB werden dabei nicht allen Aufwand, der dabei anfällt, abdecken können. Ein gewisses Maß an Bereitschaft einzubringen und die eigene Kraft zur Verfügung zu stellen, wird bleiben. Aber schließlich ist es ja unser Handwerkszeug, um das es geht. Wenn man den Blick auf die Liste der Arbeitspakete der SC des CEN/TC 250 wirft, die vorab im Wesentlichen die zukünftigen Projektteams definiert, müssen wir feststellen, dass wir noch viel mehr Baupraktiker brauchen, die sich aktiv an der Normungsarbeit auf den verschiedenen Ebenen bis hin zu denen der europäischen PTs beteiligen – unterstützt von PiN und PRB. Bringen auch Sie sich also mit ein, denn nur „Wer wagt, gewinnt!“

Literatur:

- [1] Steffens, A.: Bauaufsichtliche Einführung des Eurocode 2. Eine Bestandsaufnahme aus Anwendersicht. Beratende Ingenieure 43 (2013) H. 3/4, S. 47–49.
- [2] Krahwinkel, M.: Bauaufsichtliche Einführung des Eurocode 3. Ein Erfahrungsbericht aus der Baupraxis. Beratende Ingenieure 43 (2013) H. 3/4, S. 50–53.
- [3] Grundlagen für die Arbeiten der Projektgruppen – „Leitplanken“. Beraten in der ad-hoc-Gruppe Koordination am 7. September 2011. Dokument PRB-PG1_0058. Veröffentlicht u. a. in: Die Initiative PraxisRegelnBau meldet die ersten konkreten Arbeitsergebnisse. Der Prüflingenieur Heft 40 Mai 2012, S. 7–9 (<http://www.vbi.de/aktuelles/newsletter/news/initiative-praxisregelnbau-erste-arbeitsergebnisse/>)

„Ingenieurforum Tragwerksplanung“ der Landesvereinigung der Prüfengeiere Sachsen-Anhalt im September in Halle

Die Landesvereinigung der Prüfengeiere für Bautechnik in Sachsen-Anhalt und die Ingenieurkammer Sachsen-Anhalt werden am 26. September 2013 in der Martin-Luther-Universität in Halle-Wittenberg ihr nächstes „Ingenieurforum Tragwerksplanung“ veranstalten, das sich mit den Jahren zu einem bedeutsamen und fachlich ergiebigen Weiterbildungsforum für Bauingenieure aus ganz Deutschland entwickelt hat.

Mit ihrem diesjährigen Ingenieurforum wollen beide Veranstalter wiederum aktuelle Themen der Tragwerksplanung aufgreifen und zur Diskussion stellen, und zwar:

- die zerstörungsfreie Schadensanalyse im Betonbau (Erkundung, Messverfahren, Auswertung),
- das Verstärken von Stahlbetonbauteilen mit geklebten CFK-Lamellen (Konstruktion, statischer Nachweis, Brandschutz),
- die Nachhaltigkeit im Bauwesen (von der Planung bis zur Zertifizierung),
- Einwirkungen auf Straßenbrücken nach Eurocode (DIN EN 1991-2).

Referenten sind

- Dr.-Ing. Wolfgang Erfurt von der Bauhaus-Universität Weimar,
- Dipl.-Ing. Dirk Grunewald von der Firma

S&P Clever Reinforcement GmbH in Frankfurt am Main,

- Prof. Dr.-Ing. Carl-Alexander Graubner vom Fachgebiet Massivbau der Technischen Universität Darmstadt und
- Prof. Dr.-Ing. Ireneusz Danielewicz vom Fachbereich Bauwesen der Hochschule Magdeburg-Stendal.

Die Teilnahme kostet 85 Euro (für die Mitglieder der beiden Veranstalter: 60 Euro).

- www.ing.net.de
- www.vpi-sa.de

GEDANKENTanken: Arbeitstagung der Prüfengeiere in Baden-Württemberg am 28./29. Juni in Baden-Baden

„GEDANKENTanken: Wissen, Gespräche und Ideen, die uns weiterbringen“ – unter diesem Motto veranstaltet die Landesvereinigung Baden-Württemberg der Prüfengeiere für Bautechnik am 28. und 29. Juni im Congress-Centrum in Baden-Baden ihre jährliche Arbeitstagung 2013 für Prüfengeiere und Gäste aus Politik, Wirtschaft und Verwaltung.

Fachlicher Schwerpunkt dieser Arbeitstagung sind ingenieurtechnische, wissenschaftliche und berufspolitische Themen.

Neben dem offiziellen Vortragsprogramm ist es das Ziel der Tagung, sich kollegial auszutauschen und die fachliche und berufspolitische Richtung zu diskutieren und zu festigen. Nur mit gut funktionierenden Netzwerken werden die Ingenieure, so die Überzeugung

der Veranstalter, die Zukunft – gerade auch in Europa – für sich positiv gestalten können.

Neben dem Beruflichen gibt es außerdem ein attraktives Begleitprogramm und einen gesellschaftlichen Abend mit Buffet, Tanz, Kleinkunst und – für die Unermüdlichen – ein Ausklang im Casino.

- www.vpi-bw.com



Unser Foto zeigt Andrä während seines Vortrages über das System der deutschen Bauwerksprüfung

BERUFSPOLITISCHE ÖFFENTLICHKEITSARBEIT und europapolitische Berufspolitik haben der frühere Präsident und heutige Ehrenpräsident und der Geschäftsführer der Bundesvereinigung der Prüfengeiere für Bautechnik (BVPI), Dr.-Ing. Hans-Peter Andrä und Dipl.-Ing. Manfred Tiedemann, im Herbst vergangenen Jahres in Berlin absolviert, als eine zwanzigköpfige Delegation staatlich zugelassener Prüfengeiere aus Weißrussland Deutschland besuchte. Dabei erklärten Andrä und Tiedemann den weißrussischen Kollegen, wie in Deutschland die Bauplanung, die Baugenehmigung und die Bauüberwachung strukturiert und geregelt sind und wie sie funktionieren. Gleichzeitig stellten die beiden Repräsentanten der deutschen Prüfengeiere ihren weißrussischen Kolleginnen und Kollegen das deutsche System der hoheitlichen bautechnischen Prüfung vor, was eine lebhafte Diskussion mit den Ingenieuren aus dem Osten Europas auslöste.

vpi-EBA-Vorsitzender Dr. Dietmar H. Maier wurde 60 Jahre Mitglied zahlreicher Gremien und Ausschüsse des Stahlbaus

Am 7. Februar 2013 ist der Vorsitzende der Vereinigung der Sachverständigen und Prüfer für bautechnische Nachweise im Eisenbahnbau (vpi-EBA) und Mitglied des Vorstandes der Bundesvereinigung der Prüfengeure für Bautechnik (BVPI), Dr.-Ing. Dietmar Helmut Maier, 60 Jahre alt geworden.



Dr.-Ing. Dietmar Helmut Maier, Vorsitzender der Vereinigung der Sachverständigen und Prüfer für bautechnische Nachweise im Eisenbahnbau (vpi-EBA), ist 60 Jahre alt geworden.

Maier begann 1972 an der Technischen Universität Karlsruhe das Studium des Bauingenieurwesens (Vertiefungsschwerpunkt: Stahlbau) und machte seine ersten beruflichen Erfahrungen bei der Ingenieurgruppe Bauen in Karlsruhe, bis es ihn 1980 wieder an die Universität zog, wo er am Institut für Baustatik und Messtechnik unter der Leitung von Prof. Udo Vogel eine Assistentenstelle antrat. 1986 wurde er mit einer Arbeit über die „Traglastermittlung räumlicher Stabtragwerke aus Stahl und Leichtmetall unter Berücksichtigung der Schubweichheit“ mit Auszeichnung promoviert. Anfang 1987 kehrte er in die Praxis zur Ingenieurgruppe Bauen mit dem Ziel zurück, dort verantwortungsvolle Aufgaben wahrzunehmen.

Bei den großen und komplexen Projekten, die er damals bearbeitete, befolgte und belebte Dietmar H. Maier die professionell grundlegende Denkweise dieses Büros, mit durchdachten wirtschaftlichen und praxisgerechten konstruktiven Entwürfen den Architektenkollegen ein Planungspartner auf Au-

genhöhe zu sein und der statischen Berechnung die ihr zukommende Bedeutung der Kontrolle einer guten Konstruktion zu geben. 1994 wurde Maier als Mitgesellschafter in die Partnerschaft aufgenommen.

Die berufliche Entwicklung Maiers ging rasch weiter. 1997 wurde er in Baden-Württemberg als Prüfengeur für Baustatik für Metallbau und Massivbau anerkannt, 2000 folgten die Anerkennung als Sachverständiger für die bautechnische Prüfung im Eisenbahnbau und 2002 die Bestellung zum Sachverständigen nach Paragraph 20 des Atomgesetzes.

Heute ist Maier neben seinen hauptberuflichen Obliegenheiten ehrenamtlicher Obmann der Fachgruppe Konstruktiver Ingenieurbau des VBI-Landesverbandes Baden-Württemberg, Mitglied im Statisch-Konstruktiven Ausschuss und im Erweiterten Vorstand

der Landesvereinigung der Prüfengeure in Baden-Württemberg, seit 2005 auch Mitglied im Vorstand der Bundesvereinigung der Prüfengeure für Bautechnik (BVPI) und dort zuständig für das Ressort Bundesbehörden. Seit mehr als zehn Jahren ist Maier obendrein Mitglied im Vorstand des Deutschen Stahlbau-Verbandes (DSTV) sowie vieler weiterer Stahlbau-Ausschüsse und anderer Normungsgremien.

Ein besonderes Anliegen ist Maier das Amt des Vorsitzenden der Vereinigung der Sachverständigen und Prüfer für bautechnische Nachweise im Eisenbahnbau (vpi-EBA). Mit Ausdauer und hohem Engagement ist es ihm in vielen Gesprächen mit den Verantwortlichen im Eisenbahn-Bundesamt und im zuständigen Bundesministerium für Verkehr, Bau und Stadtentwicklung (BMVBS) gelungen, mit der vpi-EBA eine Institution für die bautechnische Prüfung von Eisenbahnbauwerken, insbesondere von Brücken, zu etablieren, die den Landesvereinigungen der Prüfengeure ähnelt. Vor allem aber ist Maier die Einführung der „Verwaltungsvorschrift für die Bauaufsicht im Ingenieurbau, Oberbau und Hochbau“ (VV BAU) und der Gebühren-Verordnung (GebV-EBA) zu danken, Regelungen, die mit der Sicherung der Qualität der präventiven bautechnischen Prüfung auch die Sicherheit der Bauwerke erhöhen.

Josef Steiner

BÜV-Arbeitskreis „Wiederkehrende Bauwerksprüfung im Hochbau“ erarbeitet einen Leitfaden für die Praxis

Nachdem der Bauüberwachungsverein BÜV, wie auf Seite 9 in dieser Ausgabe berichtet, im April vergangenen Jahres einen Arbeitskreis „Bauwerksprüfung nach DIN 1076“ gegründet hatte, hat er, weil bei der diesbezüglichen Mitgliederbefragung auch diese Frage mehrheitlich bejaht worden war, im Sommer vergangenen Jahres in Mannheim auch einen Arbeitskreis „Wiederkehrende Bauwerksprüfung im Hochbau“ ins Leben gerufen. Dieser Arbeitskreis hat inzwischen

viermal getagt, zuletzt am 21. Februar dieses Jahres.

Die vorrangigen Ziele des neuen Arbeitskreises sind bereits im Rahmen der konstituierenden Sitzung formuliert und entsprechende Aufgaben an die Mitglieder ausgegeben worden. Vor dem Hintergrund verschiedenster Quellen, eines aber nicht einheitlichen Standards für wiederkehrende Hochbauprüfungen, richtet sich das Hauptaugenmerk dieses neuen Arbeitskreises auf die Erarbeitung einer nach

Möglichkeit bundesweit einheitlichen Empfehlung für Wiederkehrende Prüfungen im Hochbau, die sowohl den Bauwerksprüfern als auch den Bauherren als Leitfaden dienen soll. Implementiert werden sollen alle relevanten Aspekte, die die wiederkehrende Bauwerksprüfung im Hochbau umfasst – unter anderem die Definition des Anwendungsbereichs, der Qualifikationsanforderungen und der Vorgehensweisen bei der täglichen Arbeit. Mit einem ersten Gesamtentwurf der Empfehlungen wird zum Ende des Jahres 2013 gerechnet.

21. Bautechnisches Seminar in NRW mit sehr kompaktem Vortragsprogramm und vielen höchst aktuellen Referaten

Ein sehr kompaktes Vortragsprogramm mit höchst aktuellen Referaten hat das 21. Bautechnische Seminar NRW gebo- ten, das die Landesvereinigung der Prüf- ingenieure in Nordrhein-Westfalen, die Ingenieurkammer-Bau von NRW, der nordrhein-westfälische Landesverband im Verband Beratender Ingenieure VBI und das Ministerium für Bauen, Wohnen, Stadtentwicklung und Verkehr des Lan- des Nordrhein-Westfalen Ende Novem- ber 2012 in Ratingen durchgeführt hat- ten. Nahezu 300 Teilnehmer hörten dabei das Neueste über die Entwicklung der Nachrechnungsrichtlinie als Grundlage der Bewertung bestehender Brücken, über Anforderungen an die Verwendbar- keit von Betonfertigbauteilen aus Deutschland und aus anderen EU-Län- dern, über die brandschutztechnische Beurteilung von Bestandskonstruktionen und über die Brandschutzbemessung von Bauteilen des Stahlbetonbaues.

Neben dem Vortrag von Dr.-Ing. Gero Mar- zahn vom Landesbetrieb Straßenbau NRW über die neue Nachrechnungsrichtlinie, in die nunmehr auch die Alterung und Schädi- gung bestehender Brücken aufgenommen worden sind (siehe den Beitrag auf Seite 20), fand ein Vortrag von Prof. Dr.-Ing. Wer- ner Seim von der Universität Kassel über ei- ne komprimierte, widerspruchsfreie, praxis- taugliche DIN EN 1995-1 für die Bemessung von Holzkonstruktionen des Hochbaus das besondere Interesse der Teilnehmer dieses Seminars. Seims erklärtes Ziel: 80/80, wobei die beiden Zahlen für die Reduktion des Sei- tenumfangs der DIN um 80 Prozent und die Anwendung bei 80 Prozent aller Planungs- aufgaben des Hochbaus steht.

Holz als natürlicher Baustoff mit physikali- schen Eigenschaften größter Komplexität macht bekanntlich weitergehende statische Nachweise erforderlich, wenn dynamische und extensive Einwirkungen auftreten, zum Beispiel Umweltbedingungen oder ein Ver- schleiß der Substanz. Hier erwies sich, wie Seim erläuterte, ein selektives Vorgehen als gute Möglichkeit für eine Vereinfachung der DIN EN 1995-1. Inzwischen liegt eine weiter- entwickelte Richtlinie (Stand: 30. Januar 2013) vor, der vergleichsweise der Rang ei- nes Gelbdrucks beigemessen werden kann. Seim hat, wie berichtet wurde, die Brauch-

barkeit der Richtlinie mit vielen Kontrollrech- nungen und Beispielnachweisen seitens der diese Arbeit begleitenden Prüflingenieure be- stätigt.

Ergänzend zur Erläuterung der Richtlinie stellte Dipl.-Ing. Burkhard Walter vom Inge- nieurbüro Walter in Aachen eine Vielzahl un- terschiedlicher Praxisbeispiele des Ingenieur- holzbaus vor. Die Gestaltung von Bauteilan- schlüssen, Konstruktions-Aussteifungen und anderer wichtiger Details erläuterte er um- fassend, entsprechend ihrer Wichtigkeit in ih- ren jeweiligen statischen Beziehungssyste- men.

Ein Schwerpunkt des Ratinger bautechni- schen Seminars war der statisch-konstruktive Brandschutz. Hierzu wurden zwei Vorträge angeboten: Mit dem einen trug Dr.-Ing. Ekkhard Richter (ehemals TU Braunschweig) Nachweisverfahren mit vereinfachten Re- chenverfahren, basierend auf Eurocode 2, Teil 1-2, vor, mit dem anderen referierte Pro- fessor Dr.-Ing. Jürgen Wesche (TU Braun- schweig) über die brandschutztechnische Be- urteilung von Bestandskonstruktionen mit Schwerpunkt Erkundung und Bewertung der jeweiligen Leistungsfähigkeit der vorhande- nen Bauteile.

Beide Vorträge geben dem Tragwerksplaner das Rüstzeug für die Optimierung des sta- tisch-konstruktiven Brandschutzes und dem Prüflingenieur für die Beurteilung der Brand- schutzqualität der Bauteile an die Hand. Sie werden deshalb in dieser Ausgabe des *Prüf- ingenieurs* als bearbeitetes Manuskript ver- öffentlicht (siehe Seite 30 und Seite 37).

Die Anforderungen an die Verwendbarkeit von Betonfertigteilen aus Deutschland und EU-Ländern behandelten Dr.-Ing. Matthias Molter von der Firma Bremer AG (Paderborn) und Dipl.-Ing. Stefan Zwolinski vom Güte- schutz Beton NRW.

Molter zeigte mit zahlreichen Fotos das um- fangreiche Spektrum des Einsatzes von Fer- tigbauteilen aus Stahlbeton und Spannbeton und die Andienung der Baustellen in Deutschland, Luxemburg, Polen, Slowakei, Schweden, Schweiz sowie im Vereinigten Kö- nigreich. Bauteilanschlüsse sowie der Zu- sammenbau insgesamt wurden an vielen De- tails erläutert.

Dass der Europäische Binnenmarkt längst auch im Bausektor Realität ist, konnte Molter überzeugend darstellen. Ergänzend erläu- terte Zwolinski die Anforderungen an die Ver- wendbarkeit von Betonfertigteilen in Deutschland. Zu unterscheiden sind danach folgende Kennzeichnungen:

- *Einfeldbalken in einem Kreis*: Gütezeichen für freiwillige Überwachung im nicht bau- aufsichtlichen Bereich,
- *Einfeldbalken in dem Buchstaben Ü*: Über- einstimmungszeichen gesetzlich vorge- schriebene Überwachung im bauaufsichtli- chen Bereich. Grundlage bis 2008: DIN 1045, Teil 1–4 und EN 206-1. Heute sind die europäischen Fertigteilnormen DIN EN maßgebend,
- *CE-Zeichen*: Kennzeichen europäisch ge- normter Produkte, Überwachung in ver- schiedenen Konformitäts-Nachweis-Syste- men.

Einzelheiten sind der jeweils aktuellen Baure- gelliste für Deutschland zu entnehmen.

Neue Regelungen sind, so machte Zwolinski deutlich, nach Inkrafttreten der Bauproduk- tenverordnung am 1. Juli 2013 zur erwarten. Allgemeine bauaufsichtliche Zulassungen für einzelne Produkte müssen dann an die Bau- produktenverordnung angepasst werden. Den Mitteilungen des Deutschen Instituts für Bautechnik sowie denen der jeweiligen Län- der-Bauministerien kommt deshalb größte Bedeutung zu.

Alles im Fluss, das zeigten auch die von Dipl.- Ing. Andreas Plietz vom Referat Bautechnik im Bau- und Verkehrsministerium NW mit profun- dem Hintergrundwissen vorgetragenen De- tails der bauaufsichtlichen Einführung der Eu- rocodes 0 bis 9 mit den Einschränkungen, dass EN 1996, Eurocode 6, und EN 1998, Eurocode 8, zurückgestellt worden sind. In beiden Fällen gelten vorläufige Übergangslösungen.

Gebäude, deren Standsicherheit auf der Grundlage von Naturbrandmodellen bemes- sen sind, unterliegen Nutzungsbedingungen, die durch betriebliche Maßnahmen und ex- terne Überprüfungen sicherzustellen sind. Die jeweils aktuellen Bauregellisten „A“, „B“ und „C“ sind jeweils verpflichtend.

Dipl.-Ing. Josef Dumsch

Ein Prüflingenieur und Ingenieur von hohen Graden: Ehrenpräsident Hans-Peter Andrä wurde 65 Jahre alt

Am 28. April 2013 hat der langjährige ehemalige Präsident und heutige Ehrenpräsident der Bundesvereinigung der Prüflingenieure für Bautechnik, Dr.-Ing. Hans-Peter Andrä, MSc., sein 65. Lebensjahr vollendet. Andrä hat sich zeit seines beruflichen Lebens nicht nur als ein Ingenieur von hohen Graden ausgewiesen, sondern auch auf verbandspolitischem Parkett bedeutende berufspolitische Erfolge und Ergebnisse von Bestand verbuchen können.

Sein akademischer Werdegang war:

- 1972 Diplom an der TH Stuttgart,
- 1975 Regierungsbaumeister in Baden-Württemberg,
- 1977 MSc. Universität Calgary,
- 1981 Dr.-Ing. TU Stuttgart.

1977 trat er in das Büro Leonhardt, Andrä und Partner GmbH (LAP) in Stuttgart ein:

- 1988 Geschäftsführender Gesellschafter,
- 1989 Prüflingenieur der Fachrichtung Maschinbau in Baden-Württemberg,
- 1995 EBA Sachverständiger,
- 1999 Prüflingenieur in Berlin,
- 2003 Leiter der Niederlassung Berlin.

Während dieser Zeit beschäftigte sich Hans-Peter Andrä mit dem Entwurf von Brücken, aber insbesondere mit Hochbauten. Sein besonderes Interesse galt der Forschung und Entwicklung. Er erwarb 26 Patente für die Weiterentwicklung von Vorspannsystemen, Lagern und Bauteilen für den Schubverbund (Dübel- und Schubleisten). Zuletzt befasste er sich verstärkt mit der Anwendung von Kohlefaserlamellen im Bauwesen. Eine Würdigung seiner Leistungen erschien bereits zu seinem 60. Geburtstag [1].

Seitdem hat Hans-Peter Andrä weiterhin intensiv die Tragwerksplanung, Entwurfspla-



Dr.-Ing. Hans-Peter Andrä, Ehrenpräsident der Bundesvereinigung der Prüflingenieure für Bautechnik und von 2005 bis 2012 deren Präsident, wurde am 28. April 65 Jahre alt

nung und Prüfung für namhafte Bauwerke geleitet.

Maßgeblich beteiligt war Andrä auch an der Einführung der Nachrechnungsrichtlinien und an Nachrechnungen und Beurteilungen einer großen Zahl von Brücken, insbesondere in Berlin.

Im Jahre 2005 wurde Hans-Peter Andrä zum Präsidenten der Bundesvereinigung der Prüflingenieure für Bautechnik (BVPI) gewählt. Schwerpunkte während dieser seiner Tätigkeit waren die Weiterentwicklung und Führung des Verbandes in das europäische Umfeld, die Positionierung und Mitarbeit im Consortium of European Building Control CEBC, die Verlegung der Geschäftsstelle nach Berlin und die Integration des BVPI in das Netzwerk der Kammern und Verbände. Bei der Übergabe der Leitung der BVPI an seinen Nachfolger wurde Hans-Peter Andrä zum Ehrenpräsidenten ernannt. In der Ernennungs-urkunde heißt es: „Herr Dr. Andrä hat sich große Verdienste um die Leitung des Verban-

des von 2005 bis 2012 erworben. Er hat sich in besonderem Maße engagiert für ein positives Berufsbild der planenden und prüfenden Bauingenieure in der Öffentlichkeit und der damit verbundenen Fragen der Qualitätssicherung.“

Weitere Ehrenämter waren die Mitgliedschaft im Vorstand des Deutschen Ausschusses für Stahlbeton und im Sachverständigenausschuss „Bewehrungselemente“ des Deutschen Instituts für Bautechnik. In der Initiative „PraxisRegelnBau“ mit dem Ziel, die Praxistauglichkeit der Regelwerke zu verbessern, ist er Gründungs- und Vorstandsmitglied.

Seit dem 1. Januar 2013 ist Hans-Peter Andrä als Geschäftsführer der LAP GmbH pensioniert und hat den Vorsitz im Aufsichtsrat der nun als AG firmierenden LAP übernommen. Darüber hinaus wird er der LAP AG weiterhin als Prüflingenieur und Berater verbunden bleiben.

Ein besonderes Anliegen ist ihm die weitere Anwendung von Kohlefaser-Verbundwerkstoffen im Bauwesen. Sein Entwurf von „The Cloud“, einem selbsttragenden Stadiondach, zusammengesetzt aus zeppelinartigen Auftriebskörpern, beinhaltet eine Verschmelzung von Luftschifftechnologie mit Bautechnologie für eine neue Generation von weitgespannten mobilen Dächern. Dessen Verwirklichung zusammen mit seinem Sohn Hans-Adam könnte die Erfüllung eines Lebenstraumes werden.

Holger Svensson

[1] Svensson, H.: Hans-Peter Andrä 60 Jahre. *Stahlbau 2008*, S. 386. *Beton- und Stahlbeton 2008*, S. 283. *Bautechnik 2008*, S. 357. *Prüflingenieur Heft 32 (2008)* S. 9

[2] Andrä, H.-P., Burghagen, K., Häberle, U. und Svensson, N.: *Geh- und Radwegbrücke Weil der Stadt. Bauingenieur 2007*, S. 342-345.

Neues aus dem DIBt: Übergangsregeln für den Eurocode 6 vor der Bekanntmachung als Technische Baubestimmung

Neue Hinweise zu den Ausführungsklassen von Bauwerken, Tragwerken oder Bauteilen aus Aluminium

Wegen der besonderen Wirkungen, die seine Tätigkeit auf die Arbeit der Prüflingenieure haben kann, hat deren Bundesvereinigung vor einiger Zeit mit dem Deutschen Institut für Bautechnik (DIBt) vereinbart, dass im *Prüflingenieur* in regelmäßigen Abständen ein „Bericht aus dem DIBt“ erscheinen solle, der über die hauptsächlich für die Prüflingenieure relevanten aktuellen technischen und konstruktiven Entwicklungen Auskunft gibt, die im DIBt bearbeitet werden. Hier nun berichtet das DIBt in diesem Sinne über die Anwendbarkeit des Eurocodes 6 (Mauerwerksbau), es gibt Hinweise zu den Ausführungsklassen von Aluminiumtragwerken und es gibt bekannt, dass es einen neuen Aufgabenbereich erhalten habe, der ihm durch das Bauprodukten-gesetz zugefallen sei.

Zur Anwendbarkeit des Eurocodes 6: „Bemessung und Konstruktion von Mauerwerksbauten“ vor der Bekanntmachung als Technische Baubestimmung (Übergangsregeln): Die Fachkommission Bautechnik der Bauministerkonferenz hat den Ländern empfohlen, die Normen DIN EN 1990 bis 1995, 1997 und 1999 in Teilen zum Stichtag 01.07.2012 bauaufsichtlich einzuführen und gleichzeitig die korrespondierenden nationalen Planungs- und Bemessungsnormen aus der Liste der Technischen Baubestimmungen zu streichen. Von dieser Empfehlung ausgenommen ist unter anderem der Eurocode 6.

Es bestehen keine Bedenken, dass die mit den zugehörigen nationalen Anhängen vorliegende Norm DIN EN 1996 nach § 3 Abs. 3 Satz 3 Musterbauordnung (MBO) (nach Landesrecht) als gleichwertige Lösung abweichend von den korrespondierenden Technischen Baubestimmungen zusammen mit den dann bauaufsichtlich eingeführten Eurocode-teilen unter bestimmten generellen Bedingungen angewendet werden kann (Näheres hierzu siehe: DIBt Newsletter 3/2012, Seiten 7 bis 9, veröffentlicht auf www.dibt.de).

Aus Sicht des DIBt bestehen keine technischen Bedenken, übergangsweise Entwurf

und Bemessung von Mauerwerk nach allgemeinen bauaufsichtlichen Zulassungen, die noch nach DIN 1053 erteilt werden, nach Eurocode 6 und den zugehörigen nationalen Anhängen durchzuführen, wenn

- es sich um allgemeine bauaufsichtliche Zulassungen handelt, die ausschließlich Mauerwerk aus Mauersteinen und Normalmauermörtel, Leichtmauermörtel oder Dünnbettmörtel regeln,
- die Wände aus Mauerwerk nach der jeweiligen allgemeinen bauaufsichtlichen Zulassung keine Anforderungen an die Feuerwiderstandsfähigkeit erfüllen müssen,
- der in der jeweiligen allgemeinen bauaufsichtlichen Zulassung festgelegte Anwendungsbereich auch bei Bemessung des Mauerwerks nach Eurocode 6 eingehalten wird.

Näheres über die zu führenden Nachweise im Grenzzustand der Tragfähigkeit nach Eurocode 6 steht im DIBt Newsletter 01/2013, Seite 6., veröffentlicht auf www.dibt.de.

Die endgültige bauaufsichtliche Einführung des Eurocode 6 durch Aufnahme in die Liste der Technischen Baubestimmungen in den Ländern ist nach den gegenwärtigen Beratungen in der Fachkommission Bautechnik für das Jahr 2014 geplant.

Das Deutsche Institut für Bautechnik ist seit dem 12.12.2012 die deutsche Technische Bewertungsstelle sowie notifizierende Behörde: Der Bundestag hat das Gesetz zur Anpassung des Bauproduktengesetzes und weiterer Rechtsvorschriften an die Verordnung (EU) Nr. 305/2011 zur Festlegung harmonisierter Bedingungen für die Vermarktung von Bauprodukten beschlossen. Artikel 1 dieses Gesetzes trat am 12.12.2012 in Kraft. Dieser Artikel ändert das bestehende Bauproduktengesetz und bestimmt das Deutsche Institut für Bautechnik (DIBt) zur einzigen deutschen Technischen Bewertungsstelle sowie zur notifizierenden Behörde gemäß der EU-Bauproduktenverordnung.

Die EU-Bauproduktenverordnung sieht vor, dass eine solche Benennung auf bestimmte,

im Anhang IV der Verordnung genannte Produktbereiche bezogen erfolgen kann. Die Benennung des DIBt erfolgte diesbezüglich umfassend und „insbesondere für die in Anhang IV Tabelle 1 der EU-Bauproduktenverordnung in der jeweils geltenden Fassung genannten Produktbereiche“. Das DIBt wird daher auch weiterhin im Auftrag des Bundesministeriums für Verkehr, Bau und Stadtentwicklung in der EOTA (Europäische Organisation für Technische Bewertungen) mitwirken.

Artikel 1 des Anpassungsgesetzes zum Bauproduktengesetz bestimmt das DIBt außerdem als notifizierende Behörde im Sinne von Artikel 40 Absatz 1 der EU-Bauproduktenverordnung.

Hinweise zu den Ausführungsklassen von Aluminiumtragwerken: In der Musterliste der Technischen Baubestimmungen, Ausgabe Dezember 2011, sind unter der Lfd. Nr. 2.4.3 Regelungen für die Bemessung und Konstruktion (Eurocode 9) sowie für die Ausführung (DIN EN 1090-3:2008-09) von Aluminiumtragwerken angegeben. Für die Zuordnung von Bauwerken, Tragwerken oder Bauteilen aus Aluminium zu den Ausführungsklassen nach DIN EN 1090-3 gelten die Regelungen in Abschnitt NCI zu A.5 des Nationalen Anhangs DIN EN 1999-1-1/NA:2010-12. Die Ausführungen dieses Abschnitts sind teilweise nicht mehr aktuell, sodass die folgenden Zuordnungen verwendet werden sollten. (Es ist beabsichtigt, diese Formulierungen in einer Änderung von DIN EN 1999-1-1/NA:2010-12 zu berücksichtigen.)

Ausführungsklasse EXC 1: In diese Ausführungsklasse fallen vorwiegend ruhend und, falls ungeschweißt, auch nicht vorwiegend ruhend beanspruchte Bauteile oder Tragwerke aus den in DIN EN 1999-1-1, Abschnitt 3 geregelten Aluminiumlegierungen, für die mindestens einer der folgenden Punkte zutrifft:

1. Tragkonstruktionen mit
 - bis zu zwei Geschossen aus Strangpressprofilen/Walzprofilen ohne biegesteife Kopfplattenstöße,

- druck- und biegebeanspruchte Stützen mit bis zu 3 m Knicklänge,
- Biegeträgern mit bis zu 5 m Spannweite und Auskragungen bis 2 m,
- charakteristischen veränderlichen, gleichmäßig verteilten Einwirkungen/Nutzlasten bis 2,5 kN/m² und charakteristischen veränderlichen Einzelnutzlasten bis 2,0 kN.

2. Tragkonstruktionen mit max. 30° geneigten Belastungsebenen (z.B. Rampen) mit Beanspruchungen durch charakteristische Achslasten von max. 63 kN oder charakteristische veränderliche, gleichmäßig verteilte Einwirkungen/Nutzlasten von bis zu 17,5 kN/m² (Kategorie E2.4 nach DIN EN 1991-1-1/NA: 2010-12, Tabelle 6.4DE) in einer Höhe von max. 1,25 m über festem Boden wirkend.

3. Treppen und Geländer in Wohngebäuden.

4. Landwirtschaftliche Gebäude ohne regelmäßigen Personenverkehr (z.B. Scheunen, Gewächshäuser).

5. Wintergärten an Wohngebäuden.

6. Einfamilienhäuser mit bis zu 4 Geschossen.

7. Gebäude, die selten von Personen betreten werden, wenn der Abstand zu anderen Gebäuden oder Flächen mit häufiger Nutzung durch Personen mindestens das 1,5-Fache der Gebäudehöhe beträgt.

Die Ausführungsklasse EXC 1 gilt auch für andere vergleichbare Bauwerke, Tragwerke und Bauteile.

Ausführungsklasse EXC 2: In die Ausführungsklasse EXC 2 fallen vorwiegend ruhend und nicht vorwiegend ruhend beanspruchte Bauteile oder Tragwerke aus Aluminiumlegierungen, die nicht den Ausführungsklassen EXC 1, EXC 3 und EXC 4 zuzuordnen sind.

Ausführungsklasse EXC 3: Dieser Ausführungsklasse zugehörig sind vorwiegend ruhend und nicht vorwiegend ruhend beanspruchte Bauteile oder Tragwerke aus Aluminiumlegierungen, für die mindestens einer der folgenden Punkte zutrifft:

1. Großflächige Dachkonstruktionen von Versammlungsstätten/Stadien,
2. Gebäude mit mehr als 15 Geschossen,
3. vorwiegend ruhend beanspruchte Wehr-

verschlüsse bei extremen Abflussvolumen, 4. folgende, nicht vorwiegend ruhend beanspruchte Tragwerke oder deren Bauteile:

- Geh- und Radwegbrücken,
- Straßenbrücken,
- Eisenbahnbrücken,
- fliegende Bauten,
- Türme und Maste wie z.B. Antennentragwerke, Kranbahnen, zylindrische Türme wie z.B. Aluminiumschornsteine.

Die Ausführungsklasse EXC 3 gilt auch für andere vergleichbare Bauwerke, Tragwerke und Bauteile.

Ausführungsklasse EXC 4: In die Ausführungsklasse EXC 4 fallen alle Bauteile oder Tragwerke der Ausführungsklasse EXC 3 mit extremen Versagensfolgen für Menschen und Umwelt, wie z.B.:

1. Straßenbrücken und Eisenbahnbrücken (siehe DIN EN 1991-1-7) über dicht besiedeltem Gebiet oder über Industrieanlagen mit hohem Gefährdungspotential,
2. nicht vorwiegend ruhend beanspruchte Wehrverschlüsse bei extremen Abflussvolumen.

Prof. Dr.-Ing. Gundolf Pahn wurde zum neuen Leiter des Technischen Koordinierungsausschusses gewählt

Zum neuen Leiter des Technischen Koordinierungsausschusses (TKA) der Bundesvereinigung der Prüfm Ingenieure für Bautechnik ist auf dem jüngsten Treffen dieses Ausschusses Prof. Dr.-Ing. Gundolf Pahn gewählt worden. Er trat die Nachfolge von Prof. Dr.-Ing. Robert Hertle an, der seine verbands- und berufspolitische Aktivität künftig auf die pränormative Arbeit konzentrieren möchte. Hertle ist Mitglied des Vorstandes der Bundesvereinigung und bleibt stellvertretender Leiter des TKA, damit die notwendige arbeitstechnische Kontinuität und der enge Konnex des TKA zum Ressort Bautechnik des Vorstandes der BVPI aufrecht erhalten werden können.

Mit Aufnahme seiner Leitungsfunktion hat Pahn im Konsens mit den Mitgliedern des TKA angekündigt, dass die Harmonisierung der alten und die Formulierung neuer bundesweit gültiger Technischer Mitteilungen der BVPI auch weiterhin auf der Agenda des Bundesverbandes stehen, ebenso wie die Ausformulierung eines bereits in Arbeit befindlichen Leitfadens für die Bauüberwachung. Beide Themen sollen, so Pahn, noch im Laufe dieses Jahres zu einem vorläufigen Abschluss gebracht werden.

Weitere Ziele des TKA sind nach Pahns Worten:

- der Aufbau und die Wahrung von Kontakten zu inhaltlich nahestehenden Verbän-

den im Sinne der Schaffung von Synergien,

- die intensivere Wahrnehmung von Verbändeanhörungen sowie
- die Erarbeitung von Arbeitshilfen, die den Mitgliedern als Rüstzeug für die praktische Arbeit an die Hand gegeben werden können.

Professor Pahn ist Prüfm Ingenieur für Baustatik (Massivbau, Stahlbau, Metallbau) und hat am Studiengang Bauingenieurwesen der Hochschule Lausitz in Cottbus Massivbau und Tragwerksplanung gelehrt.

Die Tragfähigkeitsreserven vieler älterer Brücken sind weitgehend aufgebraucht

Zur Weiterentwicklung der Nachrechnungsrichtlinie für die Entscheidung über Verstärkung oder Ersatz

Viele ältere Brücken in Deutschland haben die Grenzen ihrer Tragfähigkeit erreicht. Eine Bewertung nach den gültigen Regelwerken für Neubauten ergaben aber so ungenaue Bilder, dass alsbald weitergehende Regelungen notwendig wurden, die auch jene Randbedingungen erfüllen und jene Nachweisführung ermöglichen, die im Bestandsbrückenbau im Unterschied zum Neubau notwendig sind. So entstand die Nachrechnungsrichtlinie, nach der zum Beispiel in Nordrhein-Westfalen schon mehr als neunzig Brücken untersucht worden sind. Dabei sind Erfahrungen aufgelaufen, die jetzt bei ihrer Weiterentwicklung in die Nachrechnungsrichtlinie eingearbeitet werden sollen. Von diesen Erfahrungen und ihrer Implementierung in die künftige Nachrechnungsrichtlinie und von ihren praktischen Konsequenzen für den alltäglichen Umgang mit den Bauwerken handelt der folgende Beitrag.



Dr.-Ing. Gero Marzahn

studierte 1989-1994 Bauingenieurwesen an der TH Leipzig und promovierte 1995-2000 an der Universität Leipzig bei Prof. Dr.-Ing. Dr.-Ing. E.h. Gert König; gleichzeitig praktizierte er als angestellter oder beratender Ingenieur bei mehreren renommierten Ingenieurbüros in Deutschland und in den USA; 2004 wechselte er zum Landesbetrieb Straßenbau Nordrhein-Westfalen, wo er seit 2006 als Abteilungsleiter Konstruktiver Ingenieurbau sowie als Sachgebietsleiter Tragwerksplanung und statisch-konstruktive Prüfung tätig ist; daneben erfüllt er Lehraufträge an der Hochschule Bochum und an der Ruhr-Universität Bochum, dort an der Fakultät für Bau- und Umweltingenieurwissenschaften für den „Erhalt und das Lebensdauermanagement im Brückenbau“; außerdem arbeitet er in zahlreichen nationalen und internationalen Normenausschüssen und bautechnische Regeln setzenden Gremien mit.

1 Einführung

Die anhaltende Nachfrage nach größeren und schwereren Lastkraftwagen hat zu wissenschaftlichen Untersuchungen [1] mit dem Ergebnis geführt, dass für die Brückenbauwerke nicht nur Tragfähigkeitsprobleme infolge der neuen LKW-Typen zu erwarten wären, sondern, dass auch der heute vorhandene Güterverkehr bereits entsprechende Probleme bereitet. Das stetig gestiegene Schwerverkehrsaufkommen, verbunden mit gestiegenen Achs- und Gesamtgewichten der Fahrzeuge [2], [3] führt zu Einwirkungen, die das Lastniveau der seinerzeit berücksichtigten Verkehrslastmodelle der Normenreihe DIN 1072 erreichen beziehungsweise bereichsweise übersteigen und dazu führen, dass vorhandene Tragfähigkeitsreserven älterer Brücken weitgehend aufgebraucht sind.

Das Bundesministerium für Verkehr, Bau und Stadtentwicklung (BMVBS) sah deshalb dringenden Handlungsbedarf [4]. In Zusammenarbeit mit den Straßenbauverwaltungen der Länder erstellte die Bundesanstalt für Straßenwesen (BASt) einen Kriterienkatalog für eine Analyse des Bauwerkbestands im Zuge von Bundesfernstraßen, nach welchem die Bauwerke für weitergehende Untersuchungen priorisiert wurden, um daraus den Bedarf an notwendigen Verstärkungsmaßnahmen oder – sofern wirtschaftlich gerechtfertigt – auch an Ersatzneubaumaßnahmen ableiten zu können.

Grundvoraussetzung für eine fundierte Entscheidung sind eine realistische Einschätzung der Leistungsfähigkeit der Bestandsbrücken sowie ein Vergleich mit dem aus heutiger Sicht gewollten Leistungsniveau, das durch die Regeln der DIN-Fachberichte beziehungsweise zukünftig der Eurocodes gegeben ist. Dies erfolgt in der Regel auf rechnerischem Wege durch eine Nachrechnung der Bauwerke. Dass dabei der aktuelle Bauwerkzustand berücksichtigt werden muss, ist selbstverständlich. Nicht immer sind jedoch Schäden infolge zu hoher Belastung, die sich negativ auf die Tragfähigkeit auswirken, an den Bauwerken durch eine Prüfung nach DIN 1076 feststellbar. Es existieren viele Bauwerke, die auch nach Jahren keine wesentlichen Schäden aufweisen, aber dennoch die gestiegenen Belastungen nicht mehr mit ausreichender Sicherheit aufnehmen. Auch hier kann nur eine Nachrechnung Aufschluss über die Bauwerksbeschaffenheit geben.

Die ersten Nachrechnungen unter Verwendung des aktuellen Regelwerks für Neubauten lieferten ein ungenaues Bild. Fast keine Brücke überstand eine Nachrechnung, und es setzte sich allmählich die Überzeugung durch, dass es weitergehender Regelungen, als für den Neubau vorgesehen, bedarf. Der Brückenbestand setzt andere Randbedingungen und erfordert eine vom Neubau abweichende Nachweisführung.

Mit der Erarbeitung der Nachrechnungsrichtlinie kam man diesem Anliegen nach und schuf ein in sich geschlossenes Nachweiskonzept für die Nachrechnung von bestehenden Brücken, die nicht nach aktuellem

Regelwerk geplant und gebaut wurden. Alle wesentlichen Bauweisen des Brückenbaus: Betonbrücken, Stahlbrücken, Stahlverbundbrücken und Gewölbebrücken aus Mauerwerk sind erfasst. Durch eine gestufte Vorgehensweise, mit der die Genauigkeit, aber auch der rechnerische Aufwand der Einzelnachweise ansteigen, bietet die Richtlinie vielfach verfeinerte Nachweismethoden und damit eine Hilfe für eine möglichst wirklichkeitsnahe Beurteilung der Bauwerke unter Berücksichtigung der Fortentwicklung der Bautechnik, des technischen Regelwerks, aber auch der gestiegenen Anforderungen hinsichtlich der zu erwartenden Verkehrsentwicklung. Gleichzeitig werden Bauwerksalter und Bauwerkzustand sowie die weitere Nutzung ausreichend berücksichtigt. Die Nachrechnungsrichtlinie eröffnet letztlich die Möglichkeit, Reserven des Tragwerks und der Baustoffe stärker auszunutzen [5]. Der bewertende Ingenieur sollte sich jedoch seiner höheren Verantwortung, die er übernimmt, bewusst sein, weshalb in der Richtlinie auch Anforderungen an die Nachrechnung, die nachrechnenden Ingenieurbüros, aber auch an die Prüfengeieure formuliert sind.

Der angestrebte Zweck der Richtlinie ist breiter angelegt, als es die erste Ausgabe erwarten lässt. So soll der Rahmen der Nachweismöglichkeiten zukünftig um weitere, allgemein anerkannte und abgesicherte alternative Ingenieurmodelle erweitert werden. Dadurch werden dem Ingenieur weitreichende Möglichkeiten gegeben, den Bestand besser zu erfassen und die erforderlichen Nachweise auf parallel geltendem Wege gleichrangig zu normativen Nachweisen führen zu können.

2 Erste Erfahrungen mit der Nachrechnung

2.1 Grundsätze und Herangehensweise

Der Landesbetrieb Straßenbau Nordrhein-Westfalen hat inzwischen mehr als neunzig Brücken nachgerechnet. Dabei wurden vielfältige Erfahrungen und Erkenntnisse gesammelt, die Anlass für weitergehende Entwicklungsschritte zur Fortschreibung der Nachrechnungsrichtlinie auslösten und nachfolgend zusammengestellt werden.

Bei den nachgerechneten Brücken handelt es sich in der Regel um Großbrücken, teilweise aber auch um kleinere Brücken im Verlaufe von ausgewiesenen Autobahnabschnitten in Nordrhein-Westfalen.

Wichtigste Grundlage der Nachrechnung sind zunächst die Regeln der Nachrechnungsrichtlinie selbst. Diese sind ausführlich in [5] beschrieben. Darüber hinaus sind die Bestandsunterlagen wichtig, um den aktuellen Bauwerkzustand möglichst genau zu erfassen. Dazu zählen insbesondere: Bestandsübersichtszeichnungen, Bauwerksbuch, geprüfte statische Berechnungen, geprüfte Schal- und Bewehrungspläne, Schriftverkehr zu technischen Aspekten vom Bau der Brücke, gegebenenfalls gutachterliche Stellungnahmen, bekannte Schäden oder Instandsetzungen sowie Prüf- und Zustandsberichte nach DIN 1076.

Wenngleich, dem Vertrauensgrundsatz entsprechend, grundsätzlichlich von der Richtigkeit geprüfter Unterlagen ausgegangen werden kann, ist der bewertende Ingenieur verpflichtet, diese vor einer Nachrechnung auf Plausibilität zu prüfen. Eine Inaugenscheinnahme des Bauwerks vor Ort ist dabei obligatorisch eingeschlossen.

Während in den meisten Fällen die Bestandsunterlagen der Bauwerke vorhanden und auch lesbar waren, was leider keine Selbstverständ-

lichkeit ist, mussten in wenigen anderen Fällen einzelne Bauteilmaße neu aufgenommen oder zusätzliche Materialparameter bestimmt werden. Bauwerke ohne Bestandsunterlagen waren bisher kaum festzustellen. Sofern Bauwerke ohne Bestandsunterlagen vorgefunden werden, sind auf Erfahrung beruhende Vorentscheidungen zu treffen und wirtschaftliche Abwägungen anzustellen, die entweder zugunsten oder gegen eine Nachrechnung inklusive einer neuerlichen Bauwerksaufnahme sprechen können.

Vor Beginn einer jeden Nachrechnung ist es wichtig, dass der bewertende Ingenieur das Bauwerk vor Ort in Augenschein nimmt, um sich selbst einen Eindruck vom Bauwerkzustand sowie von den erkennbaren möglichen Schäden zu verschaffen. Tiefergehende Untersuchungen sind im Regelfall damit nicht verbunden, können aber in Abhängigkeit vom Wissen über den Zustand des Bauwerks oder über typische Schadensmechanismen sowie über die Detaillierung des Rechenmodells erforderlich werden.

Erfahrungen im Umgang mit alten Brücken und auch Kenntnisse in den alten Normen, nach denen die Bauwerke seinerzeit geplant und gebaut wurden, sind verständlicherweise sehr von Vorteil. So lassen sich die Brücken vielfach von vornherein und unter Einbeziehung weiterer Randbedingungen, die für die Brücke von Bedeutung sind, besser einschätzen. Wie sich weiter unten zeigen wird, sind gerade auch die Querbezüge zu den alten Nachweisformen eine wichtige Triebfeder für die Fortentwicklung der Nachrechnungsrichtlinie.

2.2 Genauigkeit in der Erfassung der Einwirkungen auf Brücken

Die enorme Zunahme des Schwerverkehrs in Deutschland war ursprünglich Auslöser für die Nachrechnung älterer Brücken. Im Vergleich mit der seinerzeitigen Planung haben sich die Nutzungsbedingungen für die Brücken grundlegend verändert. Insbesondere jene Brücken, die vor 1985 für eine Brückenklasse 60 und kleiner geplant wurden, besitzen in vielen Spannweitenbereichen keine ausreichenden Reserven mehr. Die Notwendigkeit von Verstärkungen liegt auf der Hand.

Ausgehend von dem für Brückenneubauten vorgegebenen Lastmodell LM1 nach DIN-Fachbericht 101:2009 [11] eröffnet die Nachrechnungsrichtlinie die Möglichkeit, den Verkehr auf die Örtlichkeit abzustellen und anhand einiger Kennwerte abweichende charakteristische Verkehrseinwirkungen als Ziellastniveau festzulegen. Die grundlegende Vorgehensweise soll auch zukünftig erhalten bleiben. Jedoch sind bisher die entsprechenden Verkehrslastansätze an ehemalige oder aktuelle nationale Regelungen beziehungsweise Bezeichnungen angelehnt. Zukünftig wird es aus vielfältigen Gründen von Vorteil sein, sich den europäischen Verkehrslastmodellen anzupassen, worüber weiter unten ausführlicher berichtet wird.

Neben den üblichen Eigengewichts- und Temperatureinwirkungen sowie einer erhöhten Verkehrsbelastung müssen die Bestandsbrücken darüber hinaus vielfach weitere Lasten abtragen, die nicht immer dokumentiert, aber bei der Nachrechnung berücksichtigt werden müssen. Dazu zählen insbesondere nachträglich aufgebaute Lärmschutzanlagen, nachträglich aufgebracht Aufbeton zur Querneigungsverbesserung, Mehrbelageeinbau, Umwidmung von Standstreifen zu Fahrstreifen, zusätzliche Auf- oder Abfahrten, Brückenverbreiterungen oder seinerzeit nicht einkalkulierte Temperatureinwirkungen aus Temperaturunterschieden zwischen Brückenober- und -unterkante [6]. Auch hier helfen ein genaues Studium der vorhandenen Bauwerksunterlagen und Ortbesichtigungen.

Nach wie vor gibt es in Bezug auf Verkehrseinwirkungen offene Punkte. Insbesondere für Verkehrssituationen durch zum Beispiel monolithisch in die Hauptfahrbahn einbindende Auf- und Abfahrtsrampen, wie sie beispielsweise in Stadtstaaten oder im Ruhrgebiet oft anzutreffen sind, auf denen sich Verkehr bewegt und auch stauen kann, ist nicht eindeutig klar, ob diese durch die Verkehrsregellaststellungen abgedeckt sind. Hierzu bedarf es weiterer Präzisierungen.

Eine andere Verkehrssituation spricht die 4+0-Verkehrsführung an, eine bauzeitliche Verkehrsführung, bei der der gesamte vierstreifige Autobahnverkehr in beiden Richtungen auf einen Überbau in verengten Fahrstreifen geführt wird. Auch hierzu bedarf es genereller Regelungen, die gegenwärtig durch die BASt in einem Forschungsvorhaben erarbeitet werden und die in die Nachrechnungsrichtlinie übernommen werden müssen.

2.3 Genauigkeit in der Ermittlung von Schnittgrößen

Im Wesentlichen werden die Schnittgrößen bei der Nachrechnung neu ermittelt und keine Werte der Bestandsstatik übernommen. In der Nachrechnung lassen die heute üblichen elektronischen Verfahren zur Schnittgrößenermittlung erheblich genauere Modellierungen von statischen Systemen zu, als dies beim Bau der älteren Brücken möglich war. Es ist daher verständlich, dass zwischen den Schnittgrößen der Bestandsstatik und der Nachrechnung Unterschiede auftreten können. Für eine Plausibilitätsüberprüfung ist jedoch die Genauigkeit der alten Ergebnisse in der Regel ausreichend.

Wenn signifikante Divergenzen zwischen Bestandsstatik und Nachrechnung auftreten, sind die Gründe dafür zu ermitteln. Erfahrungsgemäß kann keineswegs immer davon ausgegangen werden, dass die neu ermittelten Schnittgrößen qualitativ besser sind als die Schnittgrößen der Bestandsstatik. Es hat sich teilweise herausgestellt, dass die komplexen, modernen Berechnungsprogramme durchaus auch fehlerhaft angewendet werden und nicht immer Praxiserfahrungen zur Selbstkontrolle in ausreichendem Maße vorhanden sind.

Der Vorteil einer erneuten Ermittlung der Schnittgrößen bei einer Nachrechnung liegt vor allem darin, dass zum Beispiel die Lastquerverteilung von Einzel- und Linienlasten in den Fahrbahnplatten oder auch die Profilverformung von Plattenbalken- oder Hohlkastenquerschnitten, Krümmungen des Überbaus im Grundriss, die Einflüsse einer Schiefwinkligkeit von Plattenbrücken, die Berücksichtigung der Mitwirkung aller Querträger, Lisenen sowie realistische mitwirkende Breiten erfasst werden. Selbstredend steigt mit einer detaillierteren Abbildung des Tragmodells der Rechenaufwand, aber durch diese Schritte lassen sich gegebenenfalls allein schon durch eine realistischere Schnittgrößenermittlung Reserven aufspüren.

2.4 Führen von Bemessungsnachweisen

Die Nachrechnung erfolgt in einem gestuften Verfahren. In der Stufe 1 wird die ältere Brücke nach dem aktuell geltenden technischen Regelwerk gleich einem Neubau bemessen. Auch wenn die Nachweise in der Regel nicht erbracht werden können, lassen sich damit alle Defizite im Vergleich zum heute üblichen Brückenstandard aufzeigen.

Es hat sich als sehr zweckmäßig herausgestellt, nach Vorliegen der Ergebnisse für die Stufe 1 diese zu bewerten und erst danach die Nachrechnung fortzuführen. Da in Stufe 1 für alle Brücken der gleiche neutrale Beurteilungsmaßstab angelegt wird, können erfahrene Projektverantwortliche bereits bei dieser Besprechung eine Plausibilitätskon-

trolle der Berechnung und eine Einschätzung der Ergebnisse hinsichtlich der Erfolgsaussichten für die Bearbeitung in der Stufe 2 vornehmen und den weiteren Bearbeitungsweg grob abstimmen.

In der Stufe 2 dürfen, anders als beim Neubau üblich, besondere Nachweisformate und Nachweismodifikationen gewählt werden. Vielfach lässt sich die Nachweisführung damit positiver gestalten, sodass die Nachweise erbracht werden und die Defizite kleiner ausfallen und durch entsprechende Verstärkungsverfahren größtenteils behoben werden können.

Die Erfahrung zeigt aber auch, dass ein kleiner Teil der Bauwerke im Autobahnnetz allerdings derart grundlegende Defizite aufweist, dass praktisch keine Möglichkeit besteht, sie mit vertretbarem wirtschaftlichen Aufwand zu erhalten. Diese Brücken, die insbesondere in den Aufbaujahren nach dem Zweiten Weltkrieg errichtet worden sind, bieten für die Abtragung höherer Lasten keine Reserven, Lastumlagerungen zu weniger stark beanspruchten Tragwerksteilen sind oft nicht möglich, und häufig ist der Bauwerkszustand durch schlechte Zustandsnoten durch eine Brückenprüfung nach DIN 1076 gekennzeichnet. Verstärkungen sind daher nur mit unwirtschaftlich hohem Aufwand erreichbar, sofern die technische Machbarkeit überhaupt gegeben ist. Derartige Brücken sind nicht zukunftsfähig und sind, gegebenenfalls auch ohne eine detaillierte Nachrechnung, kurzfristig zu ersetzen.

Insbesondere folgende Brückentypen gehören nach den vorliegenden Erfahrungen aus NRW dazu:

- Brücken mit einer kleineren Tragfähigkeit als Brückenklasse 60,
- Hohlkörperplatten,
- filigrane Verbundbrücken,
- Spannbetonplattenbalken mit sehr dünnen Stegen etc.

Andererseits gibt es aber auch eine Anzahl von Brückenbauwerken, die durch die Zunahme des Schwerverkehrs nur unwesentlich beeinflusst werden. Dazu gehören beispielsweise kleinere überschüttete Bauwerke. Durch die hohe Erdauflast sind Verkehrslasterhöhungen untergeordnet und praktisch ohne Bedeutung für das Tragwerk. Die Zukunftsfähigkeit dieser Brücken leitet sich allein von ihrem Erhaltungszustand ab. Ähnliche Erfahrungen liegen auch mit Brücken kleinerer Spannweite vor, die zum Teil nur durch Einzelachsen belastet werden.

Eine vorhergehende Unterteilung der Bauwerke in sogenannte Bauwerks- oder Brückenfamilien wäre hilfreich, um den Aufwand für die Nachrechnung reduzieren zu können und dennoch nicht unwirtschaftlich zu agieren. Hierzu soll eine Parameterstudie einfache und praktikable Lösungsansätze bereitstellen.

Abgesehen von den oben beschriebenen Fällen zeigen sich bei den Nachrechnungen für die jeweiligen Bauarten von Brücken (Beton-, Stahl- und Verbundbrücken) regelmäßig die gleichen und typischen Grundprobleme bei den Bemessungsnachweisen. Neben den höheren Verkehrslasten auf Brücken sind dafür veränderte Bemessungsformate und höhere Nachweisanforderungen ursächlich. Hier entsprechende alternative Nachweisverfahren anzubieten, ist eine Hauptaufgabe für die Fortschreibung der Nachrechnungsrichtlinie, um die Erfolgsaussichten einer Nachrechnung zu verbessern.

2.5 Bemessungsdefizite bei den Betonbrücken

Zirka 85 Prozent aller Brücken in Nordrhein-Westfalen sind in Betonbauweise errichtet; mehr als die Hälfte davon ist in Spannbeton aus-

geführt. Die Spannbetonbauweise hat sich nach dem Zweiten Weltkrieg rasant entwickelt, wobei wichtige Impulse von Deutschland ausgingen.

Nicht zu verhindern war, dass durch viele Neuentwicklungen auf diesem Gebiet sich erst nach einiger Zeit Erfahrungen einstellen konnten und nach wie vor sogenannte Kinderkrankheiten den Bauwerken aus jener Zeit anhaften, die heute in der Nachrechnung als Defizite aufgedeckt werden. Diese typischen Defizite bei Betonbrücken sind regelmäßig zu finden:

- Biegung mit Längskraft bei sehr schlanken Überbauten und geringen Betondruckflächen im Innenstützenbereich,
- generell zu geringe Betonstahlgehalte in Spannbetonbrücken mit allen anhängenden Problemen, wie zum Beispiel ein nicht ausreichendes Ankündigungsverhalten bei spannungsrissskorrosionsgefährdeten Spannstählen oder eine zu geringe Ermüdungsfestigkeit insbesondere in den Koppelfugen,
- zu geringe Betondeckung,
- fehlende Gurtanschlussbewehrung bei Plattenbalken und Hohlkästen,
- zu geringe Vorspanngrade und deshalb Probleme beim Nachweis der Dekompression etc.
- Ein übersichtlicher Abriss ist in [6], [7] gegeben.

Das dringendste Problem bei den Spannbetonbrücken, die immerhin fast 70 Prozent unseres Brückenbestandes ausmachen, ist aber eine zu geringe beziehungsweise nicht normativ nachweisbare Querkrafttragfähigkeit. Ein wesentlicher Grund liegt hierbei in der Umstellung der Nachweisformate von ehemals DIN 4227 auf DIN-Fachbericht 102. Wenn man die Nachweise nach DIN 4227:1988 [8] heranzieht und die Zugtragfähigkeit des Betons in gewissen Grenzen zulässt, gelingen in aller Regel die Nachweise. Zwar ist ein entsprechendes Nachweisformat im DIN-Fachbericht 102 [9], Gleichung (4.119), enthalten, jedoch gilt dieses nur für nicht dynamisch beanspruchte Konstruktionen, zu denen die Brücken bekanntermaßen nicht zählen.

Das Problem ist erkannt. Gegenwärtig wird mit Hochdruck an einer Lösung gearbeitet; mehrere Forschungsvorhaben wurden dazu von der BAST initiiert. Weiter unten soll darauf etwas näher eingegangen werden.

Erkenntnisse der Nachrechnung sind aber auch die, dass bei älteren Spannbetonbrücken durchaus nicht selten Baufehler festzustellen sind, die hauptsächlich die komplexe Querkraft- und Torsionsabtragung betreffen. Teilweise enthält die Bestandsstatik grobe Berechnungsfehler, oder es wurden für die Schubabtragung unwirksame Bewehrungskonstruktionen vorgesehen. So enden die Schubzulagen ohne ausreichende Verankerungsmöglichkeit in halber Steghöhe oder die Torsionsbügel sind nicht geschlossen. In diesen Fällen ist es bei der Nachrechnung kaum noch möglich, einen Nachweis zu erbringen oder eine wirtschaftliche Verstärkungsmaßnahme zu entwerfen [6].

2.6 Bemessungsdefizite bei den Stahl- und Stahlverbundbrücken

Auch der Stahl- und Stahlverbundbrückenbau ist durch eine stellenweise rasante Entwicklung, insbesondere in der Verbindungstechnik, gekennzeichnet. Häufige Anpassungen an den Stand der Technik führten zu einer Vielzahl von sich stetig ändernden Normen oder anderer Regelwerke, sodass ein sehr heterogenes Bild entsteht. Insbesondere neue Regelungen für die Berechnungsverfahren, die Stabilitätsnach-

weise oder auch für die bauliche Durchbildung von zum Beispiel orthotropen Fahrbahnplatten erforderten teilweise umfangreiche Anpassungen und Korrekturen. Gelegentlich hinkte die Normung der tatsächlichen Entwicklung und Verwendung bestimmter Bauweisen und Bauteile hinterher, sodass Daten bauaufsichtlicher Einführungen grundsätzlich nur als Anhalt dienen können [10].

Ebenso prägend war aber auch die stetig wachsende Bedeutung der Lohnkosten im Verhältnis zu den Materialkosten im Fertigungsprozess. Ältere Brücken weisen einen äußerst sparsamen Materialeinsatz und ein minimiertes Montagegewicht aus, sodass liebevoll und anhand der Schnittkraftverläufe eng abgestufte Tragstrukturen den Stahlbrückenbau jener Zeit dominierten. Die Konstruktionen waren zunächst genietet, dann teilgeschweißt oder geschraubt. Mit dem Einzug industrieller Fertigungsmethoden und dem gestiegenen Lohnkostendruck setzten sich vollgeschweißte Konstruktionen mit relativ hohem Vorfertigungsgrad durch [10]. Neuentwicklungen, wie zum Beispiel die orthotrope Fahrbahnplatte, wurden dadurch erst ermöglicht und gaben ihrerseits Entwicklungsimpulse im Großbrückenbau.

Im Verbundbrückenbau folgte die Dimensionierung der Betonfahrbahnplatte ebenfalls dem Credo einer Gewichtsminimierung. In der Regel wurden die Fahrbahnplatten längs und quer durch Spannglieder im Verbund vorgespannt, oder die Vorspannung wurde über eine eingeprägte Deformation mittels Absenkung der Lager konstruktiv eingetragene.

Leider sind durch den, aus heutiger Sicht zu geringen Materialeinsatz keinerlei Reserven bei den älteren Stahl- und Stahlverbundbrücken vorhanden. Die Minimierung der Stahlmassen führte zu einer extremen Abstufung zwischen Haupt- und Nebentraggliedern mit der Folge einer nahezu einhundertprozentigen Spannungsausnutzung. Typisch für Bauwerke aus jener Zeit ist darüber hinaus, dass aus Ermangelung normativer Anforderungen kein Vergleichsspannungsnachweis geführt wurde und in der Nachrechnung aufgrund der hohen Materialausnutzung sich nachträglich kaum führen lässt.

Andere typische Defizite sind unter anderen:

- ungenügende Beulsicherheit der Stege und der gedrückten Gurte von Kastenträgern,
- teilweise ungenügende Biegedrillknicksicherheit der Untergurte im Innenstützenbereich,
- Verwendung teilweise ungeeigneter Baustähle (hoher Verunreinigungsgrad) etc.

Des Weiteren wurden bis zur Einführung der DIN-Fachberichte im Straßenbrückenbereich keine Betriebsfestigkeitsnachweise geführt. Anstelle eines rechnerischen Nachweises sollten Konstruktionsregeln die Ermüdungssicherheit herstellen, die jedoch aus heutiger Sicht zumindest teilweise als unzureichend eingestuft werden müssen. Dazu gehören auch die Qualitätsanforderungen von Schweißverbindungen, deren Ausführungsqualität kaum eine sichere Zuordnung zu Kerbgruppen in der Nachrechnung ermöglicht. Ähnlich den Betonbrücken sind in den Betonfahrbahnplatten keine ausreichenden Mindestbewehrungsgrade vorhanden, die Betondeckung ist zu gering ausgeführt oder Zwangsbeanspruchungen, zum Beispiel Schwindverformungen oder Temperatureinflüsse, sind nicht ausreichend eingerechnet.

Bei älteren Stahl- und Verbundbrücken ist in der Regel eine kurzfristige Tragwerksverstärkung notwendig, damit als Ergebnis der Nachrech-

nung eine gewisse akzeptable Restnutzungsdauer bis zu einer grundlegenden Verstärkung oder einem Ersatzneubau angegeben werden kann. Kurzfristige Verstärkungen betreffen unter anderem zusätzliche Stahllaschen zur Aufdopplung der Stahlträgergurte, zusätzliche Aussteifungsverbände oder Beulsteifen für Trägerstege oder Bodenbleche etc. Vielfach müssten auch Schweißnähte erneuert, aufgearbeitet oder verstärkt werden, um ein verbessertes Ermüdungsverhalten zu erreichen, was jedoch praktisch kaum möglich ist. Aus Kostengründen wird man diese kleinteiligen Verstärkungen inklusive der zugehörigen Korrosionsschutzarbeiten nur auf unbedingt notwendige Maßnahmen beschränken, um eine möglichst ungehinderte Verkehrsführung bis zu umfassenden Verstärkungs- oder Erneuerungsmaßnahmen zu ermöglichen.

3 Schlussfolgerungen für die Normungsarbeit

3.1 Allgemeines

Wie eingangs dargestellt, gibt es eine riesige Menge bestehender Brückenbauwerke, die den heutigen Ansprüchen nicht mehr genügen. Durch eine Nachrechnung werden die statischen Defizite aufgezeigt, die in wirtschaftlicher Abwägung zu einem Ersatzneubau durch entsprechende Verstärkungen behandelt werden müssen, um sie ohne wesentliche Einschränkungen weiter nutzen zu können.

Die Erfahrungen mit den bisher durchgeführten Nachrechnungen machen aber auch deutlich, dass gewisse Fragen an die angewandten Nachweise selbst oder an deren Nachweisgrenzen auftreten, die aufgrund mangelnden Wissens bisher unbeantwortet geblieben sind, die teilweise weitergehender Überlegungen bedürfen oder insgesamt Forschungsbedarf aufdecken.

Viele Konstruktionen verfügen im Vergleich zu den rechnerisch nachweisbaren Tragfähigkeiten gegebenenfalls noch über Tragfähigkeitsreserven, die zum Teil wegen der Normenlage nicht aktiviert werden können. Ein wesentlicher Punkt ist dabei die Berücksichtigung einer Betonzugfestigkeit bei den Querkraftnachweisen im Spannbetonbau. Während bei der Neubauplanung eine Betonzugfestigkeit aus guten Gründen vernachlässigt wird, müssen für Bestandsbauwerke andere Regeln gelten. Dies genau war auch der Grund, weshalb für die Nachrechnung ein eigenes Regelwerk in Form der Nachrechnungsrichtlinie geschaffen wurde. Ein Blick in das Ausland hilft hier ebenso weiter, wie ein Blick in unsere alten Bemessungsnormen.

Mit dem gestuften Vorgehen in der Nachrechnung ist bewusst Raum für zukünftige Entwicklungen gelassen worden.

So bietet die Stufe 2, wenn bisher auch nur in engen Grenzen, Nachweismodifizierungen im Vergleich zum normativen Vorgehen nach Stufe 1 an. Abweichungen von der Norm werden dadurch für Bestandsbauwerke ermöglicht. Zukünftig sollen diese Möglichkeiten deutlich erweitert werden, indem weitere und bisher normativ nicht erfasste, jedoch ingenieurmäßig abgesicherte Nachweisverfahren als gleichwertige Alternative zu den Normnachweisen für die Anwendung aufbereitet werden. Dies hätte zugleich den baupraktischen Vorteil, dass der bewertende Ingenieur einen größeren Handlungsspielraum erhält, indem er im Rahmen der Nachrechnungsrichtlinie von den Bemessungsnormen abweichen kann und dennoch keine zum Teil aufwendige Zustimmung im Einzelfall erwirken muss.

Im Übrigen betrifft dies nicht nur die Widerstandsseite, sondern auch die Einwirkungsseite, was mit der Festlegung des Ziellastniveaus in Teilen bereits heute angewandt wird.

Geplant ist, die Nachrechnungsrichtlinie zeitnah fortzuschreiben und mit der zweiten Auflage um alternative Nachweisverfahren zu bereichern. Hierbei sollen insbesondere jene Bereiche angesprochen werden, die gegenwärtig in der Nachrechnung große Probleme bereiten, wie zum Beispiel das Querkrafttragverhalten bei Spannbetonbrücken oder Anprallvorgänge auf Fahrzeugrückhaltesysteme auf Brücken. Aber auch die Einwirkungsseite wird angesprochen und um entsprechende Regelungen ergänzt werden.

3.2 Entwicklungsperspektiven der Nachrechnungsrichtlinie auf der Einwirkungsseite

3.2.1 Ziellastniveau für die Verkehrseinwirkung

Ein Schwerpunkt der Fortentwicklung der Nachrechnungsrichtlinie ist die Einwirkungsseite. Mit der Festlegung eines Ziellastniveaus kann bereits heute die Verkehrsbeanspruchung auf den örtlich vorhandenen Verkehr abgestellt werden. Ausgehend vom Verkehrslastmodell für den Brückenneubau gilt als Grundlastniveau das Lastmodell 1 des DIN-Fachberichts 101 [11], welches über verschiedene Einflussparameter, wie zum Beispiel Straßenkategorie, Schwerverkehrsbelastung und Schwerverkehrszusammensetzung, beeinflusst wird und dem örtlich vorhandenen Verkehr in gewissen Grenzen angepasst werden kann. Neben der Straßenkategorie, dem Unterscheidungsmerkmal der Straßenquerschnitte, wird das Ziellastmodell durch den Schwerverkehrsanteil am Gesamtverkehr und damit durch das Nutzungsverhalten der Brücke durch Schwerverkehr bestimmt. Maßgebenden Einfluss haben dabei die durchschnittliche tägliche Verkehrsstärke der Fahrzeugarten des Schwerverkehrs (DTV-SV) sowie die Schwerverkehrskarakteristik, mit der zwischen schwerem Transitverkehr, mittelschwerem Regional- und leichtem Ortslieferverkehr und damit letztlich der Schwerverkehrszusammensetzung unterschieden wird. Dabei wird davon ausgegangen, dass der Verkehr mit hohem mehrachsigen LKW-Anteil überwiegend im überregionalen Streckennetz mit großen Entfernungen (Verkehrsart „Große Entfernung“ – Verkehrskategorie 1), der Verkehr mit relativ gleichmäßig verteiltem LKW-Anteil im regionalen Streckennetz mit Entfernungen bis zu 100 km (Verkehrsart „Mittlere Entfernung“ – Verkehrskategorie 2) und der örtliche Lieferverkehr mit einem hohen LKW-Anteil mit zwei und drei Achsen im Ortsverkehr (Verkehrsart „Ortsverkehr“ – Verkehrskategorie 3) stattfindet. Die Schwerverkehrskategorien sind gegenwärtig gegeneinander fest abgegrenzt. Tatsächlich überlappen sie sich etwas, was zukünftig bessere Berücksichtigung finden soll.

Die unterschiedlichen Ziellastniveaus, aus denen der Ingenieur sich ein zutreffendes Verkehrslastmodell herausfiltert, sind in der Richtlinie vorgegeben und durch wissenschaftliche Untersuchungen belegt [12], [13]. In Anpassung an die bisherige Ingenieurpraxis und wegen des Fehlens eigener Nachrechnungsklassen in den DIN-Fachberichten wurden die Verkehrslastmodelle in Anlehnung an die alten Verkehrsregelungen der Normenreihe DIN 1072 [14] abgeleitet und so bezeichnet.

Mit der Einführung der Eurocodes für den Brückenbau in Deutschland bietet sich nunmehr die Möglichkeit, die Ziellastniveaus an das europäisch geprägte Verkehrslastmodell LM1 nach DIN EN 1991-2 [15] (Eurocode 1) in Verbindung mit DIN EN 1991-2/NA [16] heranzuführen. Denkbar wäre es, wie bei den Neubauten eine Regelung über Anpassungsfaktoren α_{Qi} und α_{q_i} an das Lastmodell LM1 nach Eurocode 1 (Tab. 1) zu erreichen. Dafür sind jedoch keine Vergleiche der Lastmo-

Stellung	Doppelachse			Gleichmäßig verteilte Last		
	Grundwert	α_{Qi}	angepasster Grundwert	Grundwert	α_{qi}	angepasster Grundwert
	Achslast Q_{ik} in kN		Achslast $\alpha_{Qi} \cdot Q_{ik}$ in kN	q_{ik} in kN/m ²		$\alpha_{qi} \cdot q_{ik}$ in kN
Fahrstreifen 1	300	1,0	300	9,0	1,33	12,0
Fahrstreifen 2	200	1,0	200	2,5	2,4	6,0
Fahrstreifen 3	100	1,0	100	2,5	1,2	3,0
andere Fahrstreifen	0	–	0	2,5	1,2	3,0
Restfläche (q_{ik})	0	–	0	2,5	1,2	3,0

Tabelle 1: Charakteristische Verkehrseinwirkung LM1 nach DIN EN 1991-2 in Verbindung mit DIN EN 1991-2/NA [15], [16]

delle untereinander durchzuführen, sondern ein Vergleich der Verkehre, die in der Nachrechnungsrichtlinie den Ziellastniveaus hinterlegt sind. Für die Nachrechnungen wäre mit dieser Lösung ein Vorteil durch weniger Rechengänge und eine vereinfachte Lastüberlagerung gegeben; für die Straßenbauverwaltung läge der Vorteil in der Vergleichbarkeit von Tragfähigkeiten unterschiedlicher Brückengenerationen.

Eine Annäherung der Nachrechnungsregeln an europäische Entwicklungen hätte darüber hinaus den Vorteil, dass man sich in der Nachrechnung nicht nur dem Stand der Technik anpasst, sondern sich auch Gestaltungsmöglichkeiten im Rahmen europäischer Nachrechnungsnormen sichert. Ein entsprechendes Forschungsvorhaben ist kürzlich durch die BASt beauftragt worden.

3.2.2 Ersatzlasten für Anprall auf und unter der Brücke

Ein weiteres Feld, welches im Rahmen der Fortschreibung der Nachrechnungsrichtlinie bearbeitet wird, betrifft die Festlegung auf Ersatzlasten für Anprall auf und unter der Brücke. Gegenwärtig trifft die Nachrechnungsrichtlinie dazu keine Aussagen. Dies hat zur Folge, dass bei Nachrechnungen oder auch nur bei einem Neuaufbau der Kappen auf bestehenden Bauwerken die Ersatzkräfte nach DIN-Fachbericht 101 [11] und zukünftig des Eurocodes 1 [15], [16] anzuwenden sind.

Hierbei ist festzustellen, dass die normativen Anpralllasten auf Schutzeinrichtungen sich von ehemals 100 kN (Brückenklasse 60) auf 400 kN (Beanspruchungsklasse C) beziehungsweise maximal 600 kN (Beanspruchungsklasse D) deutlich erhöht haben. Die in der aktuellen Fassung des DIN-Fachberichtes 101 vorgegebenen Lasten stellen also eine Herausforderung insbesondere im Zuge von Brückeninstandsetzungen dar, weil das Bauwerk einschließlich seiner Kappenverankerung ursprünglich für wesentlich geringere Lasten ausgelegt wurde. Eine Nachrechnung oder eine Kappenerneuerung mündet daher nicht selten in umfangreiche Nachrüstungen des Kragarms und der Kappenschlussbewehrung.

Diesen Umstand aufgreifend hat die BASt ein Forschungsvorhaben mit dem Ziel initiiert, die rechnerischen Grundlagen sowohl für die Kappenverankerung als auch für die Kragarmbemessung mit Hilfe von FE-Modellen genauer abzubilden und die Lastvorgaben nach DIN-Fachbericht 101 zur Berücksichtigung von Anpralllasten auf Schutzeinrichtungen anhand von Versuchsergebnissen von Anfahrversuchen zu verifizieren.

Das Vorhaben ist noch nicht abgeschlossen, aber es wird angestrebt, die Ergebnisse möglichst kurzfristig in die Nachrechnungsrichtlinie zu implementieren.

3.3 Entwicklungsperspektiven der Nachrechnungsrichtlinie auf der Widerstandsseite

In fast allen Nachrechnungen von Bestandsbauwerken zeigt sich, dass den heutigen Belastungen die Brücken oftmals keinen ausreichenden rechnerischen Tragwiderstand mit der erforderlichen Zuverlässigkeit entgegensetzen können. Die Ursachen sind sehr vielfältig, finden sich in geänderten Bemessungskonzepten, veränderten Rechen- und Lastannahmen, veränderten Baugewohnheiten, gegebenenfalls aber auch in Rechenfehlern in der Originalstatik etc. Dennoch werden teilweise vorhandene Tragreserven nicht genutzt oder dürfen nicht genutzt werden, weil diese normativ nicht zugelassen sind. Hierauf zu reagieren ist ebenfalls Aufgabe der Nachrechnungsrichtlinie, weil für Bestandsbauwerke eigene Regeln gelten können. Dieser Thematik wird augenblicklich sehr viel Energie und Fleiß gewidmet, um für die dringendsten Probleme auf der Widerstandsseite, möglichst kurzfristig – gegebenenfalls auch vor Veröffentlichung der 2. Ausgabe der Nachrechnungsrichtlinie – den Straßenbauverwaltungen und den Ingenieuren ein erweitertes Instrumentarium an die Hand zu geben.

Die Formulierung alternativer Querkraftnachweise von Spannbetonbrücken steht gegenwärtig im Fokus der Diskussion. In der Regel liegt es an zu geringer Querkraftbewehrung, die einen „normativen“ Nachweis nach dem geltenden Regelwerk nahezu unmöglich machen. Teure Schubverstärkungen oder gar Ersatzneubauten sind die Folge. Könnte man die vorhandene Tragfähigkeit des Betons rechnerisch berücksichtigen oder gar ein gänzlich anderes, ingenieurmäßig abgesichertes Tragmodell in Ansatz bringen, zum Beispiel ein Sprengwerk oder einen Druckbogen, ließen sich gegebenenfalls viele Bauwerke wirtschaftlich erhalten. Entsprechende Forschungsvorhaben wurden von der BASt initiiert, die zumindest teilweise kurzfristig abgeschlossen werden können.

Der Berücksichtigung einer Betonzugfestigkeit kommt dabei eine besondere Bedeutung zu, weshalb im Folgenden näher darauf eingegangen werden soll. Interessanterweise lassen sich vielfach Parallelen zur seinerzeitigen Bemessungsphilosophie ziehen.

3.3.1 Nachweis der Querkrafttragfähigkeit von Spannbetonträgern

Ältere Spannbetonbrücken weisen im Vergleich mit heutigen Brücken häufig sehr geringe Querkraftbewehrungsgrade auf, die in der Nachrechnung nach heutigen Verfahren zu erheblichen Bewehrungsdefiziten führen können. Das verwundert nicht, da die Bemessungsergebnisse auf Grund der häufigen Änderungen der Nachweiskonzepte in der Entwicklung des Spannbetonbaus nicht direkt vergleichbar sind. So hat sich nicht nur die Querkraftbeanspruchung auf Grund gestiegener Verkehrslasten erhöht, sondern die Nachweiskonzepte selbst ha-

ben sich grundlegend über die Jahre verändert, was insbesondere für die Widerstandsseite zutrifft. Dennoch ist unter den derzeit einwirkenden Verkehrslasten kein Querkraftversagen an den Brücken beobachtet worden, sodass die Bauwerke trotz rechnerischer Bewehrungsdefizite offensichtlich in der Lage sind, die gestiegenen Lasten sicher aufzunehmen.

Diese Erkenntnis regte an, sich mit den älteren Nachweiskonzepten intensiver zu beschäftigen, um insbesondere für die Bestandsbrücken Reserven zu aktivieren, die für den Neubau verständlicherweise nicht berücksichtigt werden.

Die Querkraftbemessung bei Ausgabe der ersten Spannbetonnorm DIN 4227:1953-10 [17] beruhte auf dem Hauptzugspannungskriterium. Danach musste bis zu einem bestimmten Grenzwert der Hauptzugspannungen unter rechnerischen Bruchlasten im ungerissenen Zustand (Zustand I) keine rechnerisch erforderliche Schubbewehrung eingelegt werden, weshalb damit der Höhe der Vorspannung, als Einflussparameter auf die Hauptspannungen, eine bestimmende Bedeutung zukam. Auf eine Angabe von Mindestbewehrung war verzichtet worden, sodass es dem Ermessen des Konstrukteurs überlassen wurde, entsprechende Bügel vorzusehen. Aus wirtschaftlichen Erwägungen war daher die Vorspannung immer so hoch gewählt worden, dass die Hauptzugspannungen klein genug blieben und keine rechnerisch erforderliche Bügelbewehrung eingebaut werden musste (**Abb. 1**).

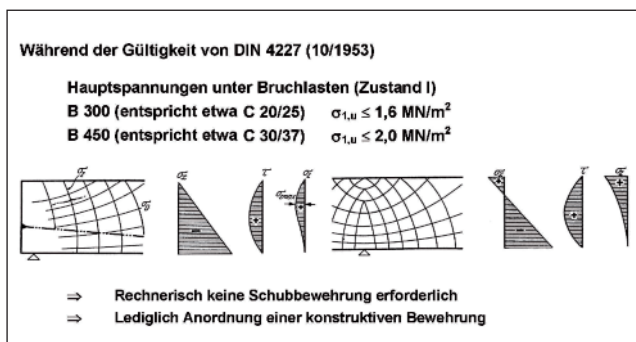


Abb. 1: Querkrafttragfähigkeit nach DIN 4227:1953-10 [17]

In der Folge können für Brücken aus jener Zeit erhebliche Defizite in der Querkrafttragfähigkeit bestehen, weil die Betonzugfestigkeit nach heutigen Bemessungskonzepten nicht ausgenutzt werden darf.

Die Gefahr von Sicherheitsdefiziten in der Schubtragfähigkeit von Spannbetonbrücken, die nach DIN 4227:1953-10 [17] bemessen wurden, wurde seinerzeit erkannt, weshalb mit den Zusätzlichen Bestimmungen zu DIN 4227 (ZB DIN 4227:1966-02 [18] und ZB DIN 4227:1966-11 [19]) darauf reagiert und Mindestbewehrungsgrade für die Querkraftbewehrung definiert wurden. Grundsätzlich war danach eine Schubbewehrung nachzuweisen, wobei jedoch die Hauptzugspannungen im ungerissenen Zustand Einfluss nahmen. Bei Verwendung eines Betonstahls III waren folgende geometrische Mindestbewehrungsgrade für Bügel einzuhalten:

- B300 (entspricht etwa C20/25): $\rho = 0,14\%$ (0,12%)
- B450 (entspricht etwa C30/37): $\rho = 0,18\%$ (0,15%)
- B600 (entspricht etwa C40/50): $\rho = 0,22\%$ (0,18%)

Die Klammerwerte für ρ ergeben sich durch Umrechnung der Streckgrenzen auf einen Betonstahl BSt 500S mit dem Faktor 420/500 = 0,84.

Mit Ausgabe von DIN 4227:1973-06 [20] wurden die Mindestquerkraftbewehrungsgrade leicht modifiziert, wie auch in DIN 4227-1:1979-12 [21] und DIN 4227-1:1988-07 [22]. Mit der Einführung von DIN-Fachbericht 102:2003 wurde der heute gültige Standard vorgegeben. Als Mindestschubbewehrungsgrade ergeben sich bei gegliederten Querschnitten mit vorgespanntem Zuggurt und BSt 500S folgende Werte:

- C20/25: $\rho_w = 1,6 \cdot 0,070 = 0,11\%$
- C30/37: $\rho_w = 1,6 \cdot 0,093 = 0,15\%$
- C40/50: $\rho_w = 1,6 \cdot 0,112 = 0,18\%$

Die Mindestquerkraftbewehrung deckt die Schubrislast mit einfacher Sicherheit ($\gamma_s = 1,0$) ab. Damit soll ein schlagartiges Versagen der Bügel durch innere Kraftumlagerung beim Übergang vom ungerissenen in den gerissenen Zustand vermieden werden.

Obwohl die Nachweiskonzepte nicht direkt miteinander vergleichbar sind, erlauben die Mindestquerkraftbewehrungsgehalte einen Vergleich untereinander. So sind in **Abb. 2** die Mindestbewehrungsgehalte $\rho_{w,min}$ ab 1966 in Abhängigkeit der charakteristischen Zylinderdruckfestigkeit $f_{ck,cyl150}$ dargestellt. Es ist ersichtlich, dass mit Anwendung der Normen ab 1966 die geforderte Mindestquerkraftbewehrung für gegliederte Querschnitte mit vorgespanntem Zuggurt (Schräggrissbildung im Steg) sogar nach DIN Fachbericht 102 [9] eingehalten ist. Für allgemeine Querschnitte (Biegeschubrisbildung) werden die Verhältnisse noch günstiger. Es kann folglich davon ausgegangen werden, dass bei Bauwerken, welche nach 1966 erbaut und nach den damals gültigen Regelwerken bemessen worden sind, keine Probleme durch fehlende Mindestquerkraftbewehrung auftreten werden.

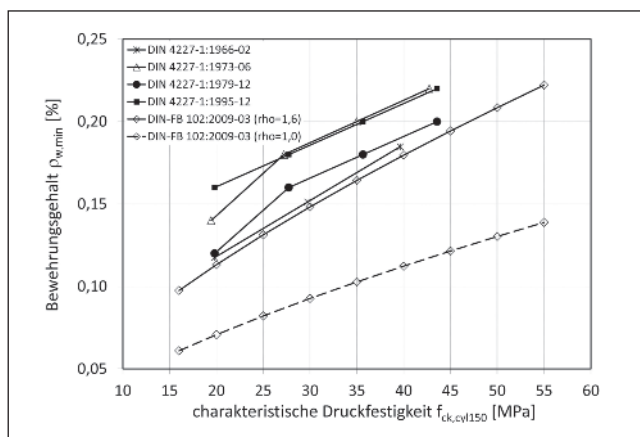


Abb. 2: Vergleich der Mindestquerkraftbewehrung der bisherigen Regelwerke mit der aktuellen Norm DIN-Fachbericht 102 [24]

Ab der Ausgabe DIN 4227:1973 [20] war eine unterschiedliche Bemessung der Schubbewehrung für die Zone a und b vorgesehen. In Zone a wurden wegen Einhaltung der Randzugspannungen und Aufrechterhaltung von Zustand I keine Biegerisse erwartet, sodass im Wesentlichen die Querkraftabtragung dem Beton zugewiesen werden konnte. In Zone b konnten sich Schubrisse aus Biegerissen entwickeln, sodass der Beton für die Querkraftabtragung ausfiel und die Querkraft über ein Fachwerkmodell mit Druck- und Zugstreben weitergeleitet wurde. Bei gleicher Querkraft ergab sich bei der Bemessung für Zone a eine geringere Querkraftbewehrung als für die Zone b.

Mit Einführung des DIN Fachberichts 102 entfiel die Zone a, und eine Beteiligung des Betons am Lastabtrag wurde generell vernachlässigt; ein Umstand, der für Bestandsbrücken so nicht aufrecht erhalten wer-

den kann und den Bedarf an zusätzlichen Regelungen für ältere Brücken aufzeigt.

4 Entwicklungsperspektiven für einen Querkraftnachweis im Grenzzustand der Tragfähigkeit

Bauteile ohne Querkraftbewehrung können Lasten abtragen, solange der Beton ungerissen ist. Dabei wird die Querkrafttragfähigkeit von Bauteilen ohne Querkraftbewehrung maßgeblich durch die Zugfestigkeit des Betons bestimmt. Allgemein darf ein Betonbauteil als ungerissen angesehen werden, wenn es im Grenzzustand der Tragfähigkeit vollständig überdrückt ist oder wenn die Hauptzugspannung im Beton einen Grenzwert f_{ctd} nicht überschreitet. Streng genommen sind diese Regelungen im DIN-Fachbericht 102 [9] durch das implementierte Hauptzugspannungskriterium bereits aufgenommen, nur gelten diese Formeln nicht für durch Verkehr beanspruchte Brücken, womit die Rissempfindlichkeit nochmals betont wird.

Auf dieser Basis ließe sich folgende Hypothese aufbauen: Sofern im Grenzzustand der Tragfähigkeit eine zukünftige Schubrisbildung bei einer Brücke ohne vorhandene Schubrisse ausgeschlossen werden kann und genügend Bügel vorhanden sind, um ein ausreichendes Ankündigungsverhalten zur Vermeidung eines plötzlichen Schubversagens sicherzustellen, könnte die Betonzugspannung f_{ctd} als Nachweisgrenze für den Querkraftabtrag durch den Beton gelten. Als Nachweisgrenze (ohne Teilsicherheitsbeiwerte) würde der untere Quantilwert der Zugfestigkeit des Betons definiert werden:

$$\sigma_{ct1} \leq f_{ct,max} = f_{ctk;0,05} \quad (1)$$

Die Zugfestigkeit $f_{ctk;0,05}$ liegt in der Größenordnung der in DIN 4227 vorgegebenen zulässigen Hauptzugspannung für den Nachweis der Querkraft unter der rechnerischen Bruchlast ohne Nachweis einer Schubsicherung durch Bügel.

Unter Einbeziehung der Teilsicherheiten würde der Grenzwert f_{ctd} folgende Form annehmen:

$$f_{ctd} = \alpha_{ct} \cdot f_{ctk;0,05} / \gamma_c \quad (2)$$

wobei der Wert α_{ct} nach DIN EN 1992-2/NA zu 0,85 [23] angenommen wird. Unter Berücksichtigung der Betonnacherhärtung wäre auch $\alpha_{ct} = 1,0$ gerechtfertigt [25]. Im Gegensatz zum Neubau, dessen zukünftige Eigenschaften angestrebt werden, sind beim Bestandsbauwerk Kenntnisse über die Eigenschaften des Bauwerks und die verwendeten Materialien unter Berücksichtigung des Erhaltungszustands bereits vorhanden.

Der Teilsicherheitsbeiwert für den Beton γ_c ist nach DIN-Fachbericht 102 für unbewehrte Bauteile mit Beton $\gamma_c = 1,80$ anzunehmen. Da die Brücken meistens eine geringe Schubbewehrung aufweisen, könnte analog zum Neubau der Teilsicherheitsbeiwert zu $\gamma_c = 1,50$ reduziert werden.

Zur Vermeidung eines unangekündigten Schubbruches wird in [25] ein Mindestschubbewehrungsgrad von

$$\rho_{w,min} = 0,125 \% \quad (3)$$

vorgeschlagen. Dieser Wert geht auf Empfehlungen von *Leonhardt/Mönnig* [26] zurück.

Für Querkraftnachweise im Grenzzustand der Tragfähigkeit ließe sich mit diesen Ansätzen eine zukünftige Schubrisbildung ausschließen, insbesondere auch, weil die schiefen Hauptzugspannungen unter Gebrauchslasten meist weniger als 50 Prozent der Werte im Traglastfall erreichen. Bei den meisten bisher untersuchten Brücken lag der vorhandene Querkraftbewehrungsgrad über dem zur Vermeidung eines unangekündigten Schubbruches erforderlichen Bewehrungsgrad.

Mittels dieses Konzeptes ließen sich wahrscheinlich viele Problembrücken hinsichtlich ihrer Querkrafttragfähigkeit im Grenzzustand der Tragfähigkeit nachweisen, und viele ansonsten notwendige Verstärkungsmaßnahmen wären entbehrlich.

5 Entwicklungsperspektiven für einen Querkraftnachweis im Grenzzustand der Ermüdung

Seit der Einführung der DIN-Fachberichte sind auch Straßenbrücken gegen Ermüdung nachzuweisen.

Hinsichtlich der Querkrafttragfähigkeit eines Bauteils unter einer ermüdungswirksamen Beanspruchung beteiligt sich der Beton, ebenso wie unter einer statischen Belastung, an der Querkraftabtragung. Allerdings ist experimentell nachgewiesen, dass die Betonzugfestigkeit mit zunehmender Lastwechselzahl abfällt [27], was die Festlegung eines Grenzwertes für die schiefe Hauptzugspannung zunächst erschwert. Die Festlegung eines Grenzwertes über das Hauptzugspannungskriterium, welches im DIN-Fachbericht 102 [9] in der Gleichung (4.118) dargestellt ist, gilt nicht für Brücken, weil es sich hierbei um Bauteile unter einer vorwiegend nicht ruhenden Belastung handelt:

$$V_{Rd,ct} = \frac{l \cdot b_w}{S} \sqrt{\left(\frac{f_{ctk;0,05}}{\gamma_c}\right)^2 - \sigma_{cd} \frac{f_{ctk;0,05}}{\gamma_c}} \quad (4)$$

Dies war Ausgangspunkt für weitergehende Forschungsarbeiten an der RWTH Aachen mit dem Ziel, eine Nachweisgleichung für die Querkrafttragfähigkeit von Spannbetonbrücken unter einer dynamischen Belastung herzuleiten.

Hilfe gibt dabei der vereinfachte Nachweis der Betonspannungen unter einer zyklischen Druckbeanspruchung, hier allerdings mit der Annahme, dass unter einer zyklischen Belastung der Beton sich unter Zug ähnlich wie unter Druck verhält. Anstelle der maximalen und minimalen Betonspannungen werden die maximalen und minimalen Bemessungswerte der statischen Querkrafttragfähigkeit $V_{Rd,ct}$ eingesetzt, sodass darauf aufbauend die Querkrafttragfähigkeit wie beim Ermüdungsnachweis der Betonspannungen durch bezogene Belastungskombinationen $V_{Ed,max}/V_{Rd,ct}$ und $V_{Ed,min}/V_{Rd,ct}$ ausgedrückt werden kann:

$$\frac{|V_{Ed,max}|}{|V_{Rd,ct}|} \leq 0,5 + 0,45 \frac{|V_{Ed,min}|}{|V_{Rd,ct}|} \leq 0,9 \quad (5)$$

Über die Gleichung (5) werden zulässige Werte der maximalen Querkraft $V_{Ed,max}$ (Oberlast) in Abhängigkeit von den auftretenden minima-

len Querkräften $V_{Ed,min}$ (Unterlast) dargestellt und für Beton für eine schädigungsäquivalente Schwingbreite bei einer Lastspielzahl von $N = 1 \cdot 10^6$ hergeleitet, weshalb diese Gültigkeit weiterhin vorausgesetzt werden kann.

In der grafischen Auswertung ergibt sich das sogenannte Goodman-Diagramm (Abb. 3), das für Einstufenversuche mit konstanter maximaler und minimaler Beanspruchung für $1 \cdot 10^6$ Lastwechsel abgeleitet wurde. Bei einer Einwirkungskombination innerhalb der grau hinterlegten Fläche kann ein Ermüdungsversagen infolge Querkraft bei $N = 1 \cdot 10^6$ Lastwechseln ausgeschlossen werden. Dies zeigt, dass auch unter einer dynamischen Last eine ausreichende Querkrafttragfähigkeit allein durch den Beton gegeben sein kann. Für Bereiche außerhalb der schraffierten Fläche kann nach DIN-Fachbericht 102 ein Versagen des Betons infolge Querkraftermüdung auch unter $N = 1 \cdot 10^6$ Lastwechseln eintreten. In Abb. 3 sind nur die Verhältnisse vorzeichengleicher Querkräfte angetragen, was aber aufgrund der hohen Eigengewichtslast der Tragwerke im Verhältnis zu den ermüdungswirksamen Verkehrslasten praktikabel erscheint.

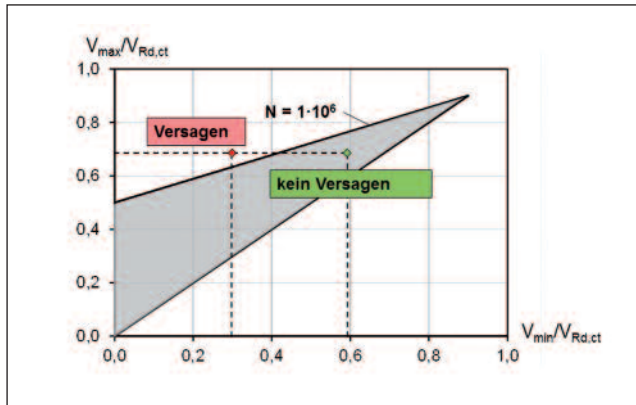


Abb. 3: Goodman-Diagramm für Bauteile ohne Querkraftbewehrung [28]

Zur Verifizierung der Einflussgrößen wurden verschiedene Spannbetonträger mit und ohne Querkraftbewehrung sowie mit wechselnder Querschnittsform (I-Träger, Plattenbalken), unterschiedlicher Vorspannung, verschieden großen Längsbewehrungsgraden und wechselnden Querkraftschwingbreiten unter einer dynamischen Belastung getestet. Über eine FEM-Simulation konnte der Einfluss einzelner Parameter genauer untersucht werden. Die Einzelheiten können [28] und [29] entnommen werden.

Aus den Versuchsergebnissen wurden zwei Ansätze weiter verfolgt:

- Begrenzung der Querkraftschwingbreite und
- Begrenzung der Schwingbreite der schiefen Hauptzugspannungen.

Eine besondere Schwierigkeit in der Darstellung der Querkraftschwingbreite ist, dass wegen der über die Trägerlänge veränderlichen statischen Querkrafttragfähigkeit $V_{Rd,ct}$ die bezogene Querkraftschwingbreite ebenfalls variiert. Damit ist eine ungewollte Abhängigkeit der Querkraftschwingbreite vom Nachweisquerschnitt entlang der Trägerlängsachse, der Belastung, dem Vorspanngrad und der Zugfestigkeit des Betons gegeben. Daher liefert dieser Weg keine verallgemeinerungsfähigen Aussagen und ist nur bedingt geeignet.

Ein geeigneterer Weg für den Nachweis der Querkraftermüdung ist in der Begrenzung der Hauptzugspannungsschwingbreite in Anlehnung

an den statischen Nachweis der Querkrafttragfähigkeit nach DIN 4227 gegeben. Im Verhältnis der auf die Mittelwerte bezogenen Hauptzugspannungen $\sigma_{l,min}/f_{ctm}$ sowie $\sigma_{l,max}/f_{ctm}$ zeigten die Versuche an den I-Trägern, dass unter der maximalen Beanspruchung die Betonzugfestigkeit nur zu etwa 60 Prozent ausgenutzt werden darf. Darüber hinaus darf die eingetragene Schwingbreite der Hauptzugspannungen $\Delta\sigma_1$ nicht größer als $0,35 f_{ctm}$ sein (Abb. 4). Bei Plattenbalkenquerschnitten lagen die Werte wegen der größeren Biegeisempfindlichkeit geringfügig ungünstiger.

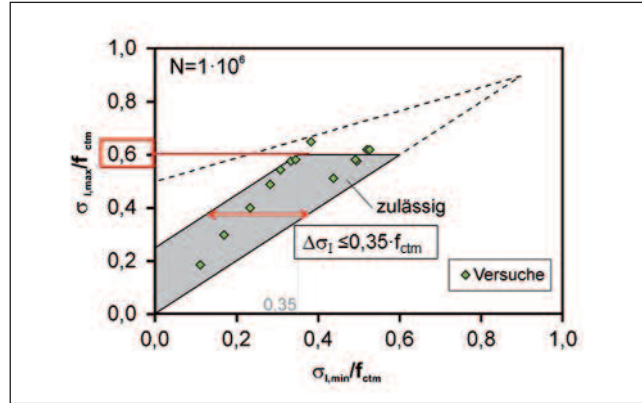


Abb. 4: Goodman-Diagramm für I-Träger [28] (modifiziert)

Unter Einbeziehung der Teilsicherheitsbeiwerte mit $\gamma_c = 1,8$ für unbewehrten Beton und dem unteren Quantilwert der Betonzugfestigkeit $f_{ctd} = f_{ctk;0,05}/\gamma_c$ ergeben sich die Bemessungsgleichungen gegen Querkraftermüdung unter maximaler und minimaler Beanspruchung; hier für den I-Träger:

$$\sigma_{ct1,max} \leq 0,6 \cdot f_{ctd} \tag{6}$$

$$\Delta\sigma_{ct1d} \leq 0,35 \cdot f_{ctd} \tag{7}$$

Dabei werden die Bemessungswerte der einwirkenden Hauptzugspannungen unter maximaler und minimaler Beanspruchung, $\sigma_{ct1,max}$ und $\sigma_{ct1,min}$ jeweils auf den unteren Quantilwert der Betonzugfestigkeit bezogen. Darüber hinaus müssen unter der maßgebenden Lastfallkombination wegen der Biegerissgefahr am Steganchnitt bei I-Trägern Druckspannungen anliegen; bei Plattenbalken dürfen die Randspannungen einen Wert von $0,1 f_{ctd}$ nicht übersteigen.

Um diesen Bemessungsvorschlag anwenden zu können, ist festzulegen, wie und mit welcher Einwirkungskombination ermüdungswirksame Querkräfte auf Spannbetonbrücken einwirken. Hierzu liegen derzeit keine Erkenntnisse vor, werden aber gegenwärtig mit einem weiteren Forschungsvorhaben erarbeitet. Vorstellbar wäre, als ermüdungswirksame Einwirkungskombination die häufige Lastkombination heranzuziehen. Diese sollte vorzugsweise auch für die Ermittlung der Biegespannungen gelten, sodass beide Nachweise unter derselben Einwirkungskombination geführt werden.

Hinsichtlich des Bruchverhaltens zeigten die Versuche, dass bei fehlender Querkraftbewehrung die Träger schlagartig ohne erkennbare Vorankündigung versagten, während bereits kleine Mengen eingebauter Bügel ausreichen, das Bruchverhalten duktil zu gestalten. Somit könnte auch bei diesem Nachweis für, wenn auch nur gering bewehrte Querschnitte der Teilsicherheitsbeiwert für Beton auf $\gamma_c = 1,50$ reduziert werden.

6 Literatur

- [1] Kaschner, R. et al.: Auswirkungen des Schwerlastverkehrs auf die Brücken der Bundesfernstraßen. Berichte der Bundesanstalt für Straßenwesen, Brücken- und Ingenieurbau, Heft B 68, Bergisch Gladbach: Bundesanstalt für Straßenwesen, Juli 2009
- [2] Naumann, J.: Brücken und Schwerverkehr - wo sind die Grenzen?. Bauingenieur 82 (2007), Heft 7/8, S. 326-332
- [3] Naumann, J.: Brücken und Schwerverkehr - eine Bestandsaufnahme. Bauingenieur 85 (2010), Heft 1, S. 1-9
- [4] Naumann, J.: Brücken und Schwerverkehr – Strategie zur Ertüchtigung des Brückenbestands in Bundesfernstraßen. Bauingenieur 85 (2010), Heft 5, S. 210 – 216
- [5] Benning, H.; Goj, K.; Marzahn, G.; Mertzsch, O.: Richtlinie zur Nachrechnung von Straßenbrücken im Bestand – Veranlassung und Grundsätze. Bauingenieur 87 (2012), Heft 1, S. 1 – 9
- [6] Haveresch, K.: Nachrechnen und Verstärken älterer Spannbetonbrücken. In: Beton- und Stahlbetonbau 106 (2011), Heft 2, S. 89-102
- [7] Maurer, R.; Zilch, K.; Hegger, J.; Zichner, T. et al.: Erläuterungen und Hintergründe zur Nachrechnungsrichtlinie – Betonbrücken. Bauingenieur 87 (2012), Heft 1, S. 24 – 35
- [8] DIN 4227 Teil 1: Spannbeton – Bauteile aus Normalbeton mit beschränkter oder voller Vorspannung. Ausgabe Juli 1988, Berlin: Beuth Verlag, 1988
- [9] DIN-Fachbericht 102: Betonbrücken. Ausgabe März 2009, Berlin: Beuth Verlag, 2009
- [10] Hanswille, G.; Neumann, W.: Erläuterungen und Hintergründe zur Nachrechnungsrichtlinie – Stahl- und Stahlverbundbrücken. Bauingenieur 87 (2012), Heft 1, S. 36 – 51
- [11] DIN Fachbericht 101: Einwirkungen auf Brücken. Ausgabe März 2009, Berlin: Beuth Verlag 2009
- [12] Freundt, U.; Böning, S.: Anpassung des DIN-Fachberichts 101, Einwirkungen auf Brücken an endgültige Eurocodes und nationale Anhänge einschließlich Vergleichsrechnung – Nachtrag (Schlussbericht FE 15.451/2007/FRB (Nachtrag)) (Forschungsbericht). Bergisch Gladbach: Bundesanstalt für Straßenwesen, 2010
- [13] Freundt, U.; Böning, S.: Anpassung des DIN-Fachberichts 101, Einwirkungen auf Brücken an endgültige Eurocodes und nationale Anhänge einschließlich Vergleichsrechnung – Brückenbestand (Schlussbericht FE 84.107/2009) (Forschungsbericht). Bergisch Gladbach: Bundesanstalt für Straßenwesen, 2011
- [14] DIN 1072: Straßen- und Wegbrücken; Lastannahmen. Ausgabe ab 1952, Berlin: Beuth Verlag, ab 1952
- [15] DIN EN 1991-2: Eurocode 1: Einwirkungen auf Tragwerke – Teil 2: Verkehrslasten auf Brücken; Deutsche Fassung EN 1991-2:2003 + AC:2010, Ausgabe Dezember 2003, Berlin: Beuth Verlag, 2010
- [16] DIN EN 1991-2/NA: Nationaler Anhang - National festgelegte Parameter – Eurocode 1: Einwirkungen auf Tragwerke – Teil 2: Verkehrslasten auf Brücken, Ausgabe Juli 2011, Berlin: Beuth Verlag, 2011
- [17] DIN 4227: Spannbeton – Richtlinien für Bemessung und Ausführung. Ausgabe Oktober 1953, Berlin: Beuth Verlag, 1953
- [18] ZB DIN 4227:1966-02: Zusätzliche Bestimmungen zu DIN 4227 für Brücken aus Spannbeton, Ausgabe Februar 1966, Berlin: Beuth Verlag, 1966
- [19] ZB DIN 4227:1969-11: Zusätzliche Bestimmungen zu DIN 4227 für Brücken aus Spannbeton, Ausgabe November 1969, Berlin: Beuth Verlag, 1969
- [20] DIN 4227:1973-06: Richtlinien für Bemessung und Ausführung von Spannbetonbauteilen, Ausgabe Juni 1973, Berlin: Beuth Verlag, 1973
- [21] DIN 4227 Teil 1: Spannbeton – Bauteile aus Normalbeton mit beschränkter oder voller Vorspannung. Ausgabe Dezember 1979, Berlin: Beuth Verlag, 1979
- [22] DIN 4227 Teil 1: Spannbeton – Bauteile aus Normalbeton mit beschränkter oder voller Vorspannung. Ausgabe Juli 1988, Berlin: Beuth Verlag, 1988
- [23] DIN EN 1992-2/NA: Nationaler Anhang - National festgelegte Parameter – Eurocode 2: Bemessung und Konstruktion von Stahlbeton- und Spannbetontragwerken – Teil 2: Betonbrücken – Bemessungs- und Konstruktionsregeln. Entwurfsstand November 2012, unveröffentlicht
- [24] Marzahn, G.; Maurer, R.; Zilch, K.; Dunkelberg, D.; Kolodziejczyk, A.: Die Nachrechnung von bestehenden Straßenbrücken aus Beton. In: BetonKalender 102 (2013), Band I: Lebensdauer und Instandsetzung – Brandschutz, S. 271-344
- [25] Buschmeyer, W.; Braasch, T.: Betonbrücken – Einwirkungen, Widerstände, Bemessung. Schlussbericht zum BAST-Forschungsvorhaben FE 15.0483/2009/DRB. unveröffentlicht, 2012
- [26] Leonhardt, F.; Mönning, E.: Vorlesung über Massivbau, Erster Teil: Grundlagen zur Bemessung im Stahlbetonbau. Berlin: Springer-Verlag, 1973
- [27] Kessler-Kramer, C.: Zugtragverhalten von Beton unter Ermüdungsbeanspruchung, Dissertation, Universität Karlsruhe (TH), 2002.
- [28] Hegger, J.; Teworte, F.: Querkraftermüdung von Spannbetonträgern ohne Querkraftbewehrung. Abschlusspräsentation zum gleichnamigen Forschungsvorhaben F-2009-019, Wiesbaden: Hessisches Landesamt für Straßenwesen, 2012.
- [29] Hessisches Landesamt für Straßenwesen: Ermüdung von Spannbetonbrücken – Modifizierter Ermüdungsnachweis für Spannbetonbrücken. Forschungsbericht zum Forschungsvorhaben F-2009-019, Wiesbaden, 2012.

Brandschutztechnische Bewertung und Ertüchtigung von Geschossdecken und vertikalen Bauteilen im Bestand

Neue Ergebnisse wissenschaftlicher Untersuchungen weisen der Praxis neue Wege zu sicheren Nachweisen

Weil sie sich weder nach technischen Baubestimmungen noch nach Anwendbarkeitsnachweisen unmittelbar bewerten lassen, werden, wenn das Brandschutzkonzept oder die Baugenehmigung eine feuerbeständige Konstruktion fordern, Geschossdecken und Stützen und Wände im Bestand oftmals aufwendig und deshalb teuer nachgerüstet. Viele ingenieurwissenschaftliche Untersuchungen und praktische Erfahrungen haben in den vergangenen Jahren aber gezeigt, dass Geschossdecken und vertikale Bauteile im Bestand auch auf alternative Weise bewertet werden können. Vor allem Geschossdecken können, bezogen auf die Feuerwiderstandsdauer, erheblich positiver bewertet werden, als es nach den auf der sicheren Seite liegenden „Standardregeln“ möglich ist. In dem folgenden Beitrag* werden diese Verfahren deshalb vorgestellt, ihre Grundlagen und ihre Anwendung beschrieben und erläutert, wie die Nachweise geführt werden.



Prof. Dr.-Ing. Jürgen Wesche

studierte das Bauingenieurwesen an der TU in Braunschweig, trat – nach einigen Jahren praktischer Ingenieurarbeit – 1970 der Materialprüfanstalt für das Bauwesen (MPA) in Braunschweig bei und wurde dort Leiter der Abteilung Brandschutz und 1995 stellvertretender Direktor und Mitglied des Vorstandes; Wesche hat sich bis 2010 maßgeblich an der Entwicklung der Brandschutz-Normung beteiligt, beispielsweise als Obmann der DIN 4102-4 (NaBau 00.34.04) und als Obmann der DIN 4102-2 und des Spiegelausschusses CEN TC 127 (NaBau 00.34.02), gleichzeitig wirkte er in verschiedenen Sachverständigenausschüssen des Deutschen Instituts für Bautechnik und in der Projektgruppe Brandschutz der Fachkommission Bauaufsicht mit; 2005 ließ Wesche sich in Leverkusen als Beratender Ingenieur der Ingenieurkammer Nordrhein-Westfalen nieder, und er lehrte nach seiner Pensionierung 2006 noch bis 2010 als Honorarprofessor für „Brandschutz im Bestand“ an der TU Braunschweig.

j.wesche@gmx.de

1 Einführung

Geschossdecken und auch Stützen und Wände im Bestand lassen sich in vielen Fällen nicht unmittelbar nach den technischen Baubestimmungen bewerten – zum Beispiel nach DIN 4102-4:1994-03 beziehungsweise nach den Eurocodes –, und es gibt auch keine Anwendbarkeitsnachweise, nach denen man das Brandverhalten dieser Bauteile direkt ableiten kann (Decken siehe **Abb. 1**). Diese Umstände führen häufig dazu, dass Geschossdecken und Stützen beziehungsweise Wände im Bestand aufwendig nachgerüstet werden, wenn im Brandschutzkonzept oder in der Baugenehmigung eine feuerbeständige Konstruktion gefordert wird.



Abb. 1: Rippendecke mit Schalkkörpern, HWL-Platten und Putz

Die am konkreten Objekt Beteiligten sind häufig verunsichert und fragen sich, wie sie zum Beispiel die Geschossdecken bewerten sollen, sie gehen dann auf die sichere Seite und rüsten die Decken so nach, dass sie den Vorgaben von DIN 4102-4 für eine Einstufung in F 90 entsprechen beziehungsweise Nachrüstmaßnahmen anwenden, für die entsprechende Anwendbarkeitsnachweise vorliegen.

Es hat sich aber gezeigt, dass auch andere Wege zu der Beurteilung von Geschossdecken und vertikalen Bauteilen im Bestand gangbar sind. Es ist in vielen Fällen denkbar, Bestandsschutz zu reklamieren, wobei zu überprüfen ist, ob die Bauteile den Vorgaben zum Zeitpunkt der Errichtung entsprachen. Es ist aber auch möglich und zulässig, den

*Der Artikel basiert auf einem Vortrag des Autors auf dem 21. Bautechnischen Seminar NRW, das die Landesvereinigung der Prüfingenieure in Nordrhein-Westfalen, das Ministerium für Bauen, Wohnen und Verkehr des Landes Nordrhein-Westfalen, der Landesverband NRW im Verband Beratender Ingenieure VBI und die Ingenieurkammer-Bau NRW am 7. November 2012 in Ratingen veranstaltet haben.

Einfluss positiver Randbedingungen eines Bauwerks auf die Feuerwiderstandsdauer zu berücksichtigen; dann sind zum Beispiel die jeweilige Deckenkonstruktionen und das umgebende Bauwerk genauer zu analysieren.

In diesem Beitrag soll aufgezeigt werden, wie diese Verfahren angewendet werden, welche Grundlagen zu berücksichtigen sind und wie entsprechende Nachweise geführt werden können. Es hat sich in einer Vielzahl von Fällen herausgestellt, dass insbesondere bei den Geschossdecken erheblich Kosten eingespart werden können, wenn die positiven Einflüsse aus den baulichen Randbedingungen des Bauwerks genutzt werden. Daher wird sich dieser Beitrag schwerpunktmäßig mit den Geschossdecken befassen.

2 Grundlagen

Als Grundlagen für die Bewertung von Geschossdecken in bestehenden Gebäuden werden die folgende Unterlagen herangezogen:

- die Landesbauordnung (in NRW die BauO NRW),
- die Muster-Hochhaus-Richtlinie (MHHR) 2008, einschließlich der Erläuterungen, Abschnitt C (Bestandsschutz),
- DIN 4102-4:1994-03 und die alten Fassungen von DIN 4102, unter anderem die Ausgaben 1940 und 1965,
- Literatur [1] bis [6].

Außerdem fließen umfangreiche Prüferfahrungen in Verbindung mit Brandprüfungen als Grundlage von Anwendbarkeitsnachweisen und in Verbindung mit Forschungsarbeiten in die Bewertung ein, ebenso wie die Erkenntnisse aus der Erarbeitung von DIN 4102-4 (der Autor war viele Jahre Obmann des entsprechenden Normenausschusses). Außerdem fließen die Erfahrungen aus einer Vielzahl von Ortsaufnahmen in Verbindung mit Geschossdecken und vertikalen Bauteilen ein, die zeigten, unter welchen Randbedingungen insbesondere die Geschossdecken eingebaut werden.

3 Auswirkungen der Grundlagen, bezogen auf die Bewertungen von Geschossdecken im Bestand

3.1 LBO und MHHR

Die Geschossdecken weichen in den meisten Fällen im Bestand von DIN 4102-4:1994-03 ab. Es ist aber unter Berücksichtigung der Vorgaben der jeweiligen LBO (in NRW: BauO NRW § 3 (1) und (3)) auch nach den jetzigen technischen Regeln zulässig, den tatsächlichen Einbauzustand im Bauwerk zu berücksichtigen. Abweichungen von DIN 4102-4 sind Abweichungen von den Technischen Baubestimmungen, bei denen nachzuweisen ist, dass die Schutzziele der LBO in gleicher Weise erfüllt werden. Es ist daher nur zu dokumentieren, warum mit den vorgegebenen Einbauzuständen höhere Feuerwiderstandzeiten erreicht werden und die Anforderungen der jeweiligen LBO (in NRW: nach Paragraph 34 BauO NRW (Decken)) erreicht werden. Alternativ ist im Brandschutzkonzept nachzuweisen, dass die materiellen Anforderungen (in NRW: nach Paragraph 34) nicht abgedeckt werden können, dafür aber durch entsprechende Kompensationsmaßnahmen die Schutzziele (in NRW: nach den Paragraphen 3 beziehungsweise 17) eingehalten werden (BauO NRW: Abweichung nach Paragraph 73).

Aus den LBO (in NRW: § 3 BauO NRW) ist in Verbindung mit Art. 14 des Grundgesetzes (GG) beziehungsweise aus den Erläuterungen der MHHR abzuleiten, dass bestehende Bauwerke unter bestimmten Randbedingungen Bestandsschutz genießen und damit dokumentiert wird, dass bestehende Gebäude gegebenenfalls ein geringes Sicherheitsniveau haben dürfen. Es wird sogar darauf hingewiesen, dass beim Gebäudebestand die Verhältnismäßigkeit zu berücksichtigen ist, und Erläuterungen von Gerichten und Obersten Bauaufsichten der Länder lassen den Schluss zu, dass im Hinblick auf die Tragkonstruktion auch bei Nutzungsänderungen gegebenenfalls Bestandsschutz reklamiert werden kann.

3.2 DIN 4102-4:1994-03

3.2.1 Allgemeine Hinweise

Die Werte von DIN 4102-4:1994-03 sind grundsätzlich „worst-case“-Angaben, das heißt, im ungünstigsten Einbauzustand müssen die angegebenen Feuerwiderstandsklassen erreicht werden. Bezogen auf die Deckenkonstruktionen kann das bedeuten:

- statisch bestimmte Lagerung als Einfeldsystem mit frei verdrehbaren Endauflagern,
- kein Ansatz einer Durchlaufwirkung, wenn die Vorgaben im Hinblick auf die Bewehrungsführung nach DIN 4102-4, zum Beispiel Abschnitt 3.4.5.3, nicht nachweisbar sind,
- keine konstruktive Einspannung an den Endauflagern,
- kein Querabtrag über die vorhandene Querbewehrung,
- keine Dehnungsbehinderung bei partieller Brandbeanspruchung,
- kein Ansatz eines Putzes, da die Vorgaben von DIN 4102-4, Abschnitt 3.1.6, nicht nachzuweisen sind,
- kein Ansatz von Holzfußleisten oder verlorenen Schalungen zum Beispiel aus HWL-Platten mit oder ohne Putz.

3.2.2 Auswirkungen der einzelnen Parameter

Die konstruktive Randeinspannung hat einen positiven Einfluss auf die Feuerwiderstandsdauer, da durch diese Einspannungen Lastumlagerungen im Brandfall erreicht werden, die zu einer Reduzierung der Feldmomente führen. Dokumentiert wird dies in einigen Forschungsberichten, unter anderem in [2], es werden Verlängerungen bei nur einseitigen Einspannungen von mehr als fünfzehn Minuten erreicht, bei zweiseitiger Einspannung können mehr als dreißig Minuten angesetzt werden; dies bezieht sich zunächst auf die Plattendecken.

Die konstruktive Durchlaufwirkung in Verbindung mit einer Dehnungsbehinderung über einen gegebenenfalls bewehrten Zwischenauflagerbereich (Stahlbetonunterzüge beziehungsweise Halbmassivstreifen) wird bei der Dimensionierung nach DIN 4102-4:1994-03 als Einfeldsystem überhaupt nicht angesetzt, hat aber einen erheblichen Einfluss auf die Feuerwiderstandsdauer. Durch die Dehnungs- und Rotationsbehinderung in den Auflagerbereichen ist eine freie Verschiebung und Verdrehung der Deckenfelder auszuschließen, sodass auch bei einer Rissbildung am Ende der oberen Bewehrung ein Einspanneffekt erhalten bleibt und damit eine freie Verformung der Feldmitten nicht möglich ist. Brandversuche an einem zum Abriss bestimmten Gebäude haben diese These bestätigt [3]. **Abb. 2** zeigt den Einfluss des Einbauzustandes von Stahlbetondecken, die einen konstruktiven Querabtrag und eine Randeinspannung beziehungsweise eine Einspannung über den Querwänden aufweisen. Die Einflüsse aus der Durchlaufwirkung sind auch auf Rippendecken zu übertragen. Diese konstruktive Durchlaufwirkung kann im Vergleich zur beidseitigen konstruktiven Randeinspannung eine Verlängerung der Feuerwiderstandsdauer um weitere zehn Minuten ergeben.

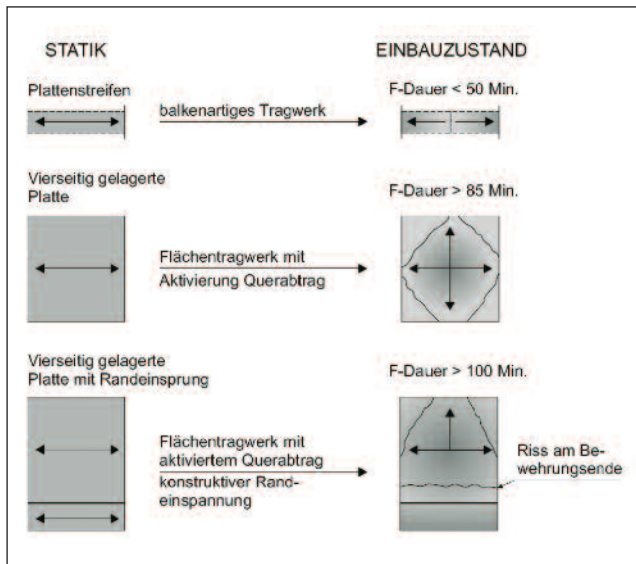


Abb. 2: Statik/Einbauzustand mit Rissbildung von Stahlbetondecken ($u \approx 20 \text{ mm}$)

In Abhängigkeit von den Seitenverhältnissen und der Bewehrungsführung sowie der Ausbildung der unterstützenden Bauteile kann der konstruktive Querabtrag eine erhebliche Auswirkung auf die Feuerwiderstandsdauer haben. Er wurde bei Plattendecken nachgewiesen, kann aber auch bei Rippendecken angesetzt werden. Ein Hinweis auf den Einfluss des konstruktiven Querabtrages ist aus DIN 4102-4, Tabelle 11, Zeile 1.3, beziehungsweise Tabelle 12, Zeile 3.1.1.2, zu entnehmen (mit einer Reduzierung des erforderlichen Achsabstandes der Bewehrung um bis zu fünfzehn Millimeter).

Die Feuerwiderstandsdauer der Deckenkonstruktionen wurden einerseits in einem konkreten Bauwerk nachgewiesen [3] und andererseits in umfangreichen Forschungsarbeiten auf der Basis von Brandprüfungen im Labor berechnet [1], [2]. Es werden Verlängerungen bis zu sechzig Minuten gegenüber den theoretischen Ansätzen eines statisch idealen Einbauzustandes nach DIN 4102-4:1994-03 erreicht.

Ein vorhandener Putz führt dann zu einer Verlängerung der Feuerwiderstandsdauer, wenn er im Brandfall nicht kurzfristig abfällt. Die Untersuchungen nach [3] haben gezeigt, dass ein normaler Kalkzementputz frühestens nach einer Brandbeanspruchungsdauer von fünfzehn Minuten abzufallen begann, das heißt, es ist mit einer Verlängerung der Feuerwiderstandsdauer von mehr als zehn Minuten zu rechnen. In anderen Fällen wurden HWL-Platten als verlorene Schalung gegebenenfalls mit einer Putzbekleidung eingesetzt (Hinweise auf die Wirksamkeit dieser HWL-Platten sind aus DIN 4102-4, Tabelle 11, Zeile 3.2, zu entnehmen). Brandprüfungen haben gezeigt, dass in Abhängigkeit von der Dicke auch bei Bewehrungsstäben, die unter den HWL-Platten freiliegenden Feuerwiderstandzeiten liegen, von mehr als sechzig Minuten erreicht werden können.

Die zwanzig bis dreißig Millimeter dicken Holzfußleisten unter Stahlbetonrippendecken bringen eine erheblich Verlängerung der Feuerwiderstandsdauer, da die Holzfußleisten mit einer Abbrandgeschwindigkeit von etwa 0,7 Millimeter pro Minute zunächst abbrennen müssen, ehe eine Brandbeanspruchung der Stahlbetonrippen von unten möglich ist. Brandprüfungen an Filigrandecken (Rippenbreiten $b = 120 \text{ mm}$) mit und ohne Holzfußleisten im Jahre 1982 in der Materialprüfanstalt für das Bauwesen (MPA) in Braunschweig haben gezeigt, dass mit 24 Millimeter dicken Holzfußleisten die Feuerwider-



Abb. 3: Kappendecke in einem mehrgeschossigen Bauwerk

standsdauer um etwa zwanzig Minuten verlängert wird im Vergleich mit einer Stahlbetonrippendecke ohne Holzfußleisten.

Bezogen auf Kappendecken geht DIN 4102-4, Tabelle 29, davon aus, dass unter „worst-case-Bedingungen“ der Stahluntergurt sehr hoch ausgelastet ist und dass Umlagerungen in den Steg beziehungsweise in den Obergurt nicht möglich sind. Bei höheren Trägern mit schmalen Untergrurt werden im Brandfall immer Umlagerungen stattfinden, und die Prüfpraxis hat gezeigt, dass bei den üblichen Kappendecken (Abb. 3) eine Feuerwiderstandsdauer von mehr als dreißig Minuten ohne zusätzlichen Schutz erreicht wird.

Auch bei Holzbalkendecken konnten nicht alle Bestandsdecken in DIN 4102-4 aufgenommen werden, daher wird immer eine Detailuntersuchung erforderlich, welche Komponenten die Feuerwiderstandsdauer beeinflussen können (Hinweise auf die Feuerwiderstandsdauer der verschiedensten Bestandsdecken sind [5] zu entnehmen). Es ist durchaus zulässig, zum Beispiel auch Putz auf einem brennbaren Putzträger anzusetzen, der im Vergleich mit einem nichtbrennbaren Putzträger zwar weniger Feuerwiderstandsdauer bringt, aber durchaus mit fünf bis zehn Minuten Verlängerung gegenüber einer ungeputzten Deckenkonstruktion anzusetzen ist. Außerdem ist von Bedeutung, welcher Deckeneinschub vorhanden ist, wie dieser aufgelagert ist und welcher obere Deckenaufbau vorhanden beziehungsweise geplant ist.

4 Die Vorgehensweise bei der Bewertung von Geschossdecken

Es wird vorgeschlagen, folgende Schritte zu gehen, um eine Bewertung der Geschossdecken im Bestand zu ermöglichen:

- Überprüfung des Bestandsschutzes, wenn die Decke so ausgebildet ist, wie es zum Zeitpunkt der Errichtung erforderlich war und wenn es keine Nutzungsänderungen gibt, die, bezogen auf die Deckenkonstruktionen, das Risiko erhöhen. Ein Urteil des Verwaltungsgerichts Düsseldorf bestätigte, dass zum Beispiel bei einer Nutzungsänderung von Wohnen auf Büro die Geschossdecken im Rahmen des Genehmigungsverfahrens nicht erneut überprüft werden müssen.
- Überprüfung der Leistungsfähigkeit der Decken unter Berücksichtigung der positiven Einflüsse aus dem Bauwerk, wenn der Bestandschutz nicht nachzuweisen ist.
- Entscheidung dafür, ob der Bestand ausreicht, gegebenenfalls Abweichungen von den materiellen Anforderungen durch Anlagentechnik oder Ähnliches kompensieren.

- Wenn eine Nachrüstung erforderlich wird: Maßnahmen vornehmen, die auch wirtschaftlich vertretbar sind. Es gibt immer mehrere Möglichkeiten, wobei zu berücksichtigen ist, welche Installationsmaßnahmen im Deckenbereich vorgesehen sind und welche zusätzlichen Anforderungen gegebenenfalls gestellt werden. Es ist sicherlich ein nicht zu vertretender Aufwand, wenn entsprechend **Abb. 4** unter eine Stahlbetondecke mit etwas zu geringem Achsabstand der Bewehrung eine Unterdecke nachgerüstet wird, die allein in die Feuerwiderstandsklasse F 90 eingestuft werden kann. Nach DIN 4102-4, Tabelle 99, reicht bei ungünstigsten Stahlbetonkonstruktionen die Nachrüstung durch Unterdecken aus fünfzehn Millimeter dicken GKF-Platten aus, um eine Einstufung in F 90 zu gewährleisten.



Abb. 4: Geplante Nachrüstung durch eine F 90-Unterdecke (allein)

5 Beispiele für Geschossdecken im Bestand

Der erste Ansatz zur Bewertung bestehender Decken ist der Vergleich mit den materiellen Angaben in DIN 4102-4:1994-03. Bei der Untersuchung der Decken wird dann festgestellt, dass die Abmessungen (zum Beispiel: Rippenbreiten und Spiegeldicken), die Bewehrungsführung

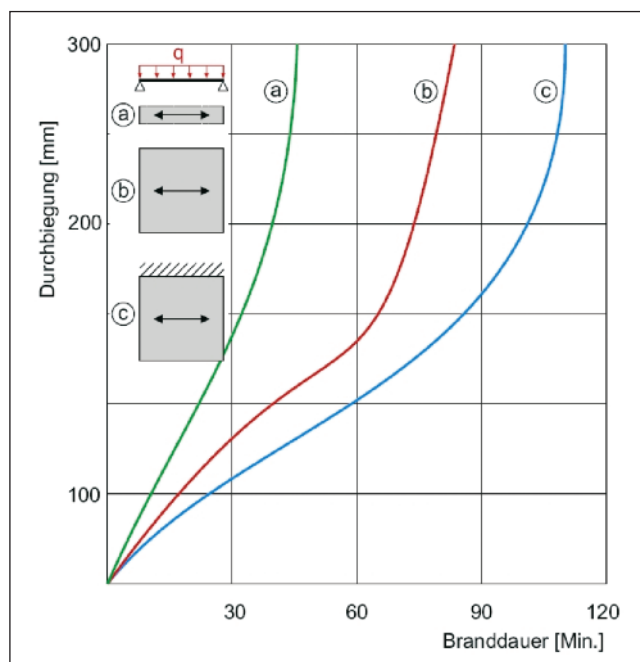


Abb. 5: Verformungen statisch gleicher Decken

(Achsabstand der Bewehrung) und die angesetzten Systeme nicht entsprechend ausgeführt sind. Falls keine detaillierte Überprüfung nach den oben abgegebenen Vorschlägen geplant wird, wird eine Nachrüstung geplant, ohne die vorhandenen Möglichkeiten auszunutzen.

Als grober Ansatz zur Bewertung von Geschossdecken unter Berücksichtigung der Einbausituation können folgende Annahmen getroffen werden:

- Stahlbetonplattendecken (Ortbeton) weisen grundsätzlich eine Feuerwiderstandsdauer von mehr als sechzig Minuten auf [3], unabhängig von der vorhandenen Betondeckung (siehe **Abb. 2** und **Abb. 5**).
- Rippendecken mit verllorener Schalung (**Abb. 6**) sind brandschutztechnisch günstiger zu bewerten als ohne verlorene Schalung, da insbesondere die Holzfußleisten eine Verzögerung der Aufheizung der Betonkonstruktion bewirken. Eine 24 Millimeter dicke Holzfußleiste ist erst nach circa dreißig Minuten abgebrannt.



Abb. 6: Rippendecke mit verllorener Holzschalung

- Kappendecken mit ungeschützten Stahlträgern haben zwar nach DIN 4102-4 eine Feuerwiderstandsdauer von weniger als dreißig Minuten, weil die Stahlträger-Untergurte frei liegen; Brandprüfungen an vergleichbaren Elementen haben jedoch gezeigt, dass auf jeden Fall eine Feuerwiderstandsdauer von mehr als dreißig Minuten erreicht wird, da lediglich die Untergurte frei liegen und insbesondere bei betonvergossenen Stahlträgern ein Kühleffekt durch den Beton berücksichtigt werden kann.
- Bestehende Holzbalkendecken haben im Allgemeinen eine Feuerwiderstandsdauer von mehr als dreißig Minuten. Unter Berücksichtigung von Einschüben, vorhandenen Putzen und breiten Balken sind sogar Einstufungen in die Feuerwiderstandsklasse F 60 möglich (**Abb. 7**), wenn auf die vorhandene Dielung ein Trockenestrich oder Ähnliches aufgebracht wird.
- Alle Deckenkonstruktionen aus nichtbrennbaren Baustoffen, die durch Unterdecken mit einem abgehängten Rabbit-Gewebe geschützt sind – hängende Drahtputzdecken – können normalerweise in die Feuerwiderstandsklasse F 90 eingestuft werden, wenn die Rabbit-Putze eine Dicke von ungefähr dreißig Millimeter aufweisen.

Wichtig ist bei der Bewertung der Geschossdecken, dass immer das konkrete Bauwerk zugrunde gelegt wird, da die Randbedingungen variieren, insbesondere in statischer Hinsicht, aber auch bezogen auf die konstruktiven Einflüsse. An einigen Beispielen soll das dargestellt werden.

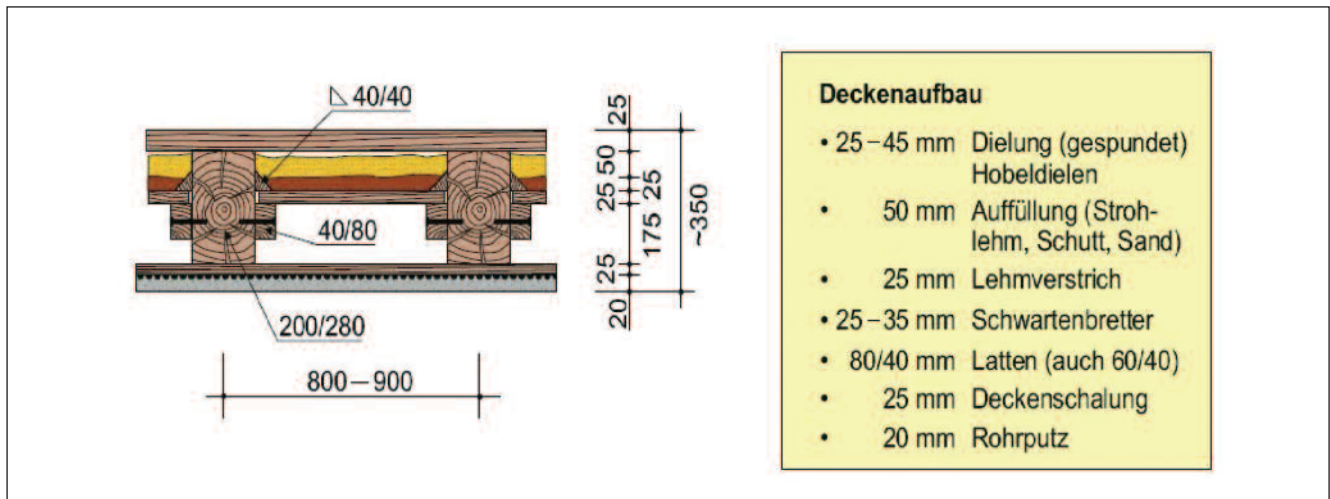


Abb. 7: Holzbalkendecke mit Putz und Einschub

In einem Bauvorhaben wurden unterschiedliche Geschossdecken (Abb. 8 und Abb. 9) eingebaut, deren brandschutztechnische Leistungsfähigkeit erst genaue Untersuchungen offenbarten. Aus statischer

Sicht sind beide Decken gleichwertig, da die Rippenbreiten und alle weiteren Parameter der Rippendecke übereinstimmten, brandschutztechnisch liegen jedoch Welten zwischen diesen beiden Konstruktionen, da die Schalkörper die Feuerwiderstandsdauer beeinflussen.



Abb. 8: Stahlbetonbalkendecke mit Füllkörpern (schließen an den Trägern an)



Abb. 9: Stahlbetonbalkendecke mit Füllkörpern (laufen unter Träger durch)

Bei der Decke in Abb. 8 liegt die Stahlbetonrippe frei, und die Feuerwiderstandsdauer hängt unmittelbar von dem vorhandenen Achsabstand der Bewehrung in der Rippe ab. Im konkreten Fall wurde ein Achsabstand von zwanzig Millimetern ermittelt, der unter Berücksichtigung des vorhandenen Einbauszustandes zu einer Feuerwiderstandsdauer von annähernd sechzig Minuten führt. Ob sie ausreichend ist, hängt von dem Brandschutzkonzept ab, in dem auch zum Beispiel anlagentechnischer Brandschutz mit angesetzt werden kann, beziehungsweise bei ähnlicher Nutzung im Vergleich zur Nutzung nach der Errichtung des Bauwerks auch Bestandsschutz reklamiert werden könnte.

Die Decke in Abb. 9 erreicht ohne Einschränkung eine Feuerwiderstandsdauer von mehr als neunzig Minuten, da die Füllkörper aus Bimsbeton in einer Dicke von 25 Millimetern die Stahlbetonrippen überdecken und nach genauerer Untersuchung der Bewehrungsführung in den Rippen deutlich wird, dass die kritische Stahltemperatur der Bewehrung erst nach mehr als einhundert Minuten überschritten wird.

Bei derartigen Decken ist es immer notwendig, auch den Aufbau und den Baustoff der Füllkörper zu ermitteln, zum Beispiel entsprechend Abb. 10 bei einem anderen Deckentyp.

Die Feuerwiderstandsdauer der Decken hängt ganz entscheidend vom Baustoff ab. Bimsbeton ist zum Beispiel wesentlich günstiger zu beurteilen als ein Ziegel, bei dem der Abstand der Stege entscheidenden Einfluss hat auf das Abplatzverhalten. Unter ungünstigen Randbedingungen platzen die Ziegelkörper ab, und es bleibt eine nur vierzig Millimeter breite Rippe mit geringem Feuerwiderstand.

Wenn die Geschossdecken – zum Beispiel Stahlträgerdecken mit Rabbitzputz auf einem nichtbrennbaren Putzträger – unverändert bleiben, ist gegebenenfalls auch bei einer Nutzungsänderung eine Nachrüstung nicht erforderlich, wenn die Decken zum Zeitpunkt der Errichtung als feuerbeständige Decken zu bewerten waren und wenn durch die neue Nutzung das Brandrisiko nicht vergrößert wird. Bei Sanierungsmaßnahmen wird jedoch häufig der Rabbitzputz entfernt, sodass zu

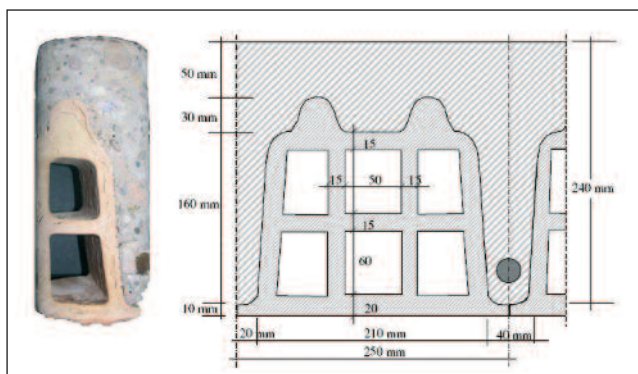


Abb. 10: Detail eines Deckenquerschnittes

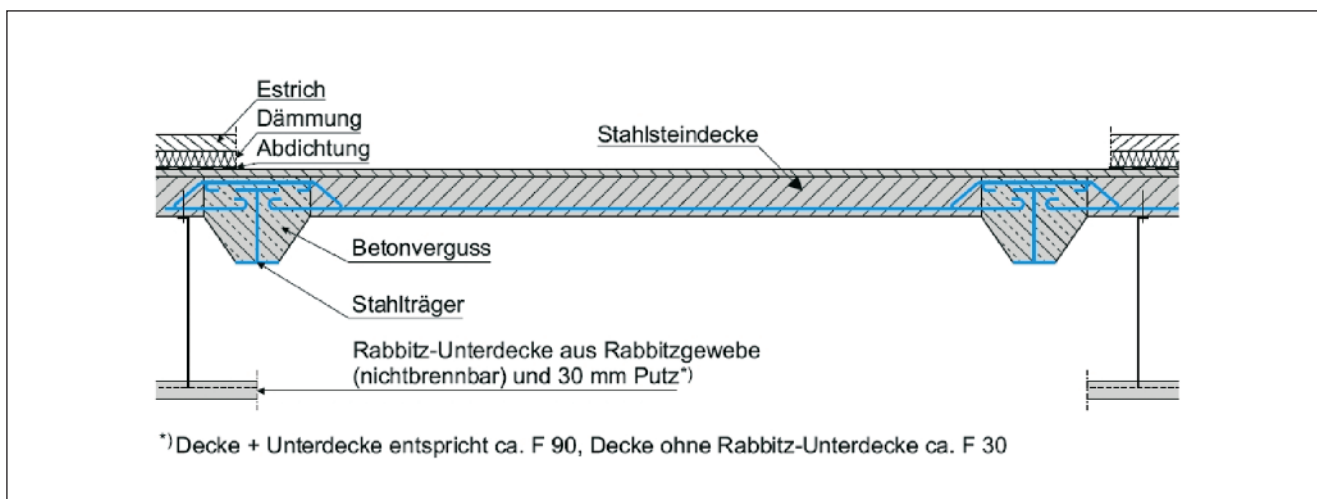


Abb. 11: Geschossdecke ohne Putz

überprüfen ist, welche Leistungsfähigkeit die Decke ohne Putz aufweist (**Abb. 11**).

Neben der Aussage, dass die Decke in **Abb. 11** auch ohne Putz als feuerhemmende Decke bewertet werden kann (Aussage auf der Basis von DIN 4102-4 und einer Auswertung der örtlichen Randbedingungen), lohnt sich der Aufwand, genauer zu untersuchen, welchen Feuerwiderstand die Stahlsteindecke ohne die Stahlträger erreicht. In Abhängigkeit vom Deckenaufbau sind Feuerwiderstandszeiten von dreißig bis neunzig Minuten möglich, was einen erheblichen Einfluss auf die Sanierungskosten haben kann.

Alte Stahlbetonrippendecken wurden nach **Abb. 12** bei einer Rippenbreite von zehn und einer Spiegeldicke von fünf Zentimetern mit einer

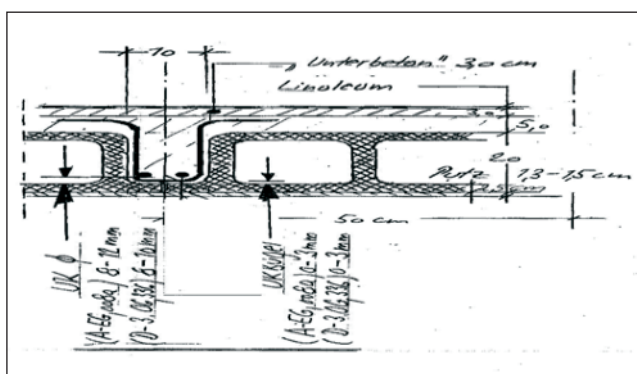


Abb. 12: Querschnitt einer Stahlbetonrippendecke mit Schalkörpern



Abb. 13: Deckenansicht der Decke nach Abb. 12



Abb. 14: Stahlbetondecke in einem alten Verwaltungsgebäude (Denkmalschutz)

verlorenen Schalung aus haufwerkporigem Beton und einem Putz ausgeführt. **Abb. 13** zeigt, dass der Putz eine gute Haftung auf den Schalkörpern hat und dass auch der Beton mit dem Schalkörper eine Einheit gebildet hat.

Brandschutztechnisch kann diese Decke als geschlossenes System mit einer einseitigen Beheizung von unten bewertet werden, da zumindest der Schalkörper im Brandfall erhalten bleibt und damit die Bewehrung etwa einen Achsabstand von mehr als 35 Millimeter aufweist. Die Decke kann sogar ohne Putz in die Feuerwiderstandsklasse F 90 eingestuft werden.

Auch bei Geschossdecken entsprechend **Abb. 14** ist eine detaillierte Bestandsaufnahme einschließlich der Überprüfung der Bewehrungsführung erforderlich, zumal sehr häufig keine Pläne vorhanden sind. Man muss nachweisen, dass unter Berücksichtigung eines Querabtrages, der Randeinspannung und des vorhandenen Putzes gegebenenfalls eine wesentlich längere Feuerwiderstandsdauer erreicht wird, als es nach den Tabellen von DIN 4102-4 möglich erscheint und dass damit die Decke erhalten bleiben kann.

6 Behandlung von vertikalen Bauteilen

Stahlbeton-, Mauerwerks- und bekleidete Stahlstützen sind im Allgemeinen unproblematisch. Es kann im Regelfall nachgewiesen werden, dass sie den damaligen Vorgaben entsprechen und dass Bestandschutz reklamiert werden kann. Es muss jedoch betont werden, dass

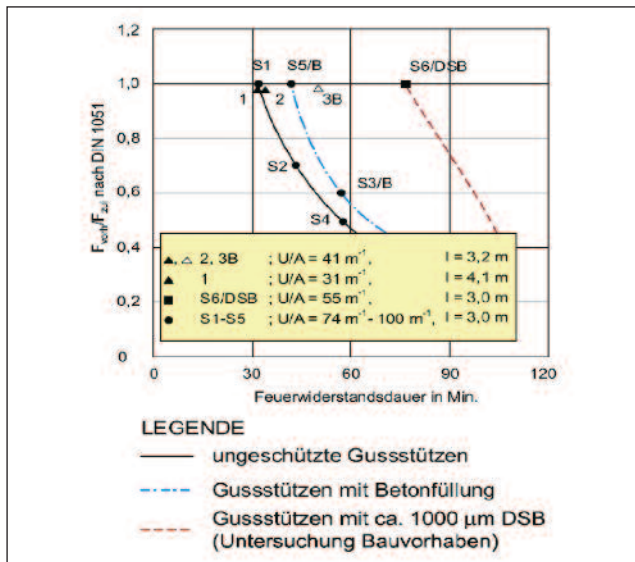


Abb. 15: Auswertung von Forschungsarbeiten an der TU Braunschweig für Gussstützen

Stützen, bezogen auf das Gesamtbauwerk, eine hervorragende Bedeutung als primäres Tragwerk haben.

In einigen Fällen sind jedoch sehr geringe Querschnitte bei Stahlbetonstützen vorhanden, und es ist dann im Einzelfall nachzuweisen, dass unter den Randbedingungen des Bauwerks – Lastausnutzung, reduzierte Brandbeanspruchung usw. – die Standsicherheit im Brandfall gewährleistet werden kann.

Es ist bei Umnutzungen aber auch denkbar, dass Nachrüstungen erforderlich werden. Grundsätzlich sollte berücksichtigt werden, dass bei Stahlbetonstützen nach der Fassung von DIN 4102-4:1994-03 die Betondeckung eine untergeordnete Rolle spielt.

Bei Stahlstützen und auch bei Stahlträgern muss sichergestellt sein, dass eine ausreichende brandschutztechnische Bekleidung vorhanden ist. Alte Bekleidungen, wie zum Beispiel Mauerwerk oder Putzbekleidungen auf Putzträgern, können durchaus positiv bewertet werden (Hinweise sind aus DIN 4102-4 abzuleiten).

Gussstützen sind unmittelbar aus DIN 4102-4 nicht abzuleiten. Es gibt jedoch eine Anzahl von Forschungsarbeiten, die zeigen, dass Gussstützen ein besseres Brandverhalten zeigen als Stahlstützen und dass sie ungeschützt in die Feuerwiderstandsklasse F 30 eingestuft werden können. Nachrüstungen sind daher besser zu bewerten als bei Stahlstützen (Abb. 15).

7 Zusammenfassung

Bei bestehenden Geschossdecken und vertikalen Bauteilen ist zunächst der Nachweis zu führen, dass aus statischer Sicht keine Bedenken bestehen. Bezogen auf den brandschutztechnischen Nachweis sind mehrere Wege denkbar:

- Es kann nachgewiesen werden, dass die Bauteile den zur Zeit der Errichtung gültigen Regeln entsprachen und dass Bestandsschutz reklamiert werden kann.
- Es wird nachgewiesen, dass die Abweichungen von der Technischen Baubestimmung DIN 4102-4:1994-03 oder von den alten Normen

durch die baulichen Randbedingungen kompensiert werden und dass dadurch die geforderte Feuerwiderstandsklasse erreicht wird. Der Nachweis kann im Rahmen des Brandschutzkonzeptes erbracht werden.

- Wenn nachgewiesen wird, dass, verglichen mit den materiellen Anforderungen der jeweiligen LBO, nur eine geringere Feuerwiderstandsklasse erreicht werden kann, wird mit dem plausiblen Nachweis eine Abweichung beantragt, dass die Schutzziele der LBO durch andere Maßnahmen (zum Beispiel durch anlagentechnische Kompensation) erreicht werden.
- Im Sonderfall könnte man die Problematik auch über eine Zustimmung im Einzelfall lösen, sodass eine gutachterliche Beurteilung einer anerkannten Prüfstelle oder auch in Ausnahmefällen eines kompetenten Sachverständigen erforderlich wird. In Verbindung mit der Bewertung von Geschossdecken und vertikalen tragenden Bauteilen sollte das aber eine Ausnahme bleiben.

8 Schlussbemerkungen

Bei der Bewertung von Geschossdecken und vertikalen Bauteilen im Bestand sollte DIN 4102-4:1994-03 als Hilfsinstrument benutzt werden, die tatsächliche Feuerwiderstandsdauer unter Berücksichtigung verschiedener baulicher Randbedingungen zu ermitteln. Nicht immer ist es notwendig, über die Tabellenwerte von DIN 4102-4 einen Nachweis zu führen, da einerseits diese Norm zum Zeitpunkt der Errichtung des Bauwerkes noch nicht existierte und andererseits die Tabellenwerte von DIN 4102-4 „worst-case-Bedingungen“ zugrunde legen, die mit absoluter Sicherheit ohne genauere Untersuchung der Randbedingungen in jedem Bauwerk erreicht werden.

Es lohnt sich daher, die in diesem Beitrag beschriebenen Wege zu gehen, da im Hinblick auf das Gesamtrisiko im Brandfall die Feuerwiderstandsdauer der Tragkonstruktion eine untergeordnete Rolle spielt im Vergleich zu den Parametern Rettungswege und Brandausbreitung über Installationen.

Mit den genaueren Untersuchungen der Feuerwiderstandsdauer unter Berücksichtigung der positiven Randbedingungen aus dem Bauwerk lassen sich gegebenenfalls erhebliche Kosten einsparen, die zur Abdeckung der größeren Risiken dringend benötigt werden.

9 Literatur

- [1] Kordina/Meyer-Ottens: Beton-Brandschutz-Handbuch, Verlag Bau + Technik 1999
- [2] Wesche, J: Brandverhalten von Stahlbetonplatten im baupraktischen Einbauzustand, Diss. Heft 63 Schriftenreihe iBMB TU Braunschweig 1985
- [3] Bechtold, Ehlert, Wesche: Brandversuche Lehrte, Schriftenreihe des Bundesministers für Raumordnung, Bauwesen und Städtebau, 04.037, 1978
- [4] Ahnert, Krause: Typische Baukonstruktionen von 1860 bis 1960, Band 2, HUSS Medien GmbH, Berlin, 2009
- [5] Beilicke, Wesche (et. al.): Brandschutztechnische Beurteilung und Ertüchtigung von Holzkonstruktionen in bestehenden Gebäuden, AIF-Forschungsvorhaben 175-D, Forschungsbericht 1993, TU Magdeburg/TU Braunschweig/MPA Braunschweig
- [6] Wesche/Stranghöner: Brandschutz im Bestand – Ansätze zur Lösung, Kapitel 13.2 Brandschutzatlas, Feuertrutz-Verlag

Brandschutztechnische Bemessung von Stahlbetonstützen nach Eurocode 2 Teil 1-2 (DIN EN 1992-1-2)

Nachweise sind auch mit vereinfachten und mit allgemeinen Rechenverfahren möglich

Im Dezember 2010 hat das DIN die Brandschutzteile der Eurocodes 1 bis 5 als DIN EN-Normen veröffentlicht, ein Jahr später wurden sie mit ihren Nationalen Anhängen in die Musterliste der Technischen Baubestimmungen aufgenommen, und am 1. Juli 2012 sind sie in den meisten Bundesländern bauaufsichtlich eingeführt worden. Seitdem können sie für die brandschutztechnische Bemessung von Bauteilen und Tragwerken in Deutschland angewendet werden. Im folgenden Beitrag werden deshalb die Möglichkeiten der brandschutztechnischen Bemessung von Stahlbetonstützen nach dem Eurocode 2 Teil 1-2 dargestellt, der neben der tabellarischen Bemessung auch Nachweise mit vereinfachten und allgemeinen Rechenverfahren ermöglicht. Dabei werden die Grundlagen dieser rechnerischen Nachweise beschrieben und am Beispiel einer Stahlbeton-Kragstütze gezeigt, wie mit dem allgemeinen Rechenverfahren Bemessungshilfen zur Verfügung stehen, mit denen der konstruktive Brandschutz schnell und sicher nachgewiesen werden kann.



Dr.-Ing Ekkehard Richter

studierte Bauingenieurwesen an der TU Braunschweig und war seit 1975 am dortigen Institut für Baustoffe, Massivbau und Brandschutz (iBMB) tätig, von 1978 bis 1982 leitend im Teilbereich A1 des Sonderforschungsbereichs „Brandverhalten von Bauteilen“; von 1989 bis 1992 war er wissenschaftlicher Leiter des EUREKA-Projekts „Firefun“ (Brandversuche in Norwegen) und Nationaler Experte im project team für die Erarbeitung des Eurocodes 2 Teil 1-2: Brandschutztechnische Bemessung von Stahlbetonbauteilen; außerdem war er Mitarbeiter in zahlreichen nationalen und internationalen Normen- und Fachausschüssen (DIN, CEN, fib); sein Hauptarbeitsfeld ist die brandschutztechnische Bemessung brandbeanspruchter Betonbauteile, speziell das Trag- und Verformungsverhalten von Tunnelkonstruktionen unter Brandeinwirkung; seit 1987 ist Richter in der Lehre im Vertiefungsfach „Brand- und Katastrophenschutz“ tätig und nach Vollendung seines 65. Lebensjahres seit Ende Juni 2010 im Ruhestand.

1 Einführung

Mit den Eurocodes steht ein verbindliches Regelwerk für die brandschutztechnische Bemessung oder Analyse von Einzelbauteilen, von Teiltragwerken und von Gesamttragwerken zur Verfügung. Dieser Anwendungsbereich wird durch die Eurocodes im Vergleich mit der deutschen Brandschutznorm DIN 4102 Teil 4 [1] und Teil 22 [2] wesentlich erweitert, und zwar durch neue rechnerische Nachweisverfahren, mit denen das Brandverhalten individuell analysiert werden kann, wahlweise unter einer nominellen Temperaturbeanspruchung nach der Einheits-Temperaturzeitkurve oder unter einer Beanspruchung durch einen situationsabhängig berechneten Naturbrand.

In diesem Beitrag werden die verschiedenen Verfahren der brandschutztechnischen Bemessung am Beispiel von Stahlbetonstützen dargestellt und verglichen. Ausgehend von der bekannten tabellarischen Bemessung, die sehr ähnlich in der DIN-Norm und im Eurocode geregelt ist, werden die nur im Eurocode vorhandenen vereinfachten und allgemeinen Rechenverfahren besprochen. Die Nachweise des konstruktiven Brandschutzes orientieren sich dabei weitgehend an der Tragwerksbemessung bei Normaltemperatur und stellen für Tragwerksplaner prinzipiell nichts Neues dar. Allerdings müssen die speziellen brandschutztechnischen und physikalischen Grundlagen berücksichtigt werden und entsprechende Erfahrungen mit deren Anwendung vorhanden sein [3]. Das allgemeine Rechenverfahren wurde exemplarisch für brandbeanspruchte Stahlbeton-Kragstützen angewendet, um ein vereinfachtes, praxisgerechtes Bemessungsverfahren herzuleiten. Das vereinfachte Nachweisverfahren von Stahlbeton-Kragstützen ist in den Nationalen Anhang der DIN EN 1992-1-2 aufgenommen worden und schließt damit eine häufig beklagte Nachweislücke.

2 Brandschutztechnische Nachweise für Stahlbetonstützen

2.1 Nachweis mit tabellarischen Daten

In DIN 4102, Teil 22, und DIN EN 1992-1-2 [4] sind ähnliche Tabellen zur brandschutztechnischen Bemessung von Stahlbetonstützen aus Normalbeton enthalten. Hierfür werden Mindestdicken und Mindestachsabstände in Abhängigkeit von der Feuerwiderstandsklasse von R 30 bis R 180 (EC2-1-2 bis R 240) und der Belastung, ausgedrückt durch den Ausnutzungsfaktor μ_{fi} als Verhältnis der Bemessungswerte der vorhandenen Längskraft im Brandfall $N_{E,fi,d,t}$ und der Tragfähigkeit N_{Rd} . Die Anwendung der Tabellen ist an bestimmte statisch-konstruktive Randbedingungen geknüpft (**Abb. 1**).

Es wird grundsätzlich von Innenstützen in ausgesteiften Gebäuden ausgegangen. Die Decken ober- und unterhalb der Stütze müssen so ausgebildet sein, dass der Brand auf ein Geschoss beschränkt bleibt, die Decken also mindestens die gleiche Feuerwiderstandsdauer besit-

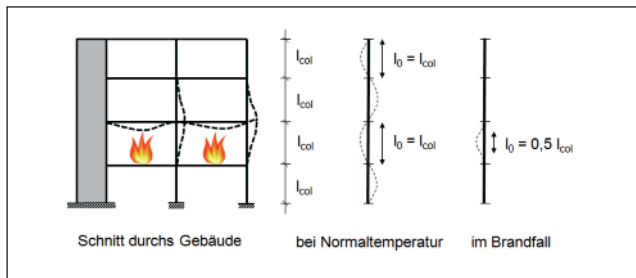


Abb. 1: Tragverhalten von Stützen in ausgesteiften Gebäuden
 a) Verformung des Tragwerks im Brandfall
 b) Statisches System für die Bemessung bei Normaltemperatur
 c) Statisches System für die Bemessung im Brandfall

zen wie die Stützen. Der Beton muss einer Festigkeitsklasse bis maximal C50/60 angehören. Für Stützen aus hochfestem Beton mit Festigkeitsklassen über C50/60 muss der Nachweis der Feuerwiderstandsklasse nach EC2-1-2, Abschnitt 6 geführt werden.

Exemplarisch wird nachstehend die Bemessung einer Stütze mit Rechteck- oder Kreisquerschnitt erläutert. Hierfür wird entsprechend der Vorgabe im NA zu EC 2-1-2 das als „Methode A“ bezeichnete Verfahren verwendet. Die Bemessung erfolgt mit Tabelle 5.2 a. Zwischen den angegebenen Mindestmaßen darf jeweils linear interpoliert werden. Tabelle 5.2 a gilt für überwiegend auf Druck beanspruchte schlaff bewehrte und vorgespannte Betonstützen in ausgesteiften Bauwerken, wenn – zusätzlich zu den Randbedingungen aus **Abb. 1** – folgenden Bedingungen erfüllt sind:

- Ersatzlänge der Stütze (gemäß EC2-1-1, Abschnitt 5) im Brandfall $l_{0,fi} \leq 3 \text{ m}$;
- Lastausmitte nach Theorie I. Ordnung im Brandfall $e = M_{0Ed,fi} / N_{0Ed,fi} \leq e_{max}$;
- Bewehrungsquerschnitt $A_s < 0,04 A_c$.

Im EC2-1-2 wird neben der Bemessungstabelle eine empirische Gleichung (5.7) zur Berechnung der Feuerwiderstandsdauer angegeben, in der die Lastausnutzung ($R_{\eta fi}$), der Achsabstand (R_a), die Ersatzlänge im Brandfall (R_l), die Größe und Form des Betonquerschnitts (R_b) und die Bewehrungsmenge (R_n) berücksichtigt werden:

$$R = 120 \times [(R_{\eta fi} + R_a + R_l + R_b + R_n) / 120]^{1,8} \quad (1)$$

Die Verwendung der Gl. (5.7) ist dann vorteilhaft, wenn die Mindestabmessungen gemäß Tabelle 5.2 a nicht eingehalten werden können und der Lastausnutzungsgrad gering ist.

In [7] wurden die Werte der Bemessungstabelle und die Rechenergebnisse nach Gleichung (5.7) mit den Werten von DIN 4102 Teil 22, Tabelle 31, verglichen. Wegen der guten Übereinstimmung darf die Gleichung in Deutschland angewendet werden.

Hingegen darf ein weiteres vereinfachtes Verfahren im EC2-1-2 zur Bemessung von Stahlbetonstützen, dort als „Methode B“ bezeichnet, auf Grund teils gravierender Abweichungen von den Tabellenwerten der DIN 4102 Teil 22 nicht in Deutschland angewendet werden.

2.2 Nachweis mit vereinfachten Rechenverfahren

Mit den vereinfachten Rechenverfahren wird in der Regel nachgewiesen, dass für die geforderte Feuerwiderstandsdauer t die maßgebenden Lasteinwirkungen $E_{fi,d}$ nach EC1-1-2 [8] kleiner sind als der Bau-

teilwiderstand $R_{fi,d,t}$. Dafür werden Vereinfachungen bei der Temperaturermittlung für die Bauteilquerschnitte und bei der Beschreibung des Versagenszustandes im Brandfall getroffen.

Das als „Zonenmethode“ bezeichnete vereinfachte Rechenverfahren wird in EC2-1-2, Abschnitt 4.2.1, auch für den brandschutztechnischen Nachweis von schlanken Stützen unter Normbrandbeanspruchung empfohlen. Das Verfahren basiert auf einer von der Branddauer abhängigen Verkleinerung des Betonquerschnitts (**Abb. 2**) und einer von der Querschnittstemperatur abhängigen Reduktion der Baustoffeigenschaften (**Abb. 3**). Der Nachweis der Tragfähigkeit im Brand wird analog zum Nachweis für Normaltemperatur nach EC2-1-1 [9] für die Lasteinwirkungen $E_{fi,d,t}$ nach EC1-1-2 geführt.

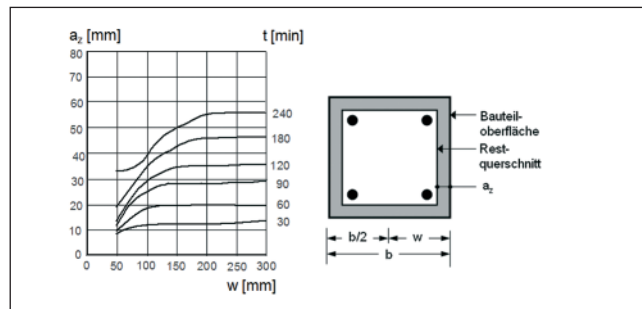


Abb. 2: Verkleinerung des Betonquerschnitts von Stützen um das Maß a_z und Restquerschnitt einer vierseitig brandbeanspruchten Stahlbetonstütze

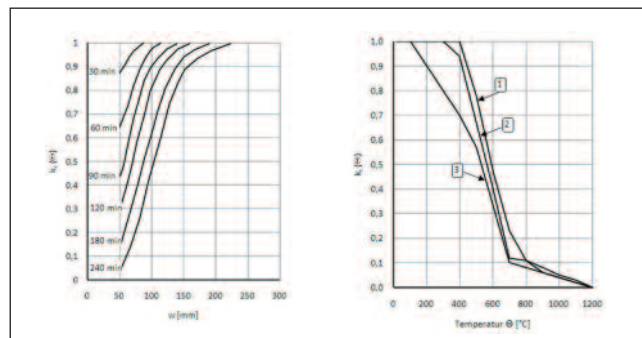


Abb. 3: Reduktionsfaktoren für die charakteristische Druckfestigkeit von Beton $k_c(\theta)$ (links) mit $w = b/2$; Reduktionsfaktoren für die charakteristische Festigkeit von Zug- und Druckbewehrung $k_s(\theta)$ (naturharter (Kurve 1) und kalt verformter (Kurve 2) Betonstahl mit $\epsilon_{s,fi} \geq 2\%$ und mit $\epsilon_{s,fi} < 2\%$ (Kurve 3)) (rechts)

Im EC2-1-2, Anhang B.2, sind Gleichungen und Bilder für den Wert a_z in Abhängigkeit von der Bauteilbeanspruchung infolge Biegung oder Drucks enthalten. Die Unterscheidung zwischen biege- und druckbeanspruchten Bauteilen macht deutlich, dass der Wert a_z eine mechanische Bedeutung besitzt. In [10] werden die Gleichungen für a_z an einem unendlich langen, zweiseitig brandbeanspruchten Wandquerschnitt hergeleitet. Mit a_z wird die druckbeanspruchte Querschnittsfläche so festgelegt, dass die resultierende Betondruckkraft durch einen Spannungsblock mit der temperaturabhängigen Betondruckfestigkeit im Mittelpunkt der Druckfläche ermittelt werden kann und die infolge Brandes verminderte Biegesteifigkeit des Querschnitts näherungsweise erfasst wird (**Abb. 4**).

Nach **Abb. 4** lässt sich der Bemessungswert der Biegetragfähigkeit M_{Rd} eines Wandstreifens durch Gleichung (2) zusammen mit Gleichung (3) beschreiben. Dabei werden die Berechnungsmethoden der

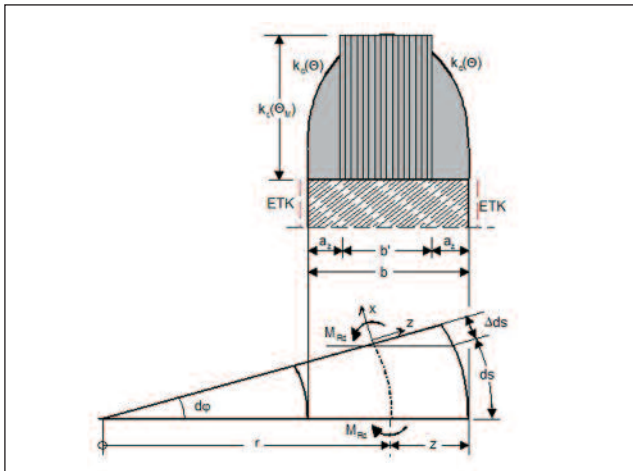


Abb. 4: $k_c(\Theta)$ - und $k_c(\Theta_M)$ -Verlauf für einen beidseitig brandbeanspruchten Wandquerschnitt und verformtes Stabelement ds

klassischen Elastizitätstheorie zugrunde gelegt mit den Voraussetzungen, dass die Querschnitte rechtwinklig zur ausgebogenen Stabachse stehen und bei der Biegung eben bleiben (Bernoullische Hypothese), dass für jede Stabfaser das Hookesche Gesetz $\sigma = E \cdot \varepsilon$ gilt und dass die Querschnitts- und Steifigkeitswerte mit $\delta\sigma/\delta\varepsilon = E = \text{const}$ nicht von der Beanspruchung abhängen.

$$M_{Rd} = \int_{-b/2}^{b/2} \sigma_z \cdot z \cdot dz = \int_{-b/2}^{b/2} E_c \cdot \frac{z^2}{r} \cdot dz \quad (2)$$

$$\Delta ds : z = ds : r \quad \text{oder} \quad \varepsilon_x = \frac{\Delta ds}{ds} = \frac{z}{r} \quad (3)$$

Nach [10] und DIN EN 1992-1-2, Abschnitt B.3.1, kann die temperaturabhängige Reduktion des Elastizitätsmoduls von Beton durch Gleichung (4) beschrieben werden. Dabei wird der Reduktionsfaktor für die charakteristische Druckfestigkeit von Beton $k_c(\Theta)$ mit der Temperatur im Mittelpunkt der reduzierten, druckbeanspruchten Querschnittsfläche Θ_M ermittelt (Gleichung (4a)).

$$E_c(\Theta) = [k_c(\Theta)]^2 \cdot E_c \quad (4)$$

$$E_c(\Theta_M) = [k_c(\Theta_M)]^2 \cdot E_c \quad (4a)$$

Mit den Gleichungen (4) und (4a) ergibt sich der Bemessungswert der Biegetragfähigkeit $M_{R,fi,d,t}$ eines beidseitig brandbeanspruchten Wandstreifens, bei dem die Isothermen parallel zur beflamten Oberfläche verlaufen, nach Gleichung (5)

$$\begin{aligned} M_{R,fi,d,t} &= \int_{-b/2}^{b/2} [k_c(\Theta)]^2 \cdot E_c \cdot \frac{z^2}{r} \cdot dz = \frac{E_c}{r} \int_{-b/2}^{b/2} [k_c(\Theta_M)]^2 \cdot z^2 \cdot dz \quad (5) \\ &= \frac{E_c}{r} \cdot [k_c(\Theta_M)]^2 \cdot \frac{(b')^3}{12} \end{aligned}$$

bzw. die Biegesteifigkeit im Ursprung $B = \delta M / \delta(1/r)$ nach Gleichung (6)

$$\begin{aligned} B &= \int_{-b/2}^{b/2} [k_c(\Theta)]^2 \cdot E_c \cdot z^2 \cdot dz = E_c \int_{-b/2}^{b/2} [k_c(\Theta_M)]^2 \cdot z^2 \cdot dz \quad (6) \\ &= E_c \cdot [k_c(\Theta_M)]^2 \cdot \frac{(b')^3}{12} \end{aligned}$$

In [10] wird für das Verhältnis zwischen reduzierter und ursprünglicher Querschnittsbreite die Näherung nach Gleichung (7) eingeführt

$$\frac{b'}{b} = \eta^{\frac{4}{3}} = \left(\frac{k_{c,m}}{k_c(\Theta_M)} \right)^{\frac{4}{3}} \quad (7)$$

Damit lässt sich die Breite der geschädigten Zone bei Stützen und Wänden, bei denen die Auswirkungen infolge Theorie 2. Ordnung berücksichtigt werden müssen, durch die Gleichungen (8) und (9) ausdrücken:

$$2a_z = b - b' = b - b \cdot \eta^{\frac{4}{3}} = b \cdot (1 - \eta^{\frac{4}{3}}) \quad (8)$$

$$a_z = \frac{b}{2} \cdot \left(1 - \eta^{\frac{4}{3}} \right) = w \cdot \left[1 - \left(\frac{k_{c,m}}{k_c(\Theta_M)} \right)^{\frac{4}{3}} \right] \quad (9)$$

mit

$$k_{c,m} = \frac{\int_0^b k_c(\Theta(z)) \cdot dz}{b} = \frac{(1-0,2/n) \sum_{i=1}^n k_c(\Theta_i)}{n} \quad (10)$$

Im EC2-1-2 wird in Gleichung (9) für den Exponenten 1,3 geschrieben, und der Summenausdruck in Gleichung (10) wird als Gleichung (B.11) zur Ermittlung des mittleren Reduktionsfaktors $k_{c,m}$ angegeben.

Damit geht in die Berechnung von a_z die Anzahl n der Zonen ein, in die der brandbeanspruchte Querschnittsbereich unterteilt wird. In der Norm wird dafür lediglich $n \geq 3$ gefordert. Weiterhin ist für jede Zone die Temperatur in der Mitte maßgebend, was bei einer einseitig brandbeanspruchten Wand oder Decke noch annähernd gleiche Werte ergibt, bei einem drei- oder vierseitig brandbeanspruchten Balken- oder Stützenquerschnitt aber zu relativ großen Streuungen führen kann.

Nach [11] wird bei biegebeanspruchten Bauteilen eine befriedigende Übereinstimmung zwischen den berechneten und den aus den Grafiken abgelesenen a_z -Werten erst für $n \geq 20$ erreicht. Deshalb wird vorgeschlagen, das bestimmte Integral in Gleichung (10) nicht durch Summenbildung zu bestimmen, sondern als Näherung die Simpson'sche Regel nach Gleichung (11) zu verwenden. Zu beachten ist dabei, dass n immer gerade sein muss.

$$k_{c,m} = (k_{c,0} + 4 \cdot k_{c,1} + 2 \cdot k_{c,2} + 4 \cdot k_{c,3} + \dots + k_{c,n}) / (3 \cdot n) \quad (11)$$

Im EC2-1-2, Abschnitt 4.2.1, wird in Anmerkung 1 die Zonenmethode „für kleine Querschnitte und schlanke Stützen“ empfohlen. Nach Anhang B.2 (9) kann auch ein Berechnungsverfahren für Normaltemperatur, beispielsweise das Verfahren mit Nenn-Krümmungen aus dem EC2-1-1, Abschnitt 5.8.8 [9], unter Berücksichtigung des reduzierten Querschnitts, der temperaturabhängigen Festigkeiten und des neuen Elastizitätsmoduls angewendet werden.

Bisher fehlt eine systematische Untersuchung der Eignung des vereinfachten Rechenverfahrens für den Nachweis brandbeanspruchter Stützen. Mit ihr müsste geklärt werden, ob bei der Berechnung der Bauteilverformungen, die den Grenzzustand der Tragfähigkeit schlanker Druckglieder beeinflussen, die Verkleinerung des Betonquerschnitts um das Maß a_z ausreicht oder ob die nichtlinearen, temperaturabhän-

gigen Spannungs-Dehnungslinien des Betons und der Bewehrung sowie die begrenzte Zugfestigkeit des Betons, die im Regelfall bereits im Gebrauchslastzustand überschritten wird, durch eine beanspruchungsabhängige Biegesteifigkeit nach Gleichung (12) berücksichtigt werden müssen.

$$B = \int \frac{\delta \sigma}{\delta \epsilon} \cdot z^2 \cdot dA = f(N, M) \tag{12}$$

Die Angaben in EC 2-1-2, Anhang B.2, sind für eine praxisrelevante brandschutztechnische Stützenbemessung unter Berücksichtigung der Stützenverformungen unzureichend. Aus diesem Grund wird in [12], das Berichtigungen und Korrekturen zur EC2-1-2 von deutscher Seite enthält, das vereinfachte Rechenverfahren (Zonenmethode) lediglich für kleine Querschnitte empfohlen, die Empfehlung für schlanke Stützen wurde gestrichen.

Folgerichtig wird auch im NA zu EC2-1-2 die Anwendung der Zonenmethode nach Anhang B.2 für Druckglieder ausgeschlossen. Auf die Möglichkeit von Erweiterungen der Zonenmethode im Hinblick auf eine vereinfachte Bemessung von schlanken Druckgliedern – bei Absicherung des Anwendungsbereichs mit Hilfe von allgemeinen Rechenverfahren oder Versuchen – und auf erste Veröffentlichungen derart erweiterter Zonenmethoden [16], [17] wird hingewiesen.

2.3 Nachweis mit dem allgemeinen Rechenverfahren

Das allgemeine Rechenverfahren kann für den brandschutztechnischen Nachweis von Einzelbauteilen, Teil- und Gesamttragwerken mit beliebiger Querschnittsart und -form und bei voller oder lokal begrenzter Temperaturbeanspruchung angewendet werden. Für den Nachweis werden Rechengrundlagen für die Ermittlung der Temperatur- und Lastwirkungen benötigt, die im EC1-1-2 [8] geregelt sind. Weiterhin werden Angaben über die temperaturabhängige Veränderung der thermischen und thermo-mechanischen Eigenschaften der Baustoffe (zum Beispiel Wärmeleitfähigkeit, Festigkeit, thermische Dehnung usw.) benötigt. Dazu enthalten die Brandschutzteile der baustoffbezogenen Eurocodes jeweils im Abschnitt 3 mehr oder weniger detaillierte Angaben, die zum Teil in Anhängen ergänzt werden.

Der brandschutztechnische Nachweis wird in der Regel unterteilt in eine thermische und eine mechanische Analyse. In der thermischen Analyse werden die Temperaturen im Bauteilquerschnitt berechnet. Dabei wird von den Heißgastemperaturen im Brandraum, beispielweise der

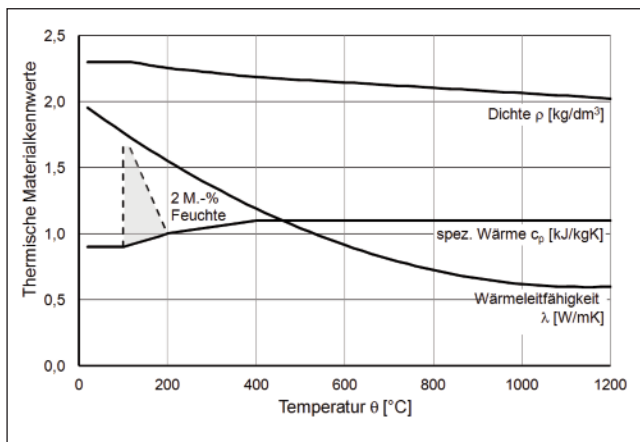


Abb. 5: Rechenwerte der temperaturabhängigen thermischen Materialkennwerte von Beton

Einheits-Temperaturzeitkurve nach dem EC1-1-2, ausgegangen. In die Berechnung der Temperaturen im Bauteilquerschnitt gehen die temperaturabhängigen thermischen Materialeigenschaften Wärmeleitfähigkeit λ , spezifische Wärme c_p und Rohdichte ρ ein (Abb. 5).

Im Rahmen der mechanischen Analyse werden das Trag- und gegebenenfalls auch das Verformungsverhalten der brandbeanspruchten Bauteile oder Tragwerke berechnet. Dabei müssen auf der Einwirkungsseite die mechanischen Einwirkungen, die behinderten thermischen Verformungen (Zwangskräfte und -momente) sowie gegebenenfalls nichtlineare geometrische Einflüsse berücksichtigt werden. Die mechanischen Einwirkungen im Brandfall können nach den Kombinationsregeln im EC0 [13] für außergewöhnliche Situationen oder vereinfacht aus den Einwirkungen bei Normaltemperatur nach Gleichung (13) mit einem Reduktionsfaktor η_{fir} , der ohne genaueren Nachweis für Betonbauteile mit 0,7 angenommen werden.

$$E_{fir,d,t} = \eta_{fir} \cdot E_d \tag{13}$$

Auf der Widerstandsseite gehen die temperaturabhängigen thermo-mechanischen Eigenschaften der Baustoffe und die thermischen Dehnungen ein. Im Abschnitt 3 vom EC2-1-2 sind alle wesentlichen Informationen über temperaturabhängige Veränderung der mechanischen Baustoffwerte enthalten. Exemplarisch sind in Abb. 6 die temperaturabhängigen Spannungs-Dehnungslinien für Beton mit überwiegend quarzhaltiger Gesteinskörnung und in Abb. 7 für warmgewalzten Betonstahl (B500) wiedergegeben. Abb. 8 zeigt die thermischen Dehnungen für Beton und Betonstahl.

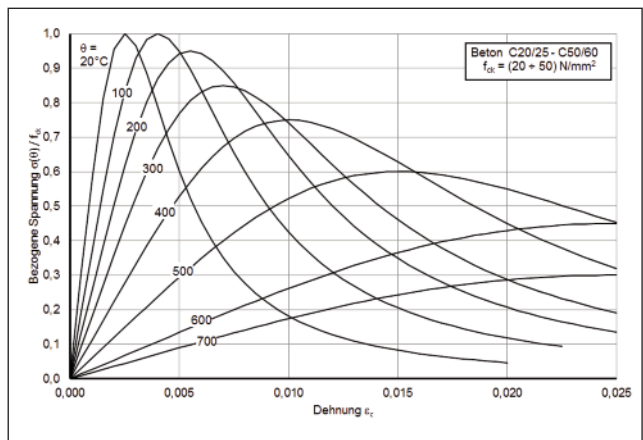


Abb. 6: Temperaturabhängige Spannungs-Dehnungslinien von Beton mit überwiegend quarzhaltiger Gesteinskörnung

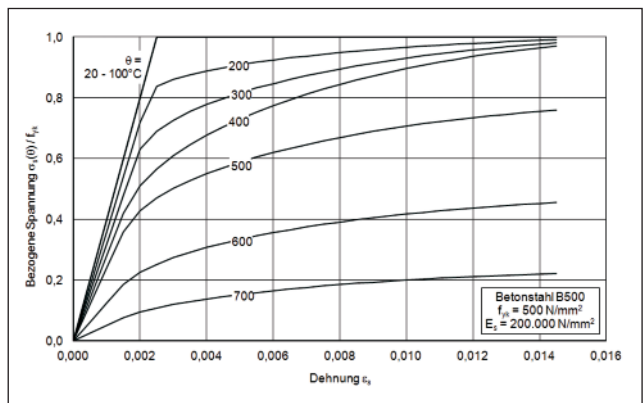


Abb. 7: Temperaturabhängige Spannungs-Dehnungslinien von warmgewaltem Betonstahl (B500)

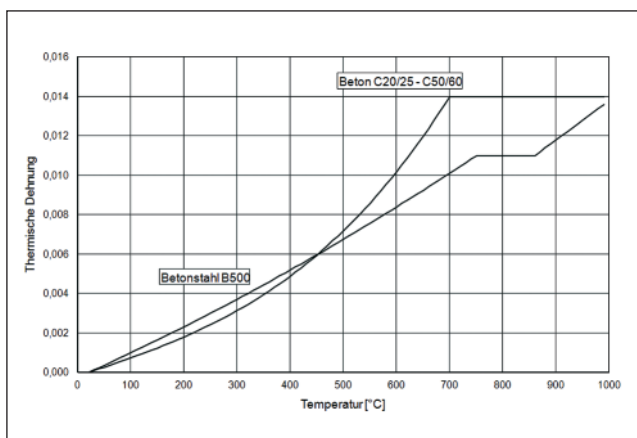


Abb. 8: Thermische Dehnungen von Beton und Betonstahl

Zur Erfüllung der Gleichgewichts- und Verträglichkeitsbedingungen werden Querschnittsdehnungen ermittelt. Dafür wird angenommen, dass zwischen Beton und Bewehrung voller Verbund besteht, in entlasteten Querschnittsteilen keine bleibenden Dehnungen auftreten, die Querschnitte auch nach der Verformung eben bleiben (Bernoulli-Hypothese) und die Dehnungen ε eines Querschnitts sich zueinander verhalten wie ihre Abstände z von der Dehnungs-Nulllinie, bei einachsiger Biegung

$$\varepsilon = \varepsilon_0 + d\varepsilon/dz \cdot z = \varepsilon_0 + k \cdot z \quad (14)$$

Die Querschnittsdehnungen setzen sich aus den Spannung erzeugenden Dehnungen ε_σ und den thermischen Dehnungen ε_{th} zusammen

$$\varepsilon = \varepsilon_\sigma + \varepsilon_{th} \quad (15)$$

Zur Spannungsermittlung aus den temperaturabhängigen Spannungs-Dehnungslinien $\sigma(\varepsilon_\sigma, \theta)$ wird ε_σ benötigt

$$\varepsilon_\sigma = \varepsilon - \varepsilon_{th} = \varepsilon_0 + k \cdot z - \varepsilon_{th} \quad (16)$$

Die Dehnungsverteilung zur Erfüllung der Gleichgewichts- und Verträglichkeitsbedingungen muss iterativ bestimmt werden. Das kann dadurch geschehen, dass angenommene Werte für die Randdehnungen ε_i und ε_a iterativ verbessert werden, bis der Dehnungszustand mit ε_i und ε_a die vorgegebenen Schnittgrößen liefert; zur Beschleunigung des Iterationsprozesses können für den Dehnungszustand ε_i und ε_a Differenzenquotienten $\Delta N/\Delta \varepsilon_i$ und $\Delta M/\Delta \varepsilon_i$ sowie $\Delta N/\Delta \varepsilon_a$ und $\Delta M/\Delta \varepsilon_a$ bestimmt und damit vorhandene Abweichungen dN und dM der Schnittgrößen durch Dehnungsänderungen $d\varepsilon_i$ und $d\varepsilon_a$ beseitigt werden (Gl. (18) und (19)).

$$\frac{\Delta N}{\Delta \varepsilon_i} d\varepsilon_i + \frac{\Delta N}{\Delta \varepsilon_a} d\varepsilon_a + dN = 0 \quad (18)$$

$$\frac{\Delta M}{\Delta \varepsilon_i} d\varepsilon_i + \frac{\Delta M}{\Delta \varepsilon_a} d\varepsilon_a + dM = 0 \quad (19)$$

Die thermische und mechanische Analyse sind numerisch aufwendig und können sinnvoll nur programmgesteuert erfolgen. Rechenprogramme für das allgemeine Rechenverfahren müssen validiert sein. Dies soll anhand der im Anhang CC des Nationalen Anhangs [14] zum EC1-1-2 beschriebenen Validierungsbeispiele mit zulässigen Toleranzen der Ergebnisse erfolgen.

Die Anwendung des allgemeinen Rechenverfahrens bedarf in Deutschland in jedem Einzelfall der Abstimmung mit der Bauaufsichtsbehörde. Die Berechnungen müssen von einem für derartige Brandschutznachweise qualifizierten Prüferingenieur oder Prüfsachverständigen geprüft werden [3].

3 Vereinfachter Nachweis für brandbeanspruchte Stahlbeton-Kragstützen

3.1 Allgemeines

Um ein praxiserleichtertes, möglichst einfaches Nachweisverfahren für brandbeanspruchte Stahlbeton-Kragstützen zu erhalten, wurden Traglasten $N_{R,fi,d,90}$ und Gesamtmomente $M_{tot,fi,d,90}$ für vier Standardfälle programmgesteuert berechnet und in Bemessungsdiagrammen dargestellt. Für Stützen, die durch die Standardfälle nicht abgedeckt sind, können die Standardwerte aus den Diagrammen mit Hilfe von Faktoren umgerechnet werden [15].

3.2 Standard-Diagramme

Die Standard-Diagramme gelten für Stahlbeton-Kragstützen

- aus Normalbeton überwiegend quarzhaltiger Gesteinskörnung der Festigkeitsklasse C 30/37,
- mit Querschnittsabmessungen $h = 300$ mm, $h = 450$ mm, $h = 600$ mm und $h = 800$ mm,
- mit einlagiger Bewehrung aus Betonstahl B500, mit dem bezogenen Achsabstand der Längsbewehrung $u/h = 0,10$ und dem geometrischen Bewehrungsverhältnis $\rho = 2\%$ und
- bei vierseitiger Brandbeanspruchung.

Abb. 9 zeigt exemplarisch das Standard-Diagramm für den Querschnitt mit $h = 450$ mm. In dem Diagramm sind für den Grenzzustand der Tragfähigkeit die Bemessungswerte der bezogenen Stützentragslast $v_{R,fi,d,90}$ (rechts) und des bezogenen Einspannmomentes am Stützenfuß $\mu_{tot,fi,d,90}$ (links) in Abhängigkeit von der Stützenschlankheit und der Lastausmitte dargestellt. Der Nachweis für die Feuerwiderstandsklasse R 90 erfolgt entsprechend dem Flussdiagramm in Abb. 10.

In Abb. 10 werden im rechten Bildteil alternative Maßnahmen für den Fall genannt, dass der Bemessungswert der Einwirkungen größer ist als der Bemessungswert der Traglast $v_{E,fi,d} > v_{R,fi,d,90}$. Wenn durch diese Maßnahmen oder eine andere Brandbeanspruchung der im oberen Teil der Abbildung angegebene Anwendungsbereich der Standard-Diagramme

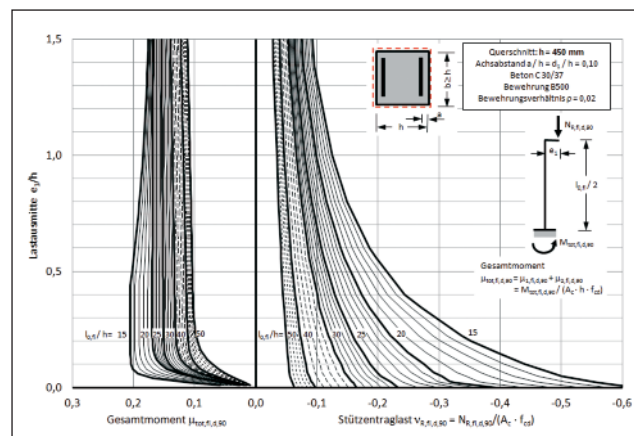


Abb. 9: Standard-Diagramm für einen Querschnitt mit $h = 450$ mm

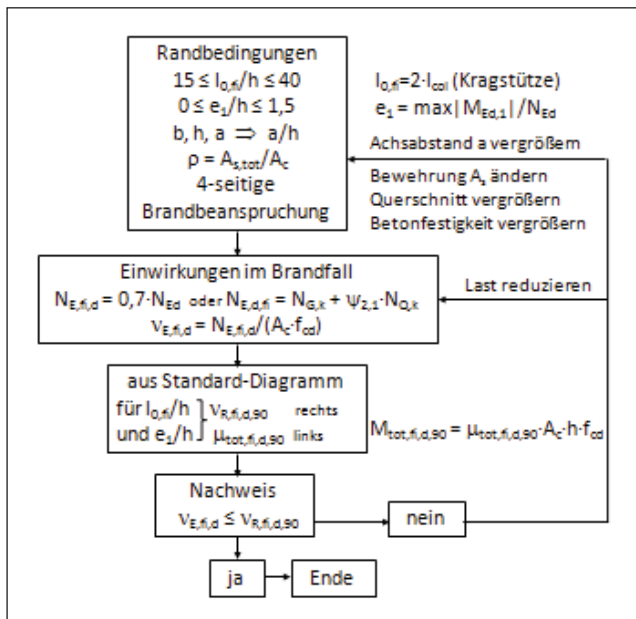


Abb. 10: Ablaufdiagramm zum Nachweis der Tragfähigkeit einer Stahlbeton-Kragstütze für die Feuerwiderstandsklasse R 90

gramme verlassen wird, sind Überlegungen zur Erweiterung des Anwendungsbereiches anzustellen.

3.3 Erweiterter Anwendungsbereich

3.3.1 Nachweisformat

Für abweichende Brandbeanspruchungen und abweichende statisch-konstruktive Randbedingungen sind die Werte $v_{R,fi,d,90}$ und $\mu_{tot,fi,d,90}$ aus den Standard-Diagrammen nach Gleichung (20) und Gleichung (21) zu modifizieren.

$$v_{R,fi,d,90} = k_{fi} \cdot k_u \cdot k_c \cdot k_p \cdot X_{R90} \tag{20}$$

$$\mu_{tot,fi,d,90} = k_{fi} \cdot k_u \cdot k_c \cdot k_p \cdot X_{tot,90} \tag{21}$$

Dabei bedeuten:

- k_{fi} Faktor zur Berücksichtigung der Brandbeanspruchung (ein- oder dreiseitig)
- k_u Faktor zur Berücksichtigung des Achsabstandes ($0,05 \leq u/h \leq 0,15$)
- k_c Faktor zur Berücksichtigung der Betonfestigkeitsklasse (C 20/25 bis C50/60)
- k_p Faktor zur Berücksichtigung des Bewehrungsverhältnisses ($1\% \leq \rho \leq 8\%$)
- X_{R90} $v_{R,fi,d,90}$ aus den Standard-Diagrammen
- $X_{tot,90}$ $\mu_{tot,fi,d,90}$ aus den Standard-Diagrammen

Für Querschnittsabmessungen, die zwischen den oben genannten drei Standardwerten für h liegen, darf bei Annahme konstanter Schlankheit und konstanter Lastausmitte linear zwischen den Werten aus den Standard-Diagrammen interpoliert werden.

Im Rahmen eines brandschutztechnischen Nachweises kann eine Darstellung vorteilhaft sein, in der Achsabstand, Betondruckfestigkeit und Bewehrungsverhältnis als Funktion der k -Faktoren mit der bezogenen Lastausmitte als Scharparameter aufgetragen werden. Mit dem k -Faktor nach Gleichung (22) kann beispielsweise für den Querschnitt $h = 300$ mm aus Abb. 11 der erforderliche Wert für u/h direkt abgelesen werden.

$$k = \frac{N_{E,fi,d,t}}{N_{R,fi,d,90}} \tag{22}$$

Nach Abb. 11 muss für Faktoren $k_u > 1,0$ der Achsabstand u in Abhängigkeit von der Lastausmitte e_1 im Vergleich zu den Standard-Diagrammen vergrößert ($u > 0,10 \cdot h$) werden, wobei die Vergrößerung für kleinere Lastausmitten zunimmt.

Für Faktoren $k_u < 1,0$ kann der Achsabstand gegenüber dem Wert der Standard-Diagramme verkleinert ($u < 0,10 h$) werden. In Abb. 11 ist der Bereich für Faktoren $k_u < 1,2$ grau hinterlegt, da dieser Bereich bei Beachtung der Betondeckung nach DIN 1045-1, Abschnitt 6.3 in der Regel nicht genutzt werden kann.

Hintergründe und Rechenansätze für das vereinfachte Rechenverfahren sowie Anwendungsbeispiele für den Nachweis des konstruktiven Brandschutzes bei Stahlbeton-Kragstützen finden sich im DAfStb Heft 596 [18].

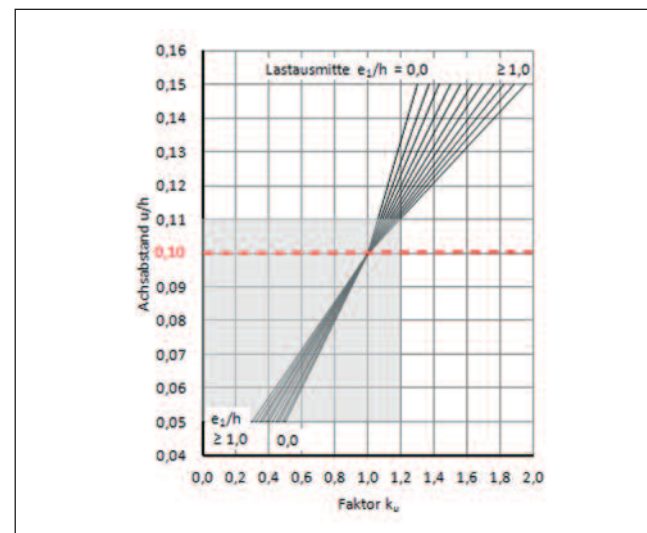


Abb. 11: Faktor k_u für bezogene Achsabstände $0,05 \leq u/h \leq 0,15$ und dem Querschnitt $h = 300$ mm

4 Zusammenfassung

In diesem Beitrag wird über die brandschutztechnische Bemessung von Stahlbetonstützen nach Eurocode 2 Teil 1-2 berichtet. Der Schwerpunkt liegt dabei auf den rechnerischen Nachweisverfahren, die in der deutschen Brandschutznorm DIN 4102 Teil 4 und Teil 22 nicht enthalten sind.

Nach einer zusammenfassenden Darstellung der Grundlagen des vereinfachten und des allgemeinen Rechenverfahrens, wird über die Anwendung des allgemeinen Rechenverfahrens bei der Erstellung eines einfachen brandschutztechnischen Nachweises zur Einstufung von Stahlbeton-Kragstützen in die Feuerwiderstandsklasse R 90 berichtet [15]. Um praxiserichte Bemessungshilfen zu erhalten, wurden die programmgesteuert berechneten Traglasten $N_{R,fi,d,90}$ und Gesamtmomente am Stützenfuß $M_{tot,fi,d,90}$ für vier häufig verwendete Stütztypen in sog. Standard-Diagrammen dargestellt.

Sofern statisch-konstruktive Randbedingungen von den Vorgaben der Standard-Diagramme abweichen, können die Bemessungswerte der

Traglast und des Gesamtmomentes am Stützenfuß aus den Standard-Diagrammen mit Faktoren modifiziert werden, die durch einfache Funktionen beschrieben sind.

5 Literatur

- [1] DIN 4102-4:1994-03 – Brandverhalten von Baustoffen und Bauteilen – Teil 4: Zusammenstellung und Anwendung klassifizierter Baustoffe, Bauteile und Sonderbauteile.
- [2] DIN 4102-22:2004-11: Brandverhalten von Baustoffen und Bauteilen; Teil 22: Anwendungsnorm zu DIN 4102-4.
- [3] Hosser, D.; Richter, E.: Rechnerische Nachweise im Brandschutz – Zukunftsaufgabe für Prüfeningenieure. Der Prüfeningenieur, Oktober 2007.
- [4] 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.
- [5] DIN 4102-4/A1:2004-11 – Brandverhalten von Baustoffen und Bauteilen – Teil 4/A.1: Änderungen A1.
- [6] DIN 1045-1:2001-07 – Tragwerke aus Beton, Stahlbeton und Spannbeton – Teil 1: Bemessung und Konstruktion.
- [7] Hosser, D.; Richter, E.: Überführung von EN 1992-1-2 in EN-Norm und Bestimmung der national festzulegenden Parameter (NDP) im Nationalen Anhang zu EN 1992-1-2. Schlussbericht des Instituts für Baustoffe, Massivbau und Brandschutz (iBMB) der Technischen Universität Braunschweig im Auftrag des Deutschen Instituts für Bautechnik, Az.: ZP 52-5-7.240-1132/04. Dezember 2006
- [8] DIN EN 1991-1-2:2010-12 – Eurocode 1 Einwirkungen auf Tragwerke – Teil 1-2: Allgemeine Einwirkungen – Brandeinwirkungen auf Tragwerke.
- [9] DIN EN 1992-1-1:2011-01 – Eurocode 2: Bemessung und Konstruktion von Stahlbeton- und Spannbetontragwerken – Teil 1-1: Allgemeine Bemessungsregeln und Regeln für den Hochbau.
- [10] Hertz, K.: Analyses of prestressed concrete structures exposed to fire. Technical University of Denmark. Institute of Building Design. Report no. 174. Lyngby 1985.
- [11] Richter, E.: Brandschutztechnische Bemessung von Betontragwerken nach Eurocode 2 Teil 1-2. In: Braunschweiger Brandschutz-Tage, '09, Tagungsband. Institut für Baustoffe, Massivbau und Brandschutz, Technische Universität Braunschweig, Heft 208, Braunschweig, 2009.
- [12] EN 1992-1-2:2004/AC:2008(D) Eurocode 2 – Bemessung und Konstruktion von Stahlbeton- und Spannbetontragwerken – Teil 1-2: Allgemeine Regeln – Tragwerksbemessung für den Brandfall. Berichtungen 2008.
- [13] DIN EN 1990:2010-12 – Eurocode: Grundlagen der Tragwerksplanung.
- [14] DIN EN 1991-1-2/NA:2010-12: Nationaler Anhang – National festgelegte Parameter — Eurocode 1 – Einwirkungen auf Tragwerke — Teil 1-2/NA: Allgemeine Einwirkungen – Brandeinwirkungen auf Tragwerke.
- [15] Hosser, D.; Richter, E.; Hollmann, D.: Entwicklung eines vereinfachten Rechenverfahrens zum Nachweis des konstruktiven Brandschutzes bei Stahlbeton-Kragstützen. Forschungsbericht im Auftrag des Deutschen Ausschusses für Stahlbeton (DAfStb), Sonderforschungsvorhaben S 08. Institut für Baustoffe, Massivbau und Brandschutz der Technischen Universität Braunschweig, März 2009.
- [16] Cyllok, M.; Achenbach, M.: Anwendung der Zonenmethode zur brandschutztechnischen Bemessung von Stahlbetonstützen. Beton- und Stahlbetonbau 104 (2009), Heft 12, S. 813-822.
- [17] Zilch, K.; Müller, A.; Reitmayer, C.: Erweiterte Zonenmethode zur brandschutztechnischen Bemessung von Stahlbetonstützen. Bauingenieur Band 85, Juni 2010, S. 282-287.
- [18] Hosser, D.; Richter, E.: Vereinfachtes Rechenverfahren zum Nachweis des konstruktiven Brandschutzes bei Stahlbeton-Kragstützen. Herausgeber: Deutscher Ausschuss für Stahlbeton (DAfStb), Heft 596, 2013.

Die Berücksichtigung und Modellierung der Interaktion zwischen Baugrund und Tragwerk ist für die Standsicherheit und Gebrauchstauglichkeit der Konstruktion von entscheidender Bedeutung

Der Modellierung der Baugrund-Tragwerk-Interaktion kommt, nicht nur bei innerstädtischen Großbauprojekten eine große Bedeutung zu. Schließlich gilt es bei der Bemessung projektierter Baumaßnahmen, wirtschaftliche Aspekte mindestens genauso zu berücksichtigen wie Fragen der Standsicherheit und der Gebrauchstauglichkeit. Dabei sind auch die Auswirkungen auf die Nachbarschaft zu berücksichtigen [1], [2]. Die im folgenden Beitrag* zu diesem Thema vorgestellten nationalen und internationalen Beispiele aus der Ingenieurpraxis zeigen, dass die Berücksichtigung und Modellierung der Interaktion zwischen Baugrund und Tragwerk für die Gewährleistung der Standsicherheit und der Gebrauchstauglichkeit der Konstruktion von entscheidender Bedeutung sind. Dabei ist die Anwendung der Beobachtungsmethode nach dem EC 7-1 und der DIN 1054:2010 zur Überprüfung der Brauchbarkeit und Validierung der Modellbildung sowie zur Qualitätssicherung der Bauausführung bei Projekten der Geotechnischen Kategorie 3 ein unabdingbarer Bestandteil.

* Dieser Beitrag ist die schriftliche Fassung eines Vortrages, den der Autor und seine Mitarbeiterinnen und Mitarbeiter auf der Arbeitstagung 2012 der Vereinigung der Prüfengeure für Bautechnik in Baden-Württemberg gehalten haben, die am 29. und 30. Juni in Baden-Baden stattgefunden hat.

Prof. Dr.-Ing. Rolf Katzenbach
Dipl.-Ing. Christiane Bergmann
Dipl.-Ing. Steffen Leppla
 Technische Universität Darmstadt
 Fachbereich Bauingenieurwesen und Geodäsie
 Institut und Versuchsanstalt für Geotechnik

Dipl.-Ing. Susanne Kurze
Dipl.-Ing. Matthias Seip
 Ingenieursozietät Professor Dr.-Ing. Katzenbach GmbH
 Frankfurt am Main · Darmstadt · Weinheim · Kiev · Moskau

1 Einführung

Grundsätzlich muss bei jeder Baumaßnahme die Interaktion zwischen Baugrund und Tragwerk berücksichtigt und zutreffend modelliert werden, um die Standsicherheit und die Gebrauchstauglichkeit der Konstruktion mit ausreichender Sicherheit zu gewährleisten. An der Schnittstelle zwischen Tragwerksplanung und Geotechnik kommt der sogenannten Baugrund-Tragwerk-Interaktion daher große Bedeutung zu [3].

Zur realitätsnahen Erfassung der in der Regel dreidimensionalen, zeitvarianten Baugrund-Tragwerk-Interaktion sind folgende Aspekte zu berücksichtigen:

- Modellierung des Tragwerks und dessen mechanisches Verhalten,
- Modellierung des Baugrundes und des mechanischen Verhaltens des Mehrphasenmediums Bodens,
- Beschreibung des Kontaktverhaltens zwischen Boden und Bauwerk.

Zur Erfassung der Baugrund-Tragwerk-Interaktion bei der Dimensionierung der Bauwerksteile werden unterschiedliche, auf verschiedenen Modellbildungen basierende Näherungslösungen verwendet. Der Baugrund ist dabei nicht nur stützendes oder nur belastendes Element, sondern bildet zusammen mit den anderen Werkstoffen ein Verbundtragssystem. Häufig verursachen beim Nachweis der Tragfähigkeit die Einwirkungen aus dem Bauwerk den maßgebenden Grenzzustand, während beim Nachweis der Gebrauchstauglichkeit Setzungsdifferenzen im Baugrund den Grenzzustand im Tragwerk darstellen.

Da der Baugrund Teil des statischen Systems ist, aber aufgrund seines Eigengewichtes auch zur Beanspruchung des Bauwerkes werden kann, werden zwei Typen von Bauwerken unterschieden:

- Gründungen (Flach- und Flächengründungen, Tiefgründungen), die vom Baugrund gestützt werden,
- Stützbauwerke (Baugrubenverbaukonstruktionen, Stützwände, Tunnelwände), die den Baugrund stützen.

Bei den Nachweisen der Tragfähigkeit und der Gebrauchstauglichkeit ist das Materialverhalten von Baugrund und Tragwerk zu berücksichtigen. Oft werden hierzu elastoplastische, vom Beanspruchungsniveau und der Einwirkungsgeschwindigkeit abhängige, nichtlineare Stoffgesetze verwendet.

Darüber hinaus ist die Zeitabhängigkeit der Baugrund-Tragwerk-Interaktion zu erfassen. Sie entsteht durch:

- sukzessive Struktur- und Laständerung,
- Steifigkeitsänderung,
- Schwerpunktverlagerung,
- sukzessiven Aushub oder Abbruch,

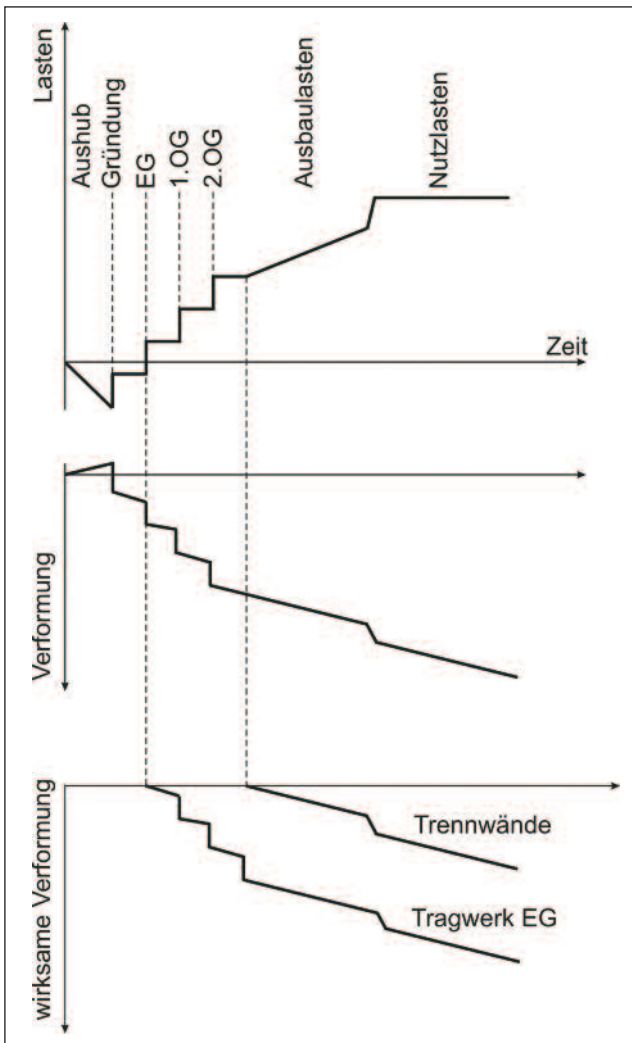


Abb. 1: Verformungen und Belastungen während der Bauzeit [3]

- sukzessiven Ein-, Um- oder Ausbau von Sicherungsmitteln,
- Änderungen im Materialverhalten (Kriechen, Schwinden, Konsolidierung).

Hierdurch entstehen während des Bauablaufs sich verändernde statische Systeme. Beispielhaft werden in **Abb. 1** für eine Baumaßnahme die qualitativen Verformungen und Belastungen in der Baugrubensohle sowie die daraus resultierenden Verformungen von Bauwerksteilen dargestellt, die zu unterschiedlichen Zeitpunkten errichtet werden.

1.1 Flachgründungen

Mögliche Verteilungen der Sohlspannung unter Flachgründungen zeigt **Abb. 2** beispielhaft für ein Einzelfundament. Im Fall (a) wird die Sohlspannung bei einer geringen Ausnutzung der Tragfähigkeit von Fundament und Boden dargestellt. Der Grenzzustand der Gebrauchstauglichkeit ist hier maßgebend.

Bei Annäherung an die Traglast ist zu unterscheiden zwischen dem Versagen im Fundament (Fall (b)) und im Baugrund (Fall (c)). Im Fall (b) kommt es im Fundament an der Stelle mit der höchsten Belastung zur Bildung eines Fließgelenkes und damit zur Umlagerung der Sohlspannungen. Die Tragfähigkeit ist dann im Wesentlichen durch die Rotationsfähigkeit des Fließgelenkes bestimmt. Versagt das Fundament durch Grundbruch, findet eine Umlagerung der Sohlspannungen zur Fundamentmitte hin statt. Hat ein Fundamentbauteil keine ausrei-

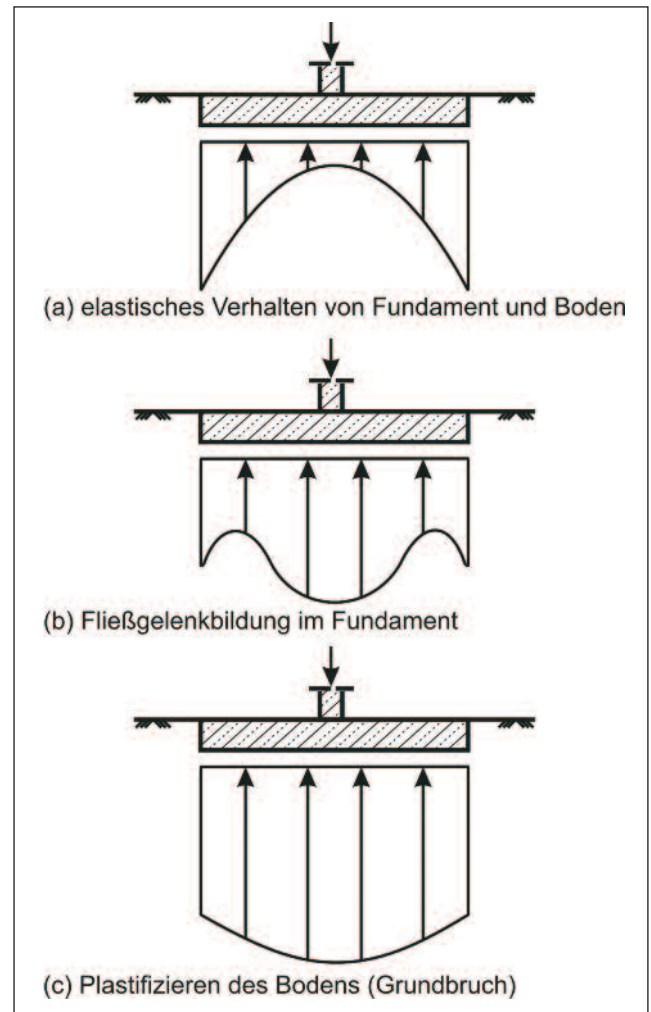


Abb. 2: Mögliche Verteilungen der Sohlspannungen unter Einzelfundament [3]

chende Duktilität, erfährt es bei Überschreitung der inneren Tragfähigkeit ein sprödes Versagen, zum Beispiel infolge Durchstanzens. Eine Umlagerung der Sohlspannungen im Baugrund findet dann nicht statt.

Vergleicht man die Sohlspannungsverteilung in **Abb. 2** mit der in der Praxis häufig getroffenen Annahme einer konstanten Sohlspannung, so liegen diese für die Grenzzustände der Tragfähigkeit in der Regel auf der sicheren, in den Grenzzuständen der Gebrauchstauglichkeit jedoch auf der unsicheren Seite.

Setzungsmulde, Sohlspannungsverteilung und Momentenverlauf in Abhängigkeit von der Belastung zeigt **Abb. 3**. Bei zunehmender Belastung wächst die anfänglich gleichmäßige Setzung unter der Fundamentmitte stark an. Gleichzeitig verlagern sich die anfänglich im Randbereich konzentrierten Sohlspannungen ebenfalls in die Mitte. Die Biegemomente konzentrieren sich unter der Belastung.

1.2 Tiefgründungen

Mit Pfahlgründungen oder Kombinierten Pfahl-Plattengründungen (KPP) wird die gesamte oder ein Teil der Bauwerkslast in tiefere Bodenschichten abgetragen, um eine Setzungsreduktion zu erzielen oder die Tragfähigkeit zu gewährleisten [4], [5].

Die beiden Gründungsvarianten sind dadurch gekennzeichnet, dass mehrere Pfähle durch eine Fundamentplatte oder einen Pfahlrost verbunden sind. Die Baugrund-Tragwerk-Interaktion des hochgradig sta-

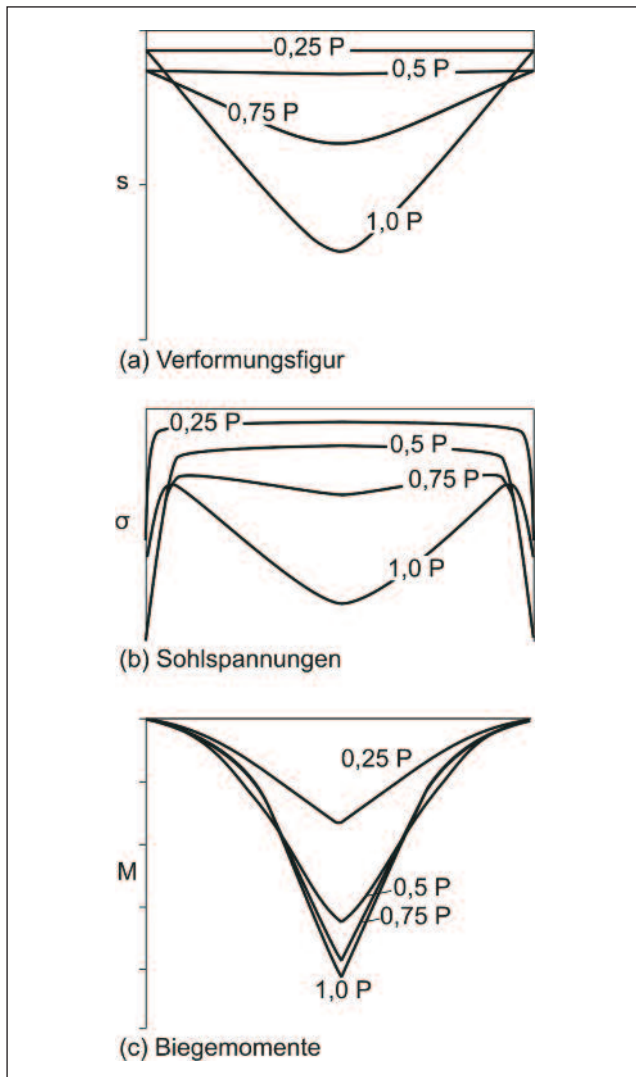


Abb. 3: Qualitativer Verlauf von Verformungen und Beanspruchungen eines Einzelfundamentes in Abhängigkeit von der Belastung [3]

tisch unbestimmten Tragsystems wird durch die Steifigkeit des Bauwerks und der die Pfähle verbindenden Fundamentplatte, durch die Baugrundeigenschaften und die Wechselwirkungen zwischen den Gründungselementen und dem Boden, aber auch durch die gegenseitige Beeinflussung der einzelnen Gründungselemente maßgebend bestimmt. Dies gilt auch für Gründungssysteme, bei denen statt klassischer Pfähle zum Beispiel Schlitzwandelemente (sogenannte Barretts) oder Spundwandelemente zur Anwendung kommen.

Im Gegensatz zu einer reinen Pfahlgründung erfolgt der Lastabtrag in den Baugrund bei einer KPP auch durch die Fundamentplatte.

Infolge der Biegesteifigkeit der Fundamentplatte trägt die KPP die aus der aufgehenden Konstruktion resultierende Einwirkung $F_{tot,k}$ sowohl über die Sohlspannung $\sigma(x,y)$ als auch über die Pfähle in den Baugrund ab. Der Gesamtwiderstand einer KPP $R_{tot,k}(s)$ ist abhängig von der auftretenden Baugrundverformung (Setzung s) und besteht aus dem Widerstand der Fundamentplatte $R_{platte,k}(s)$ und dem Widerstand der Pfähle $R_{Pfaehl,k,j}(s)$. Den Gesamtwiderstand einer KPP beschreibt Gleichung (1).

$$R_{tot,k}(s) = \sum_{j=1}^m R_{Pfaehl,k,j}(s) + R_{platte,k}(s) \quad \text{Gl. (1)}$$

Der Widerstand eines Einzelpfahles $R_{Pfaehl,k,j}(s)$ wird durch die über die Tiefe veränderliche Mantelreibung $q_{s,k,j}(s, z)$ und den von der Setzung abhängigen Pfahlspitzenruck $q_{b,k,j}(s)$ bestimmt (Gleichungen (2) bis (4)).

$$R_{Pfaehl,k,j}(s) = R_{b,k,j}(s) + R_{s,k,j}(s) \quad \text{Gl. (2)}$$

$$R_{b,k,j}(s) = q_{b,k,j}(s) \cdot \frac{\pi \cdot D^2}{4} \quad \text{Gl. (3)}$$

$$R_{s,k,j}(s) = \int q_{s,k,j}(s, z) \cdot \pi \cdot D \cdot dz \quad \text{Gl. (4)}$$

Abb. 4 zeigt die Baugrund-Tragwerk-Interaktion einer KPP. Das Trag- und Verformungsverhalten ist bestimmt durch die Interaktionen zwischen:

- der Fundamentplatte und dem Baugrund,
- den Pfählen und dem Baugrund,
- den Pfählen untereinander sowie
- der Fundamentplatte und den Pfählen.

Die Tragwirkung einer KPP wird durch den Pfahl-Plattenkoeffizienten α_{KPP} beschrieben. Er gibt an, welcher Teil $\sum F_{Pfaehl,k,j}(s)$ der gesamten Bauwerkslast $F_{tot,k}$ über die Pfähle abgetragen wird Gleichung (5).

$$\alpha_{KPP} = \frac{\sum F_{Pfaehl,k,j}(s)}{F_{tot,k}} \quad \text{Gl. (5)}$$

Ein Pfahl-Plattenkoeffizient von $\alpha_{KPP} = 0$ beschreibt eine Plattengründung ohne Pfähle, ein Pfahl-Plattenkoeffizient von $\alpha_{KPP} = 1,0$ beschreibt eine klassische Pfahlgründung bei der die Fundamentplatte keinen Anteil am Lastabtrag in den Baugrund hat.

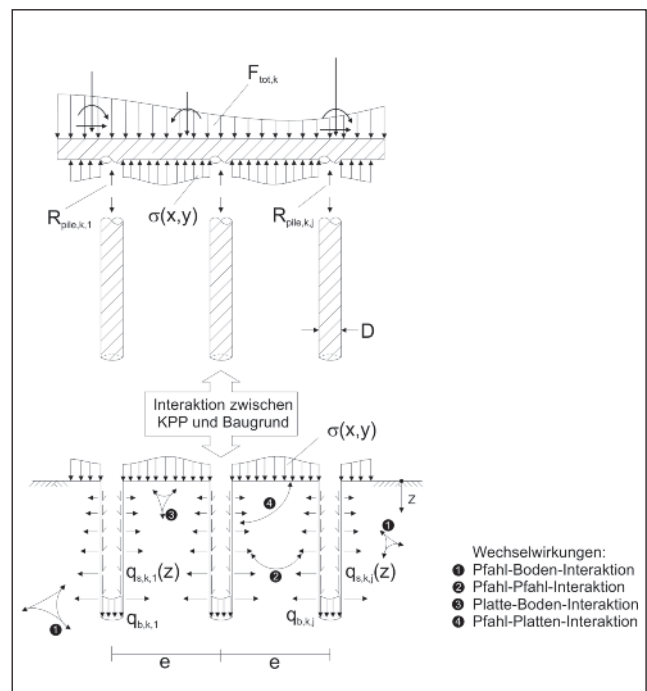


Abb. 4: Baugrund-Tragwerk-Interaktion einer Kombinierten Pfahl-Plattengründung (KPP)

2 Nachweisführung nach dem Eurocode 7-1 (EC 7-1)

Mit der Einführung der Eurocodes nach einer über 30-jährigen Entwicklungsarbeit soll eine einheitliche Regelung der Nachweisführung in den Disziplinen des Bauingenieurwesens innerhalb von Europa geschaffen werden. Die Eurocodes basieren auf dem Prinzip des Teilsicherheitskonzeptes, das das Globalsicherheitskonzept ablöst.

In der Geotechnik muss der EC 7-1 in Verbindung mit dem nationalen Anhang und den ergänzenden Regelungen zum EC 7-1 in der DIN 1054:2010 nach der bauaufsichtlichen Einführung seit dem 1. Juli 2012 angewendet werden.

In der Hierarchie steht der EC 7-1 an oberster Stelle, deutsche Normen dürfen dem Eurocode nicht widersprechen, die DIN 1054:2010 darf daher den Eurocode lediglich ergänzen. Als Verbindungselement zwischen dem EC 7-1 und der DIN 1054:2010 dient der Nationale Anhang des EC 7-1 [6], [7], [8].

2.1 Bemessungssituationen

Der Eurocode „Grundlagen der Tragwerksplanung“ [9], [10] unterscheidet folgende Bemessungssituationen: ständige, vorübergehende,

außergewöhnliche und bei Erdbeben. Die erforderliche rechnerische Sicherheit des Bauwerks wird von diesen Situationen abhängig gemacht.

Die DIN 1054:2010 differenziert bei den Angaben der Teilsicherheitsbeiwerte die folgenden drei Bemessungssituationen:

- ständige Bemessungssituation BS-P („P“ steht für permanent),
- vorübergehende Bemessungssituation BS-T („T“ steht für transient),
- außergewöhnliche Bemessungssituation BS-A („A“ steht für accidental).

Diese entsprechen weitgehend den bisherigen drei Lastfällen der DIN 1054:2005 [11].

Neu hinzugekommen ist die Bemessungssituation BS-E („E“ steht für earthquake), bei der keine Teilsicherheitsbeiwerte angesetzt werden, das heißt: 1,0-fache Faktorisierung.

Die Teilsicherheitsbeiwerte in Abhängigkeit von der Bemessungssituation zur Nachweisführung in den verschiedenen Grenzzuständen der Tragfähigkeit sind in den **Tabellen 1, 2 und 3** nach DIN 1054:2010 [6] dargestellt.

Einwirkung bzw. Beanspruchung			Formelzeichen	Bemessungssituation		
				BS-P	BS-T	BS-A
ULS	HYD & UPL	Destabilisierende ständige Einwirkungen ^(a)	$\gamma_{G,dst}$	1,05	1,05	1,00
		Stabilisierende ständige Einwirkungen	$\gamma_{G,stab}$	0,95	0,95	0,95
		Destabilisierende veränderliche Einwirkungen	$\gamma_{Q,dst}$	1,50	1,30	1,00
		Stabilisierende veränderliche Einwirkungen	$\gamma_{Q,stab}$	0	0	0
		Strömungskraft bei günstigem Untergrund	γ_H	1,35	1,30	1,20
		Strömungskraft bei ungünstigem Untergrund	γ_H	1,80	1,60	1,35
	EQU	Ungünstige ständige Einwirkungen	$\gamma_{G,dst}$	1,10	1,05	1,00
		Günstige ständige Einwirkungen	$\gamma_{G,stab}$	0,90	0,90	0,95
		Ungünstige veränderliche Einwirkungen	γ_Q	1,50	1,25	1,00
	STR & GEO-2	Beanspruchungen aus ständigen Einwirkungen allgemein ^(a)	γ_G	1,35	1,20	1,10
		Beanspruchungen aus günstigen ständigen Einwirkungen ^(b)	$\gamma_{G,inf}$	1,00	1,00	1,00
		Beanspruchungen aus ständigen Einwirkungen aus Erdruchdruck	$\gamma_{G,E0}$	1,20	1,10	1,00
		Beanspruchungen aus ungünstigen veränderlichen Einwirkungen	γ_Q	1,50	1,30	1,10
		Beanspruchungen aus günstigen veränderlichen Einwirkungen	γ_Q	0	0	0
	GEO-3	Ständige Einwirkungen ^(a)	γ_G	1,00	1,00	1,00
		Ungünstige veränderliche Einwirkungen	γ_Q	1,30	1,20	1,00
	SLS	Ständige Einwirkungen bzw. Beanspruchungen	γ_G	1,00		
		Veränderliche Einwirkungen bzw. Beanspruchungen	γ_Q	1,00		
(a) einschließlich ständigem und veränderlichem Wasserdruck (b) nur wenn bei der Ermittlung der Bemessungswerte der Zugbeanspruchung eine gleichzeitig wirkende charakteristische Druckbeanspruchung aus günstigen ständigen Einwirkungen angesetzt wird						

Tabelle 1: Teilsicherheitsbeiwerte, Einwirkungen und Beanspruchungen (DIN 1054:2010, Tabelle A 2.1 [6])

Bodenkenngrößen		Formelzeichen	Bemessungssituation		
			BS-P	BS-T	BS-A
HYD & UPL	Reibungsbeiwert $\tan \varphi'$ des dränierten Bodens und Reibungsbeiwert $\tan \varphi_u$ des undrännierten Bodens	$\gamma_{\varphi'}, \gamma_{\varphi,u}$	1,00	1,00	1,00
	Kohäsion c' des dränierten Bodens und Scherfestigkeit c_u des undrännierten Bodens	$\gamma_{c'}, \gamma_{c,u}$	1,00	1,00	1,00
GEO-2	Reibungsbeiwert $\tan \varphi'$ des dränierten Bodens und Reibungsbeiwert $\tan \varphi_u$ des undrännierten Bodens	$\gamma_{\varphi'}, \gamma_{\varphi,u}$	1,00	1,00	1,00
	Kohäsion c' des dränierten Bodens und Scherfestigkeit c_u des undrännierten Bodens	$\gamma_{c'}, \gamma_{c,u}$	1,00	1,00	1,00
GEO-3	Reibungsbeiwert $\tan \varphi'$ des dränierten Bodens und Reibungsbeiwert $\tan \varphi_u$ des undrännierten Bodens	$\gamma_{\varphi'}, \gamma_{\varphi,u}$	1,25	1,15	1,10
	Kohäsion c' des dränierten Bodens und Scherfestigkeit c_u des undrännierten Bodens	$\gamma_{c'}, \gamma_{c,u}$	1,25	1,15	1,10

Tabelle 2: Teilsicherheitsbeiwerte für geotechnische Kenngrößen (DIN 1045:2010, Tabelle A 2.2 [6])

Widerstand		Formelzeichen	Bemessungssituation		
			BS-P	BS-T	BS-A
STR & GEO-2	Bodenwiderstände				
	Erdwiderstand und Grundbruchwiderstand	$\gamma_{R,e}, \gamma_{R,v}$	1,40	1,30	1,20
	Gleitwiderstand	$\gamma_{R,h}$	1,10	1,10	1,10
	Pfahlwiderstände aus statischen und dynamischen Pfahlprobelastungen				
	Fußwiderstand	γ_b	1,10	1,10	1,10
	Mantelwiderstand (Druck)	γ_s	1,10	1,10	1,10
	Gesamtwiderstand (Druck)	γ_t	1,10	1,10	1,10
	Mantelwiderstand (Zug)	$\gamma_{s,t}$	1,15	1,15	1,15
	Pfahlwiderstände auf der Grundlage von Erfahrungswerten				
	Druckpfähle	$\gamma_b, \gamma_s, \gamma_t$	1,40	1,40	1,40
	Zugpfähle (nur in Ausnahmefällen)	$\gamma_{s,t}$	1,50	1,50	1,50
	Herauszieh Widerstände				
	Boden- bzw. Felsnägel	γ_a	1,40	1,30	1,20
	Verpresskörper von Verpressankern	γ_a	1,10	1,10	1,10
	Flexible Bewehrungselemente	γ_a	1,40	1,30	1,20

Tabelle 3: Teilsicherheitsbeiwerte für Widerstände (DIN 1045:2010, Tabelle A 2.3 [6])

Bei der Umstellung auf den Eurocode wurde bei der Wahl des Nachweisverfahrens und der Festlegung der Teilsicherheitsbeiwerte von dem Grundsatz ausgegangen, dass das bewährte Sicherheitsniveau des globalen Sicherheitskonzepts erhalten bleiben muss. Die Nachweisverfahren und die Teilsicherheitsbeiwerte waren daher so auszuwählen, dass eine Bemessung mit Teilsicherheitsbeiwerten auf Grundlage des EC 7-1 etwa zu den gleichen Abmessungen führt wie eine Gründungsbemessung nach den Normen des globalen Sicherheitskonzepts.

2.2 Das Konzept der Grenzzustände

Der Eurocode fordert den Nachweis von zwei Grenzzuständen, und zwar den Grenzzustand der Tragfähigkeit und den Grenzzustand der Gebrauchstauglichkeit. Mit dem Nachweis im Grenzzustand der Tragfähigkeit sollen Sachschäden und eine Gefährdung von Menschenle-

ben ausgeschlossen werden, durch den Grenzzustand der Gebrauchstauglichkeit soll die langfristige Nutzbarkeit (= Funktionssicherheit) sichergestellt werden.

2.2.1 Grenzzustände der Tragfähigkeit

Im Grenzzustand der Tragfähigkeit werden in der Geotechnik wie im übrigen Konstruktiven Ingenieurbau nach dem Eurocode „Grundlagen der Tragwerksplanung“ [9], [10] und dem EC 7-1 [6], [7], [8] fünf Grenzzustände unterschieden. In Tab. 4 sind die Grenzzustände nach der alten DIN 1054:2005 [11] denen des EC 7-1 beziehungsweise der DIN 1054:2010 [6], [7], [8] gegenübergestellt.

Bei der Nachweisführung im Grenzzustand der Tragfähigkeit werden die Bemessungswerte der Beanspruchung E_d den Bemessungswerten

DIN 1054:2005-01		EC 7-1 und DIN 1054:2010-12	
Benennung	Abkürzung	Benennung	Abkürzung
Verlust der Lagesicherheit	GZ 1A	Verlust der Lagesicherheit/Kippen	EQU (equilibrium)
		Aufschwimmen (Nachweis wie GZ 1A)	UPL (uplift)
		Hydraulischer Grundbruch (Nachweis wie GZ 1A)	HYD (hydraulic)
Versagen von Bauwerken und Bauteilen durch Bruch im Bauwerk oder im stützenden Baugrund	GZ 1B	Versagen des Tragwerks oder seiner Teile	STR (structural)
		Versagen des Bodens (Nachweis wie GZ 1B)	GEO-2
Grenzzustand des Verlustes der Gesamt-sicherheit	GZ 1C	Versagen des Bodens (Nachweis wie GZ 1C (Fellenius-Regel))	GEO-3

Tabelle 4: Gegenüberstellung der Abkürzungen der Grenzzustände der Tragfähigkeit in der DIN 1054:2005 [11] und in der DIN 1054:2010 [6], [12], [13]

des Widerstandes eines Bauwerks oder Bauteils R_d wie folgt gegenübergestellt (Gleichung (6)):

$$E_d \leq R_d \quad \text{Gl. (6)}$$

2.2.2 Grenzzustände der Gebrauchstauglichkeit

Als Grenzzustände der Gebrauchstauglichkeit sind alle diejenigen Grenzzustände einzustufen, die die Funktion eines Tragwerks oder eines seiner Teile unter Gebrauchsbedingungen (1,0-fache Einwirkungen) oder das Wohlbefinden der Nutzer oder das Erscheinungsbild des Bauwerks betreffen.

Bei der Nachweisführung im Grenzzustand der Gebrauchstauglichkeit darf der Bemessungswert einer Auswirkung von Einwirkungen E_d nicht größer als der Bemessungswert des maßgebenden Gebrauchstauglichkeitskriteriums C_d sein. Die Teilsicherheitsbeiwerte können hierbei in der Regel mit 1,0 angesetzt werden (siehe oben).

Gelten die Setzungen als Gebrauchstauglichkeitskriterium, so werden diese nach DIN V 4019-100:1996-04 „Baugrund – Setzungsberechnungen – Teil 100: Berechnung nach dem Konzept mit Teilsicherheitsbeiwerten“ [9] bestimmt.

2.3 Kombinationsregeln

Mit der Einführung des Eurocodes wurde in der Geotechnik die Anwendung von Kombinationsbeiwerten eingeführt. Hierbei wird der Wahrscheinlichkeit Rechnung getragen, dass die möglichen veränderlichen Einwirkungen gleichzeitig in voller Größe wirken. Bei mehreren veränderlichen Einwirkungen wird dementsprechend nach den Kombinationsregeln lediglich die Leiteinwirkung $Q_{k,1}$ voll berücksichtigt, die weiteren Einwirkungen (Begleiteinwirkungen $Q_{k,i}$) werden mit Hilfe eines Kombinationsbeiwertes ψ_0 abgemindert.

2.4 Nachweisführung

Die grundlegende Bemessungsprozedur der Nachweisführung in den Grenzzuständen konnte trotz der Umstellung auf das Teilsicherheitskonzept erhalten bleiben. Bei allen Nachweisen, bis auf GEO-3, erfolgt die Faktorisierung mit Hilfe der Teilsicherheitsbeiwerte erst auf Schnittekraftebene, das heißt, aus den Einwirkungen (zum Beispiel Lasten aus dem Hochbau, Wasserdruck, Erddruck) ergeben sich sowohl die charakteristischen Werte für die Beanspruchungen (zum Bei-

spiel Beanspruchungen in der Gründungssohle beim Nachweis der Sicherheit gegen Grundbruch und Gleiten) als auch die charakteristischen Werte für die Widerstände (Grundbruchwiderstand, Gleitwiderstand).

Im Grenzzustand GEO-3 wird nach dem Nachweisverfahren 3 mit abgeminderten Scherparametern geführt, sodass die Ermittlung der für den Nachweis maßgebenden Schnittgrößen auf der Grundlage von Bemessungswerten durchgeführt wird.

Als Eingangsgrößen aus dem Hochbau sind für alle geotechnischen Nachweise charakteristische Werte erforderlich. Die Verwendung von Bemessungswerten, die aus der Bemessung der aufgehenden Konstruktion stammen, ist möglich (Abb. 5).

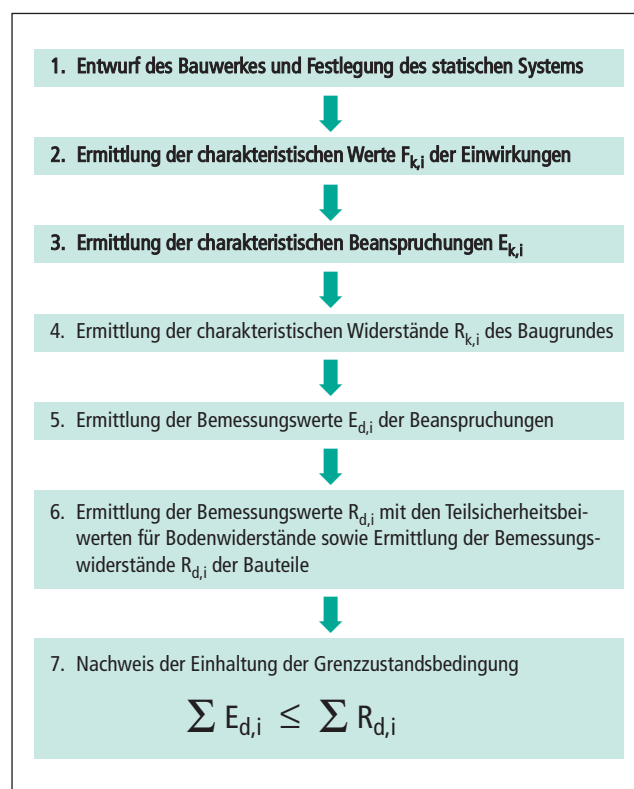


Abb. 5: Allgemeiner Bemessungsablauf [14]

2.4.1 Nachweis der Sicherheit gegen Gleichgewichtsverlust durch Kippen (EQU)

Der Nachweis der Sicherheit gegen Gleichgewichtsverlust durch Kippen (EQU) wird durch einen Vergleich destabilisierender und stabilisierender Bemessungsgrößen der Einwirkung bezogen auf eine fiktive Kippkante am Fundamentrand, nach den Gleichungen (7), (8) und (9) geführt:

$$E_{dst,d} \leq E_{stb,d} \quad \text{Gl. (7)}$$

Bemessungswert der stabilisierenden Einwirkung:

$$E_{stb,d} = E_{stb,k} \cdot \gamma_{G,stb} \quad \text{Gl. (8)}$$

Bemessungswert der destabilisierenden Einwirkung:

$$E_{dst,d} = E_{G,dst,k} \cdot \gamma_{G,dst} + E_{Q,dst,k} \cdot \gamma_{Q,dst} \quad \text{Gl. (9)}$$

Die tatsächliche Kippkante wandert mit abnehmender Steifigkeit und Scherfestigkeit des Untergrunds zunehmend in die Fundamentfläche hinein. Daher ist der Nachweis um die Fundamentkante alleine nicht ausreichend. Deshalb ist zusätzlich der Nachweis der klaffenden Fuge zu führen, der als Nachweis der Gebrauchstauglichkeit geregelt ist. Dieser stellt sicher, dass die Sohldruckresultierende bei charakteristischen beziehungsweise repräsentativen Lasten in einem erfahrungsgemäß ausreichend großen Fundamentbereich wirkt.

2.4.2 Nachweis gegen Aufschwimmen (UPL)

Das Aufschwimmen von Bauwerken infolge der Auftriebskraft des Wassers ist ebenfalls ein Versagen durch Verlust der Lagesicherheit.

Bei dem Nachweis der Sicherheit gegen Aufschwimmen fordert die Grenzzustandsgleichung, dass der Bemessungswert der destabilisierenden ständigen und veränderlichen Vertikalkräfte $G_{dst,d}$ und $Q_{dst,d}$ nicht größer werden darf als die Bemessungswerte der stabilisierenden ständigen Vertikalkräfte $G_{stb,d}$ (Gleichung (10)).

$$G_{dst,d} + Q_{dst,d} \leq G_{stb,d} + R_d \quad \text{Gl. (10)}$$

Gegebenenfalls darf der Bemessungswert eines zusätzlichen Widerstandes R_d gegen Aufschwimmen berücksichtigt werden, der wie eine zusätzliche stabilisierende Einwirkung behandelt wird.

2.4.3 Nachweis der Sicherheit gegen hydraulischen Grundbruch, innere Erosion und Piping (HYD)

Die Definition des Grenzzustands HYD umfasst die Versagensformen hydraulischer Grundbruch, innere Erosion und Piping im Boden, die alle durch Strömungsgradienten hervorgerufen werden.

Es gibt jedoch nur für den hydraulischen Grundbruch eine Grenzzustandsgleichung. Bei dem Nachweis der Sicherheit gegen hydraulischen Grundbruch muss nachgewiesen werden, dass für jedes in Frage kommende Bodenprisma der Bemessungswert $S_{dst,d}$ der destabilisierenden Strömungskraft kleiner ist als der Bemessungswert des stabilisierenden Gewichts desselben Bodenprismas unter Auftrieb $G'_{stb,d}$ (Gleichung (11)).

$$S_{dst,k} \cdot \gamma_H \leq G'_{stb,k} \cdot \gamma_{G,stb} \quad \text{Gl. (11)}$$

erfüllt ist.

2.4.4 Nachweise im Grenzzustand des Versagens des Baugrunds (GEO)

Der EC 7-1 sieht für die verschiedenen geotechnischen Nachweise im Grenzzustand des Versagens des Baugrunds (GEO) drei Nachweisverfahren vor, nach denen die Standsicherheitsnachweise und die Bemessung in der Geotechnik durchgeführt werden können. Die drei Nachweisverfahren unterscheiden sich darin, wie und wann die Einwirkungen beziehungsweise Beanspruchungen und Widerstände mit Teilsicherheitsbeiwerten belegt werden. In Deutschland kommen im Hinblick auf die Praktikabilität und die Transparenz beziehungsweise Logik der Nachweisführung nur die Nachweisverfahren 2 und 3 zur Anwendung.

2.4.4.1 Das Verfahren GEO-2 zum Nachweis von Gründungen

In Deutschland wird bei den Nachweisen von Flachgründungen, Stützwänden, Pfählen und Ankern das Nachweisverfahren 2 verwendet, bei der die gesamte Berechnung mit charakteristischen Werten durchgeführt wird. Erst am Ende werden bei dem als GEO-2 bezeichneten Verfahren bei der Überprüfung der Grenzzustandsgleichung die charakteristischen Einwirkungen und Widerstände mit den Teilsicherheitsbeiwerten beaufschlagt (Gleichung (12)).

$$E_d \leq R_d \quad \text{Gl. (12)}$$

2.4.4.2 Das Verfahren GEO-3 zum Nachweis der Böschungssandsicherheit

Beim Nachweis der Standsicherheit von Böschungen wird das Nachweisverfahren 3 – bezeichnet mit GEO-3 – angewendet. Bei diesem Nachweisverfahren werden die Bemessungswerte der Einwirkungen und Widerstände des Baugrundes mit Bemessungswerten der Scherparameter ϕ'_d und c'_d ermittelt, die Teilsicherheitsbeiwerte also auf die Scherparameter im Sinne der Fellenius-Regel angewendet (Gleichung (13)).

$$E_d \leq R_d \\ E_d (\phi'_d, c'_d) \leq R_d (\phi'_d, c'_d) \quad \text{Gl. (13)}$$

2.4.5 Vereinfachter Nachweis für Flachgründungen in Regelfällen

Bei dem vereinfachten Nachweis für Flachgründungen ergibt sich durch die Einführung des EC 7-1 eine entscheidende Veränderung. So wird nicht, wie bisher, in der DIN 1054:2005 [11] der aufnehmbare Sohldruck, also ein charakteristischer Wert, angegeben. Die DIN 1054:2010 [6] gibt stattdessen in den Tabellen den Bemessungswert des Sohlwiderstandes $\sigma_{R,d}$ an, mit denen die Bemessungswerte der Sohlbeanspruchung verglichen werden können (Gleichung 14)).

$$\sigma_{E,d} \leq \sigma_{R,d} \quad \text{Gl. (14)}$$

Die Bemessungswerte des Sohlwiderstands sind für die ständige Bemessungssituation BS-P angegeben und können daher, auf der sicheren Seite liegend, auch für die anderen Bemessungssituationen verwendet werden. Diese sind durch Multiplikation mit dem Faktor 1,4 aus den bisherigen Tabellen abgeleitet worden. Der Multiplikationsfaktor 1,4 wurde als gewichteter Mittelwert für die Teilsicherheitsbeiwerte auf die Einwirkungen beziehungsweise Beanspruchung $\gamma_G = 1,35$ und $\gamma_Q = 1,50$ gewählt.

Als Voraussetzung zur Anwendung des vereinfachten Nachweises und somit der Ersparnis der Nachweise gegen Gleiten und Grundbruch sowie der Setzungen entsprechen denen der DIN 1054:2005:

1. Die Fundamentsohle ist waagrecht und die Geländeoberfläche sowie die Schichtgrenzen verlaufen annähernd waagrecht.
2. Der Baugrund weist bis in eine Tiefe unter der Gründungssohle, die der zweifachen Fundamentbreite entspricht, mindestens aber bis in 2,0 m Tiefe eine ausreichende Festigkeit auf.
3. Das Fundament wird nicht regelmäßig oder überwiegend dynamisch beansprucht; in bindigen Schichten entsteht kein nennenswerter Porenwasserüberdruck.
4. Eine stützende Wirkung des Bodens vor dem Fundament darf nur in Rechnung gestellt werden, wenn sein Verbleib durch konstruktive oder andere Maßnahmen sichergestellt ist.
5. Die Neigung der charakteristischen beziehungsweise repräsentativen Sohldruckresultierenden hält die Bedingung $\tan \delta = H/V \leq 0,2$ mit: δ charakteristischer Wert der Neigung der Sohlresultierenden, H Horizontalkomponente des charakteristischen Wertes der Sohlbeanspruchung und V Vertikalkomponente des charakteristischen Wertes der Sohlbeanspruchung ein.
6. Die Bedingungen hinsichtlich der zulässigen Ausmittigkeit der Sohldruckresultierenden für charakteristische beziehungsweise repräsentative Beanspruchungen eingehalten sind.
7. Der Nachweis gegen Gleichgewichtsverlust durch Kippen entsprechend erfüllt ist.

2.4.6 Nachweis der Fundamentverdrehung und Begrenzung einer klaffenden Fuge (SLS)

Zusätzlich zu dem Nachweis der Sicherheit gegen Gleichgewichtsverlust durch Kippen (EQU) im Grenzzustand der Tragfähigkeit ist in Deutschland nach DIN 1054:2010 der Nachweis der Begrenzung einer klaffenden Fuge im Grenzzustand der Gebrauchstauglichkeit zu führen. Dabei ist die maßgebende Sohldruckresultierende die resultierende charakteristische Beanspruchung in der Sohlfläche aus der ungünstigsten Kombination der charakteristischen Werte ständiger und veränderlicher Einwirkungen für die Bemessungssituation BS-P und gegebenenfalls BS-T.

Bei Gründungen auf nichtbindigen und bindigen Böden darf in der Sohlfläche infolge der aus ständigen Einwirkungen resultierenden charakteristischen Beanspruchung keine klaffende Fuge auftreten. Diese Bedingung ist eingehalten, wenn die Sohldruckresultierende innerhalb der 1. Kernweite liegt (**Abb. 6**):

$$\text{Raute nach } \frac{x_e}{b_L} + \frac{y_e}{b_B} = \frac{1}{6}$$

Damit die Sohle des Gründungskörpers noch mindestens bis zu ihrem Schwerpunkt mit Druckspannungen belastet ist – das heißt, es stellt sich keine klaffende Fuge über die Fundamentschwerachse hinaus ein – muss die Ausmittigkeit der Resultierenden des Sohldrucks R auf die „2. Kernweite“ begrenzt werden. Diese Kernweite wird für Fundamente mit rechteckiger beziehungsweise kreisförmiger Grundfläche von folgenden Flächen beschrieben:

$$\text{Ellipse nach } \left(\frac{x_e}{b_L}\right)^2 + \left(\frac{y_e}{b_B}\right)^2 = \frac{1}{9}$$

Bei Einhaltung der zulässigen Ausmittigkeit der Sohldruckresultierenden darf angenommen werden, dass bei Einzel- und Streifenfunda-

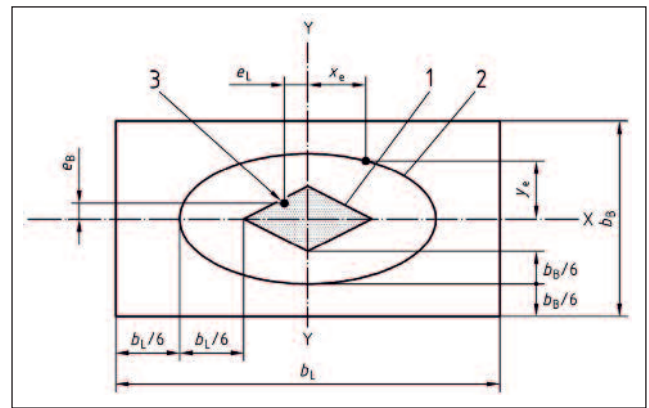


Abb. 6: Begrenzung der Ausmitte der Sohldruckresultierenden

menten auf mindestens mitteldicht gelagerten nichtbindigen Böden beziehungsweise mindestens steifen bindigen Böden keine unzuträglichen Verdrehungen des Bauwerks auftreten. Andernfalls sind zur Ermittlung der Verdrehungen die Setzungsunterschiede zu berechnen.

2.5 Beobachtungsmethode

Seit den Jahren 2002/2003 ist die Beobachtungsmethode mit Erscheinen der DIN 1054:2003-01 „Baugrund - Sicherheitsnachweise im Erd- und Grundbau“ [15] und E-DIN 4020:2002-08 „Geotechnische Untersuchungen für bautechnische Zwecke“ [16] eine bauaufsichtlich eingeführte Nachweisprozedur im geotechnischen Normenwerk. Sie trägt der Besonderheit Rechnung, dass die Eigenschaften des Baugrunds nicht mit der gleichen Zuverlässigkeit ermittelt und in Berechnungsmodellen beschrieben werden können wie andere Baumaterialien wie zum Beispiel Beton oder Stahl, und dass bei der Bauausführung Abweichungen zwischen den modelltheoretischen, boden- beziehungsweise felsmechanischen Planungsvorgaben und den tatsächlichen Baugrund- und Grundwasserhältnissen auftreten können [17], [18]. Dies ist sowohl bautechnisch als auch baurechtlich von Bedeutung [19], [20], [21].

Die Beobachtungsmethode ist damit eine Kombination der üblichen geotechnischen Untersuchungen und Berechnungen (Prognosen) mit der laufenden messtechnischen Kontrolle des Bauwerks während dessen Herstellung und gegebenenfalls auch während dessen Nutzung, wobei kritische Situationen durch die Anwendung geeigneter technischer Maßnahmen beherrscht werden müssen. Die Beobachtungsmethode ist eine Kombination von Rechnung und Messung, die letzten Endes ein scharfes Kontrollverfahren zur Überprüfung der boden- beziehungsweise der felsmechanischen Modellbildungen und der Qualität der Bauausführung darstellt (**Abb. 7**).

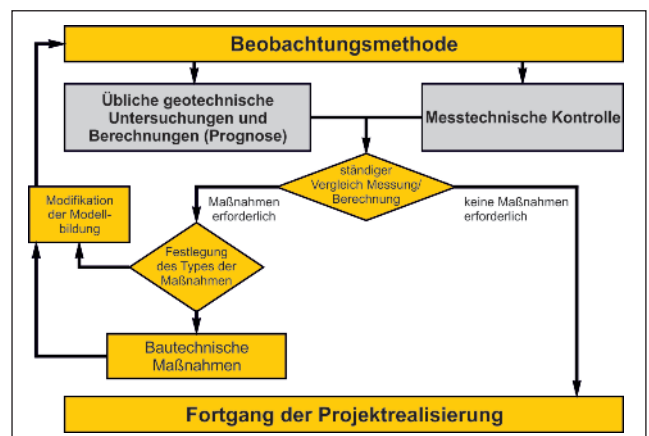


Abb. 7: Beobachtungsmethode [12]

Die konsequente Anwendung der Beobachtungsmethode ist bei Baumaßnahmen mit hohem Schwierigkeitsgrad (Geotechnische Kategorie GK 3) Stand der Technik, insbesondere in folgenden Fällen:

- Baumaßnahmen mit ausgeprägter Baugrund-Tragwerk-Interaktion, zum Beispiel Hochhäuser, Mischgründungen, Gründungsplatten, Kombinierte Pfahl-Plattengründungen (KPP), Tiefe Baugruben (Baugrubenkennzahl $T_{BK} > 0,4$ [20],[22]),
- Bauwerke mit erheblicher und veränderlicher Wasserdruckeinwirkung, zum Beispiel Trogbauwerke oder Ufereinfassungen im Tidegebiet,
- komplexe Wechselwirkungssysteme, bestehend aus Baugrund, Baugrubenkonstruktion und angrenzender Bebauung,
- Baumaßnahmen, bei denen Porenwasserdrücke die Standsicherheit herabsetzen können,
- Baumaßnahmen an Hängen,
- Tunnel und Staudämme.

Einschränkend heißt es zur Beobachtungsmethode in der DIN 1054:2010-12 [6] unter Berücksichtigung der Problematik Sprödbrechungsbeziehungswise Duktilität richtigerweise: „Wenn das Versagen vorab nicht erkennbar ist bzw. sich nicht rechtzeitig ankündigt, dann ist die Beobachtungsmethode als Sicherheitsnachweis nicht anwendbar.“

Es sei an dieser Stelle ausdrücklich darauf hingewiesen, dass die Beobachtungsmethode als alleiniges Element des Standsicherheitsbeziehungswise Gebrauchstauglichkeitsnachweises ohnehin nicht ausreichend und auch nicht zulässig ist, denn die Beobachtungsmethode ist per definitionem eine Kombination der üblichen geotechnischen Untersuchungen, also Berechnungen, mit der laufenden messtechnischen Kontrolle (Monitoring) [17].

Die Anwendung der Beobachtungsmethode führt methodisch per se zur Überprüfung der Brauchbarkeit und Validierung der Modellbildung und zur Qualitätssicherung der Bauausführung, was projektspezifisch beim Auftreten nicht erwarteter Messdaten zu nicht unerheblichen Diskursen zwischen den Projektbeteiligten im Zuge der Ursachenanalyse führen kann.

3 Beispiele aus der geotechnischen Ingenieurpraxis

Nachfolgend werden drei Großbauprojekte aus der geotechnischen Ingenieurpraxis vorgestellt, die gemäß EC 7-1 und DIN 1054 [6], [7], [8] in die Geotechnische Kategorie 3, dies ist die Kategorie mit dem höchsten Schwierigkeitsgrad, einzustufen sind. Alle Projekte zeigen, dass die Baugrund-Tragwerk-Interaktion zu jedem Zeitpunkt des Planungs- und Baufortschrittes zu berücksichtigen ist und dass mit ausreichender Sicherheit die Tragfähigkeit und die Gebrauchstauglichkeit der Bauobjekte sowie benachbarter Konstruktionen gewährleistet werden.

3.1 Innerstädtische Großbaumaßnahme in Frankfurt am Main

Alle großen Infrastruktur- und Hochhausbaumaßnahmen in Frankfurt am Main, die der Geotechnischen Kategorie GK 3 zuzuordnen sind, werden zur Kontrolle der prognostizierten Baugrund-Tragwerk-Interaktion im Rahmen der Beobachtungsmethode überwacht. Aufgrund der städtebaulichen Weiterentwicklung werden in Frankfurt am Main neben Neubaumaßnahmen zunehmend auch Rück- und Umbaumaßnahmen durchgeführt [23].

Im Rahmen der Stadtentwicklung plant die Stadt Frankfurt am Main die Neugestaltung des Areals zwischen Kaiserdom und Rathaus (Römer) in der Innenstadt (Dom-Römer-Areal). Die geplante Neubebauung soll historische Baulinien aufgreifen und teilweise historische Gebäude rekonstruieren. Zur Schaffung der Baufreiheit soll das ehemalige Technische Rathaus bis auf die Untergeschosse zurückgebaut werden.

3.1.1 Projektbeschreibung

Das ehemalige Technische Rathaus wurde zu Beginn der 1970-er Jahre zwischen Römer und Kaiserdom südlich der Braubachstraße errichtet. In weiten Bereichen überdecken das Technische Rathaus und die zugehörige Tiefgarage die unmittelbar vorweg gebaute U-Bahnlinie U4 mit der U-Bahnstation Dom/Römer (Abb. 8 und Abb. 9). Sowohl das Technische Rathaus als auch die Tiefgarage geben ihre Lasten bereichsweise unmittelbar auf das U-Bahnbauwerk ab. Die Abdichtung der im Grundwasser stehenden Bauwerke erfolgte durch eine außen liegende Schwarzabdichtung.

Das ehemalige Technische Rathaus hat bis zu zwölf Obergeschosse, zwei Erdgeschosse und zwei Untergeschosse. Unmittelbar mit den Untergeschossen sind die Tiefgarage mit ebenfalls zwei Untergeschossen und die U-Bahnhaltestelle Dom/Römer verbunden sowie die nach Osten und Westen führenden, eingleisigen U-Bahntunnel verbunden. Die Bestandssituation und den Zustand während des Rückbaus gibt Abb. 10 wieder.

3.1.2 Baugrund- und Grundwasserverhältnisse

Am Projektstandort steht unter dem Kulturschutt und den quartären Sanden und Kiessanden der setzungsaktive, tertiäre Frankfurter Ton an, der ab ungefähr 30 m Tiefe unter Geländeoberfläche von den felsigen Frankfurter Kalken unterlagert wird. Im Rahmen der Baugrunderkundung wurden zwei Grundwasserleiter aufgeschlossen. Der obere Grundwasserleiter liegt in den rolligen Böden des Quartärs, die auf den grundwasserstauenden tertiären bindigen Böden aufliegen. In den Kalksand-, Kalkstein- und Algenkalkschichten des Frankfurter Tons und der Frankfurter Kalke steht der untere, zum Teil gespannte Grundwasserleiter an.

3.1.3 Baugrundverformungen

Das installierte geodätische Messprogramm besteht aus rund 220 Messpunkten im Umfeld des Technischen Rathauses, 110 in der Tiefgarage sowie den Unterschossen des Technischen Rathauses, 30 in der U-Bahnstation Dom/Römer sowie 220 in den U-Bahntunneln. Der messtechnisch überwachte Bereich reicht bis 50 m neben das Technische Rathaus. Die Verformungen an den Blockfugen der Tunnelröhren werden bis zu einer Entfernung von 80 m vom Bauort erfasst.

Exemplarisch für die aufgetretenen Verformungen werden die Messwerte maßgebender geodätischer Punkte auf dem Projektareal dargestellt (Abb. 8). Die Punkte 1 bis 4 liegen jeweils im Untergeschoss des Technischen Rathauses im Bereich der 3 Türme (Messpunkte 1 bis 3) und des Sitzungstraktes (Messpunkt 4). Messpunkt 5 liegt in der nördlichen, nach Westen abgehenden Tunnelröhre direkt nach dem Übergang Stationsbauwerk/Tunnel.

Bisher wurden alle Geschosse einschließlich der Decken, Wände und Stützen der beiden Untergeschosse des Technischen Rathauses zurückgebaut. Die neuen Decken, Wände und Stützen der beiden Untergeschosse wurden größtenteils bereits errichtet. Lediglich im Bereich des Messpunktes 2 ist die Decke über 1. UG noch herzustellen. Zur Gewährleistung der Sicherheit gegen Auftrieb der bis zu 7,80 m tief im

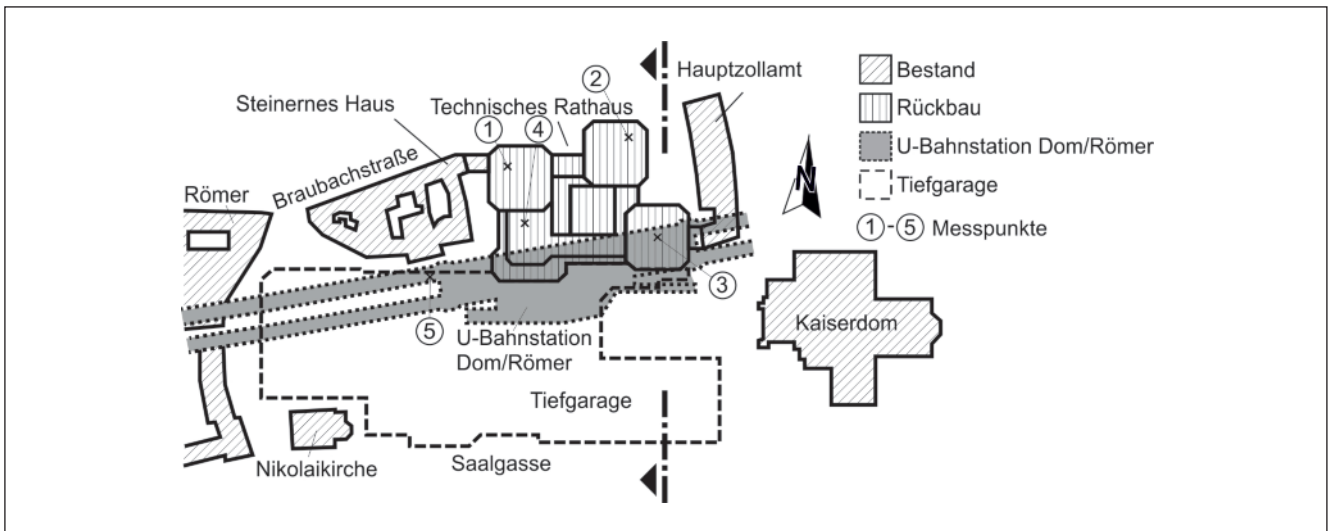


Abb. 8: Lageplan des Dom-Römer-Areals

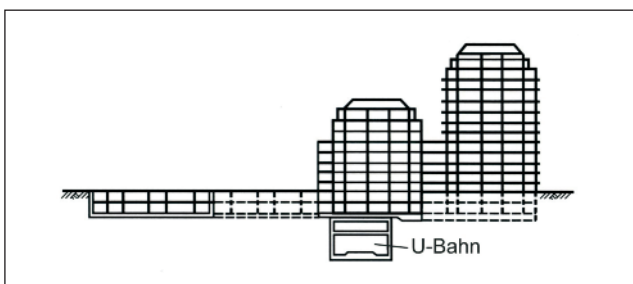


Abb. 9: Schnitt aus Abb. 8

Grundwasser stehenden Untergeschosse wurde für die Bauzeit ein Ballastierungs- und Flutungskonzept erarbeitet.

Die Reduktion und der Neubau der Geschosse beziehungsweise Bauteile und die damit in Zusammenhang gemessenen Verformungen sind in **Abb. 11** dargestellt. Beginnend mit dem Rückbau zeigen sich an den ausgewiesenen Messpunkten 1 bis 4 Hebungen, die zwischen rund 2 cm und 8 cm liegen. Vorhanden sind die Wände, Decken und Stützen des 1. und 2. Untergeschosses. Die gemessenen Hebungen neben dem Rückbauareal (Messpunkt 5) betragen weniger als 1,0 cm.

Die Hebungen des gesamten Projektareals sind als Isolinien in **Abb. 12** dargestellt. Im Bereich des Turmes 2 mit den maximal zurück-

gebauten Geschossen und Bauteilen sind erwartungsgemäß die größten Hebungen von knapp 8 cm festzustellen. Die Hebungen klingen am Rand des Technischen Rathauses mit zunehmender Distanz überproportional ab. An den das Projektareal umgebenden besonderen Bauwerken, wie zum Beispiel dem Kaiserdom, sind, wie erwartet, keine Baugrundverformungen aufgetreten.

3.2 Tunnelbau neben Weltkulturerbe in Barcelona

Hinsichtlich ihrer Baugrund-Tragwerk-Situation stellen Tunnelbauwerke im Vergleich zu Gründungen etc. eine Besonderheit dar, da der Baugrund nicht nur belastet, sondern in seiner Tragstruktur verändert wird. Es wird ein Hohlraum im Baugrund geschaffen, der nicht nur von der Tunnelenschale, sondern vor allem durch die Gewölbetragswirkung des Bodens stabilisiert wird. Alle Tunnelbauwerke sind in die Geotechnische Kategorie GK 3 nach EC 7-1 und DIN 1054 [6], [7], [8] einzustufen und die Bauausführung mit der Beobachtungsmethode zu begleiten.

Gerade an Tunnelbauwerke in dicht bebauten Innenstadtlagen sind die Anforderungen hinsichtlich der Minimierung der Einwirkungen auf den Bestand, teilweise mit großer historischer oder kultureller Bedeutung, besonders hoch. Die Wechselwirkungen zwischen Bestand, bautechnischen Eingriffen durch den Tunnel, Baugrund und Grundwasser sind hochgradig komplex. Andererseits werden genau in diesen dicht besiedelten Gebieten Tunnelbauwerke zur Bewältigung des erhöhten



Abb. 10. Dom-Römer-Areal mit Technischem Rathaus vor (links) und während des Rückbaus (rechts)

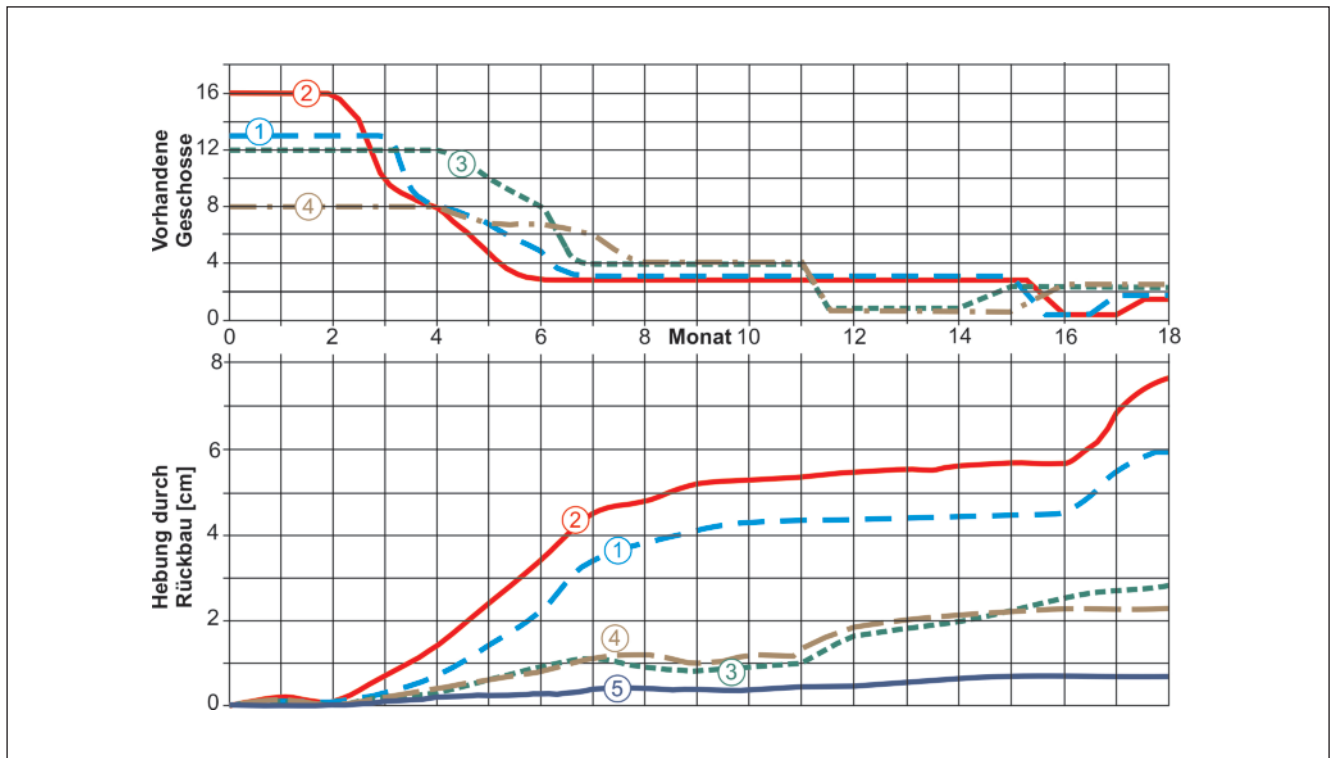


Abb. 11: Gemessene Hebungen im Bereich Technisches Rathaus (1 bis 5 siehe Abb. 8)

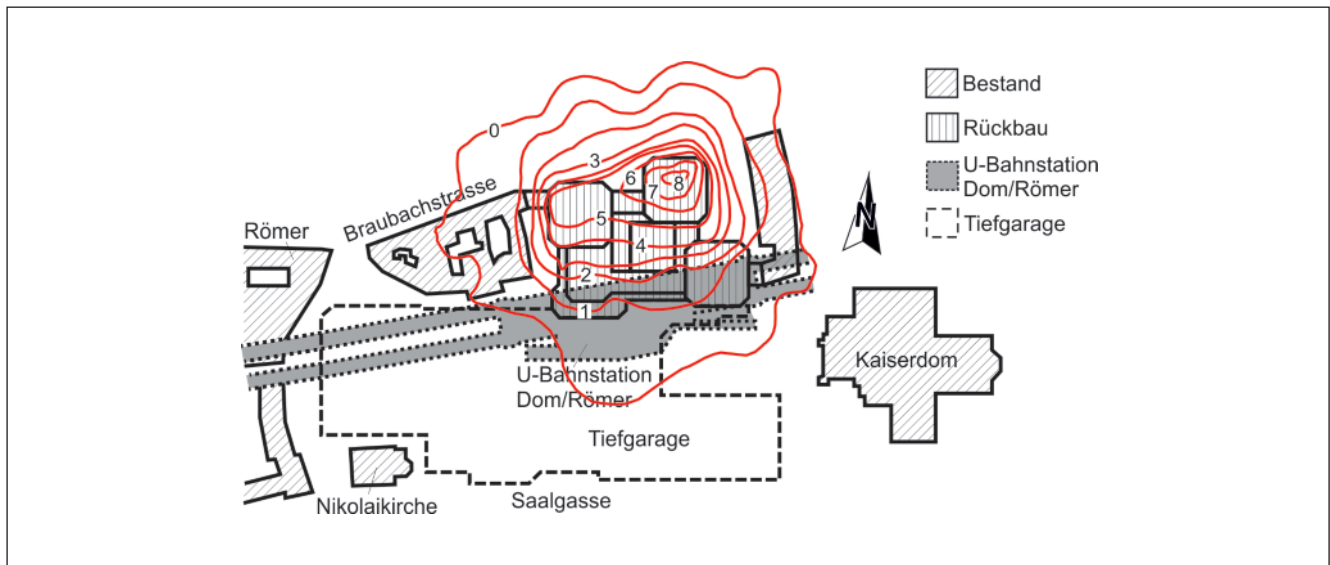


Abb. 12: Gemessene Hebungen im gesamten Projektareal [cm]

Verkehrsaufkommens benötigt. In zahlreichen europäischen Großstädten, so auch zum Beispiel in Barcelona, werden derzeit Tunnelbauprojekte realisiert.

3.1.1 Projektbeschreibung

Im Rahmen des Neubaus der Hochgeschwindigkeits-Eisenbahnstrecke von Madrid über Barcelona bis zur französischen Grenze, die Spanien an das bestehende europäische Netz anschließen soll, wird derzeit im Stadtzentrum von Barcelona ein 5,6 km langer Tunnel gebaut. Die Tunnelstrecke verläuft direkt neben der berühmten Kirche der „Sagrada Familia“ (Abb. 13). Die Sagrada Familia ist eine seit 1882 im Bau befindliche Kirche, die sich insbesondere durch ihre außergewöhnliche Tragstruktur und die Vereinigung der architektonischen Stile vieler Epochen auszeichnet. Sie gehört als Werk des Architekten Antoni Gaudí zum UNESCO Weltkulturerbe.

Der als zweigleisiger Tunnel für die AVE-Züge (AVE = Alta Velocidad Española) auszubauende Tunnel verbindet die beiden Bahnhöfe „Sants“ und „La Sagrera“ (Abb. 14).

Der AVE-Tunnel wird zwischen den An- und Ausfahrtsbereichen mit einer Tunnelbohrmaschine (TBM) mit Erddruckschild (earth pressure balanced shield = EPB) aufgeföhren. Der Tunnelvortrieb wurde im Juni 2011 abgeschlossen. Derzeit erfolgt der Innenausbau. Der äußere Durchmesser des einschaligen Tunnels beträgt 11,55 m.

3.2.2 Baugrund- und Grundwasserverhältnisse

Im Stadtzentrum Barcelonas wird der oberflächennahe Baugrundaufbau hauptsächlich durch quartäre und tertiäre Sedimente der Flüsse Besós im Norden und Llobregat im Süden bestimmt, deren Schichten leicht zur Küste hin einfallen. Unterhalb von künstlichen



Abb. 13: Blick auf das Dach der Sagrada Família in Barcelona

Auffüllungen, die eine Dicke von bis zu 2 m haben, folgen die quartären Schichten, deren Dicke von 4 m bis zu 20 m reicht. Im oberen Bereich des Quartärs liegen schluffige, teilweise auch kiesige rötliche Tone vor. Darunter folgen Wechsellagerungen von schluffigem Sand und sandigem Schluff; zum Teil finden sich auch reine Sandlagen im Quartär.

Unter dem Quartär folgen tertiäre, schluffige Sande, in die wenige Zentimeter bis zu mehrere Meter dicke Tonbänder eingelagert sind. Diese sandigen tertiären Schichten reichen im westlichen Bereich des Tunnels bis zur Endtiefe der Erkundungsbohrungen von ungefähr 60 m. Im östlichen Bereich liegt ab einer Tiefe von rund 25 m tertiärer Ton vor (Abb. 15).

Das Grundwasser fließt im Stadtzentrum Barcelonas in mehreren Grundwasserstockwerken, die teilweise miteinander korrespondieren, da die dichtenden Tonschichten im Tertiär nicht großflächig durchgängig sind. Das oberste Grundwasserstockwerk bildet einen freien Grundwasserspiegel aus, die tieferen Grundwasserleiter sind teilweise

gespannt. Das Grundwasser hat ein natürliches Gefälle in Richtung Mittelmeer.

Der freie Grundwasserspiegel steht an der Sagrada Família in einer Tiefe von etwa 16,5 m unter der Geländeoberfläche an, das heißt, auf einem Niveau von circa 13,5 mNN.

Die Tunnelsohle liegt maximal in einer Tiefe von rund 40 m unter der Geländeoberfläche und im Mittel 19 m tief unter dem Grundwasserspiegel.

3.2.3 Besondere Bedeutung der Baugrund-Tragwerk-Interaktion bei historischer Nachbarbebauung

Die Tunnelführung in direkter Nachbarschaft von kulturell wichtigen und wertvollen historischen Bauwerken stellt nicht nur besonders hohe Anforderungen an die Bauausführung, sondern insbesondere im Vorfeld der Baumaßnahme an die geotechnische Modellbildung im Rahmen der Planung. Es waren nicht nur das Tragwerk „Tunnel“ und der Baugrund und dessen mechanisches Verhalten zu modellieren, sondern insbesondere das Tragwerk und die Gebrauchstauglichkeit des benachbarten Gebäudes zu berücksichtigen.

Für die Sagrada Família stellte dies in mehrfacher Hinsicht eine Schwierigkeit dar:

- Die Kirche wird mit insgesamt 18 Türmen mit maximal 170 m Höhe sehr hohe Lasten in den Baugrund abtragen.
- Die Kirche ist noch nicht fertiggestellt, sondern befindet sich im Bau, das heißt, es sind veränderliche Belastungszustände zu berücksichtigen.
- Aufgrund der historischen Plansituation konnte die Gründungssituation sowie die Statik dieser Kirche nicht vollständig erfasst werden. Zudem sind bis heute große Teile der Statik noch nicht erstellt, da im Wesentlichen auf der Grundlage von physischen Modellen (aus Gips, etc.) des Architekten Gaudí geplant und gebaut wird.

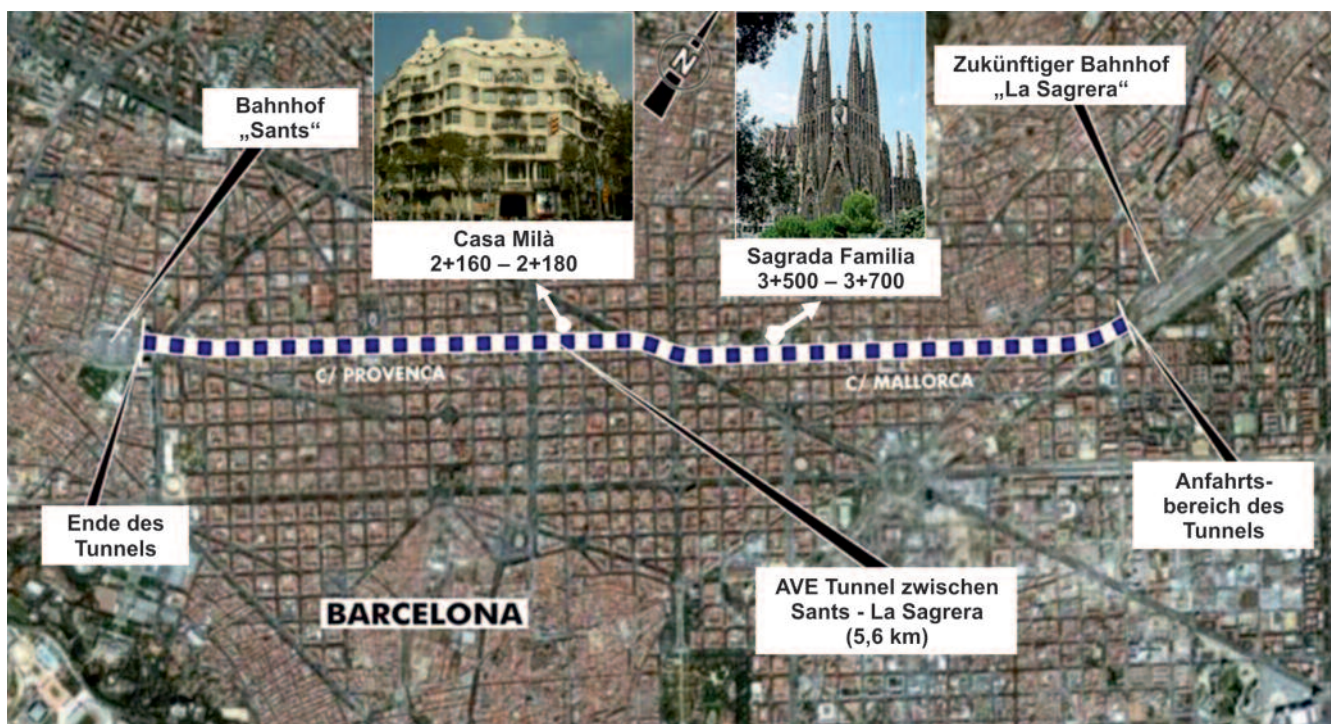


Abb. 14: Lageplan AVE-Tunnel

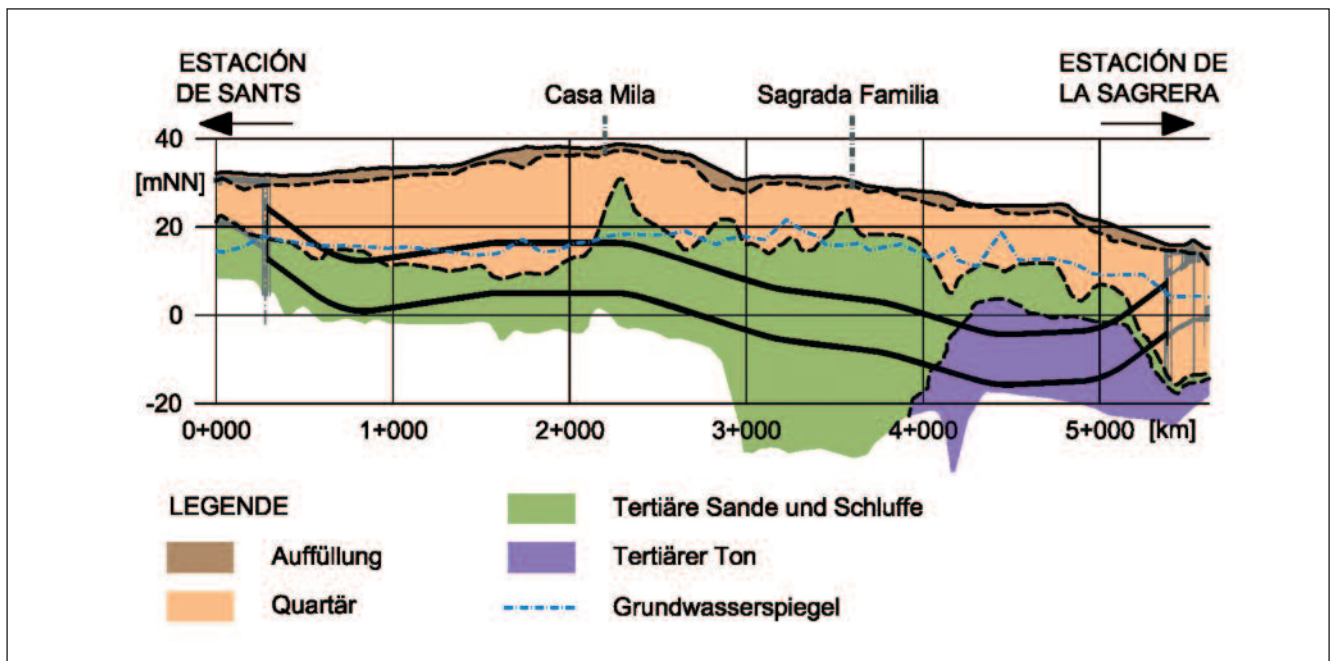


Abb. 15: Geotechnischer Längsschnitt AVE-Tunnel

- Die Kirche ist aufgrund ihres hohen künstlerischen Werts auch wesentlicher tragender Elemente sowie der Fassaden sehr sensibel gegen Verformungen.

Als Baugrund-Tragwerk-Interaktion waren folglich im Rahmen der geotechnischen Modellbildung nicht nur die Auswirkungen der Tunnelbaumaßnahme auf den umgebenden Baugrund und das Nachbarbauwerk Sagrada Familia, sondern auch die Auswirkungen der zukünftig deutlich höheren und anderen Belastung der Sagrada Familia auf den Tunnel zu beachten. Um diese verschiedenen Lastfälle möglichst realitätsnah abbilden zu können, wurden zur Belastungs- und Verformungsprognose Rechenmodelle entwickelt, die sowohl Tunnel und den Baugrund als auch das Tragwerk der Sagrada Familia und die Baugrundsichtung umfassten (Abb. 16).

3.2.4 Verformungsmessungen im Rahmen der Beobachtungsmethode

Auf der Grundlage von umfangreichen numerischen Berechnungen und Simulationen (Prognosen) wurden für den Bau des AVE-Tunnel im Vorfeld der Baumaßnahme Kontroll- und Regelgrößen sowie deren während des Baufortschritts einzuhaltenden Grenzwerte definiert und ein Notfallkonzept ausgearbeitet. Die Definition der an den Nachbargebäuden einzuhaltenden Grenzwerte erfolgte in Anlehnung an die Kriterien, die die spanische Verkehrsgesellschaft MINTRA (Madrid Infraestructuras del Transporte) für Tunnelbauprojekte in Spanien veröffentlicht und etabliert hat (Tab. 5).

Die MINTRA-Kriterien umfassen Grenzwerte für drei verschiedene Gefährdungsniveaus für die benachbarten Bauwerke. Die Gefährdungsstufen sind in Abhängigkeit der Gefahr des Auftretens von Schäden an den Bauwerken in grün, gelb und rot:

- Grün** Alle Werte sind im unkritischen Bereich unterhalb des ersten Grenzwertes. Es treten keine Schäden auf.
- Gelb** Die Werte überschreiten die unkritischen Werte, besondere Vorsicht ist geboten, leichte Schäden können auftreten.
- Rot** Die Werte sind im Bereich kritischer Werte, Schäden können auftreten, zusätzliche Sicherungsmaßnahmen sind notwendig.

Für die Kirche der Sagrada Familia wurden die niedrigsten Grenzwerte, das heißt, diejenigen für Monumentalbauten (Tab. 5) ausgewählt, um ein Maximum an Sicherheit für die Struktur zu gewährleisten. Die Anwendung der vorgenannten MINTRA-Grenzwerte führte zur Definition der speziell für die Sagrada Familia gewählten Grenzwerte (Tab. 6).

Die Setzungsbeträge an den Nachbarbauwerken sind dabei reine Kontrollgrößen, wohingegen mit den Regelgrößen, im Wesentlichen maschinentechnische Parameter der Tunnelbohrmaschine, in einem gewissen Rahmen Einfluss auf die Verformungen des zu durchfahrenden Baugrunds genommen werden kann.

Die Einhaltung der Grenzwerte an den maschinentechnischen Parametern wurde durch ein 24-Stunden-Monitoring überwacht.

Des Weiteren wurde ein umfangreiches vermessungstechnisches Monitoringprogramm festgelegt, um die Auswirkungen des Tunnelvortriebs auf den Baugrund und die angrenzenden Gebäude zu erfassen. Es wurden an der gesamten Tunnelstrecke geodätische Messpunkte auf der Geländeoberfläche über der Tunnelachse sowie rechts und links der Achse und an den Fassaden der angrenzenden Gebäude regelmäßig eingemessen. Ein besonders dichtes Raster geodätischer Messpunkte, aber auch automatisch auszuliefernde Prismen, wurde in der Nähe und innerhalb der Sagrada Familia installiert.

Die Baugrundverformungen werden darüber hinaus von Extensometern, die in zwei Tiefen über der Tunnelachse installiert wurden, und Inclinometern rechts und links der Tunnelachse erfasst.

Alle Messwerte wurden in einem Kontrollsystem erfasst und permanent einem Soll/Ist-Vergleich zu den zuvor mit rechnerischen Prognosen ermittelten Werten unterzogen. Die durch den Tunnelvortrieb hervorgerufenen Setzungen an der Geländeoberfläche betragen auf der gesamten Tunnelstrecke maximal nur rund 0,5 cm und liegen damit deutlich unter den prognostizierten Werten.

Die Kirche der Sagrada Familia wurde zwischen dem 9. und dem 17. Oktober 2010 von der Tunnelbohrmaschine passiert. Die an der dem

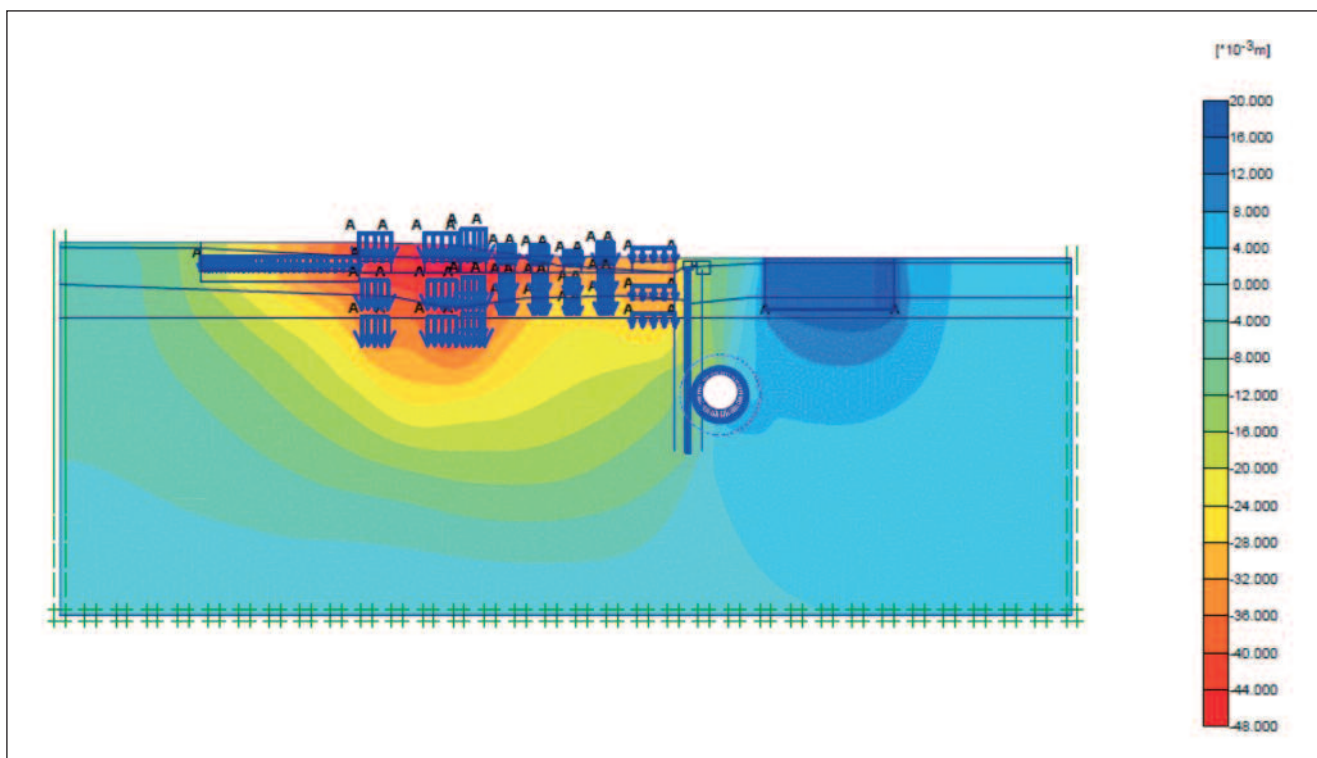


Abb. 16: Beispielschnitt einer Verformungsberechnung für Sagrada Familia und AVE-Tunnel, Setzungen in [mm]

Grenzwerte für die Auswirkungen des Tunnelbaus auf die Umgebung	Zulässige Setzungen [cm]			Winkelverdrehung [cm/m]			Horizontalverformung [%]		
	Grün	Gelb	Rot	Grün	Gelb	Rot	Grün	Gelb	Rot
Gebiete ohne Bebauung	<5,0	5,0 bis 10,0	>10,0	<1,00	1,00 bis 2,00	>2,00	<1,50	1,50 bis 2,00	>2,0
Nachbargebäude mit Pfahl- oder Plattengründungen in gutem Zustand, Leitungen (ausgenommen Gasleitungen)	<2,0	2,0 bis 3,0	>3,0	<0,10	0,10 bis 0,20	>0,20	<0,15	0,15 bis 0,20	>2,0
Benachbarte unterirdische Bauwerke oder Bestandstunnel	<1,5	1,5 bis 2,5	>2,5	<0,05	0,05 bis 0,10	>0,10	<0,15	0,15 bis 0,20	>2,0
Nachbargebäude mit Flachgründungen, ohne sichtbare Schäden	<1,0	1,0 bis 1,5	>1,5	<0,05	0,05 bis 0,10	>0,10	<0,15	0,15 bis 0,20	>2,0
Nachbargebäude mit Flachgründungen mit vorhandenen Schäden, Monumentalbauten, Gebäude mit mehr als 10 Geschossen, Gasleitungen	<0,5	0,5 bis 1,0	>1,0	<0,033	0,033 bis 0,05	>0,05	<0,05	0,05 bis 0,10	>1,0
Bestandstunnel	Durchbiegung bzw. Aufwölbung: 1.0 cm/10 m								

Tabelle 5: Allgemeine Grenzwerte gemäß MINTRA (Madrid Infraestructuras del Transporte)

	Grün	Gelb	Rot
Setzungen der Oberfläche oberhalb der Tunnelachse	<2,0 cm	2,0 – 3,0 cm	>3,0 cm
Setzungen an der Gloria Fassade sowie an dem alten Teil der Sagrada Familia, der zum UNESCO Weltkulturerbe zählt	<0,50 cm	0,50 cm – 1,00 cm	>1,00 cm
Verdrehung der Gesamtstruktur der Sagrada Familia	<1/3.000	1/3.000 – 1/2.000	>1/2.000
Horizontale Verformung in der Bewegungsfuge zwischen Gloria Fassade und Hauptschiff (in 45 m Höhe)	<0,375 cm	0,375 cm – 0,75 cm	>0,75 cm
Rissbreitenvergrößerung bestehender Risse (Referenzlänge 1 m)	<0,05 cm	0,05 cm – 0,10 cm	>0,10 cm

Tabelle 6: Speziell für die Sagrada Familia gewählte Grenzwerte

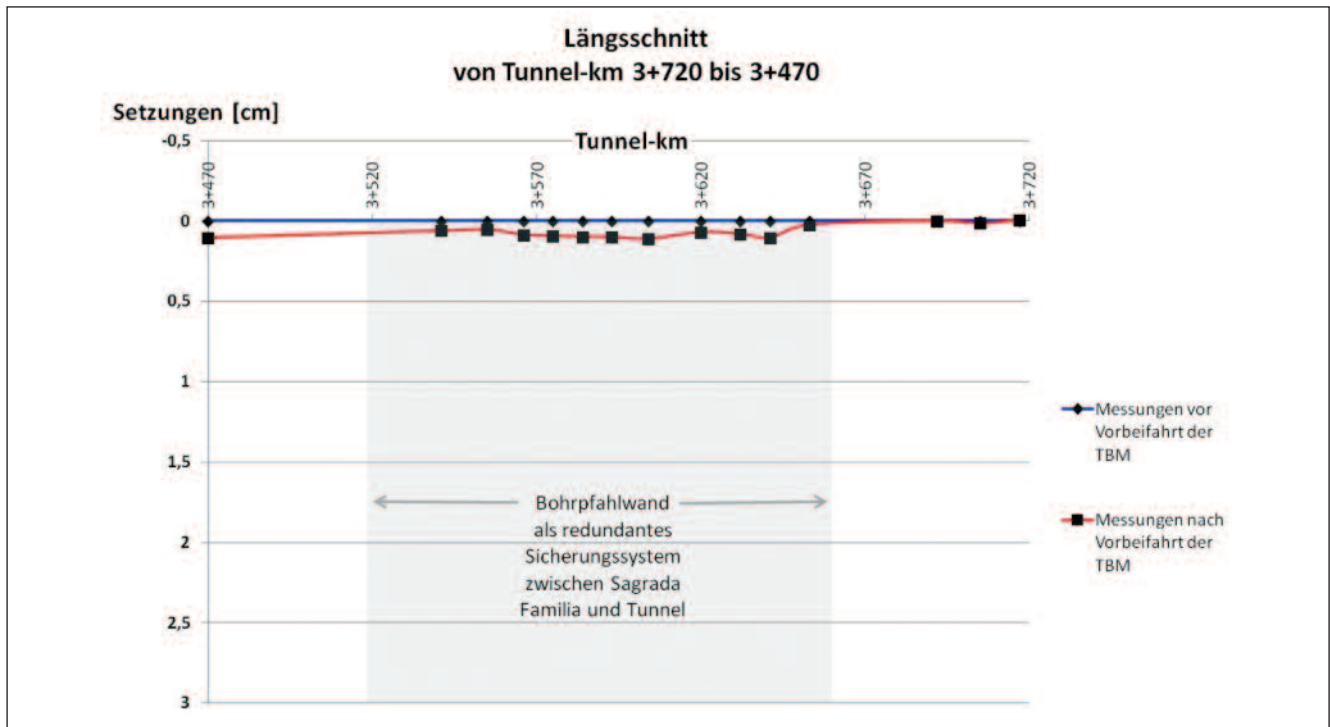


Abb. 17: Oberflächensetzungen in der Tunnelachse im Bereich der Sagrada Familia (Längsschnitt)

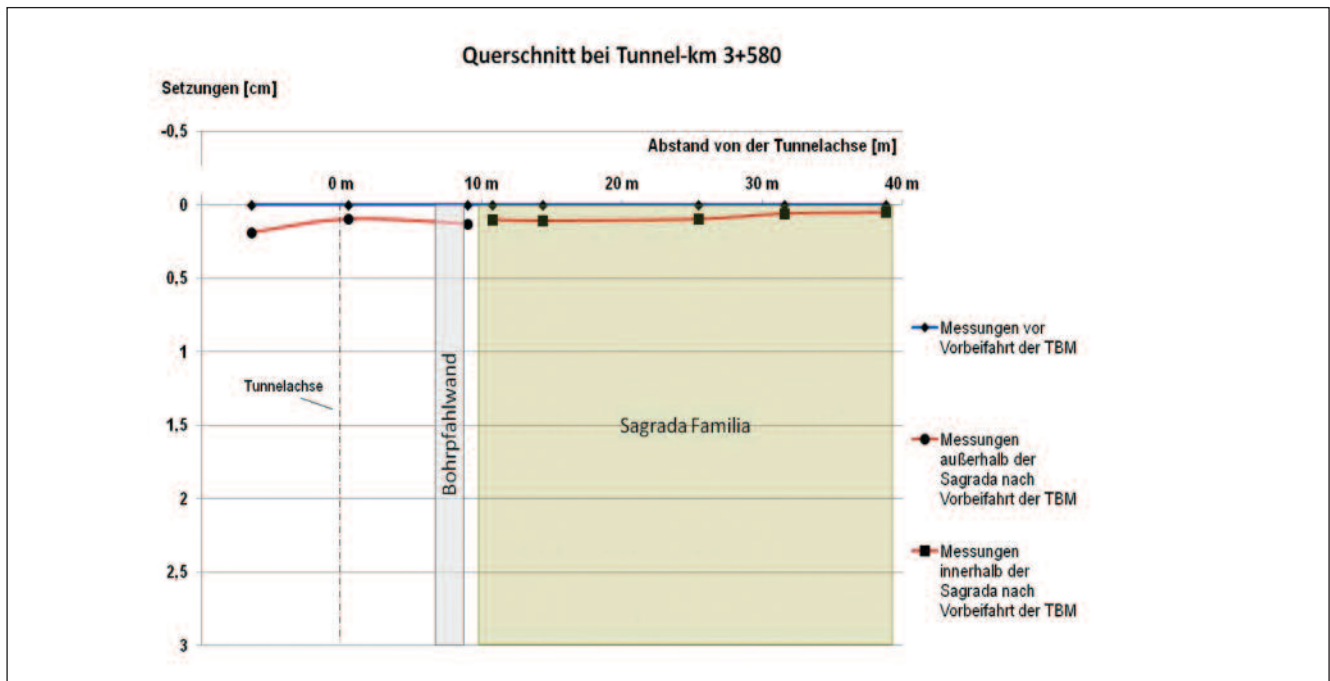


Abb. 18: Oberflächensetzungen in der Tunnelachse im Bereich der Sagrada Familia (Querschnitt)

Tunnel zugewandten Gloria-Fassade der Sagrada Familia gemessenen Setzungen betragen maximal nur 0,1 cm, das heißt, sie liegen im Bereich der Messgenauigkeit (siehe beispielhaft in den Messquerschnitten in **Abb. 17** und **Abb. 18**). Die Tunnelbohrmaschine hatte aufgrund der sorgfältigen Planung, Bauausführung und des permanenten Monitorings keine bautechnisch beziehungsweise messtechnisch identifizierbare Wirkung auf die Sagrada Familia.

3.3 Gründungskonzept für das nächste, höchste Hochhaus der Welt

3.3.1 Projektbeschreibung

Im Norden der am Roten Meer gelegenen Stadt Jeddah (**Abb. 19**),

des Königreiches Saudi Arabien, ist das mit 1001 m zurzeit höchste Hochhaus der Welt geplant. Diese „landmark“ ist Teil beziehungsweise das Zentrum eines komplett neuen Stadtteils von Jeddah nördlich des Obhur Creek inmitten der Wüste und einer Entfernung von etwa 1,25 km zum Roten Meer. Das direkt zum Kingdom Tower zählende Grundstück hat eine Größe von 85.000 m², der Towergrundriss selbst besitzt eine Grundfläche von ungefähr 3.720 m². Die gesamte Entwicklungsfläche umfasst nach derzeitigem Stand circa 3,5 Millionen m² (**Abb. 20**).

Das geplante Gründungsdesign sieht vor, die Gesamtlast des Towers über 270 Bohrpfähle, die im Towergrundriss in regelmäßigen Abstän-



Abb. 19: Lageplan Standort Kingdom Tower, Jeddah



Abb. 20: Lageplan der gesamten Entwicklungsfläche

den angeordnet sind und Durchmesser zwischen 1,5 m (226 Stück.) und 1,8 m (44 Stück.) bei Pfahllängen zwischen 45 m und 105 m aufweisen, abzutragen. Die Fundamentplatte beteiligt sich hierbei rechnerisch mit etwa 25 bis 30% am Abtrag der Gesamtlast des Towers. Die rechnerisch dabei auftretende Sohlspannung beträgt im Mittel ungefähr 625 kN/m^2 . Die Baugrubensohle liegt bei rund 1,0 m MSL (Mean Sea Level) und damit 2 m bis 4 m unter der Geländeoberfläche.

Das Gesamtgewicht des Kingdom Towers beträgt rund 8.800 MN inklusive der 4,5 m bis 5 m dicken Fundamentplatte. Hieraus resultiert eine mittlere Sohlpressung von $2,4 \text{ MN/m}^2$. Die Horizontalbelastung aus Windbeanspruchung beträgt ungefähr 125 MN. Die Lasten aus dem Tower werden über das massive Wandsystem des Towers abgetragen. Insgesamt sind vier verschiedene Wandtypen, die Kernwände (triangular core walls), die Seitenwände (fin walls), die Flurwände (corridor walls) und die Stirnwände (end walls) zu nennen.

Im Gebrauchslastfall (Lastfall G+Q) werden von den Kern- und Flurwänden Lasten von jeweils rund 520 bis 580 MN, von den Stirnwänden jeweils rund 450 bis 540 MN und von den Seitenwänden jeweils 52 bis 110 MN in die Fundamentplatte eingeleitet.

Für den Lastfall G+Q betragen die resultierenden Pfahlkräfte am Pfahlkopf gemäß den Berechnungen 18 bis 39 MN.

3.3.2 Baugrund- und Grundwasserverhältnisse

Zur Erkundung der Baugrund- und Grundwasserverhältnisse wurden umfangreiche Untersuchungen durchgeführt. Insgesamt wurden sechzehn Bohrungen zwischen 40 und 200 m Tiefe ausgeführt, in denen verschiedene in-situ-Versuche wie Einpressversuche, Versuche zur Bestimmung der Scherwellen und Kompressionswellengeschwindigkeiten und Bohrlochaufweitungsversuche sowie sehr umfangreiche Laborversuche durchgeführt. Die Baugrund- und Grundwasserverhältnisse im Bereich des Towergrundrisses lassen sich auf der Basis der Erkundungsergebnisse wie folgt zusammenfassend beschreiben:

Die Geländeoberfläche liegt auf einem Niveau zwischen 3 m und 5 m MSL (Mean Sea Level). Oberflächennah stehen schluffige Sande mit einer Schichtdicke von 0,5 m bis 2 m an (Abb. 21).

Unterlagert wird der schluffige Sand von einem Korallenkalkstein, der eine Schichtdicke von 45 m bis 50 m aufweist und dessen Basis auf einem Niveau von -43 m MSL bis -50 m MSL liegt. Im Liegenden des Korallenkalksteins sind Schluffsteinlagen und verfestigter Kies eingeschaltet. Die Dicke dieser Schichten beträgt 0,5 m bis 4 m, und die Basis liegt auf einem Niveau von -40 m MSL bis -48 m MSL .

Darunter folgt der sogenannte obere Kies beziehungsweise ein zersetztes Konglomerat mit einer Dicke von 2,5 m bis 7 m. Die Schichtuntergrenze wurde typischerweise bei -49 m MSL bis -52 m MSL angetroffen; vereinzelt sind auch dünne Lagen aus Schluffstein beziehungsweise Linsen aus Korallenkalk mit mehreren Metern Dicke eingeschaltet.

Die nächste Schichteinheit wird von einem schwach verfestigten beziehungsweise zersetzten Sandstein gebildet, der eine Schichtdicke zwischen 36 und 48 m aufweist und zwischen einer Tiefe von 52 m MSL bis 105 m MSL anzutreffen ist. In dieses Schichtpaket sind vereinzelt Kies beziehungsweise Konglomerate eingelagert.

Unterlagert wird diese Schicht von dem sogenannten unteren Kies beziehungsweise Konglomerat mit einer Dicke von 2,5 m bis 9,0 m und einer Schichtuntergrenze bei -90 m MSL bis -110 m MSL . Darunter folgt bis zur maximalen Erkundungsendtiefe von etwa 200 m der Sandstein (Abb. 21). Das Grundwasser wurde in einer Tiefe von rund 0,2 m MSL bis -1 m MSL angetroffen.

Neben den vorbeschriebenen Baugrunderkundungsmaßnahmen wurden insgesamt vier Pfahlprobelastungen an Testpfählen, eine Probelastung an einem Einzelfundament und eine horizontale Probelastung an Pfählen ausgeführt (Abb. 22).

Gemeinsam mit den Laborversuchen und den Feldversuchen liefert insbesondere die Auswertung der Last-Setzungslinie der Testpfähle sowie des Einzelfundamentes die maßgebenden Baugrundparameter, nämlich die Steifigkeit des Baugrundes respektive die Steifigkeit der unterschiedlichen Boden-/Felschichten, die in Form eines Steifigkeitsprofils des Baugrundes in der Gründungsberechnung verwendet werden. Hierbei wird zunächst eine Bandbreite der Baugrundsteifigkeit in Form einer oberen und unteren Grenzbetrachtung für das Gründungsdesign verwendet, um die Sensitivität der Baugrundsteifigkeit auf die Berechnungsergebnisse und insbesondere auf die Baugrund-Trag-

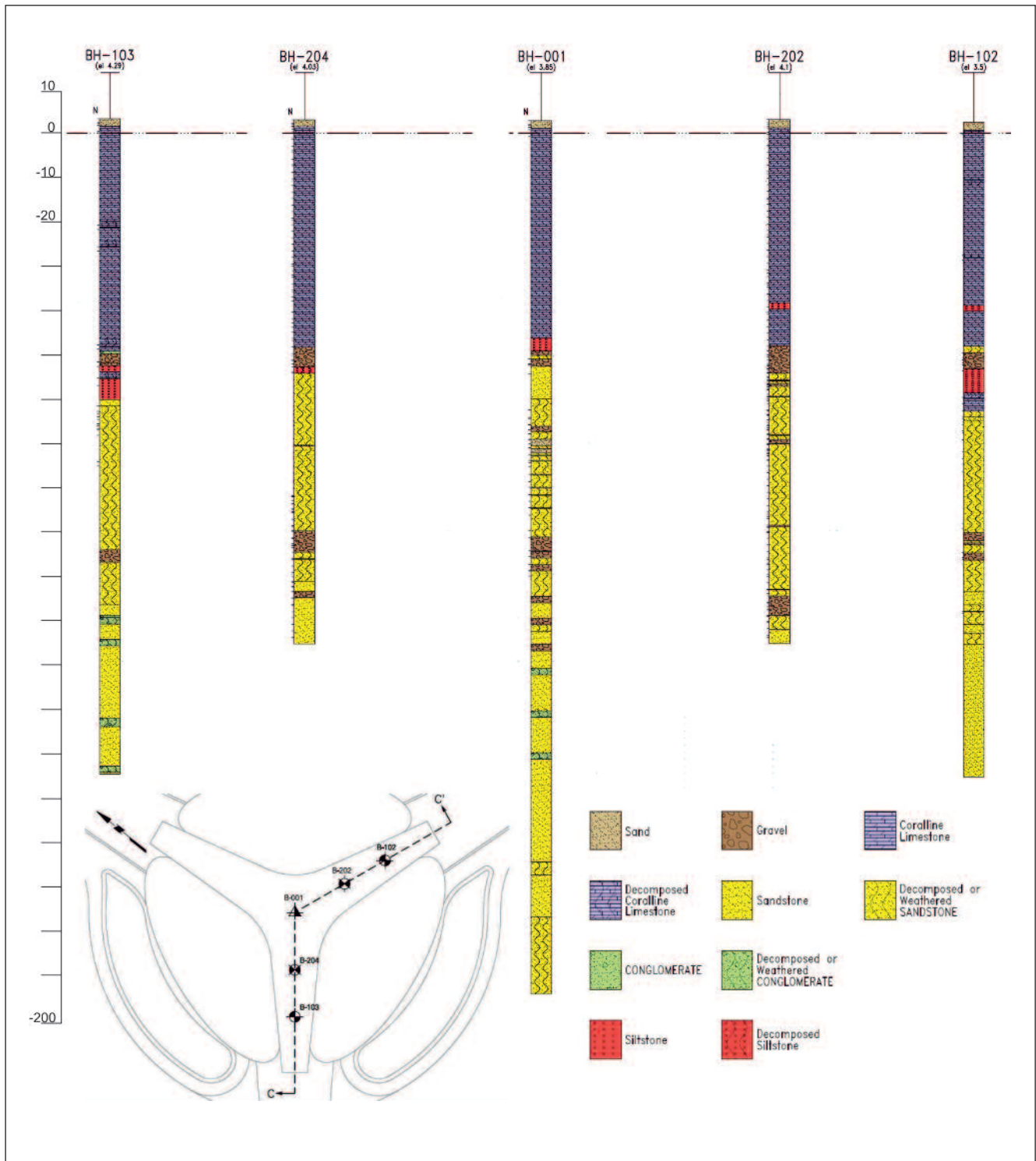


Bild 21: Geotechnischer Schnitt C-C'

werk-Interaktion beurteilen zu können und um die seitens des Tragwerksplaners vorgegebenen Verformungskriterien (maximale Verformungsdifferenz zwischen Kern und Ende des Flügels von 25 mm) rechnerisch zu erfassen und durch ein entsprechendes Gründungsdesign rechnerisch zu gewährleisten.

3.3.3 Einfluss des geotechnischen Prüfprozesses auf das Gründungsdesign

Das finale Gründungsdesign wird letztlich auf der Basis eines so genannten „best estimated“- Steifigkeitsprofils des Baugrundes durchgeführt und die Pfahllängen entsprechend so angepasst beziehungsweise variiert, dass die Verformungskriterien eingehalten werden.

Das Hauptaugenmerk unserer geotechnischen Prüfung richtet sich dabei neben der Prüfung der Baugrunderkundung, der zutreffenden Ableitung der bodenmechanischen Parameter und des Gründungsdesigns im Allgemeinen insbesondere auf die richtige und realitätsnahe Erfassung der Baugrund-Tragwerk-Interaktion zur Optimierung der Gründung in technischer wie auch – auf besonderen Bauherrenwunsch – in wirtschaftlicher Hinsicht.

Auf der Basis der vorliegenden Berechnungen zum Gründungsdesign sowie der Informationen aus den Pfahlprobelastungen und den Baugrunderkundungsmaßnahmen konnte bezüglich der Gründung ein Einsparpotential von rund 40% der Pfahlmassen aufgezeigt werden.



Abb. 22: Links: Probelastung Einzelfundament, rechts: Probepfahl mit Osterbergzellen

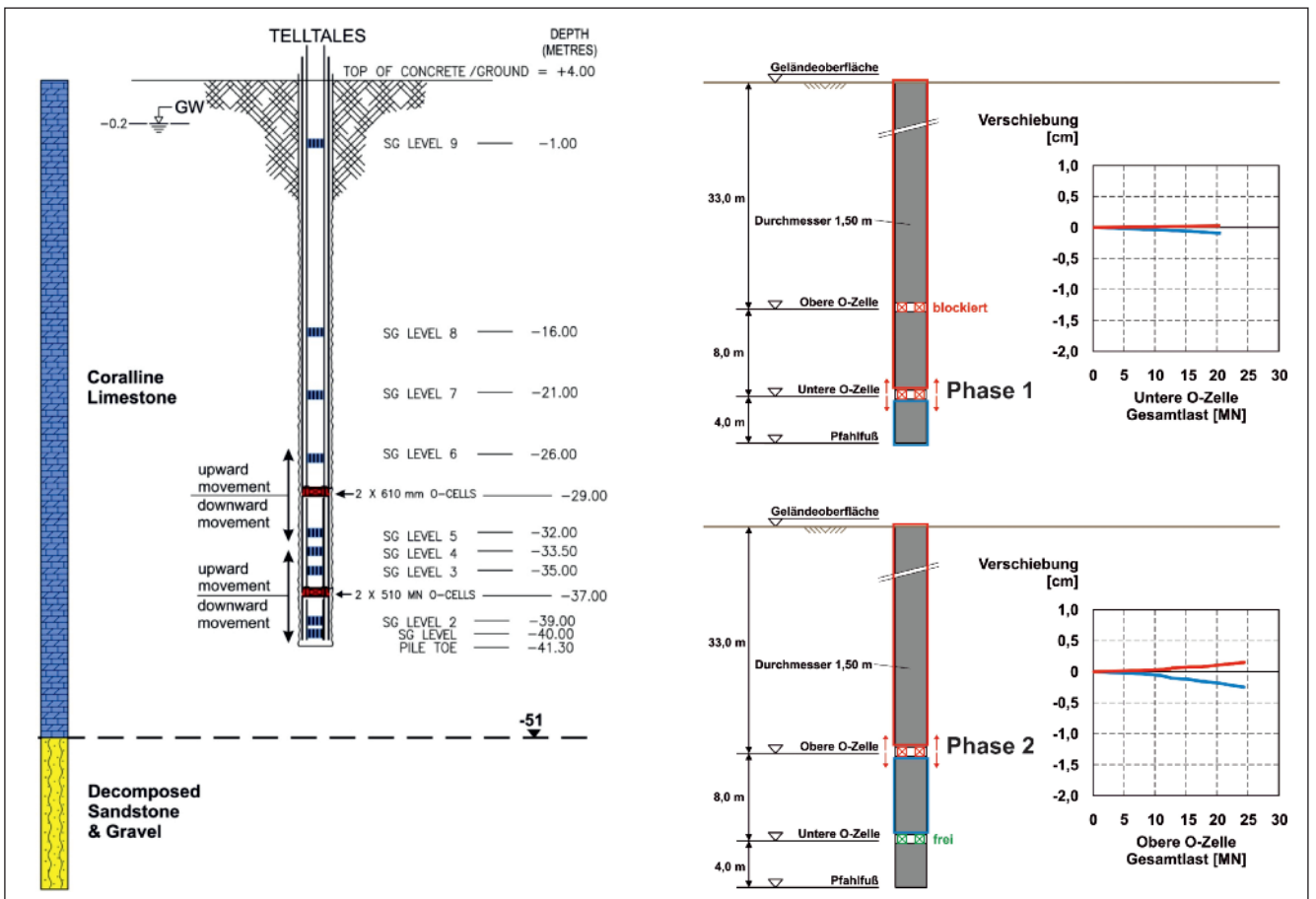


Abb. 23: Probelastung, dargestellt exemplarisch am Testpfahl TP1 – Multilevel-Test

Dies resultiert im Wesentlichen aus den folgenden Randbedingungen:

- Berücksichtigung der Steifigkeit der aufgehenden Konstruktion,
- Ausnutzung der Tragwirkung und der Sicherheitsphilosophie einer Kombinierten Pfahl- Plattengründung,
- Realitätsnahe Abbildung/Berücksichtigung der Baugrund-Tragwerk-Interaktion,
- Ermittlung der Baugrundsteifigkeit maßgeblich auf der Basis der vorliegenden großmaßstäblichen „full scale“-Versuche der Probelastungen im Sinne einer Erfassung der Gebirgssteifigkeit.

4 Literatur

- [1] Moormann, C. (2002): Trag- und Verformungsverhalten tiefer Baugruben in bindigen Böden unter besonderer Berücksichtigung der Baugrund-Tragwerk-Interaktion und der Baugrund-Grundwasser-Interaktion. Mitteilungen des Institutes und der Versuchsanstalt für Geotechnik der Technischen Universität Darmstadt, Heft 59.
- [2] Katzenbach, R., Leppla, S., Weidle, A., Werner, A. (2011): Das Vier-Augen-Prinzip in der Geotechnik: Der Prüfsachverständige für Erd- und Grundbau. Geotechnik-Kolloquium anlässlich des 60. Geburtstages von Prof. Dr.-Ing. Dietmar Placzek, Universität Duisburg-Essen, 26. Mai 2011, Essen, 255-267.
- [3] Katzenbach, R., Zilch, K., Moormann, C. (2012): Baugrund-Tragwerk-Interaktion. Handbuch für Bauingenieure – Technik, Organisation und Wirtschaftlichkeit, Springer-Verlag, Heidelberg, 1471-1490.
- [4] Hanisch, J., Katzenbach, R., König, G. (2002): Kombinierte Pfahl-Plattengründungen. Verlag Ernst & Sohn, Berlin.
- [5] Deutsche Gesellschaft für Geotechnik e.V. (2012): Empfehlungen des Arbeitskreises „Pfähle“: EA-Pfähle. 2. Auflage, Verlag Ernst & Sohn, Berlin.
- [6] DIN 1054:2010 Baugrund: Sicherheitsnachweise im Erd- und Grundbau – Ergänzende Regelungen zu DIN EN 1997-1. Beuth Verlag, Berlin.
- [7] DIN EN 1997-1:2009 Eurocode 7: Entwurf, Berechnung und Bemessung in der Geotechnik – Teil 1: Allgemeine Regeln, Deutsche Fassung EN 1997-1:2004 + AC:2009. Beuth Verlag, Berlin.
- [8] DIN EN 1997-1/NA:2010 Nationaler Anhang – National festgelegter Parameter – Eurocode 7: Entwurf, Berechnung und Bemessung in der Geotechnik – Teil 1: Allgemeine Regeln. Beuth Verlag, Berlin.
- [9] DIN EN 1990:2010 Eurocode: Grundlagen der Tragwerksplanung; Deutsche Fassung EN 1990:2002 + A1:2005 + A1:2005/AC:2010. Beuth Verlag, Berlin.
- [10] DIN EN 1990/NA:2010 Nationaler Anhang – National festgelegte Parameter – Eurocode: Grundlagen der Tragwerksplanung. Beuth Verlag, Berlin.
- [11] DIN 1054:2005 Baugrund: Sicherheitsnachweise im Erd- und Grundbau. Beuth Verlag, Berlin.
- [12] Katzenbach, R., Schuppener, B., Weidle, A., Ruppert, T. (2011): Grenzzustandsnachweise in der Geotechnik nach EC 7-1. Bauingenieur 86, Heft 7/8, Springer-Verlag, Heidelberg, 356-363.
- [13] Schuppener, B. (Hrsg.) (2012): Kommentar zum Handbuch Eurocode 7 – Geotechnische Bemessung, Band 1: Allgemeine Regeln. Verlag Ernst & Sohn, Berlin.
- [14] Katzenbach, R., Bachmann, G., Gutberlet, Chr. (2006): Einführung in das Teilsicherheitskonzept. Fortbildungsseminar zur neuen DIN 1054:2005, Hochtief Construction AG, Frankfurt am Main.
- [15] DIN 1054:2003-01 Baugrund: Sicherheitsnachweise im Erd- und Grundbau. Beuth Verlag, Berlin.
- [16] DIN 4020:2002-08 Geotechnische Untersuchungen für bautechnische Zwecke. Beuth Verlag, Berlin.
- [17] Katzenbach, R., Gutwald, J. (2003): Interaktion in der Geotechnik – Baugrunderkundung, Bemessung, Bauausführung und Beobachtungsmethode. DIN-Gemeinschaftstagung „Bemessung und Erkundung in der Geotechnik – Neue Entwicklungen im Zuge der Neuauflage der DIN 1054 und DIN 4020 sowie der europäischen Normung“, Heidelberg, 8-1 – 8-24.
- [18] Katzenbach, R., Bachmann, G., Ramm, H., Waberseck, T., Dunaevskiy, R. (2008): Monitoring of geotechnical constructions – an indispensable tool for economic efficiency and safety of urban areas. International Geotechnical Conference, St. Petersburg, Russland, 695 – 699.
- [19] Katzenbach, R., Bachmann, G. (2007): Continuous monitoring of deep excavation pits for damage prevention. 7th International Symposium on Field Measurements in Geomechanics, ASCE, Boston, USA.
- [20] Katzenbach, R., Moormann, Ch. (2006): Experimentelle und rechnerische Untersuchungen zum Tragverhalten räumlicher Aussteifungssysteme von Tiefen Baugruben. Bauingenieur 81, Heft 9, Springer-Verlag, Heidelberg, 373 – 386.
- [21] Katzenbach, R., Bachmann, G. (2006): Sicherheit und Systemoptimierung durch Monitoring in der Geotechnik. 29. Darmstädter Massivbauseminar, Darmstadt, 251 -265.
- [22] Katzenbach, R., Weidle, A., Hoffmann, H., Vogler, M. (2006): Beherrschung des Risikopotenzials Tiefer Baugruben im urbanen Umfeld – Aktuelle Szenarien. Vorträge der Baugrundtagung 2006 in Bremen, Deutsche Gesellschaft für Geotechnik e. V. (DGGT), 135-142.
- [23] Katzenbach, R., Leppla, S., Seip, M. (2011): Das Verformungsverhalten des Frankfurter Tons infolge Baugrudentlastung. Bauingenieur 86, Heft 5, Springer-Verlag, Heidelberg, 233-240.

Methodische und ingenieurmäßige Leistungen für ein integriertes Hochwasserrisiko-Management

Bestandsaufnahme und Überblick zehn Jahre nach dem Jahrhunderthochwasser 2002 in Sachsen

Als im August 2002 große Teile Sachsens im Hochwasser versanken, waren nicht nur mannigfaltige Katastrophenschutzmaßnahmen erforderlich, sondern auch eine große Menge Ingenieurleistungen, die von hunderten von Ingenieuren aus zahllosen Ingenieurbüros erbracht worden sind. Im vorliegenden Beitrag wird deshalb ein Überblick über die methodischen und ingenieurmäßigen Leistungen des integrierten Hochwasserrisiko-Managements der Wasserwirtschaftsverwaltung in Sachsen seit dem Hochwasser 2002 gegeben, in das alle Facharbeiten eingeordnet wurden, die nachfolgend besprochen werden: Hochwasserschutzkonzepte, Hochwassergefahren- und Hochwasserrisikokarten, Ereignisanalysen, vorläufige Risikobewertungen, Pilotprojekte für Hochwasserrisiko-Managementpläne, Schadenspotenziale und Hochwassernachrichtendienst.



Dr.-Ing. Uwe Müller

studierte von 1985 bis 1990 Bauingenieurwesen (Fachrichtung Wasserbau) an der TU Dresden, ging 1997 zur Landestalsperrenverwaltung (LTV) des Freistaates Sachsen und avancierte 2008 zum Leiter der Abteilung Wasser, Boden und Wertstoffe im Sächsischen Landesamt für Umwelt, Landwirtschaft und Geologie (LfULG); er gehörte den Katastrophenstäben zur Bewältigung der Hochwasser 2002 und 2006 an, stand 2003/2004 der Leitstelle Hochwasserschadensbeseitigung der LTV und 2004/2005 der LTV-Stabsstelle Hochwasserschutz vor, war Mitglied der Krisenstäbe des LfULG zur Bewältigung der Hochwasser im August 2010 und Januar 2011 und hatte damit auch die Leitung des Hochwassernachrichtendienstes in Sachsen inne; seit 2005 arbeitet er an mehreren Forschungs- oder EU-Vorhaben mit und hat bisher über einhundert Veröffentlichungen platziert (unter anderen das Fachbuch „Hochwasserrisiko-Management – Theorie und Praxis“) und ebenso viele Fachvorträge gehalten.

Uwe.Mueller@smul.sachsen.de

1 Integriertes Hochwasserrisiko-Management

In Artikel 7 der Hochwasserrisiko-Managementrichtlinie (EG-HWRM-RL) [1] ist ausgeführt, dass die Hochwasserrisiko-Managementpläne alle Aspekte des Hochwasserrisiko-Managements (HWRM) berücksichtigen sollen, wobei der Schwerpunkt auf Vermeidung, Schutz und Vorsorge sowie auf Hochwasservorhersagen und Frühwarnsysteme gelegt wird. Um die folgenden Ausführungen in den Kontext des Hochwasserrisiko-Managements stellen zu können, sollen hier zuerst das Hochwasserrisiko und anschließend das integrierte Hochwasserrisiko-Management kurz erläutert werden.

Das Hochwasserrisiko wird in der EG-HWRM-RL als Produkt aus Eintrittswahrscheinlichkeit eines Hochwasserereignisses und der hochwasserbedingten potenziellen nachteiligen Folgen (Hochwasserschäden) auf die menschliche Gesundheit, die Umwelt, das Kulturerbe und die wirtschaftlichen Tätigkeiten definiert. Da die Vulnerabilität der Schutzgüter in die Betrachtung mit einbezogen werden muss ist in **Abb. 1** das Hochwasserrisiko als Interaktion von Gefährdung und Vulnerabilität dargestellt. Im weiteren Verlauf dieses Beitrages wird diese weitergehende Risikodefinition verwendet, weil damit auch die Exposition, das Schadenspotenzial und die Anfälligkeit der Schutzgüter mit berücksichtigt werden.

Der Umgang mit den Risiken wird als Risikomanagement bezeichnet. Übliche Risikosteuerungsstrategien sind die Risikovermeidung, die Risikoverminderung, die Risikobegrenzung, die Risikoübertragung und die Risikoakzeptanz.

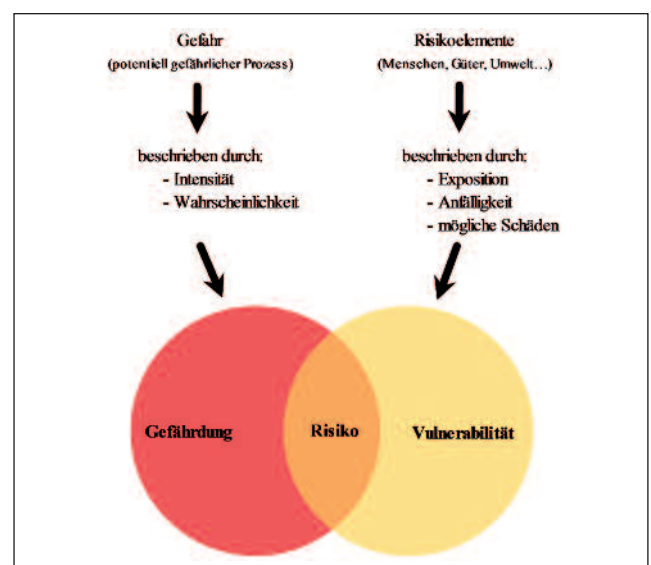


Abb. 1: Risiko als Resultat der Interaktion von Gefährdung und Vulnerabilität; aus: [3]

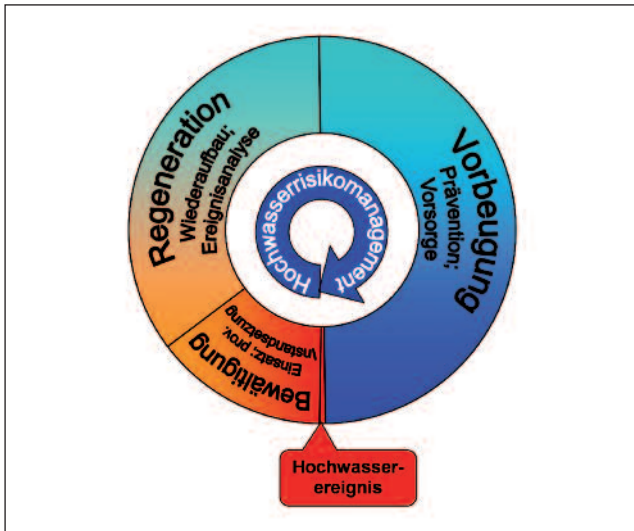


Abb. 2: Kreislauf Hochwasserrisikomanagement; aus: [3]

Das Hochwasserrisikomanagement kann als Risikokreislauf (oder Spirale) dargestellt werden, weil es als fortlaufender und iterativer Prozess unter Berücksichtigung möglichst vieler Ebenen verstanden wird. Für die weiteren Ausführungen in diesem Beitrag wird der in **Abb. 2** dargestellte Kreislauf verwendet, der inhaltlich auch den LAWA-Empfehlungen [2] entspricht.

Die einzelnen Phasen des Hochwasserrisikomanagementkreislaufes können wie folgt beschrieben werden: Das Hochwasserereignis ist das Abflussgeschehen mit Wasserständen oder Durchflüssen ab einem definierten Schwellwert. Die Hochwasserbewältigung dient der Begrenzung des Ausmaßes und der Dauer einer Hochwasserkatastrophe. In der Phase der Regeneration müssen alle Voraussetzungen für den normalen Alltagsbetrieb geschaffen werden, und in die Phase der Vorbeugung fallen alle Aktivitäten (Prävention und Vorsorge) zur Verminderung der Vulnerabilität gegenüber Hochwasserereignissen. (Eine ausführliche Erläuterung zu den einzelnen Phasen ist in [3] enthalten.)

Mit dem in **Abb. 2** dargestellten Hochwasserrisikomanagementkreislauf werden viele Fachdisziplinen und Akteure auch außerhalb der Wasserwirtschaft angesprochen. Ziel des integrierten Hochwasserrisikomanagements ist es, neben der Risikoakzeptanz (Risikobewusstsein) die größtmögliche Vermeidung, Verminderung oder Begrenzung des Hochwasserrisikos unter Beteiligung aller Betroffenen und Akteure aller Ebenen, mit allen verfügbaren Mitteln, in allen Phasen des Risikokreislaufes zu erreichen [3].

2 Hochwasserereignis von 2002

Eine sogenannte Vb-Wetterlage führte im August 2002 zu den höchsten jemals in Deutschland gemessenen Tagesniederschlagssummen. Das Extremereignis vom August 2002 war eine der schlimmsten Hochwasserkatastrophen in Europa, die Schäden in Höhe von circa 18,5 Milliarden Euro verursachte und 37 Menschen das Leben kostete. Am stärksten betroffen waren Deutschland mit Schäden von 9,2 Milliarden Euro sowie Österreich und Tschechien mit Schäden von je drei Milliarden Euro. Fast die Hälfte der Hochwasserschäden entfiel auf Deutschland und hier wiederum entstanden rund achtzig Prozent der Schäden im Freistaat Sachsen, wo zwei Drittel der sächsischen Gemeinden direkt vom Hochwasser betroffen und alle 21 deutschen Todesopfer zu beklagen waren [3].

Das Augusthochwasser von 2002 muss für Sachsen in drei Teilereignisse unterschieden werden:

- Der erste Teil dieses Ereignisses, den man als Sturzflut bezeichnen kann, betraf am 12. und 13. August 2002 die Gewässer im Einzugsgebiet der Zwickauer Mulde, im Einzugsgebiet der Freiburger Mulde und die (in Fließrichtung gesehen) linken, direkten Zuflüsse zur Elbe. Hier waren die dynamischen Prozesse maßgebend (**Abb. 3**).
- Der zweite Teil des Ereignisses betraf am 13. und 14. August 2002 die Vereinigte Mulde. Dieser schon nicht mehr so dynamische Ereignisteil war aufgrund der hohen Wasserstände von ungefähr einhundert Deichbrüchen und den dadurch entstandenen Überschwemmungen geprägt (**Abb. 4**).
- Der dritte Teil des Ereignisses betraf erst vier Tage später die Elbe selbst und war durch extrem hohe Wasserstände gekennzeichnet (**Abb. 5**) [3].



(Foto: Harald Weber)

Abb. 3: Müglitz, schießender Abfluss auf der Staatsstraße S 178 in Schlottwitz, August 2002



(Foto: LTU)

Abb. 4: Überschwemmungen an der Mulde bei Wurzen, August 2002



(Foto: LtU/G)

Abb. 5: Überschwemmungen an der Elbe in Dresden, August 2002

Wesentlich ausführlichere Erläuterungen können den zahlreichen Veröffentlichungen, wie zum Beispiel [3] und [4], entnommen werden.

3 Hochwasserbewältigung

In diese Phase fallen alle Sachverhalte und Maßnahmen zur Begrenzung des Ausmaßes und der Dauer einer Hochwasserkatastrophe. Dazu gehören der Hochwassereinsatz mit den Bestandteilen Alarmierung, Rettung, Schadensabwehr durch Sofortmaßnahmen (zum Beispiel Evakuierung, Sandsäcke, ...) und Opferbetreuung (zum Beispiel Notunterkünfte, Verpflegung, ärztliche Versorgung, ...), die provisorische Instandsetzung/Sicherstellung von lebenswichtigen Einrichtungen (zum Beispiel Krankenhäuser, Wasserwerke, ...), Verkehrs- und Rettungswegen, Kommunikationswegen (zum Beispiel Telekommunikation, Internet, ...), Ver- und Entsorgungsleitungen (zum Beispiel Wasser, Strom, Abwasser, ...), Ver- und Entsorgung (zum Beispiel Lebensmittel, Abfall, ...) und die Dokumentation des Hochwasserereignisses und der Hochwasserbewältigung.

Die Hauptakteure in dieser Phase sind die Katastrophenschutzbehörden, die Wasserbehörden und Hochwassermeldezentralen, die Gewässer- und Stauanlagenbetreiber sowie weitere Aufgabenträger. Die größte Herausforderung für die Akteure ist die insbesondere logistische Bewältigung aller anstehenden und in kurzer Zeit zu erledigenden Aufgaben. Im Weiteren soll dies an einigen Beispielen demonstriert werden.

Im Rahmen der Hochwasserbewältigung waren unter anderem viele Evakuierungen durchzuführen. Allein im damaligen Landkreis Sächsische Schweiz mussten in kürzester Zeit 20.459 Personen evakuiert und anderweitig untergebracht und versorgt werden.

Die Katastrophenschutzbehörden konnten zur Erfüllung ihrer Aufgaben auf zahlreiche Ressourcen des Bundes, der Länder, von Hilfsorganisationen und freiwilligen Helfern zurückgreifen. So waren zum Beispiel rund 20.000 Soldaten der Bundeswehr, 5.000 Polizeibeamte, 4.000 Einsatzkräfte des Bundesgrenzschutzes, 8.000 Helfer des Technischen Hilfswerkes und Tausende weitere Hilfskräfte im Einsatz. Stellvertretend für den umfangreichen Einsatz von Technik soll hier nur der Lufteinsatz (50 Tornadoflüge, ein Airbus A 300, 14 Transall Flugzeuge, 14 CH-53 Transporthubschrauber und 29 weitere Hubschrauber) zur Rettung und Evakuierung erwähnt werden. Der Einsatz aller Hilfskräfte und der Technik war entsprechend zu koordinieren [3].



Vor allen Ressorts stand auch die Aufgabe der Schadenserfassung, um die Lage überhaupt einschätzen zu können. Von Hunderten Ingenieuren mussten dafür an:

- 25.000 beschädigten Häusern (davon 400 Totalschäden) (Abb. 6a und Abb. 6b),
- 740 Kilometer beschädigten oder zerstörten Straßen,
- zwanzig Prozent des sächsischen Schienennetzes, die beschädigt oder zerstört worden waren,
- 470 beschädigten oder zerstörten Brücken,
- 280 beschädigten sozialen Einrichtungen,
- 11,2 Prozent der sächsischen Schulen,
- über 115 beschädigten Baudenkmälern und an
- unzähligen sächsischen Kultureinrichtungen und Kulturstätten

Schadensaufnahmen durchgeführt werden und außerdem

- 20.000 Schäden an Gewässern und wasserwirtschaftlichen Anlagen

beurteilt werden [3].

Im Nachgang konnte festgestellt werden, dass die Verteilung der Hochwasserschäden von 2002 auf die Regionen und Infrastrukturbereiche in Sachsen den Schadenspotenzialen der verschiedenen Nutzungen in den identifizierten hochwassergefährdeten Gebieten entspricht. Sinnvoll ist ein ressortübergreifendes modular aufgebautes Schadenserfassungssystem, weil es wesentlich effizienter zu genaueren Schadensinformationen führt.

Als letztes Beispiel soll eine der Sofortmaßnahmen an den Gewässern dienen. Welch' enormer Personal- und Ressourceneinsatz für Deichsicherungsmaßnahmen erforderlich waren, soll mit den Aktivitäten an der Vereinigten Mulde verdeutlicht werden. Für die Mulde gab es für Ende August 2002 eine erneute Hochwasserwarnung, sodass eine große Gefahr für die nun nicht mehr geschützten Gebiete bestand. Deshalb sind innerhalb von fünf Tagen alle 95 Deichbruchstellen an der Mulde provisorisch geschlossen und weitere Schadstellen gesichert worden. Dazu war folgender Ressourceneinsatz erforderlich:

- 40 Ingenieure aus 7 Ingenieurbüros,
- 27 Baubetriebe,
- 297 schwere LKW,
- 71 Bagger,
- 45 Raupen,



Fotos: IULIG

Abb. 6a und Abb. 6b: Beispiele für Totalschäden durch Hochwasser, August 2002

HOCHWASSERSCHUTZ

- 43 Walzen und
- 210.000 Kubikmeter Erdstoffe.

Der logistische Aufwand war gewaltig. Hier zeigte sich sehr deutlich, dass meist nur die mittelständigen Bauunternehmen flexibel genug waren und über die entsprechenden Ressourcen verfügten. Die großen Baukonzerne hatten weder das Personal noch die Gerätetechnik verfügbar.

Wie wichtig dann auch eine nachhaltige Sicherung der Deichbrüche ist, soll an zwei Sachverhalten verdeutlicht werden.

- Im Frühjahr 2005 gab es an der Mulde und der Elbe ein sogenanntes Frühjahrshochwasser. Da durch inzwischen vorliegende Ergebnisse der Deichzustandsanalysen der bauliche Zustand und die innere Schädigung der Deiche bekannt waren, sind vor dem Hochwasserscheitel in kürzester Zeit rund 44,5 Kilometer Deiche durch einen Auflastfilter gesichert worden. Dabei sind circa 341.000 Kubikmeter Material verbaut worden.
- Eine ähnliche Konstellation gab es noch einmal im Frühjahr 2006, als die Elbe lange Zeit eine sehr hohe Wasserführung hatte. Auch hier sind noch weitere 17 Kilometer Elbdeiche mit einem Auflastfilter gesichert worden, wobei 120.000 Kubikmeter Filtermaterial verbaut worden sind. Bei beiden Aktionen war wieder eine logistische Herausforderung zu bewältigen, was sehr gut gelungen ist [3].

4 Regeneration

Die Phase der Regeneration dient der Schaffung aller Voraussetzungen für den normalen Alltagsbetrieb und lässt sich in zwei Haupthandlungsfelder aufteilen. Einerseits ist die Anfertigung einer Ereignisdokumentation und einer Ereignisanalyse mit den Bestandteilen Prozessanalyse, Gefahrenanalyse, Schutzdefizitanalyse und Vulnerabilitätsanalyse wichtig. Nur mit solch einer Analyse kann man die Schwachstellen erkennen und sich besser auf nachfolgende Ereignisse vorbereiten. Eine zeitnahe, qualifizierte und umfassende Ereignisdokumentation ist erforderlich, um unter anderem die erforderliche Datenbasis für spätere im Rahmen der eigentlichen Ereignisanalyse oder in der Phase der Hochwasservorbeugung durchzuführende Analysen, Berechnungen und Simulationen zu schaffen. Ohne diese Datenbasis sind Kalibrierungen und Weiterentwicklungen von Analyse- und Berechnungsmodellen nur schwer oder teilweise gar nicht möglich.

Die zweite große Herausforderung ist der nachhaltiger Wiederaufbau von lebenswichtigen Einrichtungen (zum Beispiel von Krankenhäusern, Wasserwerken, ...), Verkehrs- und Rettungswegen, Kommunikationswegen (zum Beispiel Telekommunikation, Internet, ...), Ver- und Entsorgungsleitungen (zum Beispiel Wasser, Strom, Abwasser, ...), Ver- und Entsorgung (zum Beispiel Lebensmittel, Abfall, ...), Gebäuden, Infrastrukturen und Gewerbe- und Industrieobjekten. Die oben genannte Schadensbilanz von 2002 mit über sechs Milliarden Euro Schaden für Sachsen verdeutlicht die Dimension dieser Aufgabe, auf die hier nicht näher eingegangen werden kann. Beispielhaft soll nur erwähnt werden, dass zur sinnvollen und schnellen Schadensbeseitigung (circa 20.000 Schäden in Höhe von etwa 1,3 Milliarden Euro) an den wasserwirtschaftlichen Infrastrukturen Nachhaltigkeitsstrategien und Priorisierungsverfahren entwickelt und umgesetzt werden mussten, die unter anderem in [3] nachzulesen sind. Normalerweise werden mit der Aufhebung des Katastrophenalarms die Aufgaben wieder von den Standardstrukturen übernommen. Da

das Hochwasser vom August 2002 so gewaltige Auswirkungen hatte, dauerten die oben beschriebenen Maßnahmen der Hochwasserbewältigung bis zum Jahresende 2002 an. Um diesen Prozess effektiv steuern zu können, sind in der Regel die sich auflösenden Krisenstäbe in Koordinierungsstellen überführt worden. Nach Abschluss der beschriebenen Aufgabenschwerpunkte sind die verbleibenden Aufgaben dieser Koordinierungsstellen im Januar 2003 in die Standardstrukturen oder zeitweilig gebildete Sonderstrukturen übergeleitet worden.

Bereits in der Phase der Regeneration hat der Freistaat Sachsen, beginnend mit der beschriebenen Ereignisanalyse (Abb. 7), über die Erarbeitung von Hochwasserschutzkonzepten und die Erstellung von Gefahrenkarten begonnen, das Katastrophenhochwasser methodisch aufzuarbeiten und ein sinnvolles Hochwasserschutzinvestitionsprogramm zur schrittweisen Verbesserung des Hochwasserschutzes abzuleiten. Auf der parallel geschaffenen landeswassergesetzlichen Grundlage sind durch den staatlichen Unterhaltungsлаsträger für die Ge-

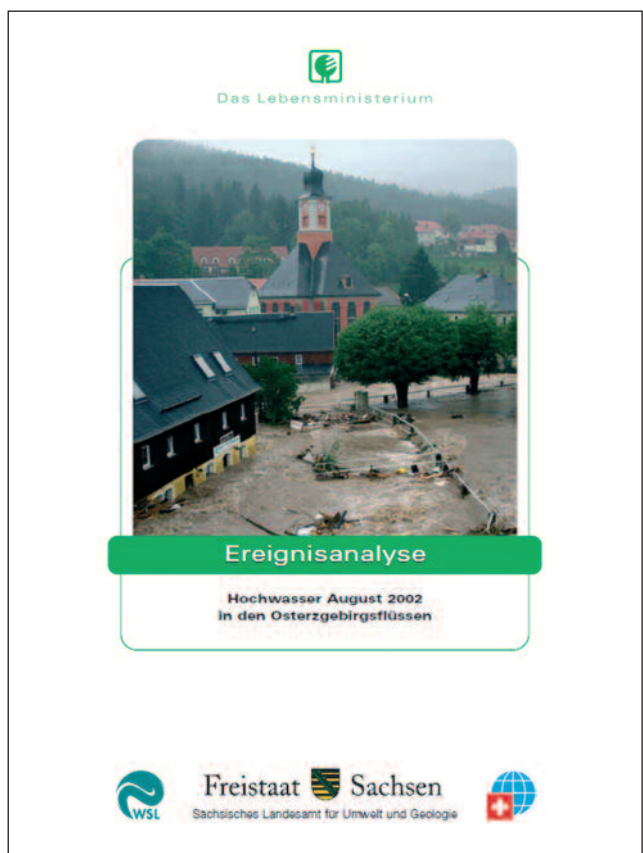


Abb. 7: Ereignisanalyse

wässer I. Ordnung und die landeseigenen Stauanlagen, die Landestalsperrenverwaltung (LTV) für alle Gewässer I. Ordnung und für den im Freistaat Sachsen liegenden Teil der Elbe 47 Hochwasserschutzkonzepte (HWSK) nach einer einheitlichen Aufgabenstellung auf Grundlage der neuesten Erkenntnisse des Hochwasserschutzes aufgestellt worden.

Mittlerweile sind über 25 Hochwasserschutzkonzepte für Gewässer II. Ordnung auch von Kommunen erarbeitet worden. Sie entsprechen den im alten Wasserhaushaltsgesetz geforderten Hochwasserschutzplänen. Entsprechend dem oben erläuterten Hochwasserrisikomanagement beinhalten die Hochwasserschutzkonzepte alle entscheidenden Informationen über die Hochwasserprävention, die auch anderen Planern und Akteuren im Raum, insbesondere den Raumplanungsstellen, verfügbar

gemacht worden sind. Damit decken die Hochwasserschutzkonzepte einen großen Teil der Inhalte der Hochwasserrisikomanagementpläne der erst später in Kraft getretenen EG-HWRM-RL ab und beinhalten sehr viele neu erarbeitete methodische Grundlagen [3].

Da es im Freistaat Sachsen noch keine Erfahrungen mit der Erstellung von Hochwasserschutzkonzepten gab, wurden unter Zuhilfenahme von Schweizer Experten für die fünf Fließgewässersysteme im Osterzgebirge die ersten Hochwasserschutzkonzepte erarbeitet. Das prinzipielle Vorgehen bei ihrer Erstellung lehnte sich an die Empfehlungen des schweizerischen Bundesamtes für Wasser und Geologie [5] an und wurde im Zuge der Bearbeitung an die sächsischen Verhältnisse angepasst. Die ersten fünf untersuchten Fließgewässersysteme waren:

- Ketzlerbach, Triebisch, und Wilde Sau (397 qm Einzugsgebiet),
- Rote, Wilde und Vereinigte Weißeritz (385 qm Einzugsgebiet),
- Lockwitzbach (84 qm Einzugsgebiet),
- Müglitz (214 qm Einzugsgebiet) und
- Gottleuba, Seidewitz, Bahra, Bahre, Biela (355 qm Einzugsgebiet).

Im Zuge der Bearbeitung dieser fünf ersten Hochwasserschutzkonzepte ist die Methodik für die Erarbeitung aller weiteren Hochwasserschutzkonzepte im Freistaat Sachsen entwickelt worden.

Mit Hilfe einer straff organisierten Vorgehensweise war es möglich, innerhalb von acht Monaten die ersten fünf Hochwasserschutzkonzepte zu erstellen und eine an sächsische Verhältnisse angepasste Methodik zu entwickeln. Die folgende Aufzählung soll zeigen, welche Ingenieurleistungen die Landestalsperrenverwaltung mit Ihren Auftragnehmern in kürzester Zeit realisiert hat:

- 15.11.2002: Vergabe der Laserscanvermessung (circa 300 Quadratmeter Befliegung und Erstellung von digitalen Geländemodellen); Fertigstellung: 09.01.2003,
- 10.12.2002: Vergabe der Pilot-Hochwasserschutzkonzepte,
- 20.12.2002: Vergabe der terrestrischen Vermessung (Vermessung von ungefähr 3.500 Brücken- und Gewässerprofilen; durchschnittlich 160 am Tag); Fertigstellung: 30.01.2003,
- 20.12.02: Vergabe der Neuberechnung aller Niederschlags- und Abflussmodelle; Fertigstellung. 20.02.2003,
- Verarbeitung aller Daten der Vermessung und neuer meteorologischer Daten,
- laufende Abstimmung zwischen den Planern mit Straßenbauamt, Deutscher Bahn AG, Landratsamt sowie vierzehntägig mit der Landestalsperrenverwaltung,
- 31.03.2003: Vorlage des Berichts mit Grundlagen und Randbedingungen der Wiederbebaubarkeit im Untersuchungsgebiet bei HQ_T^* ,
- 15.07.2003: Vorlage des Abschlussberichts der Hochwasserschutzkonzepte,
- 06.08.2003: Prüfung und Bestätigung der vorgelegten Hochwasserschutzkonzepte durch das Sächsische Staatsministerium für Umwelt und Landwirtschaft als wasserwirtschaftliche Rahmenplanung,
- August 2003: Beginn der Umsetzung der in den Konzepten aufgeführten Maßnahmen (zum Beispiel Beauftragung von Machbarkeitsstudien für zehn Standorte für Hochwasserrückhaltebecken).

In einem weiteren Jahr sind nach dieser Methodik für alle rund 3.000 Kilometer Gewässer I. Ordnung alle 47 Hochwasserschutzkonzepte für Sachsen fertiggestellt worden. Diese Konzepte beinhalten unter an-

derem 568 Gefahrenkarten für 540 Orte für die Szenarien HQ_{20} , HQ_{50} , HQ_{100} , HQ_{200} oder HQ_{300} und EH_Q^{**} .

5 Hochwasservorbeugung

Die Phase der Hochwasservorbeugung dient der Verminderung der Vulnerabilität gegenüber Hochwasserereignissen. Die Handlungsfelder in dieser Phase sind die Prävention mit angepasster Raumnutzung (zum Beispiel Ausweichen vor Gefahren, angepasste Bauweisen – auch als Bauvorsorge bezeichnet, ...), raumplanerischen Maßnahmen (zum Beispiel Sicherung von Retentionsräumen – auch als Flächenvorsorge bezeichnet, ...), natürlichem Hochwasserschutz (zum Beispiel Rückhalt in der Fläche, ...), technischem Hochwasserschutz sowie Hochwassergefahren- und Hochwasserrisikokarten und die Hochwasservorsorge mit Risikovorsorge (zum Beispiel Versicherungen, Eigenvorsorge, ...), Verhaltensvorsorge (zum Beispiel Hochwasserschutzübungen, ...), Vorhaltung und Vorbereitung des Katastrophenschutzes, Informationsvorsorge (zum Beispiel Hochwassernachrichtendienst, ...) und Hochwasserrisikomanagementplänen.

Diese Phase stellt auch den Handlungsschwerpunkt nach der Hochwasserrisikomanagementrichtlinie der EU dar [1].

Alle Aktivitäten des Freistaates Sachsen zur Hochwasservorbeugung zu beschreiben, würde den Rahmen dieses Beitrages sprengen. Deshalb sollen hier nur einige Beispiele benannt werden.

Vorangestellt werden soll noch, dass Sachsen seine umfangreichen Vorleistungen, wie zum Beispiel die Hochwasserschutzkonzepte und Gefahrenkarten, entsprechend Artikel 13 der EG-HWRM-RL bis zum 22.12.2010 zur Anerkennung eingereicht hatte.

Entsprechend der EG-HWRM-RL war bis zum 22.12.2011 die vorläufige Bewertung des Hochwasserrisikos durchzuführen, was Sachsen fristgerecht für 3.200 Kilometer Gewässer I. Ordnung einschließlich der Bundeswasserstraße Elbe und für 4.000 Kilometer Gewässer II. Ordnung durchgeführt hat. Ein Kartenbeispiel vom Gebiet der Schwarzen Elster ist in **Abb. 8** zu sehen. Im Rahmen des EU-Projektes ELLA sind zusätzlich noch Schadenspotentialkarten erarbeitet worden.

Bis Dezember 2013 sind die Hochwassergefahren- und die Hochwasserrisikokarten fertigzustellen. Wie oben schon ausgeführt, liegen die 568 Gefahrenkarten für die Gewässer I. Ordnung und die Elbe (rund 3.200 Kilometer) bereits seit 2005 vor. Für die Gewässer II. Ordnung befinden sich die Karten in Erarbeitung. Die Hochwasserrisikokarten sind auf Basis der Gefahrenkarten entsprechend der LAWA-Empfehlung [6] erstellt und werden demnächst veröffentlicht. Ein Kartenbeispiel ist in **Abb. 9** zu sehen. Weitere Karten zum Thema Hochwasserrisikomanagement (festgesetzte Überschwemmungsgebiete, überschwemmte Flächen bei hundertjährlichem Hochwasser, Atlas der Hochwassergefährdung, überschwemmte Flächen August 2002) sind interaktiv unter <http://www.umwelt.sachsen.de/umwelt/wasser/8838.htm> verfügbar.

Laut EG-HWRM-RL sind bis Dezember 2015 die Hochwasserrisikomanagementpläne zu erarbeiten. Die Bearbeitung in Sachsen ist schon weit fortgeschritten. Für die Gewässer I. Ordnung stehen mit den Hochwasserschutzkonzepten hervorragende Unterlagen zur Verfügung, die bereits sehr große Teile der Pläne für das Hochwasserrisikomanagement (HWRM-Pläne) darstellen. Im Rahmen der EU-Projekte LABEL und FLOOD-WISE sind in Pilotgebieten die Gliederungen und

* HQ_T – Hochwasserabfluss mit Wiederkehrintervall von T Jahren

** EH_Q – Hochwasserabfluss bei Extremhochwasser

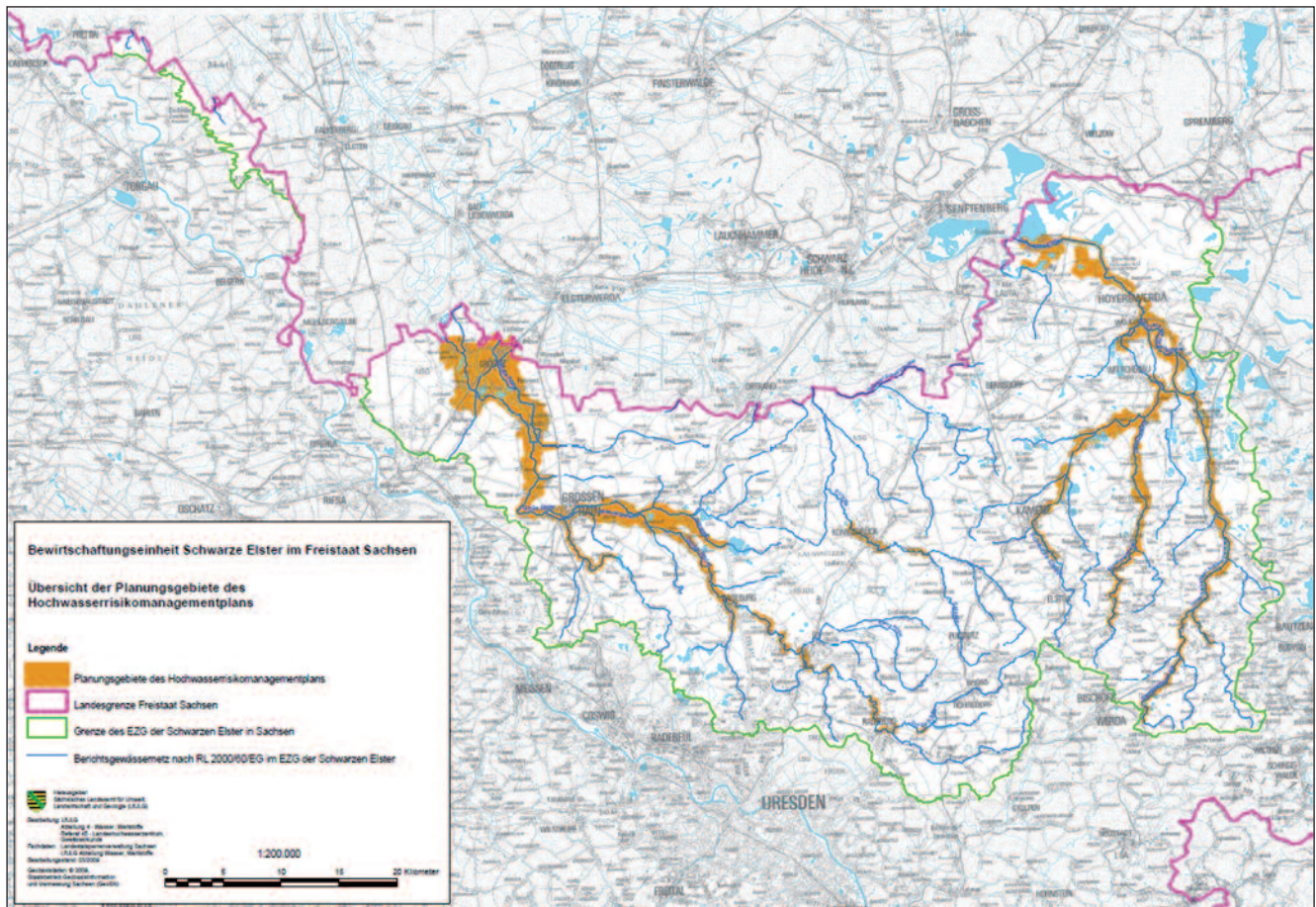


Abb. 8: Darstellung Gebiet mit potentiell signifikantem Hochwasserrisiko (LfULG)

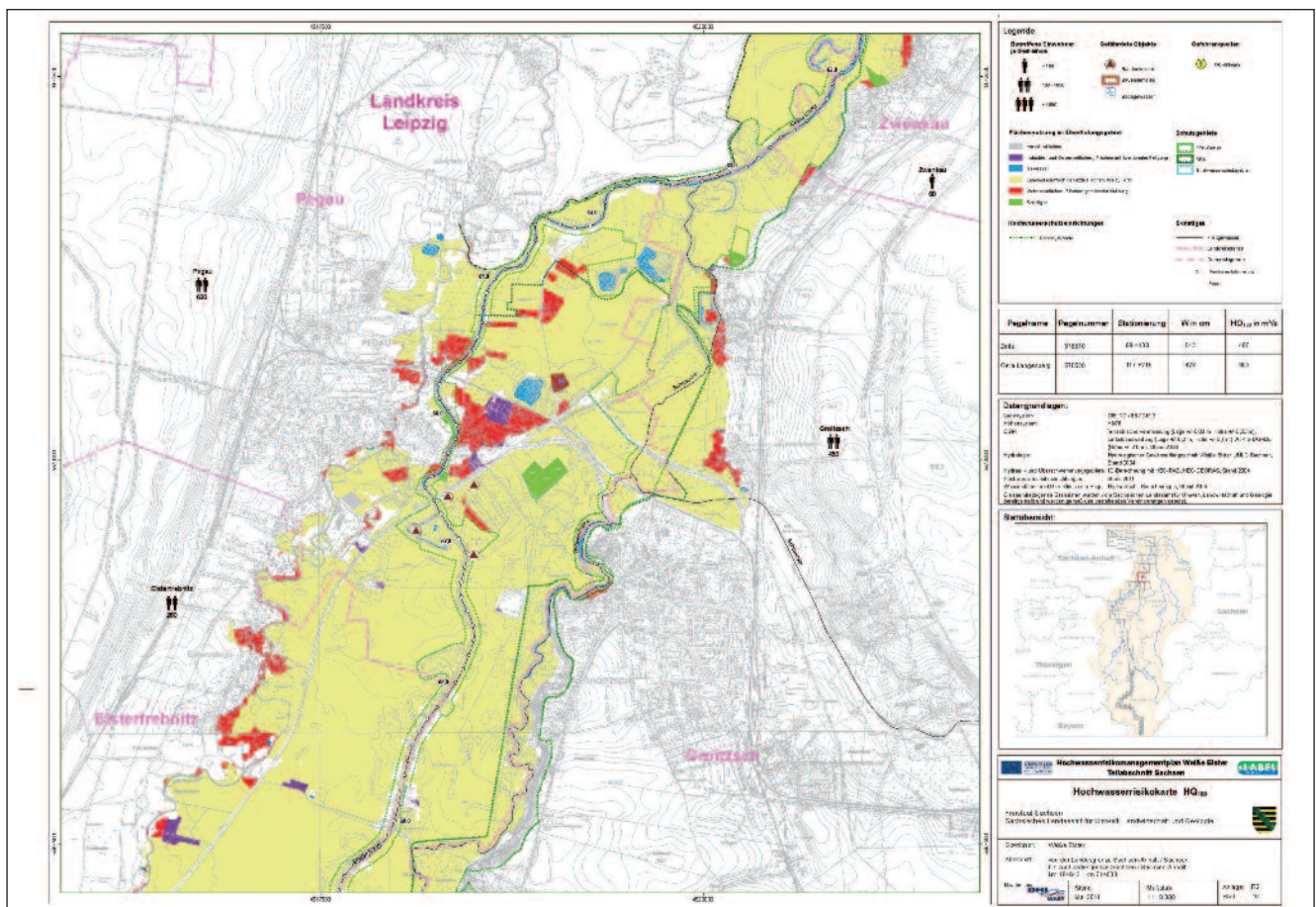


Abb. 9: Hochwasserrisikokarte (LfULG)

bundesländerübergreifende HWRM-Pläne erarbeitet worden. Jetzt gilt es, die in den Pilotgebieten validierte Methodik auf das gesamte Landesgebiet anzuwenden.

Die Landestalsperrenverwaltung hat seit 2003 sogenannte Hochwasserschutzkonzeptmaßnahmen umgesetzt. Diese über 1.600 vorrangig technischen Maßnahmenkomplexe im Sinne der HWRM-Pläne stellen ein Investitionsvolumen von beinahe zwei Milliarden Euro dar. Ein beachtlicher Teil dieser Maßnahmen ist bereits realisiert worden und hat bei den Hochwasserereignissen 2006 und 2010/2011 das Hochwasserisiko und damit die Schäden reduziert. Auch hat die Landestalsperrenverwaltung Zustandsanalysen für 650 Kilometer Deiche zur anschließend gezielten Ertüchtigung durchgeführt. Die Stauanlagen sind ebenfalls einer Analyse unterzogen worden. Auf Basis neuer Hochwassergutachten für die LTV-Stauanlagen sind entweder die gewöhnlichen Hochwasserrückhalteräume verändert oder durch bauliche Veränderungen an den bestehenden Anlagen die Hochwasserschutzwirkungen der Anlagen oder die Hochwassersicherheit der Stauanlagen selbst verbessert worden. Somit konnten die Hochwasserrückhalteräume an den bestehenden Stauanlagen der Landestalsperrenverwaltung schrittweise von 122,5 Millionen Kubikmeter auf 161,5 oder im Bedarfsfall 167,0 Millionen Kubikmeter erhöht werden. Im Rahmen eines mittelfristigen Beckenbauprogrammes werden in Sachsen zu den bereits seit 2002 fertiggestellten noch einige weitere Hochwasserrückhaltebecken gebaut werden.

Abschließend soll der ebenfalls wesentlich verbesserte Hochwassernachrichtendienst von Sachsen noch erwähnt werden. Das Sächsische Landesamt für Umwelt, Landwirtschaft und Geologie betreibt eines der modernsten Landeshochwasserzentren in Deutschland. Die Struktur ist in **Abb. 10** dargestellt.

Hier werden die Daten (Wasserstand, Niederschlag, Wetter...) aus eigenen oder von Dritten betriebenen Messnetzen verarbeitet und als Hochwasserstandsmeldungen oder Hochwasserwarnungen über alle denkbaren Informationskanäle verbreitet.

Eine sächsische Besonderheit stellt die Hochwassereilbenachrichtigung per SMS dar. Nach Überschreiten der Alarmstufe 1 (und auch der Alarmstufe 3) werden die im System angemeldeten Empfänger (Behör-

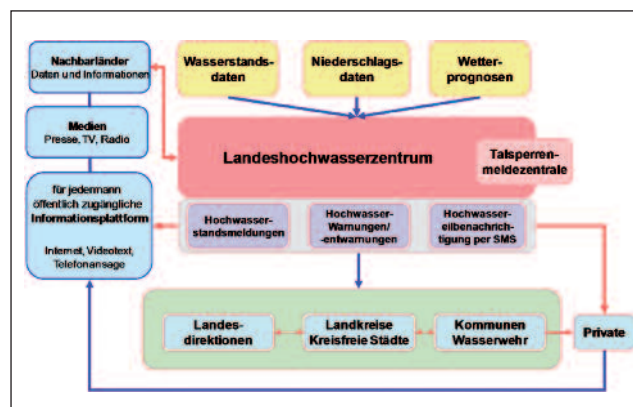


Abb. 10: Landeshochwasserzentrum Sachsen (LfULG)

den in allen Ebenen, Kommunen, Private...) direkt benachrichtigt und müssen den Erhalt der Nachricht auch quittieren. Damit soll eine sofortige Benachrichtigung über Hochwasser sichergestellt werden.

6 Literatur

- [1] Europäische Union: Richtlinie 2007/60/EG des Europäischen Parlaments und des Rates vom 23. Oktober 2007 über die Bewertung und das Management von Hochwasserrisiken, (ABl. L 288 vom 06.11.2007, S. 27), 2007
- [2] LAWA Bund/Länderarbeitsgemeinschaft Wasser: „Empfehlung zur Aufstellung von Hochwasserrisikomanagementplänen“; Bund/Länderarbeitsgemeinschaft Wasser, Dresden 2010
- [3] Müller, U.: Hochwasserrisikomanagement – Theorie und Praxis, Vieweg u. Teubner Verlag, Wiesbaden 2010
- [4] Autorenkollektiv: „Ereignisanalyse – Hochwasser August 2002 in den Ostergebirgsflüssen“; Freistaat Sachsen, Landesamt für Umwelt und Geologie, Artikelnummer L II-1/26, Dresden 2004
- [5] „Hochwasserschutz an Fließgewässern, Wegleitung 2001“; Schweizerisches Bundesamt für Wasser und Geologie, Biel 2001
- [6] LAWA Bund/Länderarbeitsgemeinschaft Wasser: „Empfehlung zur Aufstellung von Hochwassergefahrenkarten und Hochwasserrisikokarten“; Bund/Länderarbeitsgemeinschaft Wasser, Dresden 2010

Beispiel Automobilindustrie: Bauen im Umfeld der Produktion und Standsicherheit im Betrieb

Unter Produktionsaspekten realisierte Gebäude werden auf Gebrauchstauglichkeit getrimmt und regelmäßig überprüft

Weil im Automobilbau nicht nur die Anforderungen an die Planung, die Ausführung und an den Betrieb von Produktionsgebäuden, sondern auch die Ausmaße der benötigten Produktionsflächen beachtlich sind, haben die Automobilhersteller in den vergangenen Jahren ihren Produktionsanforderungen jeweils individuell angepasste und optimierte Baukonstruktionen entwickelt. Sie werden im folgenden Beitrag am Beispiel der Vorgehensweise bei der BMW AG beschrieben. BMW betreibt weltweit mehr als 2400 Gebäude mit circa elf Millionen Quadratmeter Bruttogrundfläche, wovon über sechzig Prozent der Produktion zugeordnet werden können. Je nach Prozessschritt sind die Produktionsgebäude verschiedenen Kategorien zugeordnet. Deren spezifische Nutzungsanforderungen wirken sich bauseitig besonders auf die Tragkonstruktion aus. Die BMW AG hat deshalb Instrumente entwickelt, mit denen sie den Anforderungen an die Erstellung und den Betrieb von Produktionsgebäuden gerecht werden kann. Sie sehen auch verbindliche Schnittstellen zwischen den Einwirkungen aus der Nutzung und der Interaktion der Sekundärkonstruktionen der Einrichtung mit den Gebäudetragkonstruktionen vor, und sie beschreiben den besonderen Regelungsbedarf, der sowohl für die Standsicherheit im Bestand als auch in jenen Bereichen besteht, in denen die genehmigungrechtlichen und normativen Vorgaben den Industriebau nur bedingt abdecken.



Dipl. Ing. Stefan Keck

studierte an der FH München Stahlbau, ergänzte bei der „Planungsgruppe Brachmann“ bis 1996 das erworbene Wissen um Theorie und Praxis in Stahlbetonbau und Bauen im Bestand; er wechselte dann zur BMW AG und verantwortet dort seit 2002 die Tragwerksplanung; als Mitglied im Richtlinienausschuss ist er an der Ausarbeitung der VDI-Richtlinie 6200 beteiligt.

1 Einwirkungen und Einflüsse

Die besonderen Herausforderungen beim Umgang mit Produktionsgebäuden der Automobilindustrie sind weniger die extremen Anforderung an einen bestimmten Bereich, als das Zusammentreffen einer Vielzahl verschiedener Einflussfaktoren und deren Zusammenspiel (Abb. 1).

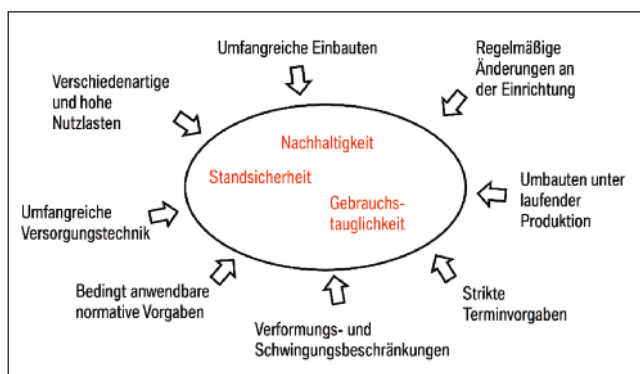


Abb. 1: Einflussfaktoren

Wie diese Faktoren aufeinandertreffen und zusammenwirken ist nicht bei allen Gebäuden gleich, sondern hängt wesentlich von der Gebäudekategorie ab. Deren Hauptvertreter:

- Presswerk,
- Karosseriebau,
- Lackiererei,
- mechanische Fertigung,
- Montage.

sind dem Fertigungsprozess entsprechend geordnet.

Allen Gebäudekategorien gemein sind das Auftreten vieler oft unterschiedlicher Einzellasten und deren für den Hochbau meist ungewöhnliche Höhe. Typische Baukonstruktionen und ihre Einwirkungen sind:

- Bodenplatten und Geschosdecken mit Beanspruchungen aus Flurförderfahrzeugen und Werkzeugmaschinen, aufgeständerten Bühnen und Industrierobotern sowie
- Dachtragwerke, an denen Fördersysteme, Versorgungstraßen, Technik- und Förderebenen abgehängt sind.

Hinzu kommen umfangreiche Bodeneinbauten wie Flucht- und Versorgungstunnel, Gruben für Prüfstände, Maschinen oder Fördertechnik (Abb. 2).

Die Bandbreite der Einzellasten reicht von der mehrstufigen Saugerbalkenpresse mit einem Eigengewicht von 5.500 Tonnen, abgetragen

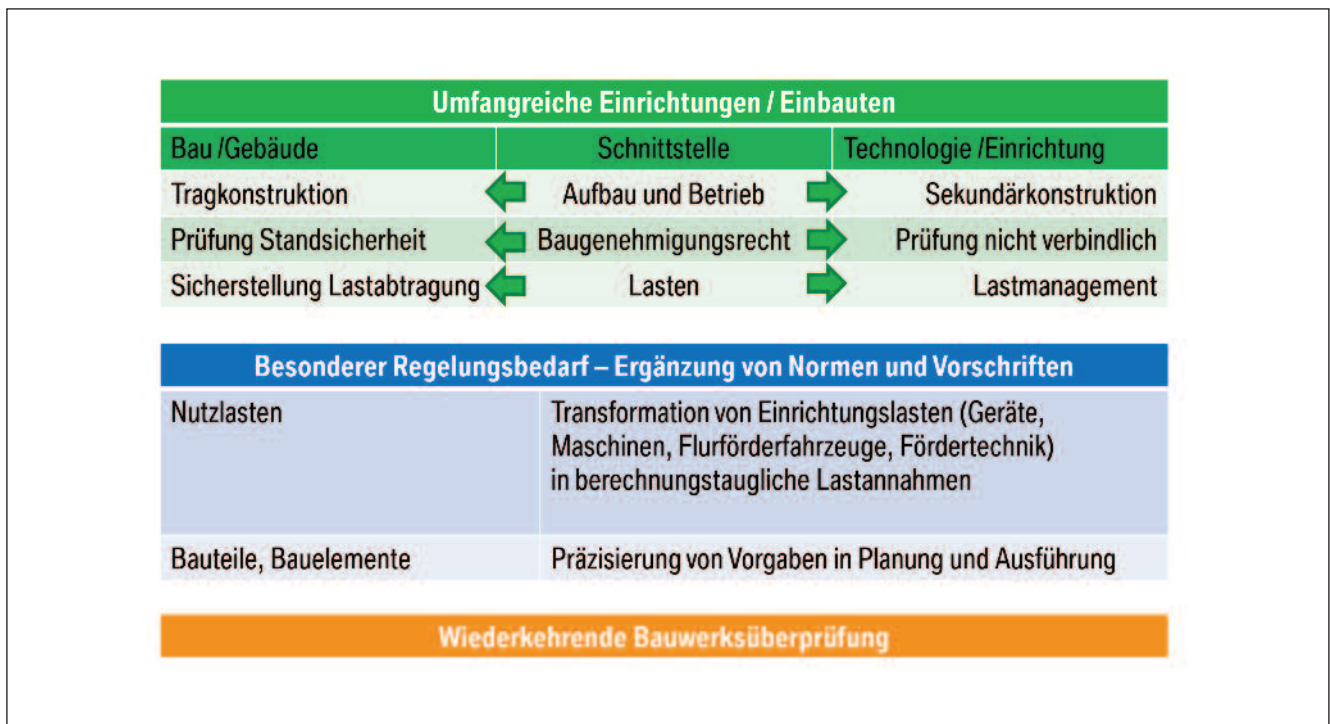


Abb. 2: Herausforderungen

über zwölf Stützen, bis hinunter zu Aufstandslasten von weniger als fünfzig Kilogramm bei Komponentenförderern auf leichten Förderebenen.

Neben der reinen Lastkomponente spielen Beschränkungen des Verformungs- und Schwingungsverhaltens der Tragwerke eine immer größere Rolle. Durchbiegungsbeschränkungen gewährleisten vor allem in der Fördertechnik einen störungsfreien Ablauf.

Das Schwingungsproblem wird von zwei konträren Tendenzen geprägt: Während Werkzeugmaschinen und Roboter bei ihren Bewegungen zunehmend stärkere Beschleunigungen ausführen (Linearantrieb), arbeiten genau dieselben Geräte mit immer höherer Präzision bei der spanenden Bearbeitung beziehungsweise bei der Positionierung. Gegenseitige Beeinflussungen oder Einflüsse von dritter Seite, zum Beispiel aus Staplerbetrieb, bleiben dabei nicht aus.

Sowohl bei der Fördertechnik als bei vielen Fertigungsmaschinen ist neben der direkten Aufstellung auf der Gebäudetragkonstruktion die indirekte Ablastung über Sekundärkonstruktionen üblich. Diese Einrichtungen werden meist der Anlagentechnik zugeordnet und üblicherweise von den Anlagenherstellern geliefert. Sie unterliegen damit keiner bauaufsichtlichen Genehmigungspflicht oder Kontrolle.

Zum Betrieb der Werkzeugmaschinen, Förderanlagen, Handlings- und Fertigungsrobotern ist deren Anschluss an ein umfangreiches Versorgungsnetz erforderlich. Dazu gehören unter anderem:

- Stromanschlüsse,
- Datenleitungen,
- Be- und Entlüftungssysteme,
- Kühlwasser-,
- Druckluft- und Gasleitungen.

Ergänzt werden diese durch die übliche Technische Ausstattung (TA) für den Betrieb des Gebäudes wie:

- Beleuchtungsumfänge,
- Entwässerung,
- Wasserver- und Entsorgung.

Im Regelfall kommt noch flächendeckend eine Sprinkleranlage hinzu.

Die größten Lastanteile tragen die Starkstromversorgung mit ihren dicken Leitungsquerschnitten sowie in Bereichen der mechanischen Fertigung die Kühl- und Schmiermittelrohre bei. Beide werden normalerweise trassenförmig gebündelt, wobei Nutzlasten von 10 kN/m² keine Seltenheit sind.

Je schwieriger es ist, alle relevanten Einflüsse auf Produktionsgebäude bei der Erstellung entsprechend zu würdigen, umso problematischer wird dies bei den regelmäßig anstehenden Änderungen an der Einrichtung und den gegebenenfalls damit verbundenen Modifizierungen am Tragwerk.

Der von Einrichtungsseite gewünschten Flexibilität von Tragwerken steht meistens die Forderung nach Wirtschaftlichkeit bei der Erstellung im Weg. Die Vorgabe strikter Termine und die unter laufender Produktion durchgeführten Umbauten erfordern ein besonderes Augenmerk auf die Sicherstellung der Standsicherheit zu jedem Zeitpunkt.

In den nachfolgenden Kapiteln wird exemplarisch an konkreten Beispielen beschrieben, wie die BMW AG mit diesen Herausforderungen umgeht.

2 Einwirkungen aus Sekundärkonstruktionen

Geprägt werden die meisten der Produktionsgebäude im Automobilbau durch umfangreiche aufgeständerte oder abgehängte Sekundärkonstruktionen, die nahezu alle in Stahlbauweise ausgeführt sind. Beispiele für Einbauten/Sekundärkonstruktionen sind:

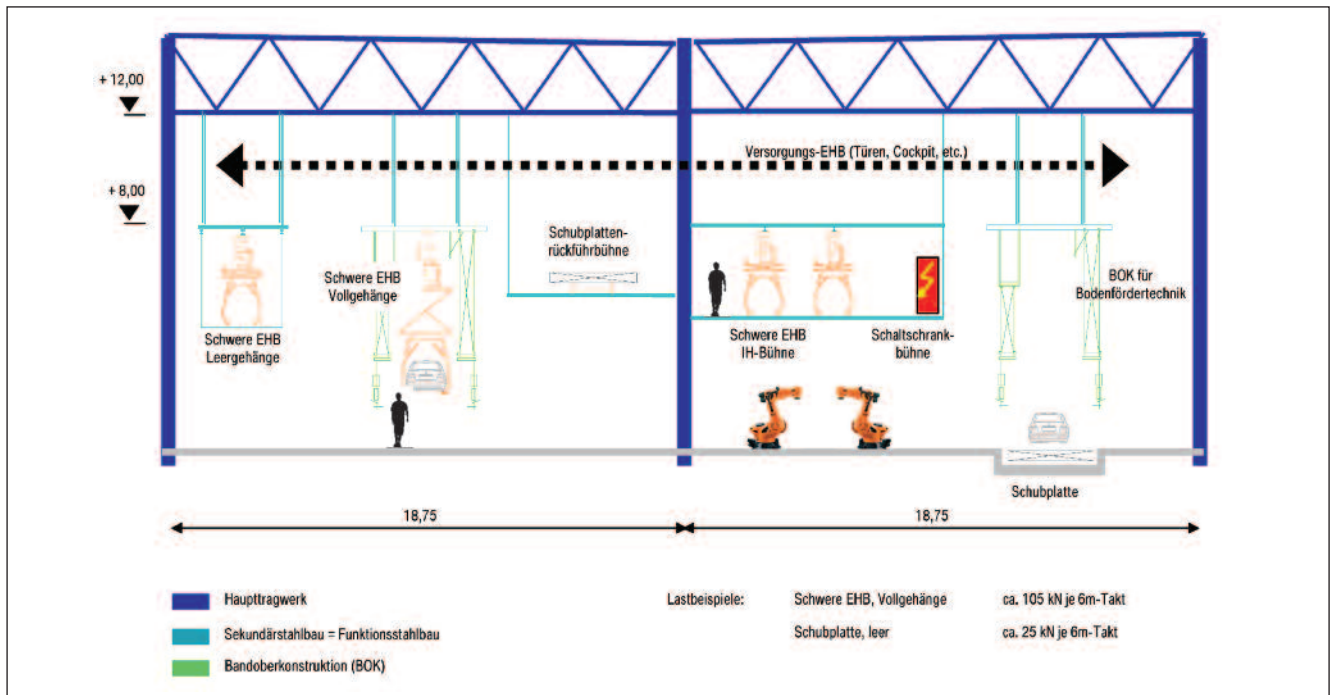


Abb. 3: Schemaschnitt Montagegebäude

- Technikbühnen (Schaltschränke, Trafos),
- Instandhaltungsbühnen für Fördertechnik,
- Haupttrassen für Versorgungstechnik,
- Tragkonstruktionen für Hänge- oder Bodenfördertechnik,
- Wartungsgänge für Versorgungs- oder Fördertechnik.

2.1 Anhängelasten Montagegebäude

Abb. 3 zeigt einen Schemaschnitt durch ein Montagegebäude. Darge-



Abb. 4a: Instandhaltungsbühne für EHB

stellt ist der Sekundärstahlbau von Fördertechnikumfängen:

- Elektrohängebahnen (EHB), bei denen in der schweren Ausführung die Fahrzeuge in höhenverstellbaren Gestellen entlang der Produktionslinie geführt werden,
- Bandoberkonstruktion für Beleuchtung und Bereitstellung benötigter Medien über Fertigungsstraßen, bei denen die Fahrzeuge auf Schubplatten bewegt werden,
- leichtere Versorgungs-EHB zum Transport von Türen, Cockpits etc. zum Einbauort sowie
- Rückföhrstrecken für leere Gehänge und Schubplatten einschließlich der Bühnenflächen für deren Instandhaltung (Abb. 4a, 4b).

Der Sekundärstahlbau wird fast ausnahmslos von den Fördertechnikherstellern geliefert, denen auch die Bemessung obliegt. Daraus ergibt sich die Notwendigkeit von eindeutigen Schnittstellendefinitionen im Vorfeld.

2.2 Realistische Lastvorgaben

Die Erfahrung zeigt, dass die Fördererhersteller bei den Lastannahmen



Abb. 4b: Schaltschrankbühne, darunter Sekundärstahlbau für EHB

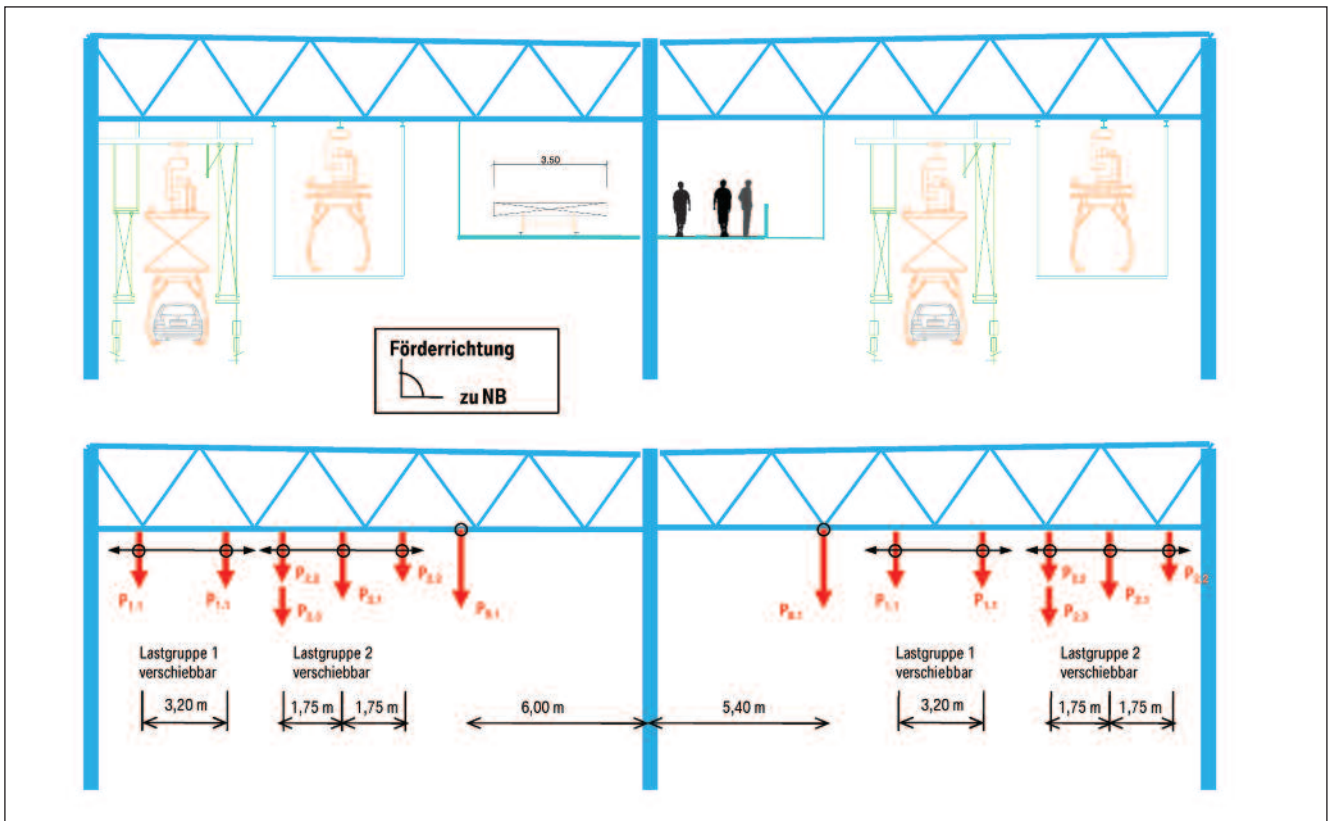


Abb. 5: Reelle Lastkombinationen

regelmäßig stark auf der sicheren Seite liegen; und das nicht nur bei der Festlegung von Nutzlasten auf Wartungsstegen und Instandhaltungsflächen, sondern auch bei der Zusammenstellung der Eigenlasten. Hier hat sich die Einbindung des Statikers auf Bauherrnseite bereits in der Angebotsphase der Fördertechnikvergabe bewährt. Auf diese Weise konnte die Last für die schwere EHB (deutscher Lieferant) beim Werksneubau in China von rund 130 kN auf 105 kN je 6m-Takt reduziert werden.

Zur Gewährleistung der Wirtschaftlichkeit bei der Erstellung von Produktionsgebäuden ist die Feststellung realistischer Lastannahmen der jeweiligen Einrichtungen nur der erste Schritt. Da in der Planungsphase des Gebäudes so gut wie nie endgültige Einrichtungspläne vorliegen, fällt der Entwicklung eines realitätsnahen Szenarios möglicher Kombinationen von Einwirkungen aus der Einrichtungs-technik, und hier besonders der Fördertechnik, eine besondere Rolle zu. Verdeutlicht werden kann die Entwicklung in den letzten Jahrzehnten am oben beschriebenen Schemaschnitt durch ein Montagegebäude.

2.3 Entwicklung Lastkombinationen

Beim Neubau der Montage im BMW-Werk Regensburg Mitte der achtziger Jahre wurde zur Bemessung der Dachbinder eine Flächenlast von 1,5 kN/m² auf einhundert Prozent der Hallenfläche angesetzt. Abgedeckt war damit nur die Last einer schweren EHB je Hallenschiff. Im Zuge des Produktionsaus- und -umbaus kamen weitere Lasten hinzu, sodass bis heute von den rund 750 Nebenbindern mehr als 300 individuell nachverstärkt werden mußten.

Aus dieser Erfahrung heraus wurden für einen Werksneubau in Leipzig nach der Vorlage eines vorläufigen Einrichtungsplans Zonen verschiedener Flächenlasten (von 1,5 bis 5,5 kN/m²) zur Bemessung herangezogen. Bedingt durch Layoutänderungen und nicht berücksichtigte

Einzellasten mußten nach Einbau der Einrichtungen noch Nachverstärkungen im größeren Umfang vorgenommen werden.

Das aktuelle Lastkonzept für Montagegebäude sieht Kombinationen aus Einzellastgruppen vor, deren ungünstigste (aber realistische!) Überlagerung zur Bemessung herangezogen wird (Abb. 5). Auf die globale Lastabtragung bezogen entspricht dies einer Flächenlast von circa 2,5 kN/m². Diese Vorgehensweise hat sich beim letzten Neubau in China bewährt. Dort wurden auch nur vierzig Prozent der Nebenbinder vollständig nach diesem Ansatz bemessen. Bei den anderen erfolgte die Bemessung der Gurte für eine reduzierte Last. Bei Bedarf kann die Tragfähigkeit der Gurte durch ein einfaches System auf den vollen Wert nachverstärkt werden.

Sekundärkonstruktionen werden im Regelfall von den Herstellern mit der nötigen Sorgfalt entsprechend der technischen Baubestimmungen geplant und hergestellt. Die fehlende Prüfpflicht auf Standsicherheit sowie gängige Sonderkonstruktionen bei Bauelementen und Verbindungen (zum Beispiel kaltverformte Profile, Klemmverbindungen) machen Vorsorgemaßnahmen allerdings sinnvoll. Dazu gehören:

- Standardisierte Lastpläne für die Befestigungen am Tragwerk,
- aussagekräftige Konstruktionspläne,
- freiwillige Prüfung von exponierten Bühnen (zum Beispiel über Verkehrswegen, Arbeitsplätzen).

3 Besonderer Regelungsbedarf

Das Erfordernis eigener betriebsinterner Regelungen entspringt der Forderung nach Standsicherheit oder Wirtschaftlichkeit, oder auch nach beidem gleichzeitig.

TRAGWERKSPLANUNG

Spalte	1	2	3	4	5	
Zeile	Kategorie		Nutzung	Beispiel	q_k kN/m ²	Q_k kN
			Wartungsflächen	Flächen auf abgehängten oder aufgeständerten Bühnen, die nur zu Wartungszwecken begangen werden ^x	1,5 ^z	1,5 ^y
^x Die Einhaltung ist durch Beschilderung und Zugangsbeschränkungen an den Bühnenaufgängen sicherzustellen. ^y Berücksichtigt ist eine Person mit Werkzeugkoffer, Ersatzteilen o. dgl. ^z Bei der Lastweiterleitung zur Gebäudekonstruktion darf dieser Wert für Bauteile die Wartungslasten aus einer Einflussfläche von mind. 10 m ² erhalten, auf 0,5 kN/m ² abgemindert werden.						

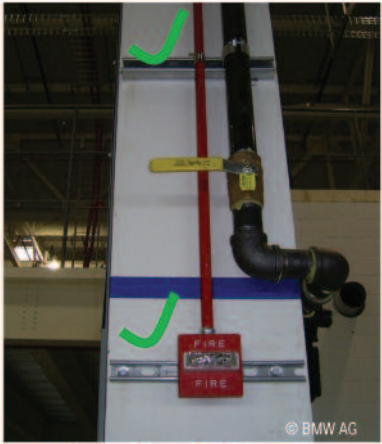
Abb. 6: Auszug aus Planungsrichtlinie: Wartungslasten

Befestigung von Installationen der TA

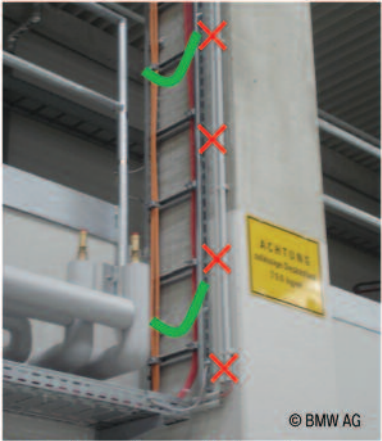
Um eine unkontrollierte lokale Anhäufung von Befestigungspunkten zu vermeiden, wird der Einsatz von Setzbolzen für Installationsumfänge eingeschränkt:

Bei der Befestigung an tragenden stabförmigen Bauteilen (Stützen, Träger, Fachwerkbinder etc.) dürfen nur Installationsschienen (Montageschienen) für mehrere Leitungen verwendet werden. Das Anbringen von einzelnen Leitungen ist nicht zulässig.

Generell gilt:
Keine Befestigung mittels Setzbolzen an tragenden Profilen mit geringem Querschnitt wie z.B. Pfetten, Fachwerkdigonalen, Verbandsstäben.



Richtig: Verwendung von Montageschienen



Richtig: Verwendung von Montageschienen
Falsch: Einzell befestigte Elektroleitungen

Abb. 7: Auszug aus Planungsrichtlinie: Befestigung TA mittels Setzbolzen

3.1 Transformation von Einrichtungslasten

Für Produktionsgebäude sind die in den technischen Baubestimmungen geregelte Lasten generell nur bedingt anwendbar. Eine Transformation von Einrichtungslasten in berechnungstaugliche Lastannahmen ist erforderlich.

Ähnlich wie bei der Fördertechnik sind auch von den wenigsten Anlagen- oder Maschinenherstellern auf Anrieb verlässliche und für eine Bemessung brauchbare Lastangaben zu erhalten. Häufig sind bei Maschinen mit beweglichen Komponenten nur die Extremwerte für jeden Aufstellfuß vorhanden, ohne Auflistung von Einzelastfällen oder zugehörigen Lastwerten. Wenn denn überhaupt der Maschinentyp zum Bemessungszeitpunkt schon bekannt ist.

An der Einschätzung, welche Flächen- und Einzellasten aus der Vielzahl der zum Beispiel auf einer Decke aufzustellenden Maschinen für die Statik ausschlaggebend sein könnten, beteiligen sich auch die Nutzervertreter. Hartnäckig halten sich Lastansätze aus den sechziger und siebziger Jahren, als Einzellasten vielfach durch einen üppigen Zuschlag auf die Flächenlast berücksichtigt wurden.

Sinnvoller und auch sicherer ist es, die Festlegung der Lastannahmen einem im Industriebau erfahrenen Tragwerksplaner zu überlassen. Bewährt hat sich, die Einzellasten häufig vorkommender schwerer Geräte so anzusetzen wie bei der Berücksichtigung von Gabelstaplern: Als wandernde Gruppe von Einzellasten innerhalb einer globalen Flächenlast.

3.2 Wartungslasten

Wirtschaftlich sinnvoll ist die Regelung von Nutzlasten auf Sekundärkonstruktionen der Anlagen- und Fördertechnik in lediglich zu Wartungszwecken begangenen Bereichen. Dies sind üblicherweise mit Gitterrosten oder Blechprofilrosten belegte Bereiche um die jeweiligen Geräte herum. Typisch sind solche Flächen bei:

- Schaltschrankbühnen,
- Lüftungs- und Kühlgerädebühnen,
- Instandhaltungsbühnen,
- Laufstegen an Sekundärkonstruktionen der Fördertechnik.

Für Flächen, bei denen durch geeignete Maßnahmen die planmäßige Nutzung sichergestellt ist, hat die BMW AG einheitliche Ansätze für Wartungslasten von $q_k = 1,5$ kN/m² und Q_k von 1,5 kN festgelegt (Abb. 6). Da selbst mit diesen bereits niedrigen Werten bei Beaufschlagung der meistens großen Wartungsflächen hohe Lasten an die Gebäudetragekonstruktion weitergeleitet werden müßten, wird eine weitere Reduzierung im Zuge der Lastweiterleitung empfohlen.

3.3 Setzbolzen

Der Einsatz von Setzbolzen zur Befestigung von dünnwandigen Profilblechen (Dachtrapezblechen, Fassadenprofilen) ist üblich und durch Zulassungen geregelt. Über diese Einsatzbereiche hinaus werden Setzbolzen bei BMW auch zur Befestigung von Gitter- und Blechprofilrosten sowie für Installationen der TA verwendet. Diese Anwendungen sind in einer weiteren internen Planungsrichtlinie ge-

regelt, um unzulässige Querschnittsschwächungen zu vermeiden (Abb. 7).

4 Wiederkehrende Bauwerksüberprüfung

4.1 Entwicklung

Die vielfältigen in den vorangehenden Kapiteln beschriebenen Einflüsse, Einwirkungen und Besonderheiten machen die Notwendigkeit einer Sicherstellung der Standsicherheit im Betrieb deutlich.

Bereits seit Jahrzehnten pflegt die BMW AG in München ein zentrales Bauarchiv, in dem, inzwischen vollständig digitalisiert, genehmigungsrechtliche Unterlagen aufbewahrt werden. Damit stehen Bestandsunterlagen für Standsicherheitsuntersuchungen jederzeit zur Verfügung.

Erstmals wurde 2002 im Montagekomplex Werk Dingolfing nach diversen Umbauten und Lasterhöhungen eine umfangreiche Bestandsaufnahme an Lasten und Tragkonstruktion durchgeführt. Nach und nach wurde dies auf weitere Gebäude mit hoher Umbauhäufigkeit erweitert. Dabei wurde auch das Erfordernis der regelmäßigen Bauwerksüberprüfung anhand zahlreicher aufgedeckter Schäden deutlich.

Aus den gewonnen Erkenntnissen erfolgten auch Rückflüsse in die Planungsrichtlinien. Beispiel hierzu: Die Überarbeitung der Ausführung von Notüberläufen für Flachdächer, die sich inzwischen in der Praxis bewährt hat (Abb. 8).

Nach dem Erscheinen der „Hinweise ...“ der Obersten Baubehörde in Bayern [1] wurde 2007 der Aufbau eines „Bauwerks-Controlling“ beschlossen.



Abb. 8: Intakte Notüberläufe bei Starkregenereignis

4.2 Umsetzung

Die drei Säulen der wiederkehrenden Bauwerksüberprüfung nach [1] und [2] sind das Führen eines Bauwerks-/Objektbuches – in [2] als „Bauwerksbuch Standsicherheit“ bezeichnet –, die regelmäßigen Bauwerksüberprüfungen und die Staffelung der Überprüfungen (Eigentümer/Verfügungsberechtigter – fachkundige Person – besonders fachkundige Person).

Durch das vorhandene Bauarchiv war die Dokumentation der Bestandsunterlagen bereits gewährleistet. Bei Neubauten wird inzwischen mit dem Planungsauftrag die Erstellung des „Bauwerksbuch Standsicherheit“ vergeben, sodass hier der Prozess der wiederkehrenden Überprüfung ohne Verzögerung starten kann. Aufwendiger gestaltet sich für den umfangreichen Gebäudebestand die hierzu er-

VDI 6200

Schadensfolgeklasse	Begehung gemäß Abschnitt 10.1.1	Inspektion gemäß Abschnitt 10.1.2	Eingehende Überprüfung gemäß Abschnitt 10.1.3
CC 3	1 bis 2 Jahre	2 bis 3 Jahre	6 bis 9 Jahre
CC 2	2 bis 3 Jahre	4 bis 5 Jahre	12 bis 15 Jahre
CC 1	3 bis 5 Jahre	nach Erfordernis	

© BMW AG

?
=

© BMW AG

Abb. 9: Presswerk und Verwaltungsgebäude – gleiche Überprüfungsintervalle?

TRAGWERKSPLANUNG

	Schadensfolgeklasse CC 2			Begehung	Inspektion	Eing. Überp.
	Grundintervalle Basisreferenz	VDI 6200 Abgeleitet aus VDI 6200		2-3 Jahre 4-5 Jahre ³⁾	4-5 Jahre 9-10 Jahre	12-15 Jahre (22-23 J.) ²⁾
Bonus 1	Bestandsdokumentation Standicherheit	Vorhanden, wenn permanent gepflegt		±0	+1	+2
Bonus 2	Instandhaltung	Im Rahmen einer planmäßigen und strukturierten Gebäude- wirtschaft		+1	+1	+1
Bonus 3	Robustheit des Bauwerks	Robustheitsklasse nach VDI 6200	RC 3	±0	+1	+2
			RC 4	±0	+2	+4
Malus 1	Gebäude	Geschosse	> 3	±0	-1	-2
		Max. Stützweite	> 30 m	±0	-1	-2
Malus 2	Robustheit des Bauwerks	Robustheitsklasse nach VDI 6200	RC 1	-1	-2	-4
Malus 3	Tragkonstruktion	Materialart	Holz	-1	-2	-4
		Materialabnormalitäten		-1	-2	-4
		Wartungsbauteile	Fahrbahnübergänge, Gelenke, Lager	±0	-1	-2
		Eingeschränkte Zugänglichkeit, Überschaubarkeit	Verkleidete Tragkonstr. Hohlkörperbauteile Umfangreiche Einbauten Komplexe Gebäudestruktur	±0	-1	-2
Malus 4	Veränderungen	Umbautätigkeit	Häufig	-1	-2	-2
		Wechsel der Nutzung	Häufig	-1	-2	-2
Malus 5	Umgebungsbedingungen I	Mäßige Feuchte Schwacher chem. Angriff Extreme Temperaturen	Offene Hallen, Innenräume mit hoher Luftfeuchtigkeit, Kläranlagen, Güllebehälter, Härtereien, Gießereien	-1	-2	-4
	Umgebungsbedingen II	Wechselnd nass und trocken Mäßiger bis starker chem. Angriff	Freie Bewitterung, Meeresbauwerke, Industrieabwasseranlagen	-2	-4	-6
Malus 6	Nutzlasten, Dynamik I ¹⁾	Hohe Nutzlasten		-1	-2	-4
		Kranbahn bis 80 to Nutzlast				
		Gabelstapler bis 1,5 to Traglast				
		Maschinenlasten mit nur geringfügigem Dynamikanteil				
	Nutzlasten, Dynamik II ¹⁾	Sehr hohe Nutzlasten		-2	-4	-6
		Kranbahn bis 80 to Nutzlast				
		Gabelstapler bis 1,5 to Traglast				
		Maschinenlasten mit mittlerem bzw. hohem Dynamikanteil				

¹⁾ Außer Lasten auf nichttragenden Bodenplatten; ²⁾ Bei mehr als 20 Jahren kann die eingehende Überprüfung entfallen; ³⁾ Mindestwert 1 Jahr

Abb. 10: Einstufungsmatrix für Überprüfungsintervalle

forderliche Erfassung des Ist-Zustandes von Einwirkungen und Tragwerken.

4.3 Differenzierte Überprüfungsintervalle

Die unbedingt erforderliche Priorisierung der Bestandsgebäude bei der Erfassung wird mit Unterstützung durch eine Differenzierung der Überprüfungsintervalle durchgeführt.

In der VDI-Richtlinie 6200 werden die Überprüfungsintervalle lediglich nach der Schadensfolgeklasse bestimmt. Diese einfache Gliederung hat ihre Berechtigung aus der Konsequenz ihrer Ableitung aus [1], schließt aber eine weitere Verfeinerung nicht aus.

Eine Differenzierung der Intervalle bietet neben dem Systematisierungseffekt noch die Vorteile der risikobezogenen Fokussierung und Gewichtung (**Abb. 9**) sowie die Aussicht auf eine wirtschaftlichere Abwicklung der Überprüfung.

Inspiziert von der Reduktionsmethode von Munter [3], mit der dieser eine Revolution in der Risikobetrachtung von Lawinenabgängen einleitete, entstand ein einfaches Bonus- und Malussystem. Im Gegensatz zu Munters Risikotheorie aufgrund fehlender statistischer Auswertungen von Gebäudeschäden jedoch ohne stochastische Grundlagen (**Abb. 10**). Ausgangspunkt ist eine sog. Basisreferenz, bei der von den Intervallen der VDI 6200 (CC2) für ein durchschnittliches Gebäude auf

ein einfaches, unkritisches und schadenfreies Gebäude übergeleitet wurde. Von dieser aus werden die jeweiligen positiven oder negativen Einflüsse auf die Intervalle durch Addition oder Subtraktion von gewichteten ganzen Jahreszahlen berücksichtigt. Je Block (Bonus oder Malus) wird nur der vom Betrag her höchste Wert berücksichtigt, die Summe der Auf- und Abschläge zur Basisreferenz ergibt dann die Anhaltswerte für die Einstufung.

In die Gewichtung der einzelnen Schadenspotentiale sind die Erfahrungen aus zahlreichen Schadensfällen eingeflossen. Trotzdem kann und soll die vorliegende Matrix nur ein Hilfsmittel für die sachkundige oder besonders sachkundige Person zur Festlegung realistischer Intervalle sein.

5 Literatur

- [1] Oberste Baubehörde im Bayerischen Staatsministerium des Innern: Hinweise für die Überprüfung der Standsicherheit von baulichen Anlagen durch den Eigentümer/Verfügungsberechtigten (Fassung September 2006)
- [2] VDI 6200 (Februar 2010): Standsicherheit von Bauwerken – regelmäßige Überprüfung, Beuth-Verlag, Berlin
- [3] Werner Munter: 3 x 3 Lawinen, Verlag Pohl & Schellhammer (1997)

Hoheitlich oder privat? Wo beginnt die rechtliche Grenze der privaten bautechnischen Prüfungen?

Die Privatisierung erscheint dann unzulässig, wenn bestimmte Schwächungstatbestände auftreten können

Die Bestrebungen mancher deutscher Länder, die bautechnische Prüfung aus dem hoheitlichen Aufgabenbereich der Baubehörden auszugliedern und privatrechtlich tätigen anerkannten Prüfsachverständigen zu überantworten, hat zu einer immer noch anhaltenden gründlichen Diskussion geführt, in der fachliche, ordnungs- und sicherheitspolitische sowie berufspolitische Argumente, Meinungen und Kommentare ausgetauscht worden sind. Auch das eine oder andere juristische Gutachten ist für diese Diskussion erarbeitet und veröffentlicht worden. Mittlerweile kann man – einen guten Überblick vorausgesetzt – ein erstes Fazit ziehen, was der Autor des folgenden Beitrages* unternommen hat. Er beleuchtet die Frage nach den rechtlichen Vorgaben, an denen die Privatisierung der bautechnischen Prüfung zu messen sei und bewertet deren Zulässigkeit aus juristischem Blickwinkel. Dabei gelangt er zu Ergebnissen, die der offiziellen Position mancher Berufsverbände der (Prüf-)Ingenieure entsprechen, insbesondere derjenigen, die die Bundesvereinigung der Prüfindgenieure für Bautechnik (BVPI) eingenommen hat und landes- wie bundespolitisch vertritt.

* Nachdruck aus: Deutsches Ingenieurblatt, Heft 12/2012, S. 62-63
© 2012 Fachverlag Schiele & Schön GmbH



Dr. jur. Christoph Steiner

praktiziert seit 2004 als Rechtsanwalt und seit 2007 als Fachanwalt für das Bau- und Architektenrecht, verfügt über langjährige Erfahrung mit dem Recht der bautechnischen Prüfung, hat diverse Publikationen über bau- und immobilienrechtliche und über bauordnungsrechtliche Themen publiziert und ist als selbstständiger Rechtsanwalt in der Kanzlei Rechtsanwälte Steeger in Berlin tätig

Die Bauaufsicht ist Aufgabe des Staates (siehe Paragraf 58 Musterbauordnung). Wichtiges Ziel der Bauaufsicht ist, durch eine vorbeugende Gefahrenabwehr die Risiken, die durch Bauwerke entstehen können, für die Allgemeinheit so weit wie möglich einzudämmen.

Bei Bauwerken handelt es sich in der Regel um Unikate, die jedes für sich neue und individuelle Anforderungen an die Planung stellen. Geplant und gebaut wird unter Berücksichtigung eines in Normen vorgesehenen Sicherheitsvorrats. Darin sind jedoch menschliche Fehler nicht enthalten. Solche lassen sich nur durch präventive Kontrollmaßnahmen vermeiden. Zentrales Element der Bauaufsicht ist die staatliche baurechtliche und bautechnische Prüfung und Genehmigung, für die letztlich die Baubehörde verantwortlich zeichnet.

Seit den 1920-er Jahren wird die bautechnische Prüfung im Bereich der Standsicherheit in vielen Fällen von freiberuflich tätigen Prüfindgenieuren für Baustatik durchgeführt. Dabei war es lange Zeit einheitliche Rechtspraxis, dass die Prüfindgenieure im Rahmen ihrer Tätigkeit mit hoheitlichen Aufgaben betraut und somit als ausgegliedertes Element des behördlichen Genehmigungsverfahrens tätig waren.

Prüfindgenieure sind Beliehene. Ihre Aufgabe ist die Prüfung und Kontrolle der bautechnischen Unterlagen sowie die Überwachung der Bauarbeiten im Hinblick auf die Standsicherheit (im Interesse der Allgemeinheit). Gleichwohl profitiert vom Vieraugenprinzip der Sicherheitsprüfung auch der Bauherr – obgleich die bautechnische Prüfung formal nicht zu seinem Schutz erfolgt. Seit geraumer Zeit gibt es auch den Prüfindgenieur für Brandschutz.

In verschiedenen Bundesländern gibt es momentan Bestrebungen, die bautechnische Prüfung aus dem hoheitlich wahrgenommenen Aufgabenbereich der Baubehörden auszugliedern und stattdessen den privatrechtlich tätigen anerkannten Prüfsachverständigen einzuführen. Dies soll Anlass sein, in einem kurzen Abriss die Frage nach den rechtlichen Vorgaben zu beleuchten, an denen derartige Privatisierungsmaßnahmen zu messen sind und deren Zulässigkeit aus juristischem Blickwinkel zu bewerten:

Vollständige Gestaltungsfreiheit besitzt der Gesetzgeber im Bereich der vorbeugenden Gefahrenabwehr nicht. Das gilt umso mehr, als man sich hier im Umfeld der essentiellen Rechtsgüter „Leben“ und „körperliche Unversehrtheit“ bewegt. Dem Staat obliegen insoweit umfassende Schutzpflichten. Wenn auch ihre Herleitung im Einzelnen nicht unumstritten ist, lässt sich unstreitig feststellen, dass effektiver und umfassender Schutz für Leib und Leben durch vorbeugende Gefahrenabwehr vom Staat gewährleistet werden muss. Ferner ist gemäß Artikel 33 Absatz 4 des Grundgesetzes die Ausübung hoheitsrechtlicher Befugnisse als ständige Aufgabe in der Regel solchen Personen zu übertragen, die in einem öffentlich-rechtlichen Dienst- und Treueverhältnis stehen.

Die nach der Rechtsprechung des Bundesverfassungsgerichts umfassenden Schutzpflichten verlangen von Verwaltung und einschlägigen Rechtsnormen, den erforderlichen Schutz gegen Risiken zu bieten, die die Allgemeinheit (hier durch Bauwerke) bedrohen. Ferner ist die Behörde nach dem Untersuchungsgrundsatz gemäß Paragraf 24 des Verwaltungsverfahrensgesetzes verpflichtet, den jeweiligen Sachverhalt von Amts wegen zu ermitteln, muss sich also selbst ein Bild von den relevanten Umständen verschaffen.

Diese Grundsätze berücksichtigend gelangt man zu der Erkenntnis, dass sich der Staat nicht derart aus wichtigen Bereichen der Gefahrenabwehr zurücknehmen darf, indem er relevante Verwaltungsfunktionen vollständig an Private überträgt. Dies gilt gerade im Bereich des Polizei- und Ordnungsrechts, welches Sicherheit als essentielle Grundlage eines geordneten Gemeinwesens zu gewährleisten hat.

Während der beliehene Prüfingenieur gewissermaßen in das behördliche Geschehen eingegliedert ist und hoheitliche Aufgaben wahrnimmt, sodass das für das Verhältnis zwischen Staat und Bürger typische Subordinationsverhältnis besteht, begegnet der anerkannte Prüfsachverständige dem Bauherrn bestenfalls auf Augenhöhe. Mehr noch: Es liegt nahe, dass mancher Auftraggeber Prüfsachverständige mit klassischen Dienstleistern verwechselt. Während hoheitlich tätige Prüfingenieure weder formal noch tatsächlich dem Bauherrn Rechenschaft schulden, sondern stattdessen der Fachaufsicht der obersten Bauaufsichtsbehörde unterliegen (Paragraf 2 Absatz 1 Musterbauprüfverordnung) und ihnen die Autorität der Bauaufsicht zukommt, müssen die Prüfsachverständigen ohne derartige Hoheitsmerkmale auskommen. Sie sind in weiten Bereichen in den Kreis der bauausführenden und planenden Auftragnehmer und des Bauherrn eingegliedert. Es lässt sich daher kaum leugnen, dass bei Verzicht auf die hoheitliche Prüfung durch einen Prüfingenieur die folgenden sicherheitsrelevanten Defizite möglich werden.

Oftmals lassen die Anforderungen der Standsicherheit Interpretations- und Auslegungsspielräume. Dass nun aber Bauherren, gerade gewerbliche, die Projekte nicht zum Eigengebrauch, sondern zu Investitionszwecken errichten lassen, ein gesteigertes Interesse an niedrigen Kosten haben, liegt auf der Hand.

Der privatrechtlich beauftragte Prüfsachverständige ist insoweit Einflussnahmen und gegebenenfalls ausgeübtem Druck wesentlich stärker ausgesetzt als der hoheitliche Prüfingenieur. Dass zwischen Tragwerksplaner und Prüfer durchaus Konflikte hinsichtlich der Frage vorkommen, wie richtig und notwendigerweise zu planen und zu bauen ist, lässt sich belegen. Schließlich muss sich der Tragwerksplaner, anders als der Prüfer, auch um die Wirtschaftlichkeit der Planung kümmern.

Im Rahmen der Überwachungstätigkeit auf der Baustelle hat der privatrechtlich beauftragte Prüfsachverständige nicht die hoheitlich untermauerte Durchsetzungskraft, die dem Prüfingenieur zukommt. Selbst bei Gefahr in Verzug wird er in höherem Maß Beeinflussungsversuchen unterliegen.

Eine weitere Schwächung der Position des Prüfsachverständigen gegenüber der Rolle des beliehenen Prüfingenieurs folgt aus Paragraf 13 Absatz 4 der Musterbauprüfverordnung: Danach darf sich der Bauherr für die Bescheinigung der ordnungsgemäßen Bauausführung aus wichtigem Grund eines anderen, als desjenigen Prüfsachverständigen bedienen, der den Standsicherheitsnachweis bescheinigt hat. Der

Prüfsachverständige kann also in gewissem Umfang während des Projekts ausgetauscht werden. Auch hier entsteht ein potenzieller Hebel für den Bauherrn, Druck auf den Prüfsachverständigen auszuüben.

Auch vermeintlich gesteigerte Haftungsrisiken, die mit der privatrechtlichen Beauftragung einhergehen sollen, müssen den Prüfsachverständigen nicht zwingend bei einer kostenorientierten Entscheidung zulasten kompromissloser Standsicherheit leiten.

Wie jeder privatrechtlich beauftragte Planer könnte er den Auftraggeber auf mögliche technische Risiken hinweisen und im Falle dessen dennoch erteilter Zustimmung damit die Gefahr auf den Bauherrn verlagern. Denn für den Eintritt möglicher Schäden haftet der Ingenieur dem Bauherrn vertraglich nicht, wenn er sie vorher benannt und der Auftraggeber der Planung dennoch zugestimmt hat.

Auch vermeintliche Vorteile der Privatisierung für die öffentliche Hand im Haftungsbereich sind weniger zwingend als es scheint. Dies liegt zum einen daran, dass bereits die im Rahmen der Tätigkeit von Prüfingenieuren einschlägige Amtshaftung gemäß Paragraf 839 BGB in Verbindung mit Artikel 34 Grundgesetz nicht zuletzt aufgrund der Rechtsprechung des Bundesverfassungsgerichts dem Staat nur begrenzt Haftungsrisiken auferlegt [1]. Zum anderen müsste eine höchstgerichtliche Klärung, ob nicht auch die Tätigkeit der Prüfsachverständigen der Amtshaftung unterliegt, erst noch erfolgen.

Der Bundesgerichtshof hat in ähnlichem Zusammenhang an anderer Stelle nämlich nicht auf die Person des Handelnden abgestellt, sondern auf seine Funktion - das heißt: auf die Aufgabe, deren Wahrnehmung die im konkreten Fall ausgeübte Tätigkeit dient. Auf dieser Grundlage hat das Gericht einen staatlich anerkannten luftfahrttechnischen Betrieb, organisiert als privatrechtlicher Verein und - wie Prüfsachverständige - nicht behördlich beauftragt, der Amtshaftung unterstellt. Dessen im Besitz der erforderlichen Prüferlaubnis stehender Mitarbeiter hatte ein kurz darauf abgestürztes Segelflugzeug fälschlich für flugtauglich erklärt und eine entsprechende Bescheinigung ausgestellt.

Es lassen sich insoweit durchaus Parallelen zur Tätigkeit des Prüfsachverständigen ziehen; auch die von diesem zu erfüllende Aufgabe ist letztlich die hoheitliche der Gefahrenabwehr, der sein gesetzgeberisch vorgesehener Einsatz auch dienen soll.

Gemessen an dem Grundsatz, dass ein bestimmtes Mittel notwendig einzusetzen ist, wenn sich kein anderes als gleichermaßen wirksam und geeignet erweist, erscheint eine Privatisierung der bautechnischen Prüfung unzulässig, mit der die vorgenannten Schwächungstatbestände einhergehen. Auch die Senatsverwaltung für Stadtentwicklung in Berlin hat noch vor nicht allzu langer Zeit in diesem Sinne für die Beibehaltung der hoheitlichen Prüfung durch Prüfingenieure plädiert [2].

Literatur

- [1] Steiner, Christoph: „Entlastung nicht ausgeschlossen“, Deutsches Ingenieurblatt 06/2011
- [2] Wagner, Peter: „Der Prüfingenieur für Baustatik – Ein Auslaufmodell?“, Bautechnik 2002, Seite 790

IMPRESSUM

HERAUSGEBER

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

ISSN 1430-9084

REDAKTION

Klaus Werwath, Lahrring 36, 53639 Königswinter
Tel.: 0 22 23/91 23 15, Fax: 0 22 23/9 09 80 01
E-Mail: Redaktion@bvpi.de

TECHNISCHE KORRESPONDENTEN

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

Bayern: Dr.-Ing. Markus Staller, Gräfelfing

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

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

Bremen: Dipl.-Ing. Ralf Scharmann, Bremen

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

Hessen: Dipl.-Ing. Bodo Hensel, Kassel

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

Niedersachsen: Dipl.-Ing. Wolfgang Wienecke, Braunschweig

Nordrhein-Westfalen: Dipl.-Ing. Josef G. Dumsch, Wuppertal

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

Saarland: Dipl.-Ing. Gerhard Schaller, Homburg

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

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

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

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

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

DRUCK

Vogel Druck und Medienservice, Leibnizstraße 5, 97204 Höchberg

DTP

Satz-Studio Heimerl, Scherenbergstraße 12, 97082 Würzburg

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

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

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

