



DER PRÜFINGENIEUR

Das Magazin der Bundesvereinigung der Prüfsingenieure für Bautechnik

- Die Rolle des Prüfsingenieurs als Kommunikator
- Hochfester Betonstahl für Stützen im Hochhausbau
- Prüfung von Ingenieurmethoden des Brandschutzes
- BIM-Einführung und Auswirkungen auf den Prüfsingenieur
- Bauregeln für Anlagen solartechnischer Wärme- und Stromgewinnung
- Pumpspeicherkraftwerke als hocheffiziente Energiespeicher
- Stuttgart 21: Statusbericht aus der Sicht der Planer und Prüfsingenieure
- Von der Bauproduktenrichtlinie zur Bauproduktenverordnung
- Gruppenweisheit beruht auf dem Wissen komiteebasierter Mehrheiten

EDITORIAL

Dr.-Ing. Jörg Erdmann: Die Rolle des Prüfenieurs für Standsicherheit und Brandschutz als Kommunikator	4
---	---

NACHRICHTEN

BVPI-Arbeitstagung in Bremerhaven mit Bischof a. D. Wolfgang Huber	5
Tagungen über Erfahrungen mit den Eurocodes für Tragwerksplanung und Geotechnik	6
Fortbildung zum Sachkundigen Planer für Schutz und Instandsetzung von Betonbauwerken	6
Bericht über das 17. und Ankündigung des 18. Dresdener Baustatik-Seminars in Dresden	7
Kooperationsvertrag zwischen vpi-EBA und VDEI/Ziel: Verwertung bilateralen Fachwissens	8
PiN und PRB: Die Bauingenieure müssen an der pränormativen Arbeit aktiv mitwirken	9
Lothar Schenck neuer Vorsitzender der Prüfenieure in Rheinland-Pfalz	10
Baden-Baden: Arbeitstagung der Prüfenieure markiert „Veränderungen und Trends!“	10
Lehrgang für Sachkundige Planer für Schutz und Instandsetzung von Betonbauteilen	11
Neue Schriften in der Reihe der Merkblätter des Deutschen Betonvereins	11

WERKSTOFFE

Dr. Ing. Hubert Bachmann: Stützen mit hochfestem Betonstahl sind im Hochhausbau eine gute Alternative zu Stahl- und Stahlverbundstützen – Versuche und Erfahrungen bei den Tanzenden Türmen in Hamburg und beim Bau des Taunusturms in Frankfurt	12
--	----

BRANDSCHUTZ

Dr.-Ing. Jens Upmeyer: Prüfung von Ingenieurmethoden des Brandschutzes im Dialog zwischen Fachplaner und Prüfenieur - Für Computersimulationen müssen die Randbedingungen und Schutzziele im Brandfall exakt definiert werden	28
---	----

BUILDING INFORMATION MODELING

Prof. Dipl.-Ing. Rasso Steinmann: Was ist BIM? Was leistet BIM? Welche Faktoren sind für eine gelungene BIM-Einführung im Büro entscheidend? – Die eigentliche Herausforderung sind die Methoden und Abläufe, die Organisation und die Unternehmenskultur	37
Prof. Dipl.-Ing. Hans-Georg Oltmanns: Die Prüfenieure werden in den Gesamtprozess des Building Information Modeling eingebunden werden- Die Dokumentation von Planungsergebnissen auf Papier mit Prüfvermerken wird von Datenbanken abgelöst	41

ENERGIEANLAGEN

Dipl.-Ing. Gerhard Breitschaft/Dipl.-Ing. Monika Herr: Die für alle Bauten üblichen Regeln gelten auch für die Anlagen solartechnischer Wärme- und Stromgewinnung – Für die Montage müssen die Vorgaben der allgemeinen bauaufsichtlichen Zulassungen genau beachtet werden	46
Dr.-Ing. Diethelm Linse: Pumpspeicherkraftwerke sind für die Energiewende technisch und wirtschaftlich effiziente Energiespeicher – Steigerung der Leistung eines PSW in Luxemburg durch den Bau einer neuen Maschine von 1090 auf 1200 Megawatt	52

GROSSPROJEKTE

Dr.-Ing. Wolfgang Rauscher/Dipl.-Ing. Volker Walter Hans Weiß: Stuttgart 21: Aktueller Statusbericht aus Sicht der Planer und Prüfenieure	59
---	----

EU-HARMONISIERUNG

Ministerialrat Dr.-Ing. Gerhard Scheuermann: Von der EU-Bauproduktenrichtlinie über das Bauproduktengesetz zur Bauproduktenverordnung: Die Prüfenieure werden gerufen, wenn Bauprodukte womöglich nicht hätten eingeführt werden dürfen	65
---	----

DIVERSITÄTSINTELLIGENZ

Prof. Dr. Johannes Kornhuber: Die Vorteile der Gruppenweisheit beruhen auf der offenbaren Überlegenheit komiteebasierter Mehrheiten – Ein Vorgesetzter kann kompetenter sein als einzelne Mitarbeiter, aber nicht fachkundiger als deren Summe	72
--	----

IMPRESSUM	80
-----------	----

Zur Rolle des Prüflingenieurs für Standsicherheit und Brandschutz als Kommunikator



Dr.-Ing. Jörg Erdmann
Beratender Ingenieur VBI, Prüflingenieur für Baustatik, staatlich anerkannter Sachverständiger für die Prüfung der Standsicherheit in NRW, Prüfer für bautechnische Nachweise im Eisenbahnbau; in den Beirat der Bundesvereinigung der Prüflingenieure für Bautechnik für das Ressort Öffentlichkeitsarbeit bestellt

Kommunikation ist entsprechend allgemein verfügbaren Definitionen „der Austausch oder die Übertragung von Informationen“; Informationen sind in diesem Zusammenhang „eine zusammenfassende Bezeichnung für Wissen, Erkenntnis oder Erfahrung“.

Der Austausch von Gedanken und Meinungen erfolgt dabei stets von Mensch zu Mensch, auch wenn es um Regeln oder Vorgaben offizieller oder institutioneller Herkunft geht. Die Anwendung von Wissen, Erkenntnis und Erfahrung ist und bleibt aber personenbezogen und individuell.

Wir leben in einem Kommunikationszeitalter. Die Wege kommunikativer Inhalte sind vielfältig, eindeutig oder undurchsichtig, wahr oder falsch, gut gemeint oder verführerisch. Jeder von uns ist dabei Sender und Empfänger. Auch unsere Bautechnikwelt wird hiervon erfasst, verfahrensmäßig durchaus effektiv, inhaltlich nützlich, manchmal begrenzt. Der Informationsaustausch findet stets zwischen mehreren Personen statt. Dabei stellt sich die Frage nach dem Grad der technischen Wahrheit, wenn Individuen ihre Erfahrung oder ihr Wissen einbringen.

Was hat dies alles mit dem Prüflingenieur für Standsicherheit oder Brandschutz zu tun? Im Zuge eines Planungsprozesses wird von unterschiedlich Beteiligten darauf hingearbeitet, die Anforderungen an ein Bauprojekt bezüglich Gestaltung, Nutzung, Rechtssicherheit, Wirtschaftlichkeit, Dauerhaftigkeit und auch Standsicherheit und Brandschutz zu erfüllen. Dabei spielen die Interessen der Bauherren, der Entwurfsverfasser, der Fachplaner, der Bauausführenden und der späteren Nutzer eine entscheidende Rolle. Hinzu kommt das durch die Bauaufsichten zu vertretende öffentliche Interesse, welches sich auf die Gefahrenabwehr und die Sicherheit für Leib und Leben bezieht.

Hier kommt nun der Prüflingenieur ins Spiel. Er steht mit den privatrechtlich Beteiligten und den zuständigen Bauaufsichtsämtern in Verbindung, überprüft die Planungsergebnisse hinsichtlich der Einhaltung der technischen Regeln, der Vorschriften und der projektspezifischen

Randbedingungen sowie die Bauausführung bezüglich der ordnungsgemäßen Umsetzung der Planungen. Abschließend übergibt er seine Prüfdokumente der zuständigen Behörde, die sie in den Genehmigungsvorgang einführt. Somit steht der Prüflingenieur im Zentrum des Geschehens und ist als verbindend Tätiger ein Kommunikator. Dieser Kommunikator erhält technische Informationen von den fachlich Beteiligten und prüft beziehungsweise bewertet sie mit seinem Wissen und seiner Erfahrung, unabhängig und eigenverantwortlich.

Mit dem Ergebnis seiner Überprüfung bestätigt er die Einhaltung oder bemängelt die Nichteinhaltung öffentlich-rechtlicher Vorgaben und der anerkannten Regeln der Technik. Er trägt damit zur öffentlichen Sicherheit unserer Bauwerke bei. Dabei handelt er im bauaufsichtlichen Sinn, unabhängig von seinem Beauftragungsstatus.

Die Sprache des Ingenieurs ist die Zeichnung. In dem Bild eines Rades findet sich der Entstehungsprozess eines Bauprojektes wieder. Der aus mehreren Teilen zusammengesetzte Felgenkranz stellt die ideellen Größen dar: die Entscheidung zum Bauen, die Finanzierung, das Baurecht, die technischen Regeln. Die Speichen symbolisieren die Vielzahl der am Bau Beteiligten: die Bauherrschaft, die Entwurfsverfasser, die Fachplaner, die Gutachter, die Bauausführenden, die Mitarbeiterinnen und Mitarbeiter der Bauaufsichtsämter. Es verbleibt ein weiteres Element eines Rades: seine Nabe. Der Sitz der Nabe auf der Achse ermöglicht das Drehen des Rades als gewolltes Ziel. Wichtig zu erkennen und zu verstehen ist, dass jedes Bauprojekt ein neues Rad darstellt, mit immer wieder neu besetzten und zusammenwirkenden Teilen. Und jedes Rad muss zum Rollen gebracht werden.

Trotz der sprichwörtlichen Bescheidenheit der Ingenieure sehe ich den Prüflingenieur im Bereich des Zentrums des Baugeschehens, also als einen Teil der Nabe des Rades, die ja bekanntlich dessen Speichen zusammenhält. Hier kann er sich als der effiziente Kommunikator für Qualität und Sicherheit erweisen. In dieser Position kann er, auch wenn das bislang noch nicht so direkt und klar ausgesprochen worden ist, im Herstellungsprozess baulicher Unikate seiner unabhängigen Aufgabe im Spannungs- und Interessenfeld aller am Bau Beteiligten und in der sich ständig erweiternden Technikwelt und ihrer Vielzahl von auszutauschenden Informationen am sinnvollsten und für alle Beteiligten am vorteilhaftesten gerecht werden – vor allem und in erster Linie aber für die staatlichen und privaten Bauherren.

Übrigens: Ein Rad stellt für uns Bauingenieure ein hochinteressantes Element dar. Zu erkennen sind statische Unbestimmtheit, Verbundsysteme, einfache Verbindungen der einzelnen Elemente, Wechselbeanspruchungen, dynamische Einflüsse, gerade und gekrümmte Stäbe. Wir sollten mit Respekt auf die Entdecker und Entwickler dieses für unsere Kultur wichtigen und bedeutenden technischen Elementes zurückschauen. Vor 4000 Jahren wurde in der Bronzezeit ein wahrlich nachhaltiges Tragsystem geschaffen. Versuchen Sie mal, es nachzurechnen.

Bischof a. D. Wolfgang Huber hält auf der Arbeitstagung der Prüflingenieurtechniker in Bremerhaven die Festrede

Aktuelle ingenieurtechnische und berufspolitische Vorträge und ein buntes Besichtigungs-Programm für Begleitpersonen

Eine inhaltliche Attraktion besonderen Formats offeriert die Bundesvereinigung der Prüflingenieurtechniker für Bautechnik (BVPI) ihren Mitgliedern im Rahmen ihrer nächsten Arbeitstagung, die am 19. und 20. September in Bremerhaven stattfinden wird: Bischof a. D. Prof. Dr. Dr. h. c. Wolfgang Huber, bundesweit bekannt als früherer Ratsvorsitzender der Evangelischen Kirche in Deutschland, wird sich mit verschiedenen Aspekten der ethischen Grundlage menschlichen Handelns beschäftigen, die er in der überschriftlichen Frage: „Braucht Freiheit Grenzen?“ subsumiert hat und unter diesem Motto zu beantworten sucht. Auch ingenieurtechnisch und berufspolitisch wird den Prüflingenieurtechnikern aus ganz Deutschland auf dieser Arbeitstagung Erstklassiges geboten: Vorträge und offene Diskussionen über nahezu alle derzeit aktuellen ingenieurtechnischen Themen und Probleme.

Veranstaltungsort dieser Arbeitstagung ist das Atlantic Hotel SailCity im Herzen des Tourismusresorts Havenwelten in Bremerhaven direkt am Weserdeich. Dieses 4-Sterne-Hotel wird in einem architektonisch sehr markanten Gebäude mit einzigartiger Aussicht auf die Weser geführt (siehe Abbildung), und zwar in unmittelbarer Nähe der touristischen Anziehungspunkte Klimahaus 8°Ost, Deutsches Schifffahrtsmuseum, Deutsches Auswandererhaus und Zoo am Meer, und es erhebt mit seinem „jungem, modernen, niveauvollen“ Interieur-Design den Anspruch, ein „Zuhause auf Zeit“ zu bieten.

In den großzügigen und hellen Tagungsräumen des Hotels bietet die BVPI ihren Mitgliedern ein anspruchsvolles Fachprogramm an. Nach den Obligatorien (der Eröffnung und Begrüßung durch den Präsidenten der BVPI, Dr.-Ing. Markus Wetzels, und einem politischen Grußwort des Senators für Umwelt, Bau und Verkehr des Landes Bremen, Dr. Joachim Lohse) folgen der an dieser Stelle schon traditionelle Bericht über die Arbeit des Deutschen Instituts für Bautechnik (DIBt) (vom Vizepräsidenten des DIBt, Dr.-Ing. Karsten Kathage) und über den Stand der pränormativen Arbeit der Initiative Praxisgerechte Re-

gelwerke im Bauwesen (PRB), den die Prüflingenieurtechniker Prof. Dr.-Ing. Wolfram Jäger und Dr.-Ing. Frank Breinlinger erstatten werden. Anschließend werden den ganzen Tag über hervorragende und in ihren jeweiligen Disziplinen namhafte Fachleute reden: Am Freitag,



Foto: Atlantic Hotel

DAS ATLANTIC HOTEL SAILCITY in Bremerhaven, der Tagungsort der nächsten Arbeitstagung der Bundesvereinigung der Prüflingenieurtechniker für Bautechnik (BVPI) am 19. und 20. September, stammt von dem Bremer Architekturbüro Klumpp Architekten und Stadtplaner. Es erinnert an ein sich dem Meer zugewandtes aufblühendes Segel. Unterstrichen wird diese dynamische Gebäudeform durch die vorgesetzte Metallkonstruktion. Eine in luftiger Höhe verankerte Besucherplattform unterstreicht die maritime Bedeutung Bremerhavens als Tor zur Übersee. Im Inneren des Gebäudes wird das gehalten, was das Äußere verspricht: jung, modern, niveauvoll, das sind die Adjektive, die das Interieur-Design des Hotels beschreiben. Die Gestaltung durch die Designer des Büros Rahe + Rahe aus Bremen nimmt das Thema Seefahrt in Formen, Materialien und Farben vielfach auf.

dem 19. September vormittags im Plenum, über Computerstatik und Tragwerksmodellierung und über das Konfliktfeld Brandschutzkonzepte und Tragwerksplanung und -prüfung sowie, in den zwei parallelen Themenblöcken „Infrastruktur und Wasserbau“ und „Brandschutz“ am Nachmittag über

- Großprojekte des Ingenieurwasserbaus in Bremerhaven,
- die Planung und den Bau von Offshore Windenergieanlagen,
- die nichtlineare Systemtraglastermittlung an bestehenden Verkehrswasserbauten aus Stahlbeton und
- die Verformungskompatibilität als neuen Weg zur Bemessung auf Zwang.

Parallel dazu werden nachmittags zum Themenblock „Brandschutz“

- die Prüfung des Brandschutzes beim barrierefreien Bauen (DIN 18040),
- Pflegeeinrichtungen der Zukunft und
- der Leistungsumfang des Prüflingenieurtechnikers im Rahmen der Bauüberwachung behandelt.

Am Samstag, dem 20. September, folgen dann, wieder vor dem Plenum, Fachvorträge über

- die gebogenen Scheiben der Verglasung der Elbphilharmonie Hamburg,
- die Dachkonstruktionen der Elbphilharmonie,
- den Katastrophenschutz als baulichen Bevölkerungsschutz und über
- die Bauaufsicht im Eisenbahnbau, der durch die „Gemeinsamen Sicherheitsmethoden“ (CSM) der Sicherheitsrichtlinie für das Eisenbahnsystem in den Mitgliedstaaten der EU (RL 2004/49/EG) gravierende Veränderungen drohen könnten.

Am Samstagnachmittag wird dann die diesjährige Arbeitstagung der BVPI vom oben bereits erwähnten Festvortrag von Bischof a. D. Professor Dr. Dr. h. c. Wolfgang Huber beendet.

Wie in jedem Jahr anlässlich der Arbeitstagungen der BVPI gibt es auch in diesem Jahr



Foto: Defontenelle/Wikimedia Commons

BISCHOF A.D. WOLFGANG HUBER, der Festredner der diesjährigen Arbeitstagung der Bundesvereinigung der Prüfengeure für Bautechnik (BVPI) im September in Bremerhaven, ist einer der wichtigsten Intellektuellen deutscher Sprache, wie eine Untersuchung des Magazins „Cicero“ herausgefunden hat. Auf jeden Fall ist Huber einer der profiliertesten Theologen Deutschlands und ein Vordenker in vielen ethischen Fragen. Huber war von 1994 bis 2009 Bischof der Evangelischen Kirche Berlin-Brandenburg und sechs Jahre lang, nämlich von 2003

bis 2009, repräsentierte er als Ratsvorsitzender der Evangelischen Kirche in Deutschland (EKD) die 24,5 Millionen Menschen evangelischen Glaubens in Deutschland. Heute ist er Mitglied im Deutschen Ethikrat und arbeitet als Publizist und Theologie-Professor an der Berliner Humboldt-Universität und in Heidelberg. Er widmet sich vor allem der Wertevermittlung in Wirtschaft und Gesellschaft. Seine publizistischen und moralphilosophischen Schwerpunkte legt er auf Wirtschaftsethik, Bildung und Bioethik.

für die Begleitung der Teilnehmer parallel zur fachlichen Agenda wieder ein unterhaltsames Begleitprogramm, das vornehmlich von den Mitgliedern der Landesvereinigung der Prüfengeure für Bautechnik in Bremen und

deren Vorsitzendem Dipl.-Ing. Uwe Sabotke geplant und organisiert wird. Vorgesehen sind bis jetzt insgesamt vier Touren, und zwar eine Wattexpedition, eine Führung durch die Künstlerstadt Worpswede, eine Besichtigung

des Alfred-Wegener-Instituts für Polar- und Meeresforschung sowie ein Streifzug durch die Innenstadt von Bremen (mit Aufenthalt im Bremer Geschichtenhaus und im Lloyd Kaffeseminar).

Zwei Tagungen berichten über erste Praxiserfahrungen mit den Eurocodes für Tragwerksplanung und Geotechnik

In diesem Jahr wurden die Eurocodes in allen Bundesländern verbindlich eingeführt. Deshalb veranstalten die Bundesvereinigung der Prüfengeure für Bautechnik (BVPI) und der Verband Beratender Ingenieure (VBI) am 23. Mai in Frankfurt am Main und am 18. Juni in Berlin zwei inhaltlich identische Arbeitstagungen, auf denen über Erfahrungen mit der Anwendung der Eurocodes berichtet wird, Arbeitsergebnisse der Praxisinitiative Normung (PiN) und der Initiative Praxisgerechte Regelwerke im Bauwesen (PRB) für anwenderfreundliche Euro-

codes vorgestellt, sowie deutsche Vertreter der europäischen Normungsgremien über aktuelle Entwicklungen berichten werden.

- Wie läuft es in der Praxis mit den europäischen Bemessungsnormen?
- Was gilt es zu beachten?
- Was macht die Praxisinitiative Normung (PiN) von VBI und BVPI in Zusammenarbeit mit der Initiative Praxisgerechte Regelwerke im Bauwesen (PRB), um die Praxisausganglichkeit der Eurocodes in der nächsten Generation zu verbessern?

- Wie anwenderfreundlich wird die neue Eurocode-Generation 2020, für die die Vorbereitungen längst begonnen haben?

Diese und andere in diesem Zusammenhang wichtige Fragen sollen in den zwei inhaltsgleichen Arbeitstagungen referiert und diskutiert werden. Beide Arbeitstagungen werden von allen Ingenieurkammern der Länder als Fortbildungsveranstaltung anerkannt. Das vollständige Tagungsprogramm und die Anmeldungsunterlagen stehen unter:

www.bvpi.de → Veranstaltungen

Im November: Fortbildung zum Sachkundigen Planer für den Schutz und die Instandsetzung von Betonbauwerken

Wie jedes Jahr veranstaltet der Bau-Überwachungsverein BÜV auch in diesem Jahr wieder eine seiner renommierten Fortbildungsveranstaltungen zum Sachkundigen Planer im Bereich Schutz und Instandsetzung von Betonbauwerken.

Die Tagung findet am 14. November 2014 im Saalbau Gallus (Frankenallee 111) in Frankfurt am Main statt. Die Themen standen bei Redaktionsschluss noch nicht fest, die Ausar-

beitung des Leitthemas sowie die Eruierung möglicher Vorträge sind aber derzeit die vorrangige Arbeit des Arbeitskreises Bauwerkserhaltung, -instandsetzung und -überwachung, dem im BÜV diese Aufgabe obliegt. Fest steht, dass, anders als in den Vorjahren, die diesjährige Veranstaltung einen ausschließlich theoretischen Teil behandeln wird.

Neben Sachkundigen Planern sind auch jene Ingenieure zu dieser Veranstaltung ein-

geladen, die sich in der täglichen Arbeit mit dem Schutz und der Instandsetzung von Betonbauwerken befassen.

Interessenten wenden sich bitte an den Bau-Überwachungsverein BÜV
Kurfürstenstr. 129
10785 Berlin
Tel.: 030/3198914-20
Fax: 030/3198914-29
info@buev.eu
www.buev-ev.de

17. Dresdner Baustatik-Seminar analysierte den Bezug zwischen Ingenieurwissen und dem Vorschriftenwerk

Das 18. Dresdner Baustatik-Seminar über Chancen und Risiken der Tragwerksplanung ist am 17. Oktober 2014

Mit einer Einladung zum 18. Dresdner Baustatik-Seminar am 17. Oktober 2014 hat der Vorsitzende der Vereinigung der Prüflingenieur für Bautechnik in Sachsen und Inhaber des Lehrstuhls für Tragwerksplanung an der TU Dresden, Prof. Dr.-Ing. Wolfram Jäger, das 17. Dresdner Baustatik-Seminar 2013 beendet, zu dem die sächsische Landesvereinigung der Prüflingenieur für Bautechnik und die dortige Ingenieurkammer am 25. Oktober 2013 in das Dresdner World Trade Center eingeladen hatten. Etwa zweihundert konkret interessierte Ingenieure und Architekten haben an diesem Tag unter dem Motto „Ingenieurwissen und Vorschriftenwerk“ in zehn Fachvorträgen hochkarätige Informationen mit einer großen fachlichen Bandbreite geboten bekommen. Das Seminar stand unter der Moderation von Prof. Dr.-Ing. Wolf-

gang Graf vom Institut für Statik und Dynamik der Tragwerke (ISD) der Technischen Universität Dresden, das diese Tagung schon seit 1997 mit professionell versierter Routine plant, organisiert und durchführt. Hier Grafs Kurzbericht:

Den Reigen der Fachvorträge eröffnete Professor Werner Sobek vom Institut für Leichtbau, Entwerfen und Konstruieren (ILEK) der Universität Stuttgart. Sobek stellte unter der Überschrift „terra incognita mea“ die komplexen Interaktionen zwischen dem Menschen und seiner Umwelt in den Mittelpunkt seiner Betrachtung. Faktenreich und zum Denken anregend bewegte er sich in seinem Vortrag im Spannungsfeld von „Ingenieurwissen und Vorschriftenwerk“ für das Bauen von heute und den Herausforderungen an das Bauen von morgen. Die heutige praktische Arbeits- und Vorgehensweise basiert auf

dem aktuellen Stand der Technik, der in technischen Vorschriften vorgegeben wird. Wie groß die Distanz zum Stand des Wissens ist, können wir aber auch ein wenig selbst beeinflussen, so Sobeks die ingenieure Kreativeität der Ingenieure herausfordernde Konklusion.

„Die Europäischen Bemessungsnormen – Ansätze und Chancen zur Vereinfachung“ betrachtete Professor Wolfram Jäger. Nach dem Beginn der Arbeit mit den Eurocodes im Bauwesen, die nun bauaufsichtlich eingeführt sind, liegen erste Erfahrungen mit ihrem Umgang vor. Die nächsten Schritte sind deren Überprüfung und Weiterentwicklung. Die Herausforderungen sind dabei vielschichtig, denn kritisiert werden Umfang, Komplexität und fehlende Anwenderfreundlichkeit. Das ist gewiss ebenso bei der Erläuterung der Tücken des Eurocode 3 für die Ermüdungsfestigkeitsnachweise im Stahlbau. Zusätzliche FE Simulationen haben sich dabei als sehr nutzbringend und zielführend erwiesen, wie Prof. Markus Feldmann (Institut für Stahlbau der RWTH Aachen) in seinem Beitrag über „Ermüdungsfestigkeitsnachweise für den Stahlbau nach Eurocode 3“ zu berichten wusste.

Die Qualitätskontrolle und Prüfung der Berechnungsergebnisse stellen außergewöhnliche Anforderungen, die auch zu unvermuteten Ergebnissen führen können. Das wurde in dem Werkstattbeitrag zur Normung der Stabilitätsnachweise dünnwandiger Kreiszylinderschalen mit und ohne Versteifungen von Prof. Werner Schneider (Institut für Statik und Dynamik der Tragwerke der TU Dresden) deutlich.

Ein Imagewandel des grauen, schweren Betons zu einem leichten Composite-Material gelingt – mit innovativen Herstellungsprinzipien oder alternativen Entwurfsgrundsätzen – zunehmend besser. Aktuelle Entwicklungen stellte Prof. Manfred Curbach (Institut für Massivbau der TU Dresden) äußerst fach- und sachkundig vor.

Eine spannende und wichtige Klasse von Ingenieurbauwerken sind unterirdische Tragwerke. Prof. Josef Eberhardsteiner (Institut für Mechanik der Werkstoffe und Strukturen der TU Wien) berichtete über das „Tragver-



Foto: Ulrich van Sijpman (TU Dresden)

DAS 17. DRESDNER BAUSTATIK-SEMINAR in der „Comödie“ des World Trade Center Dresden: Professor W. Graf begrüßt und führt die 200 Teilnehmer in das Thema ein (u. l.), und Professor Werner Sobek eröffnet den Reigen der zehn Vorträge mit seiner „terra incognita mea“ (u. r.)

halten junger Tunnelkalottenschalen aus Spritzbeton“. Dafür gibt es neue Modellierungsansätze, die sehr anspruchsvoll sind.

Im Rahmen eines Sonderforschungsbereichs der Ruhr-Universität Bochum (SFB 837) werden derzeit die numerische Simulation, die Prognose des maschinellen Tunnelvortriebs und die Prozesssteuerung breit entwickelt, die später auch in neue Vorschriften münden werden. Das für die Prozesssteuerung zu prognostizierende Strukturverhalten wird insbesondere von der Qualität des gewählten FE Modells und von dem Ansatz für die un-

scharfen Daten bestimmt. Die „simulations- und monitoringbasierte Prozesssteuerung im maschinellen Tunnelbau“ stellte Prof. Günther Meschke (Lehrstuhl für Statik und Dynamik der Ruhr-Universität Bochum) vor.

Die Problematik „Zukunft trifft auf Vergangenheit“ zeigte Dipl.-Ing. D. Fuentes Abolafio (Büro Wetzel & von Seht, Hamburg) anhand eines Beispiels aus dem Hauptstadt-Baugeschehen auf: „Modernes Leben am Zirkus Berlin“ war der Titel seines Vortrages. Dass ein Blick in die Geschichte immer lehr- und hilfreich ist, bewies einmal mehr Dr.-Ing. Karl-

Eugen Kurrer (Berlin). Die Pionierleistungen des Baustatikers Konrad Zuse fasste er in seinem Vortrag „Konrad Zuse und die Vorgeschichte der Computerstatik“ anschaulich zusammen.

Spektakulär erschien das letzte Thema: „Bauen im Weltall“. Aber der Vortrag des Bauingenieurs Prof. Dr.-Ing. Johann-Dietrich Wörner vom Deutschen Zentrum für Luft- und Raumfahrt in Köln ließ auch sehr reale, irdische Fragen im Blickpunkt stehen.

Prof. Dr.-Ing. Wolfgang Graf

vpi-EBA und VDEI unterzeichnen Kooperationsvertrag Ziel: Effektive Verwertung bilateralen Fachwissens

Mit dem Ziel, eine „bessere Effizienz und Wirksamkeit auf eisenbahntechnischem Gebiet zu erreichen“, haben der Fachausschuss Konstruktiver Ingenieurbau des Verbandes Deutscher Eisenbahn-Ingenieure (VDEI FA KIB) und die Vereinigung der Sachverständigen und Prüfer für bautechnische Nachweise im Eisenbahnbau (vpi-EBA) einen Kooperationsvertrag geschlossen, mit dem sie ihre bisherige enge Zusammenarbeit auf eisenbahntechnischem Gebiet institutionalisiert haben.

Dipl.-Ing. Tristan Mölter, der Vorsitzende des Fachausschusses Konstruktiver Ingenieurbau des VDEI, und Dr.-Ing. Dietmar Maier, Vorsitzender der vpi-EBA und Mitglied des Erweiterten Vorstandes der Bundesvereinigung der Prüfungingenieure für Bautechnik (BVPI), erklärten nach der Unterzeichnung der Vereinbarung in München, dass sich die künftige Zusammenarbeit beider Institutionen „insbesondere in den Bereichen Planung, bautechnische Prüfung, Bauausführung, Instandhaltung und Vorhaltung im Eisenbahnbrückenbau“ manifestieren, sich aber auch „auf sonstige Ingenieurbauwerke“ erstrecken sollte. In Verfolgung übergeordneter Ziele wollen beide Organisationen einerseits bilaterale Fachkompetenzen mit dem Ziel bündeln, einschlägige wissenschaftliche Forschungen intensivierend zu unterstützen und andererseits den Ingenieurinnen und Ingenieuren dieses Fachgebiets erstklassige Fort- und Weiterbildungsmöglichkeiten anzubieten“.

Zur konkreten Erfüllung dieses ihres Kooperationsvertrages haben beide Verbände sich vorgenommen,

1. jedes Jahr ein Arbeitstreffen zu veranstalten, um unter anderem das Arbeitsprogramm der jeweiligen Folgejahre festzulegen,
2. fachspezifische Fort- und Weiterbildungsveranstaltungen durchzuführen (für Mitte 2015 ist beispielsweise eine Weiterbildung für die Prüfer des Eisenbahn-Bundesamtes geplant),
3. für ihre Fortbildungs- und Weiterbildungsveranstaltungen verbandseigene Referenten auszutauschen,
4. eisenbahntechnische Fragen zu diskutieren, um gemeinsam Lösungsvorschläge für anfallende Probleme zu erarbeiten,

5. verbandsinterne spezielle eisenbahntechnische Fachinformationen zu erarbeiten und ihren Mitgliedern und der Fachwelt an die Hand zu geben,
6. Fachbeiträge für Publikationen und geeignete Fachmedien zu erarbeiten,
7. an der Erstellung und Fortschreibung eisenbahn- beziehungsweise bautechnischer Regelwerke mitzuwirken und
8. sich an einschlägigen Projekten von Wissenschaft und Forschung zu beteiligen und sich für die Umsetzung der daraus gewonnenen Erkenntnisse in die Baupraxis der Ingenieure und Architekten einzusetzen.



Foto: VDEI/Klaus D. Wolf

EINEN KOOPERATIONSVETRAG haben der Verband Deutscher Eisenbahn-Ingenieure (VDEI) und die Vereinigung der Sachverständigen und Prüfer für bautechnische Nachweise im Eisenbahnbau (vpi-EBA) geschlossen. Hier sind kurz nach der Unterzeichnung des Agreements (v.l.n.r.) der Vorsitzende der vpi-EBA, Dr.-Ing. Dietmar Maier, der Präsident des VDEI, Prof. Dr.-Ing. Frank Lademann, und der Vorsitzende des Fachausschusses Konstruktiver Ingenieurbau des VDEI, Dipl.-Ing. Tristan Mölter, zu sehen.

22. Bautechnisches Seminar NRW: Die Bauingenieure müssen an der pränormativen Arbeit aktiv mitwirken

Nur wenn die praktizierenden Bauingenieure sich zusammen mit den Hochschulen an der Entwicklung der Eurocodes aktiv beteiligen, besteht eine Chance, die dritte Generation der Eurocodes praxisgerecht zu gestalten. Damit sie aber ihren Einfluss effektivieren können, müssen sie ihre Beteiligung an den Beratungen und Entscheidungen der theoretisierenden und entscheidenden Normengremien wesentlich ausbauen. Mit dieser nicht nur rhetorisch gemeinten Warnung hat Dr.-Ing. Ines Prokop von der Praxisinitiative Normung (PiN) den Vortrag geschlossen, den sie über die Mitwirkung der Planer an der Entwicklung der europäischen Bemessungsnormen anlässlich des 22. Bautechnischen Seminars NRW gehalten hat, das Anfang November in gewohnter Weise vom Ministerium für Bauen, Wohnen, Stadtentwicklung und Verkehr des Landes Nordrhein-Westfalen, von der Landesvereinigung der Prüfingenieure NRW, vom Landesverband NRW des Verbandes Beratender Ingenieure (VBI) und von der Ingenieurkammer Bau NRW in Ratingen durchgeführt worden war.

Auf dem Programm dieses Seminars, dessen Teilnehmer vom Präsidenten der Ingenieurkammer-Bau NRW, Dr.-Ing. Heinrich Bökamp, herzlich begrüßt worden sind, standen hochaktuelle ingenieurtechnische Themen, deren Reihe Dr.-Ing. Sebastian Höhler (ZERNA Planen und Prüfen GmbH, Bochum) und Dipl.-Ing. Michael Jakob (G+H Fassadentechnik, Bochum) mit einer Darstellung moderner Fassadenkonstruktionen im Industrie- und Kraftwerksbau eröffneten. Beide Referenten diskutierten die häufigsten Probleme solcher Konstruktionen und erläuterten und erklärten verschiedene Lösungskonzepte. Ergänzend referierte Dr.-Ing. Thomas Schrepfer (CRP Ingenieurgesellschaft, Berlin) anschließend über hinterlüftete Außenwandbekleidungen. Er gab eine Übersicht über die verschiedenen Konstruktionsarten und über deren Besonderheiten bezüglich der Einwirkungen auf die Fassaden aus Wind und Temperatur.

Der Vortrag von Dipl.-Ing. Matthias Gerold (Harrer Ingenieure, Karlsruhe) behandelte die Bemessung, Konstruktion und Ausführung von Nagelplattenkonstruktionen. Vor dem Hintergrund des Eurocode 5 wurden die er-

höhten Anforderungen an Bemessung und Konstruktion erläutert und auf Besonderheiten der Bauausführung hingewiesen.

Nach der Mittagspause gelang es dem Kölner Wissenschaftsjournalisten Dr. phil. Dipl.-Phys. Sascha Ott mit einem humorvollen und ausgesprochen dynamischen Beitrag Wissenschaft und Technik einmal anders darzustellen und „die Physikanten“, nämlich die gewöhnlichen Gesetze der Trägheit, eindrucksvoll zu überwinden.

Der Vortrag von Prof. Dr. Ing. Wolfram Jäger (TU Dresden) und Dr.-Ing. Frank Steinigen (Jäger Ingenieure, Radebeul) thematisierte die praktische Erfahrung mit den Eurocodes seit deren bauaufsichtlichen Einführung. In der Praxis werden Umfang, Komplexität und fehlende Anwenderfreundlichkeit der neuen Normen oft kritisiert. Das Hauptanliegen besteht daher in der Vereinfachung und Verbesserung der Anwenderfreundlichkeit, was im Vortrag an Hand der Einwirkungskombinationen gemäß Eurocode 0 anschaulich aufgezeigt wurde.

Nach den Ausführungen Jägers hat allerdings das mangelnde Interesse der in der Praxis tätigen Ingenieure bei der Erarbeitung neuer Normen dazu geführt, dass die Normung im Zuge der europäischen Kompromissfindung ein Eigenleben entwickelt hat. Um die pränormative und normative Arbeit aus Sicht der Praktiker zu verbessern, sind daher sowohl die Aktivitäten der Initiative Praxisgerechte Regelwerke im Bauwesen (PRB) als auch die ehrenamtliche Tätigkeit der Ingenieure zu verstärken. An Hand von praktischen Beispielen aus dem Massivbau und dem Mauerwerksbau wurde im Vortrag gezeigt, dass sowohl vereinfachte als auch genauere Bemessungsverfahren in der Praxis benötigt werden.

Der Professionalisierung der Normung widmete sich Dr.-Ing. Ines Prokop von der Praxisinitiative Normung (PiN). Sie schloss nahtlos an Jägers und Steinigens Vortrag an und diskutierte ebenfalls die Mitwirkung der Planer in der europäischen Normung. Zunächst zeigte sie ihren Zuhörern, dass die Eurocodes weltweit das am weitesten entwickelte Normenwerk für den konstruktiven Ingenieurbau seien und auch zunehmend außerhalb Europas angewandt würden. Bei der notwen-

digen Weiterentwicklung und Verbesserung der Eurocodes sei daher das enge Zusammenwirken von Praxis, Verwaltung und Wissenschaft erforderlich. Nur wenn die Ingenieure sich gemeinsam mit den Hochschulen proaktiv in das Normengeschäft einbringen, bestehe die Chance, die dritte Generation der Eurocodes praxisgerecht zu gestalten. Langfristig würden die für Deutschland typischen kleinen Büros nur fachübergreifend überlebensfähig sein, wenn die Normen für die Tragwerksbemessung praxisgerecht sind. Damit die Baupraktiker in den Normungsgremien ihren Einfluss ausbauen können, müsse der Anteil der praktizierenden Bauingenieure in den Gremien weiter erhöht werden. Prokop schloss ihren Vortrag mit dem Aufruf, sich als praktisch tätiger Bauingenieur in die Normungsarbeit aktiv einzubringen, denn nur „Wer wagt, gewinnt!“

Zur Erinnerung: Die PiN haben der VBI und die Bundesvereinigung der Prüfingenieure für Bautechnik (BVPI) ins Leben gerufen, um die pränormative Arbeit aus der Sicht der Planer und Prüfer begleiten und unterstützen zu können, für die unter Führung des Deutschen Beton- und Bautechnik-Vereins und unter Beteiligung aller namhaften Verbände der Bauwirtschaft und der Ingenieure die Initiative Praxisgerechte Regelwerke im Bauwesen (PRB) gegründet worden ist, um verbändeübergreifend die deutschen Normeninteressen der am Bau Beteiligten zu bündeln und deren Position in Europa zu stärken.

Schwerpunkt der Tätigkeit der PiN ist die Betreuung der Eurocodes 0 und 1. Dabei sollen die Eurocodes anwenderfreundlicher umgestaltet werden, um den Planern und Ingenieuren den täglichen Umgang mit den Eurocodes zu erleichtern.

Dipl.-Ing. Andreas Plietz, Referent beim Ministerium für Bauen, Wohnen, Stadtentwicklung und Verkehr des Landes Nordrhein-Westfalen, gab abschließend eine Übersicht über die Novellierung der Landesbauordnung NRW und der EnEV 2014.

Mit den Tagungsunterlagen wurde den Teilnehmern die „Richtlinie Holzbau – Vereinfachte Bemessung von Holztragwerken nach DIN EN 1995“ überreicht.

Dr.-Ing. Wolfgang Roeser, Aachen

Lothar Schenck wurde zum neuen Vorsitzenden der Prüfsingenieure in Rheinland-Pfalz gewählt

Die Mitgliederversammlung der Vereinigung der Prüfsingenieure für Baustatik in Rheinland-Pfalz (VPI RP) hat im vorigen Winter Dipl.-Ing. Lothar Schenck zu ihrem neuen Vorsitzenden gewählt.

Schenck engagiert sich schon seit vielen Jahren für die Belange der Prüfsingenieure in Rheinland-Pfalz, denn er ist seit 1994 in mehreren Ausschüssen dieser Landesvereinigung tätig, insbesondere im Verfahrensausschuss. Außerdem hat er bei der Gestaltung der Sachverständigenverordnungen seines Landes und bei der Einführung der Bewertungs- und Verrechnungsstelle (BVS) in Mainz an entscheidender Stelle mitgewirkt.

Nach seiner Wahl zum Vorsitzenden der Landesvereinigung nannte Schenck im Namen seiner nunmehrigen Vorstandskollegen, den

Diplom-Ingenieuren Jürgen Lunkenheimer, Andreas Theis, Maik Alof und Martin Hofmann, die Stärkung der Vereinigung nach innen und außen als eines der wichtigsten Ziele der Arbeit der Landesvereinigung und damit, so Schenck wörtlich, „die Herstellung von Rahmenbedingungen, welche eine unabhängige und ordnungsgemäße Prüftätigkeit sicherstellen“.

Der neue Inhaber des Amtes des Vorsitzenden der Landesvereinigung der Prüfsingenieure für Baustatik in Rheinland-Pfalz hat Dipl.-Ing. Günter Freis aus Bernkastel-Kues in diesem Amt abgelöst.

Freis war vor zehn Jahren als Nachfolger des damaligen Landesvorsitzenden Dr.-Ing. Hubert Verheyen in dieses Amt gewählt worden und hat seinerzeit den Mitgliedern seiner Landes-

vereinigung versichert, dieses Amt „ganz im Sinne der berufspolitischen Überzeugungen seine erfolgreichen Vorgängers, also Verheyens, fortzuführen. Zu den Höhepunkten seiner Amtszeit gehörten zweifelsohne die Arbeitstagung der Bundesvereinigung der Prüfsingenieure für Bautechnik (BVPI) im Jahre 2010 in Landau, an deren Fach- und Begleitprogramm er großen Anteil hatte. Freis wurde deshalb von der Mitgliederversammlung mit großem Dank verabschiedet.

Die neue Adresse der Landesvereinigung lautet:
Landesvereinigung für Prüfsingenieure für Baustatik
Mandelring 93
67433 Neustadt
Tel.: 06321/927497-0
Fax: 06321/927497-50

Am 27. und 28. Juni in Baden-Baden: Arbeitstagung der Prüfsingenieure markiert „Veränderungen und Trends!“

Die Landesvereinigung Baden-Württemberg der Prüfsingenieure für Bautechnik veranstaltet am 27. und 28. Juni im CongressCentrum in Baden-Baden ihre jährliche Arbeitstagung für Prüfsingenieure und Gäste aus Politik, Wirtschaft und Verwaltung.

Unter dem Motto: „Veränderungen und Trends!“ sollen auf dieser Tagung wieder jenes aktuelle spezielle Wissen vermittelt werden, das den Prüfsingenieuren den Blick über den fachlichen Tellerrand ermöglichen kann, Gespräche geführt und möglichst solche Ideen ausgetauscht werden, „die uns weiterbringen können“, wie es in der Einladung des Vorsitzenden der Landesvereinigung, Dr.-Ing. Frank Breinlinger, heißt. Fachliche Schwerpunkte dieser Arbeitstagung sind ausgesuchte den Ingenieur und den Prüfsingenieur akut interessierende ingenieurtechni-

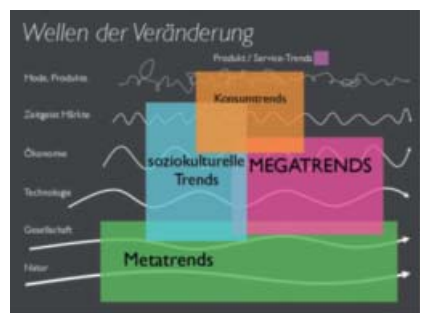
sche, wissenschaftliche und berufspolitische Themen.

Neben dem offiziellen Vortragsprogramm der Arbeitstagung ist es ihr Ziel, den Teilnehmern die Gelegenheit zu geben, sich zwanglos

über jene Wellen der Veränderung auszutauschen, die unser aller Leben täglich bewegen, bereits erkennbare neue fachliche Richtungen kollegialiter zu beurteilen und berufliche oder berufspolitische Trends und neue Entwicklungen zu diskutieren. Insgesamt soll, wie in jedem Jahr, auch auf dieser Arbeitstagung der Prüfsingenieure in Baden-Württemberg weiter an deren gut funktionierenden Netzwerken gesponnen werden, mit denen ihre Zukunft positiv gestaltet werden soll.

Neben dem rein Beruflichen gibt es auch auf dieser Arbeitstagung wieder ein kurzweiliges Begleitprogramm sowie den traditionellen Gesellschaftabend mit Buffet, Tanz und Kleinkunst und – wie immer – einem Ausklang im Casino.

www.vpi-bw.com



DIE WELLEN DER VERÄNDERUNG sollen auch auf der Arbeitstagung der baden-württembergischen Prüfsingenieure für Bautechnik Ende Juni in Baden-Baden erkennbar werden

Im Oktober: 10. BÜV-Lehrgang für Sachkundige Planer im Bereich Schutz und Instandsetzung von Betonbauteilen

Bereits zum zehnten Mal veranstaltet der Bauüberwachungs-Verein (BÜV) einen Zertifizierlehrgang für Sachkundige Planer im Bereich Schutz und Instandsetzung von Betonbauteilen; dieses Mal vom 21. bis 25. Oktober 2014 wieder in München. Bewerben können sich solche Ingenieure, die eine mehr als fünf Jahre lange einschlägige Berufserfahrung auf dem Gebiet der Betoninstandsetzung nachweisen können. Da die didaktischen Bedingungen und die organisatorischen Kapazitäten für die Teilnahme an dieser Ausbildung begrenzt sind, hat der Veranstalter einen Bewerbungsschluss auf den 22. September 2014 terminiert.

Vorrangig werden jene Bewerber behandelt, die im Anschluss an den Lehrgang die Zertifizierung anstreben und diesbezüglich besondere Kriterien erfüllen müssen. Sofern die Aufnahmekapazitäten es erlauben, sind aber auch jene Teilnehmer willkommen, die lediglich an der Vortragsreihe interessiert sind und deren Teilnahme ihren Abschluss mit einer entsprechenden Bescheinigung findet. Es empfiehlt sich, dass zertifizierwillige Teilnehmer in einem ersten Schritt bereits folgende Bewerbungsunterlagen beim BÜV einsenden:

- einen formlosen Antrag auf Teilnahme am Lehrgang,
- einen tabellarischen Lebenslauf mit Lichtbild,
- eine Kopie des Diploms mitsamt Zeugnis, des Bachelor-, Master- oder eines gleichwertigen Abschlusses einer ingenieur- oder naturwissenschaftlichen Fachrichtung oder des Studiums an einer FH, TH oder Universität,
- den Nachweis einer fünfjährigen Berufserfahrung auf dem Gebiet der Betoninstandsetzung in Form einer chronologisch geordneten Projekt- beziehungsweise Referenzliste mit Beschreibung der wichtigsten Eckdaten sowie aller Charakteristika der Arbeiten.

Nach bestandener Prüfung sowie im Sinne der angestrebten Zertifizierung müssen folgende Unterlagen beigebracht werden:

- eine fachliche Unabhängigkeitserklärung,
- ein polizeiliches Führungszeugnis, das nicht älter als sechs Monate ist,
- der Nachweis der Mitgliedschaft im BÜV.

Die Bewerbung allein verpflichtet oder berechtigt nicht zur Teilnahme. Nach Auswer-

tung der Bewerbungsunterlagen durch die Prüfungskommission erhält der Kandidat Nachricht darüber, ob er prinzipiell zu Ausbildung und Prüfung, somit auch zur Zertifizierung, zugelassen worden ist. Der Teilnehmer entscheidet dann im eigenen Ermessen, ob er verbindlich an der Veranstaltung teilnehmen wird.

Mitveranstalter dieses Lehrgangs sind die Bayerische Ingenieurekammer-Bau, in deren Räumlichkeiten der Lehrgang auch stattfinden wird, und die DPÜ-Zert.GmbH, die vom Deutschen Institut für Prüfung und Überwachung (DPÜ) gegründete Zertifizierstelle, die nach der Qualitätsnorm DIN EN ISO/IEC 17024 hochqualifizierte Prüfsachverständige zertifiziert und überwacht.

Die Bewerbungen und Anfragen sind per Post oder per E-Mail zu richten an:

Bau-Überwachungsverein (BÜV)
Kurfürstenstr. 129
10785 Berlin
Tel.: 030/3198914-0/-13
info@buev.eu
www.buev-ev.de

Aktualisierte oder neue Schriften in der Reihe der Merkblätter des Deutschen Betonvereins

In der Merkblattsammlung des Deutschen Beton- und Bautechnik-Vereins sind drei Schriften aktualisiert, erweitert beziehungsweise neu herausgegeben worden.

- Das Merkblatt „Betonierbarkeit von Bauteilen aus Beton und Stahlbeton“ wurde im Hinblick auf das europäische Regelwerk für den Betonbau redaktionell überarbeitet. Es richtet sich an Entwurfs- und Tragwerksplaner mit dem Ziel, dauerhafte Betonbauwerke und -bauteile mit einem möglichst homogenen Betongefüge, einer ausreichenden Betondeckung und einer möglichst vollständigen Umhüllung der Bewehrung herzustellen. Die Empfehlungen dieses Merkblattes gelten sinngemäß auch für vorgespannte Bauteile (20 Seiten, 42,80 Euro);

- das Merkblatt „Besondere Verfahren zur Prüfung von Frischbeton“ wurde überarbeitet. Dabei wurden in erster Linie das Eimerverfahren präzisiert, ein Prüfverfahren zur Ermittlung des Ansteif- und Erstarrungsverhaltens von Beton aufgenommen sowie die Verweise auf Regelwerke aktualisiert (28 Seiten 64,20 Euro);

- das Heft „Begründung eines reduzierten Zuverlässigkeitsindex und modifizierter Teilsicherheitsbeiwerte für Stahlbetontragwerke im Bestand“ gibt Hintergrundinformationen zu dem Merkblatt „Modifizierte Teilsicherheitsbeiwerte für Stahlbetonbauteile“, das in praxisnaher und komprimierter Form pragmatische Werte enthält, die eine wirtschaftliche und nachhaltige Nachrech-

nung von Bestandsbauteilen erlauben. Dabei werden die allgemeinen Grundlagen für mögliche Anpassungen des Sicherheitskonzeptes im Bestand und die relativ konservativen Annahmen für die im Merkblatt modifizierten Werte erläutert. Weiterführende Modifikationsansätze zeigen Wege auf, im Einzelfall noch differenziertere Anpassungen im Sicherheitskonzept vornehmen zu können (152 Seiten, 96,30 Euro).

Für DBV-Mitglieder kosten die Schriften jeweils die Hälfte.

Stützen mit hochfestem Betonstahl sind im Hochhausbau eine gute Alternative zu Stahl- und Stahlverbundstützen

Versuche und Erfahrungen bei den Tanzenden Türmen in Hamburg und beim Bau des Taunusturms in Frankfurt

Die Fa. Ed. Züblin AG hat beim Bau des Opernturms in Frankfurt erstmals einen hochfesten Betonstahl für Stützen im Hochhausbau eingesetzt. Dabei wurde ein Normalbeton C50/60 mit einem hohen Bewehrungsgrad des hochfesten Betonstahls kombiniert. Als Weiterentwicklung erfolgte bei dem Bauvorhaben „Tanzende Türme“ in Hamburg und beim Taunusturm in Frankfurt die Anwendung dieser Bauweise auf Betonfertigteilstützen. Dabei musste nicht nur die Tragfähigkeit nachgewiesen, sondern auch der Bauablauf in die Detailplanung einbezogen werden. Der konstruktive Vorteil des hochfesten Betonstahls liegt, wie der folgende Beitrag belegt, in einer höheren Streckgrenze und in verfügbaren großen Stabdurchmessern bis 75 Millimeter. Damit kann eine Betonstütze mit bis zu 20 Prozent Bewehrung hergestellt werden, wodurch der Bewehrung im Gebrauchszustand die Rolle des „Führenden“ zufällt, während der Beton seine Tragfähigkeit erst im Versagenszustand voll zur Geltung bringt. Damit lassen sich insbesondere Kriechverformungen im Gebrauchszustand gegenüber einer normalen Stahlbetonstütze deutlich reduzieren.



Dr. Ing. Hubert Bachmann

absolvierte 1976 eine Lehre als Beton- und Stahlbetonbauer und studierte das Bauingenieurwesen an der Fachhochschule Karlsruhe und an der Universität Karlsruhe TH (heute KIT), anschließend promovierte er am dortigen Institut für Massivbau und Baustofftechnologie; Hubert Bachmann ist seit 1993 für die Ed. Züblin AG tätig, derzeit als Abteilungsleiter im technischen Büro der Zentralen Technik in Stuttgart, Schwerpunkte seiner Tätigkeit sind Sonderbauwerke und die Forschung und Entwicklung im Massivbau; als Autor zahlreicher Veröffentlichungen und Mitglied des Vorstandes der Fachvereinigung deutscher Betonfertigteilbau ist er seit vielen Jahren dem Betonfertigteilbau eng verbunden; Bachmann ist Mitglied in Verbänden und Normenausschüssen und seit 2004 Lehrbeauftragter der Universität Stuttgart (ILEK)

1 Einführung

In Hochhäusern müssen mit zunehmender Höhe große Vertikallasten übertragen werden. Gleichzeitig nimmt auch die Anzahl an Einzelstützen je Geschoss deutlich zu, da aus architektonischen Gründen die Stützenbreite begrenzt wird. Wir sprechen hier natürlich von Außenstützen, denn Innenstützen wird man ohnehin möglichst umgehen, um eine attraktive vermietbare Geschossfläche zu erhalten, aber auch um Zwangungen infolge Stützenstauchungen zwischen dem steifen Kern und den „nachgiebigen“, weil hochbeanspruchten Stützen zu vermeiden. Die Bedeutung der Stützen je Stockwerk steigt für den Bauablauf mit wachsender Zahl rapide an. So sind bei den nachfolgend angeführten Hochhäusern mit Höhen von 100 bis 170 Meter circa 60 Außenstützen je Geschoss herzustellen. Bei einem angestrebten Geschosstakt von ungefähr einer Woche würde dies die Herstellung von zehn Stützen pro Arbeitstag erfordern. Nicht die Menge der Stützen oder des Betons, sondern die Krankapazitäten sind bei der Herstellung in Ortbeton sehr nachteilig.

Daher wird man immer versuchen, eine hochtragfähige und schnell herstellbare Stütze zu entwerfen. Wird dann vom Architekten oder vom Bauherrn die Abmessung der Stütze begrenzt, kommt man, zumindest in den unteren Stockwerken, nicht umhin, Stahl- oder Stahlverbundstützen zu wählen. Diese haben jedoch für den Bauausführenden zwei entscheidende Nachteile. Sie sind deutlich teurer als Betonstützen, und sie müssen auf der Bodenplatte und in den aufgehenden Geschossen eingebunden werden. Diese Kraftübertragung kann sehr kosten- und zeitintensiv sein, zudem muss noch ein weiteres Gewerk, der Stahlbau, in den Bauablauf integriert werden.

Zur Vereinfachung der Stützenherstellung hat die Fa. Züblin begonnen, einen hochfesten Betonstahl in den Stützen des Hochhausbaus einzusetzen. Mit Unterstützung des Ingenieurbüros Dr. Falkner (IBF) und dem Stahlwerk Annahütte erfolgte die erstmalige Anwendung im Hochbau bei den Stützen des Opernturms in Frankfurt.

Der wesentliche konstruktive Vorteil des hochfesten Betonstahls liegt neben der höheren Streckgrenze in den verfügbaren großen Stabdurchmessern bis 75 Millimeter. Damit kann eine Betonstütze mit bis zu 20 Prozent Bewehrung praktisch problemlos hergestellt werden. Durch diesen hohen Bewehrungsgehalt fällt der Bewehrung im Gebrauchszustand die Rolle des „Führenden“ zu, während der Beton seine Tragfähigkeit erst im Versagenszustand voll einbringt. Damit lassen sich insbesondere Kriechverformungen im Gebrauchszustand im Vergleich mit einer normalen Stahlbetonstütze deutlich reduzieren.

Um den Bauablauf zu optimieren, wurde erstmalig bei den „Tanzenden Türmen“ in Hamburg (rund 100 Meter hoch) und anschließend mit einer Weiterentwicklung beim Taunusturm in Frankfurt (ungefähr 170 Meter hoch) das System als Betonfertigteilstütze ausgeführt. Dazu musste die Technik des Stützenstumpfstößes weiterentwickelt und in

originalgetreuen Versuchen experimentell bestätigt werden. Alle Anwendungen erfolgten mit einer Zustimmung im Einzelfall.

2 Hochfester Betonstahl

Die Fa. Annahütte stellt, im Wesentlichen für den Einsatz in der Geotechnik, seit einigen Jahren einen hochfesten Betonstahl mit der Bezeichnung SAS 670/800 her. Die Stauchgrenze liegt mit 670 N/mm² um 34 Prozent höher als beim normalen Betonstahl. **Tab. 1** zeigt zusammenfassend die Eigenschaften des Betonstahls. Der Gewindestahl ist in den Durchmessern von 18 bis 75 Millimeter erhältlich. Der Elastizitätsmodul ist identisch mit dem normalen Betonstahl B 500.

Der Betonstahl SAS 670/800 sowie die Anwendung bei Stahlbetonstützen werden in [1] ausführlich beschrieben, sodass hier eine zusammenfassende Darstellung genügen kann.

Für den Einsatz des hochfesten Betonstahls stellt sich die Frage, wie die höhere Festigkeit respektive Fließgrenze ausgenutzt werden kann, wenn die Stützenstauchung nach Norm auf 2,2 Promille begrenzt wird. Dies lässt sich mit einem Nachweis der zeitabhängigen inneren Kraftumlagerung im Gebrauchszustand zeigen (oder bei Ver-

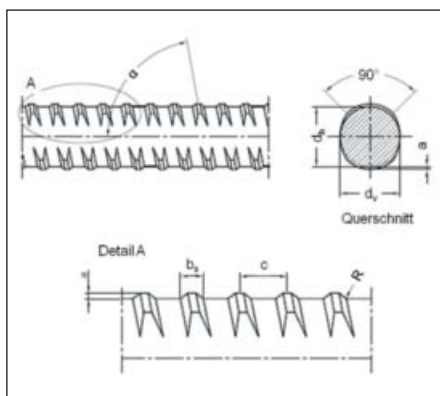
wendung eines Betons mit nachweislich verbessertem Nachbruchverhalten). Insbesondere beim Hochhausbau wird die endgültige Belastung der Stützen kontinuierlich mit der stockwerksweisen Herstellung aufgebracht. Nicht selten dauert die Rohbauphase hier bis zu einem Jahr. Wird die Belastung aufgebracht, werden der Beton sowie der Betonstahl die Last anteilig entsprechend ihrer Dehnsteifigkeit übernehmen. Danach tritt infolge des Kriechens eine Umlagerung der Betonanteile auf den Betonstahl ein. Der Beton entzieht sich der Last, der Betonstahl übernimmt diese, während die Dehnung ansteigt. So zeigt **Abb. 1** die Lastanteile Beton und Stahl vom Gebrauchs- bis zum Bruchzustand bei schneller Lastaufbringung (gestrichelt) und langsamer mit Kriechphase (durchgehender Strich). Deutlich gehen daraus die Verformungsunterschiede $\epsilon_1 + \epsilon_2 + \epsilon_3$ hervor, die zur Erhöhung der Bruchstauchung im Stahl genutzt werden können:

$$\Delta\epsilon_s = \epsilon_1 + \epsilon_2 + \epsilon_3.$$

ϵ_1 = Kriech- und Schwindverformung

ϵ_2 = Wiederbelastbarkeit des Betons nach Kriech- und Schwindabfall/Aufatmen

ϵ_3 = Verformungsunterschied durch unterschiedliche Belastungsgeschwindigkeit (wird später in der Regel vernachlässigt).



Eigenschaften und Anforderungen					
	Nenn-durchmesser d_s	Nennquerschnitt Abweichung $\pm 4,5\%$	charakteristische		Nenn-masse
			Streckgrenzkraft F_e	Bruchkraft F_m	
	(mm)	(mm ²)	(kN)	(kN)	(kg/m)
1	18	254	170	204	2,0
	22	380	255	304	2,98
	25	491	329	393	3,85
	28	616	413	493	4,83
	30	707	474	565	5,55
	35	962	645	770	7,55
	43	1.452	973	1.162	11,40
	57,5	2.597	1.740	2.077	20,38
	63,5	3.167	2.122	2.534	24,86
	75	4.418	2.960	3.535	34,68

2	charakt. Streckgrenze ^{1), 2)}	R_e	N/mm ²	670
3	charakt. Zugfestigkeit ¹⁾	R_m	N/mm ²	800
4	Verhältnis	R_m/R_e	–	$\geq 1,10$
5	Gesamtdehnung bei Höchstkraft (ermittelt aus $A_g + R_m/E \cdot 100\%$) ³⁾	A_{gf}	%	$\geq 5,0$
6	bezogene Rippenfläche f_R		–	$\geq 0,075$
7	Dauerschwingfestigkeit $2 \cdot \sigma_A$ (bei einer Oberspannung von $\sigma_0 = 0,7 \cdot R_{e,Nenn}$ und $N = 2 \cdot 10^6$ Lastspielen)		(n/mm ²)	$d_s = 18 - 43:$ 150 $d_s = 57,5 - 63,5:$ 120 $d_s = 75:$ 100
8	Eignung zum Biegen			bis 43 mm
9	Eignung zum Schweißen			schweißgeeignet
¹⁾ 5%-Fraktilwert ²⁾ R_e entspricht $R_{p0,2}$ -Dehnung ³⁾ $E \sim 205\,000\text{ N/mm}^2$				

Tab. 1: Eigenschaften des hochfesten Betonstahls: Mechanische Kennwerte S 670 (keine Verwechslung mit anderen Gewindestählen, da Rechtsgewinde und andere Steigung)

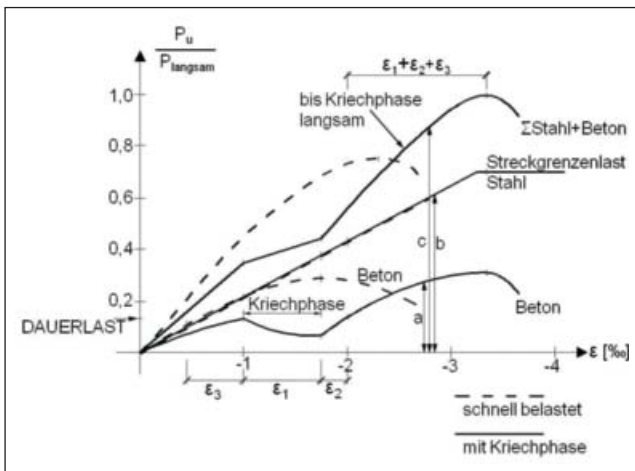


Abb. 1: Kraftverlauf während der gesamten Belastungsgeschichte unter zentrischem Druck bis zum Bruch bei schnell belasteter Stütze und langsam belasteter Stütze mit Kriechphase (aus [1])

Zur Berücksichtigung von Biegemomenten wird in [1] ein Bemessungsvorschlag gemacht.

Selbstverständlich kann sich die Umlagerung nur einstellen, wenn der Betonstahl eine ausreichende Tragreserve besitzt, wenn also ein hoher Bewehrungsgrad vorliegt. Mit der Umlagerung wird die Last zunehmend in den Betonstahl verlagert, sodass im Gebrauchszustand dieser im Wesentlichen das Tragverhalten der Stütze bestimmt. Beim Übergang in den Bruchzustand stellt sich dann nur noch die Frage, wie Beton und Betonstahl gleichzeitig ihre maximalen Tragfähigkeiten erreichen können. Bei hohem Bewehrungsgrad tritt die Plastifizierung des Betonstahls sehr spät ein, sodass beim Erreichen der Betontragfähigkeit noch Traglastreserven im Betonstahl vorhanden sind. Dadurch kann der Beton sein typisches Nachbruchverhalten zeigen. Man spricht in diesem Falle von stützender Wirkung durch die Bewehrung bei hohem Bewehrungsgrad.

Die Steigerung der Traglast infolge der höheren Fließgrenze um 34 Prozent ist allein nicht ausreichend, um die Tragfähigkeit einer Stahl- oder Stahlverbundstütze zu erreichen. Hierzu benötigt man einen hohen Bewehrungsgrad. Dieser wiederum ist nun aber mit den verfügbaren großen Stabdurchmessern baupraktisch herstellbar, weil dabei nur wenige Stäbe erforderlich werden, und der Beton problemlos eingebaut werden kann. Abb. 2 zeigt in einer Beispielberechnung den Vergleich einer Betonstütze mit normalfestem und mit hochfestem

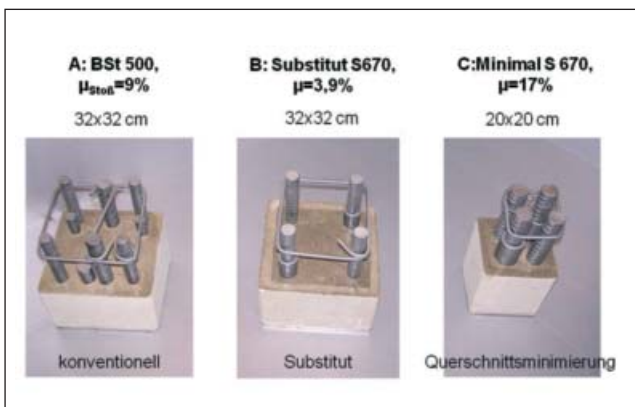


Abb. 2: Querschnittsreduktion durch Einsatz des S 670 und der Erhöhung des Bewehrungsgrades bei gleicher Tragfähigkeit; C35/45; 50% Stoß (aus [1])

Betonstahl. Deutlich ist die verbesserte Herstellbarkeit bei großen Betonstabdurchmessern erkennbar. Dass ein hoher Bewehrungsgrad einfach herzustellen ist, kann der Anwendung beim Opernturm entnommen werden. Die Reduktion auf einen minimalen Betonquerschnitt von 20×20 Zentimeter (siehe Abb. 2: C), ist baupraktisch natürlich schwierig, soll jedoch hier nur die mögliche minimale Querschnittsfläche zeigen.

3 Anwendung des hochfesten Betonstahls beim Hochhaus Opernturm in Frankfurt

Über den erstmaligen Einsatz des hochfesten Betonstahls in Stützen eines Hochhauses, nämlich des Opernturms in Frankfurt (Abb. 3), wird in [2] ausführlich berichtet.

Die Tragstruktur des Hochhauses ist ein Stahlbetonskelettbau mit zentralem Kern (16×26 m) und außen liegenden Fassadenstützen. Die Außenmaße des Turms betragen 33×52 Meter. Gegründet wurde auf einer drei Meter dicken Bodenplatte (C35/45), welche auf 60 Bohrpfehlen ($d = 1,5$ m) sitzt. Die maximalen Dicken der Kernwände (C50/60) betragen in den Untergeschossen 70 Zentimeter und verjüngen sich nach oben bis auf 30 Zentimeter. Die Querschnitte der Fassadenstützen (C 50/60) betragen oberhalb der Zwischenebene (5. OG) konstant 35×66 beziehungsweise 44×63 Zentimeter. Darunter weiten sich diese vorwiegend in größere T-förmige Querschnitte auf.

Da in den Untergeschossen aufgrund der Parkplatzsituation das Raster der Fassadenstützen auf den langen Gebäudeseiten ($2,70$ m) nicht beibehalten werden kann, wird jede zweite Stütze abgefangen. Eine



Abb. 3: Opernturm in Frankfurt

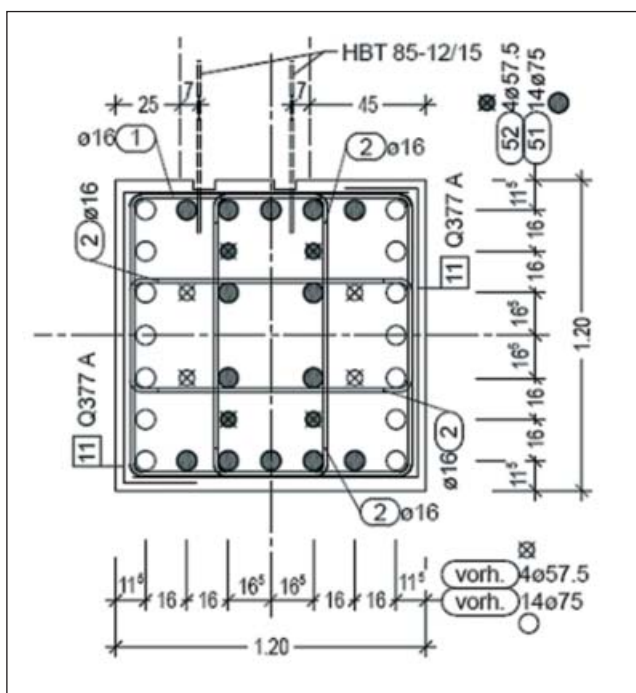


Abb. 4: Exemplarischer Querschnitt der Megastützen 3. UG bis 5. OG – 1,20 x 1,20 m (Ø 75 und Ø 57,5 ⇒ S 670)

durchlaufende Wandscheibe im Zwischengeschoß verteilt die Lasten auf die durchlaufenden, tragenden Stützen.

Unterhalb des Zwischengeschoßes im 5. Obergeschoß löst sich circa ein Drittel des Kerns aufgrund der großzügigen Lobby in vier Megastützen (C 50/60, 120 x 120 cm) auf (Abb. 4). Diese Stützen erhalten Bemessungslasten bis zu $N_d = 110$ MN. Aufgrund dieser sehr hohen Lasten wurden in den Megastützen Bewehrungsgrade von über zehn Prozent bei der Verwendung des hochfesten Stahls erforderlich, wobei die Stabdurchmesser bis 75 Millimeter trotz des relativ hohen Bewehrungsgrades eine sehr gute Bewehrungsführung und Betonierbarkeit ermöglichten.

Die mit SAS 670/800 hochbewehrten Megastützen stehen im Lobbybereich über eine Gesamthöhe von 19 Meter. Da die Bewehrung über 12 Meter als fertig bewehrter Korb durchläuft, konnte bei Betonierabschnitten von circa 4 bis 5 Meter der Beton lediglich mit einem Schlauch betoniert werden, der seitlich zwischen den Vertikalstäben durchgeführt wurde. Dies war nur aufgrund der großzügigen Stababstände der 75-er Stäbe möglich. Der verwendete Stützenbeton C 50/60 entspricht DIN 1045-2 mit EN206. Über Fließmittelzugabe wurde eine Konsistenz F4 erwirkt, wodurch der Beton gut pumpfähig ist. Die maximale Zuschlagskorngröße beträgt 16 Millimeter (Rheinkies). Zur Verbesserung des Brandverhaltens werden 1,5 kg/m³ Polypropylenfasern zugegeben.

Der hochfeste Betonstahl wurde in allen Stützen (soweit erforderlich) sowie in den Megastützen in der Eingangslobby eingesetzt. Der Bewehrungsgrad in der Megastütze beträgt maximal zehn Prozent (11,2 % netto). Der Stoß der Bewehrungsstäbe (Abb. 5) erfolgte als Kontaktstoß. Eine Schraubmuffe sicherte die Lage.

Aufgrund des hohen Bewehrungsgrades (Abb. 6), der hochfesten Betonstahlbewehrung sowie der großen Stabdurchmesser war eine Zustimmung im Einzelfall erforderlich. Den Nachweis der Fließdehnung mit der Bemessung der Stützen erfolgte durch das Ingenieurbüro Dr. Falkner [3]. Für den Nachweis ausreichenden Brandschutzes wur-



Abb. 5: Montage einer Megastütze des Opernturms

Abb. 6: Komplette Bewehrung einer Megastütze des Opernturms

den durch Prof. Hasser [5] Brandversuche durchgeführt. Die gutachterliche Stellungnahme erfolgte durch Prof. Graubner [4] und die Zustimmung im Einzelfall durch das Hessische Ministerium für Wirtschaft, Verkehr und Landesentwicklung [6].

4 Stützenstumpfstoß mit hochfestem Betonstahl

Bereits beim Bauvorhaben Opernturm war der Wunsch nach dem Einsatz von Betonfertigteilstützen vorhanden. Jedoch erst bei dem etwas niedrigeren Hochhaus „Tanzende Türme“ in Hamburg konnte diese Anwendung realisiert werden. Dazu musste eine Aussage zu der Kraftübertragung im Stoßbereich getroffen werden. Bevor diese Entwicklung näher erläutert wird, soll auf den Stützenstumpfstoß mit normalfestem Betonstahl eingegangen werden.

Nach Abb. 7 kann zwischen weich- und hartgebetteten Fugen unterschieden werden. Bei weichgebetteten Fugen entstehen Stirnzugkräfte infolge seitlichen Ausweichens des Fugenmaterials, bei hartgebetteten, eingeschnürten Fugen entstehen Quersugkräfte infolge der Kraftumlenkung im Beton aus dem Normalbereich in den Einschnürungsbe- reich. Diese Kräfte müssen durch Bewehrung abgedeckt werden. Dabei sind höhere Teilflächenpressungen zulässig.

Für hartgebettete vollflächige Stützenstöße, was dem Normalfall bei hochbelasteten Stützenstößen entspricht, lässt sich die Tragfähigkeit nach DIN EN 1992-1-1 wie folgt bestimmen:

$$N_{Rd} = \kappa \cdot (A_{c,n} \cdot f_{cd} + A_s \cdot f_{yd})$$

mit: $\kappa = \begin{cases} 1,0 & \text{mit Stirnplatte aus Stahl} \\ 0,9 & \text{mit Stirnflächenbewehrung} \end{cases}$

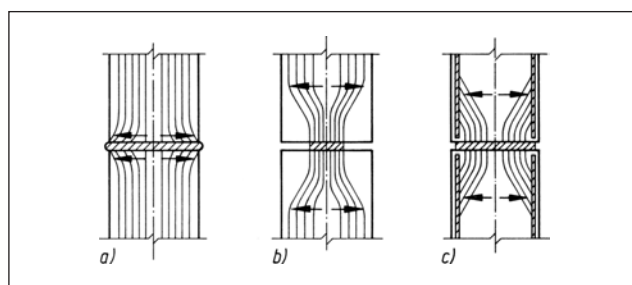


Abb. 7: Lagerungsarten von Druckfugen nach DIN EN 1992-1-1

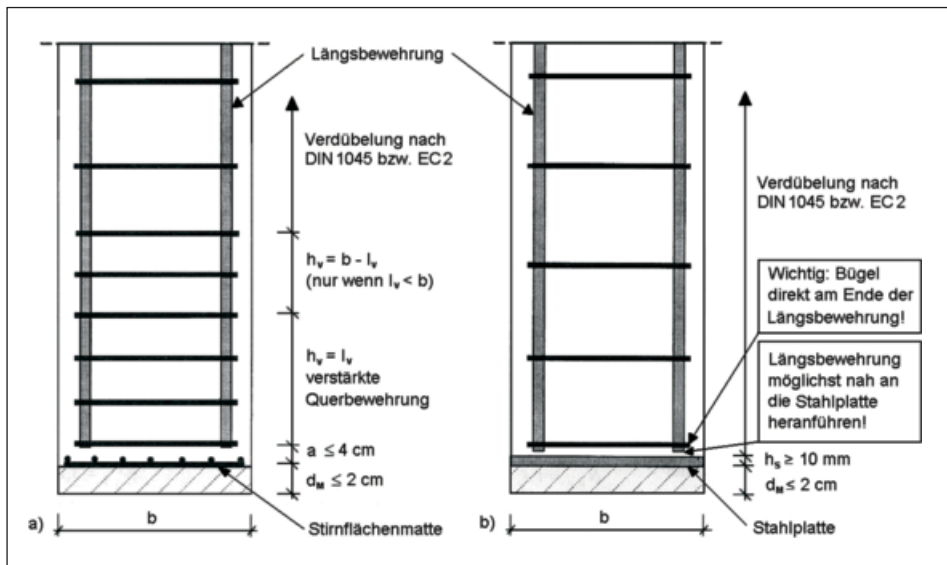


Abb. 8: Konstruktive Durchbildung des Stoßbereiches [9]

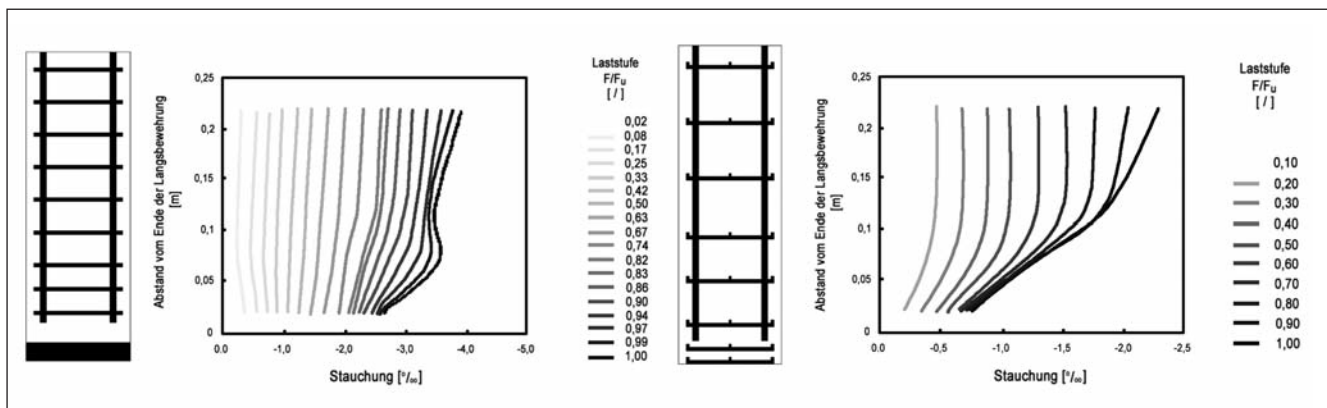


Abb. 9: Stauchung der Längsbewehrung eines Versuchskörpers mit und ohne Stahlplatte in der Stützenstirn [9]

Mit den Untersuchungen von König und Minnert [9], [10] entstanden die Bemessungsvorschläge für stumpf gestoßene Fertigteilstützen aus hochfesten Betonen (für normalfeste Betone siehe: König/Minnert/Sa- leh [7], [8]).

Es lassen sich grundsätzlich zwei Varianten zur Ausbildung des Stoßbereiches (Abb. 8) unterscheiden:

- Anordnung einer Stahlplatte,
- Verwendung von Stirnflächenbewehrung.

Die Untersuchungen haben gezeigt, dass bei der Verwendung von Stahlplatten in der Stützenstirn die auftretenden Querdehnungen der Mörtelfuge sehr effektiv behindert werden können und die Beanspruchungen hieraus eher gering ausfallen. Auch kann der gesamte Traglastanteil der Längsbewehrung über die Mörtelfuge hinweg übertragen werden, sodass im Stoßbereich nahezu keine Beanspruchungen aus der Endverankerung der Längsbewehrung entstehen. Bei der Verwendung einer Stirnflächenbewehrung hingegen wird nur ein Teil der im Bewehrungsstahl vorhandenen Kraft über Spitzendruck abgetragen. Der größere Teil wird über Verbundspannungen in den umgebenden Beton geleitet. Dabei entstehen Ringzugkräfte, die durch eine zusätzliche Verbügelung aufgenommen werden müssen. Des Weiteren muss die größere Betonbeanspruchung durch ein Umschnüren des Stützenfußes aufgenommen werden, was zu einer zusätzlichen Verbügelung führt. Schließlich müssen in der Mörtelfuge die Querkzugbeanspruchungen durch die Stirnflächenbewehrung aufgenommen wer-

den. Dadurch wird bei größeren Stützenlasten eine erhebliche Bügelbewehrung erforderlich, welche nur sehr schwer einzubauen ist.

Für die Entwicklung eines Stumpfstoßes mit hochfestem Betonstahl waren im Wesentlichen zwei Fragen von Interesse:

- Wie kann die Kraft aus dem Betonstahl über die Fuge übertragen werden?
- Wie kann der Beton gesichert werden, um nicht nur die höheren Normalkräfte, sondern auch das geforderte Nachbruchverhalten zu gewährleisten?

Die Frage nach dem Beton lässt sich recht einfach beantworten. Abb. 9 zeigt die Stahldehnungen bei Anordnung einer Stahlplatte und einer Stirnflächenmatte nach [9]. Es ist deutlich zu erkennen, dass in einem Stoß ohne Stahlplatte die Belastung des Betons im Stoßbereich stark zunimmt. Mit der weit höheren Tragfähigkeit des hochfesten Betonstahls würde diese Betonbeanspruchung noch weiter steigen und zum frühzeitigen Versagen des Betons führen. Die Anordnung einer ausreichend steifen Querdehnungsbehinderung ist hier dringend erforderlich.

Diese Randbedingung führt zurück zur ersten Frage nach dem Übertrag der Kraft im Betonstahl. Es ist naheliegend, dass ein möglichst direkter Übertrag durch Kontakt der Betonstäbe am einfachsten wäre. Dies kann bei einem einzelnen Stab noch praktikabel sein, bei einer Stütze mit mehreren Stäben ist ein gleichzeitiger Kontakt nur sehr schwierig und kostenintensiv herzustellen.

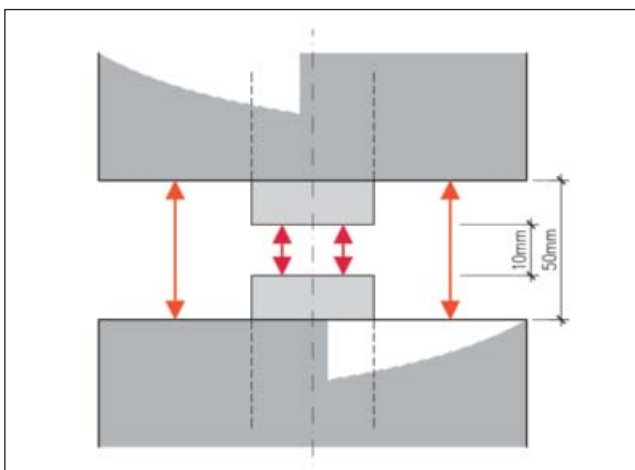


Abb. 10: Mechanisches Modell der Kraftübertragung in der Vergussfuge

Aus diesen Randbedingungen und Überlegungen entstand schließlich das in **Abb. 10** dargestellte mechanische Modell zum Kraftübertrag über die Fuge. Die Kraft im Beton sollte im Beton bleiben, aber viel wichtiger ist, dass die Kraft im Betonstahl möglichst direkt in den darunterliegenden Stab geleitet wird. Im Gegensatz zu dem Stumpfstoß mit normalfestem Betonstahl müssen hier die Stäbe möglichst exakt übereinanderstehen. Dies ist die erste wichtige Voraussetzung des direkten Kraftübertrages. Im weiteren sollte die Frage des möglichen Zwischenraumes der Betonstahlstäbe geklärt werden.

Hierzu wurden in einem recht frühen Stadium einfache Versuche durchgeführt, um den Kraftübertrag bei direktem und „indirektem“ Kontakt zu vergleichen. Beim „indirekten“ Kontakt wurden die Stäbe also in geringem Abstand zueinander eingebaut.

Es wurden sieben Kleinversuche mit einem Betonstab vom Durchmesser 57,5 Millimeter durchgeführt. Die Proben hatten alle die Abmessungen von 15 x 15 Zentimeter mit einer Länge von 65 Zentimeter. Formal betrug der Bewehrungsgrad damit 11,5 Prozent (netto 13 %). Die Mörtelfuge wurde mit einer Dicke von 30 Millimeter ausgebildet und mit einem hochfesten Mörtel vergossen. Variiert wurde dabei die Ausbildung der Fuge zwischen den Stählen, im weiteren auch Stahlfuge genannt. Hier wurden sowohl ein direkter Stahlkontakt, eine Vergusschicht aus hochfestem Mörtel C80 sowie ein ultrahochfester Beton C140 getestet. **Abb. 11** zeigt den Versagenszustand von Versuchs-körpern mit einem Mörtel C80 und verschiedenen Dicken der „Stahlfuge“. Die Bruchbilder lassen den Versagenszustand erkennen. Während



Abb. 12: Vergussmörtel beim Versuch V2 mit einer 6-mm-„Stahlfuge“



Abb. 11: Versagen der Stützen bei einer Dicke der „Stahlfuge“ von 6 mm (V4),



... 13 mm (V5) und



... 20 mm (V6) –Verguss mit hochfestem Mörtel C80

bei einer 6 Millimeter dicken Fuge das Versagen außerhalb des Stoßes auftritt, wandert dies bei einer 13-Millimeter-Fuge bereits Richtung Vergussfuge, und bei einem Stababstand von 20 Millimeter versagt die Fuge bereits deutlich vor der Stützentragslast.

Die erreichten Versagenslasten der ersten Versuche waren:

V1	2.742 kN	(Stahl – Stahl)
V2	2.700 kN	(6 mm Mörtelfuge)
V3	2.928 kN	(6 mm Mörtelfuge mit UHPC u. Stahlring)

Abb. 12 zeigt den Vergussmörtel beim Versuch V2 mit einer „Stahlfuge“ von 6 Millimeter nach dem Versuch. Es lässt sich feststellen, dass diese Mörtelscheibe um circa 1 Millimeter zusammengedrückt wurde, dies entspricht einer Stauchung von rund 15 Prozent oder 150 Promille.

Mit den Versuchen konnte gezeigt werden, dass ein Stumpfstoß die volle Tragfähigkeit der ungestoßenen Stütze erreichen kann, wenn die Kraftübertragung der Betonstäbe direkt erfolgen kann. Eine „weiche“ Zwi-

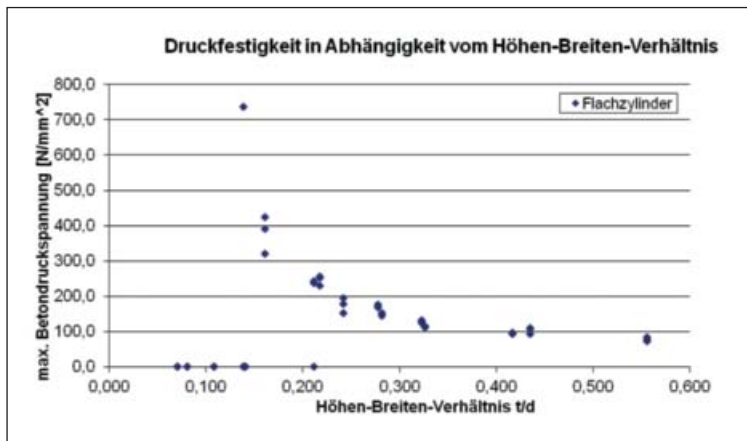


Abb. 13: Druckfestigkeit des Mörtelvergusses in Abhängigkeit von der Schichtdicke zum Stabdurchmesser

schenschicht aus Mörtel ist möglich, solange die Querdehnungsbehinderung der Stabendfläche ausreicht, um die Mörteltragfähigkeit durch einen dreiaxialen Spannungszustand auf eine Tragfähigkeit von ca. 600 N/mm² zu bringen. Dazu wurde eine Versuchsserie aufgelegt, bei der verschiedene Abmessungen der in Abb. 12 dargestellten „Mörteltablette“ eines hochfesten Vergussmörtels C80 geprüft wurden; Abb. 13 zeigt die Ergebnisse. Dargestellt ist die Mörtelspannung über dem geometrischen Verhältnis der Dicke zum Durchmesser. Die Zielspannung von 600 N/mm² kann demnach bei einem Verhältnis von 0,13 erreicht werden. Im Versuch V2 mit einer 6-Millimeter-Schicht ergibt sich dieses Verhältnis zu 6/57,5 = 0,10. Damit konnten auch die ersten Versuchsergebnisse bestätigt werden. Diese Ergebnisse lassen sich auch der Literatur entnehmen, die eigenen durchgeführten Versuche stärken allerdings das Verständnis für die Wirkungsweise einer mehraxialen Betonbeanspruchung.

Aus baupraktischer Sicht bestand jetzt die Aufgabe, diese Erkenntnisse auf eine reale Stützengeometrie mit mehreren Stäben auszuweiten. Daher wurden erneut Versuche durchgeführt mit dem Ziel, unterschiedliche Ausführungsvarianten zu testen. Unter Beachtung realisierbarer Ausführungstoleranzen wurden folgende Möglichkeiten des Kraftübertrages erörtert. Dies waren im Einzelnen:

- Ausbildung einer Stütze mit mehreren Stäben und einer Dicke der Stahlfuge von zehn Millimeter.
- Ausbildung ohne Mörtelverguss zwischen den Stäben, jedoch mit einer Luftschicht von circa einem Millimeter (vergleichbar mit den Randbedingungen bei einer Verbundstütze).
- Querdehnungsbehinderung mittels einer Stahlplatte.

Zur genaueren Untersuchung der genannten Punkte wurden weitere vier Stützenversuche V8 bis V11 mit einem Referenzversuch ohne Fuge durchgeführt. Die Versuchskörper wurden mit einem Stützenquerschnitt von 25 x 25 Zentimeter bei einer Länge von 1,80 Meter hergestellt. Die Bewehrung bestand aus insgesamt vier Stäben vom Durchmesser 43 Millimeter. Abb. 14 zeigt die beiden Varianten mit Mörtelfuge von zehn Millimeter und einer zusätzlichen Stahlplatte. Die Fugendicke von zehn Millimeter wurde aus baupraktischen Gründen gewählt und um den Einfluss der Querdehnungsbehinderung bei mehreren Stäben zu untersuchen. Der weitere Versuch mit einer 1-Millimeter-Fuge (ohne Verguss) und ansonsten direktem Kontakt zwischen den Betonstahlstäben, sollte die Möglichkeit des direkten Kontaktes – zum Beispiel durch Fräsen der Betonstahlstäbe – und einer Toleranz – zum Beispiel durch eine leichte Schiefstellung der oberen Stütze – simulieren.

Die Ergebnisse haben gezeigt, dass ein direkter Kraftübertrag unter Beachtung einer Toleranz von 1 Millimeter keine zufriedenstellenden Ergebnisse liefert. Infolge der Stahlfuge von 1 Millimeter wurde der Beton zerstört, bevor die Traglast des Stahls erreicht werden konnte. Ebenso zeigten die Versuche mit einer Mörtelfuge von 10 Millimeter zwischen den Stäben keine zufriedenstellende Ergebnisse. Einerseits war der Mörtelverguss insgesamt schlecht ausgeführt, sodass Luftporen vorhanden waren, andererseits zeigte sich, dass die Querdehnungsbehinderung des umgebenden Mörtels zu gering ist, um die Stahlfuge ausreichend zu umschließen. Einzig die Behinderung der Querdehnung mit einer einseitigen Stahlplatte zeigte gute Ergebnisse, wengleich auch hier ein relativ schlechter Verguss vorlag. Diese Ausführungsvariante war Grundlage der nachfolgend beschriebenen Anwendung.

5 Anwendung bei den Tanzenden Türmen

Für das Projekt „Tanzende Türme“ war die erstmalige Anwendung des hochfesten Betonstahls in Fertigteilstützen vorgesehen [11], [12].

Die Tanzenden Türme (Abb. 15) in Hamburg stehen als Tor zu St. Pauli am Beginn der Reeperbahn in exponierter Lage. Sie bilden den Übergang von der Innenstadt zum Rotlichtviertel und stehen in unmittelbarer Nähe der Landungsbrücken und des Hafens. Mehrere unterschiedliche Projektentwicklungen für diese Fläche konnten nicht realisiert

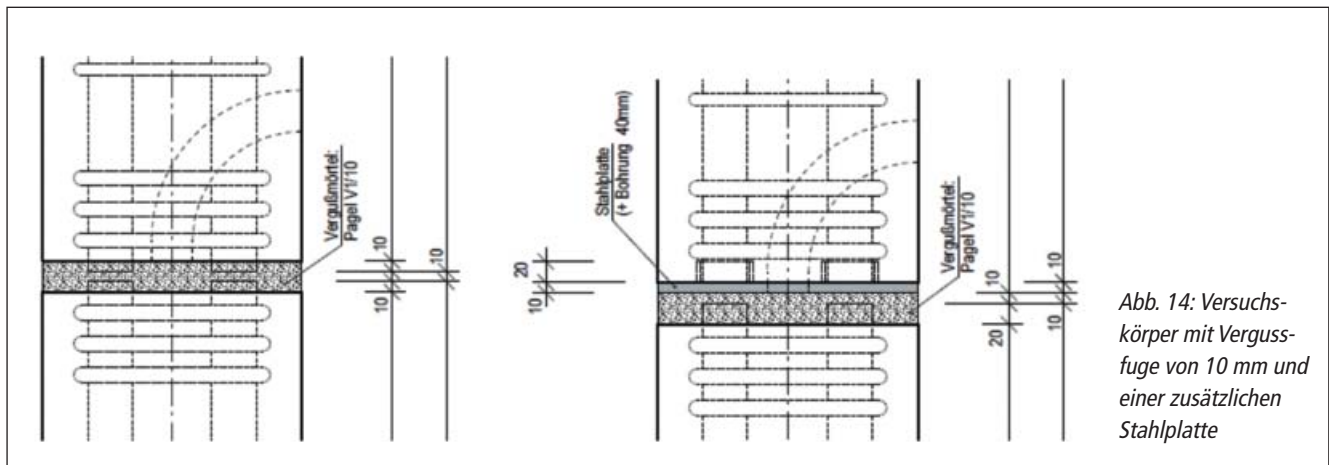
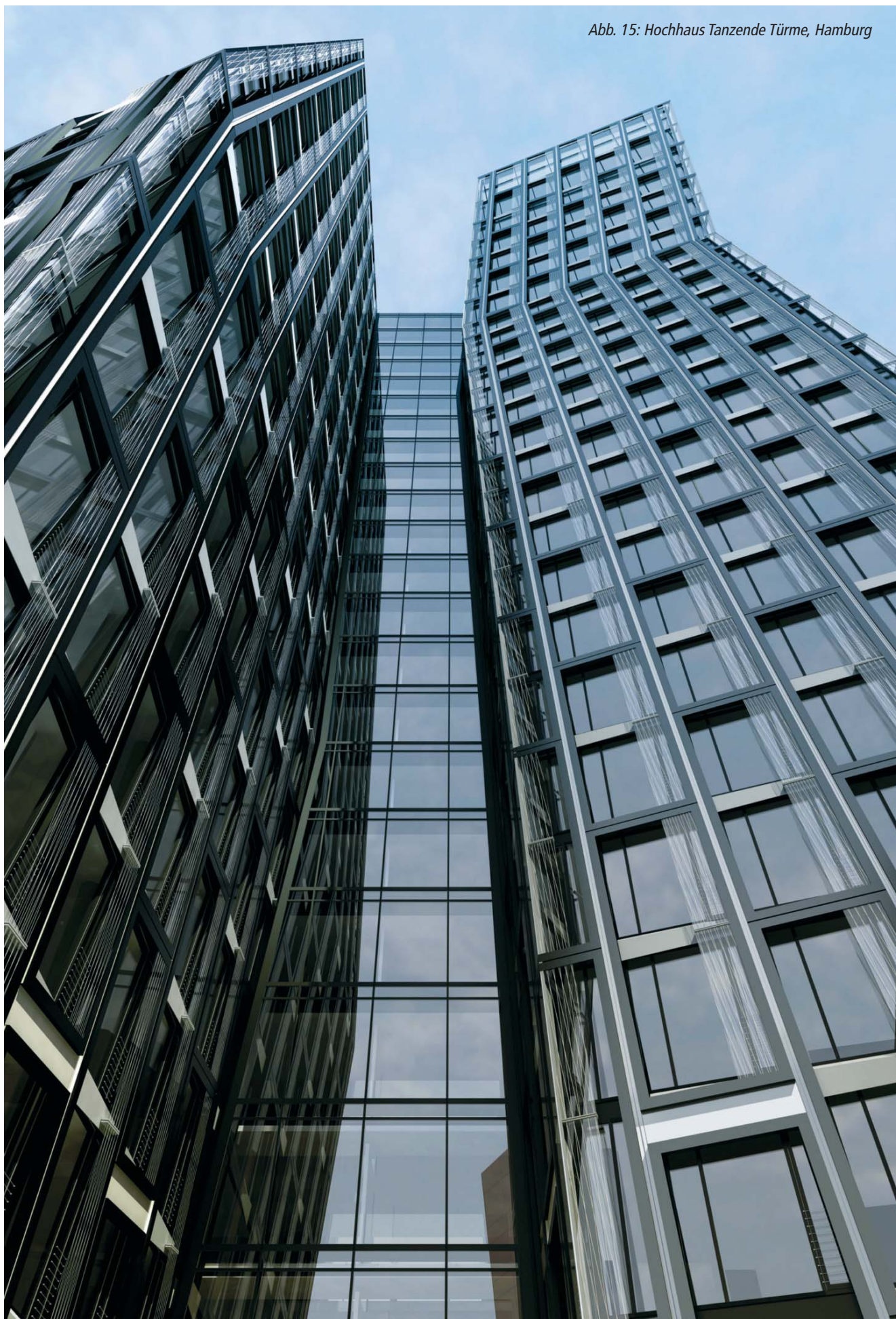


Abb. 14: Versuchskörper mit Vergussfuge von 10 mm und einer zusätzlichen Stahlplatte

Abb. 15: Hochhaus Tanzende Türme, Hamburg



WERKSTOFFE

werden, sodass im Jahre 2003 ein städtebaulicher Wettbewerb durchgeführt wurde. Der heterogene Kontext zeigt sich im Siegerentwurf „Tanzende Türme“ des Hamburger Architekturbüros Bothe, Richter, Teherani (BRT). Das Hochhauspaar erweckt den Eindruck als würde es tanzen. Und tatsächlich besteht die Grundidee in einem Tango tanzendem Paar. Der Eindruck wird durch Grundrisse geweckt, die sich von Etage zu Etage gegeneinander verschieben. Jeder Turm hat eine Neigung über eine definierte spitze Ecke in eine Richtung, und nach einem Knickpunkt wechselt die Neigung in die Gegenrichtung. Die maximale Auslenkung beträgt jeweils über die Längsseite 1,50 Meter und über die Querseite drei Meter, wobei der unterste sowie der oberste Grundriss (21. OG) direkt übereinander liegen. Da der Gegenknick im Nordturm im 7. Obergeschoß und im Südturm im 17. Obergeschoß liegt, entstehen die unterschiedlich stark geneigten Abschnitte der Türme. Der Nordturm erreicht dabei eine Endhöhe von 80,55 Meter über Baunull und der Südturm eine Endhöhe von 90,55 Meter. Beide Türme sind durch ein zurückgesetztes Verbindungsbauwerk miteinander verbunden. Die Geometrie wird optisch durch die ebenfalls geneigt angeordnete Fassadengestaltung noch verstärkt.

Die Konstruktion sah vor, die Bewehrungsstäbe der Fertigteilstütze bis über die Oberkante der Decke zu führen, während an der Stützenunterseite eine Stahlplatte vorgesehen war. Dadurch war die Passgenauigkeit ohne Einfluss des Ortbetons gewährt, da der Stützenstoß geometrisch ausschließlich durch die Fertigteilkonstruktion bestimmt wird. Der Deckenbeton wurde lediglich zwischen die beiden Enden der Fertigteilstützen gegossen, die Bewehrung der Decke konventionell verlegt. Zur Lagesicherung der Stütze sowie der Lokalisierung der Bewehrungsstäbe übereinander, wurden zwei Gewindestäbe passgenau eingebaut. Gleichzeitig konnte damit eine Justierung der Höhenlage vorgenommen werden. **Abb. 16** zeigt die Durchführung der hochfesten Betonstahlbewehrung durch den Deckenbereich. Nach Herstellung der Decke wurde die nächste Stütze aufgesetzt. Durch die Schräglage entstand eine keilförmige Vergussfuge, welche mit einem



Abb. 16: Ausbildung des Stützenstoßes im Deckenbereich



Abb. 17: Ausbildung der Vergussfuge oberhalb der Decke

Bügel gesichert wurde. Deutlich ist der zu vergießende Spalt zwischen den Betonstäben und der Stahlplatte von 5 ± 2 Millimeter zu erkennen (**Abb. 17**).

Aufgrund des neuartigen Kontaktstoßes sowie des Einsatzes hochfesten Betonstahls war eine Zustimmung im Einzelfall erforderlich [13], [14]. In diesem Rahmen waren Versuche zum Stützenstoß mit der maximal belasteten Stütze gefordert. Es wurde eine Stütze mit folgenden Eckdaten untersucht:

Stützendurchmesser	40 cm
Betongüte	C50/60
Betonstahl	SAS 670/800
Bügelbewehrung	Durchmesser 12 e = 20/10 cm
Stabdurchmesser	8 Stäbe mit Durchmesser 43 mm
Maximale Belastung	ca. 7.000 kN im Gebrauchszustand



Abb. 18: Versuchsaufbau und Versagenszustand der Referenzstütze



Abb. 19: Versuchsaufbau und Versagenszustand einer gestoßenen Stütze



Abb. 20a: Schlechter Verguss



Abb. 20b: Guter Verguss mit Gewebe



Abb. 21: Vergussfuge mit Gewebeeinlage

Insgesamt wurden drei Versuche durchgeführt, ein Referenzversuch ohne Fuge sowie zwei Versuche als Fertigteilstoß. Die Decke wurde ebenso modelliert, um die Querdehnungsbehinderung ausreichend zu berücksichtigen. Die Belastung wurde in insgesamt fünf Stufen aufgebracht, wobei immer bei den Laststufen 5.000 KN, 7.000 KN, 10.000 KN und 12.000 KN die Last für jeweils eine Stunde konstant gehalten wurde, um schließlich bis zur Bruchlast zu fahren. **Abb. 18** und **Abb. 19** zeigen die jeweiligen Versuchsaufbauten sowie die Versagenszustände.

Der Bruch trat immer innerhalb der Stütze auf, niemals im Bereich der Fuge. Die Fuge war vollkommen intakt, selbst im Bruchzustand zeigten sich Risse im Verguss und in der Deckenplatte von nur 0,10 Millimeter Breite.

Die Bruchlasten waren:

Theoretisch	13.485 KN	(100 %)
Referenzstütze	13.927 KN	(103 %)
Stumpfstoß 1	13.770 KN	(102 %)
Stumpfstoß 2	13.338 KN	(99 %)

Aufgrund des Versagens außerhalb der Fuge konnten auch die Bruchlasten der Referenzstütze nahezu erreicht werden. Selbstverständlich gibt es bei dem heterogenen Werkstoff Beton immer, auch infolge der Fuge, eine Streuung der Ergebnisse. Diese sind allerdings hier sehr niedrig bei weniger als vier Prozent.

Ein durchaus ernst zu nehmendes Problem trat bei der Vergussmethode des Mörtels auf. Obgleich die Bruchlasten der Referenzstütze erreicht wurden, konnte nach dem Versuch festgestellt werden, dass kein zufriedenstellender Verguss vorhanden war (**Abb. 20a** und **Abb. 20b**). Dies wurde insbesondere auf einen hohen Eintrag von Luftporen während des Vergussvorgangs zurückgeführt. Die Idee eines Mitarbeiters führte schließlich zur Lösung des Problems. Ein Gewebe aus Kunststoff wird vorab in die Fuge eingelegt und nach dem Verguss durch dieselbe gezogen. Das Gewebe zieht den Vergussmörtel zielsicher durch die dünne Stahlfuge und stellt einen einwandfreien Verguss sicher (**Abb. 21**). Eine entsprechend hohe Qualitätssicherung auf der Baustelle wurde vorgesehen. Selbst im Winterbetrieb konnte mittels Heizung und Vorwärmens des Materials eine zielsichere Ausführung erreicht werden.

Die Montage der Außenstützen (**Abb. 22**) erfolgte in äußerst kurzer Zeit. So kann eine Fertigteilstütze innerhalb weniger Minuten montiert werden. Die Herstellung der Decken kann unmittelbar erfolgen, da der Stützenverguss unabhängig im Nachgang hergestellt werden kann.



Abb. 22: Die Tanzenden Türme im Bauzustand

6 Anwendung des hochfesten Betonstahls beim Taunusturm

Wurde beim Projekt Tanzende Türme noch die Stütze als Einzelelement einer Fertigteilkonstruktion betrachtet, so sollte beim Hochhaus Taunusturm in Frankfurt nun eine abgestimmte Konstruktion aus Betonfertigteilen, bestehend aus Stützen, Trägern und Deckenelementen, realisiert werden. Die Einbindung des technischen Büros der Fa. Züblin bereits in der Entwurfsphase erlaubte eine enge Abstimmung der Konstruktion mit dem Bauablauf. So konnte die Herstellung des aussteifenden Kerns mit der Fertigteilkonstruktion optimiert werden und die Regelgeschosse in einem Vier-Tages-Takt, bei circa zehn Stunden Arbeitszeit, errichtet werden.

Der 169 Meter hohe Taunusturm (**Abb. 23**) wird flankiert von einem siebengeschossigen Flachbau sowie einem Wohnturm mit insgesamt 18 Geschossen und einer Höhe von 70 Meter. Eine dreigeschossige Tiefgarage einschließlich Technikräumen befindet sich unterhalb der Gebäude auf einer Grundfläche von rund 5500 Quadratmetern. Der Taunusturm selbst besitzt eine Grundfläche von 1650 Quadratmetern und insgesamt 41 Stockwerken. Der Entwurf der Architekten Gruber und Kleine – Kranenburg (GKK) aus Frankfurt wird von der Fa. Ed. Züblin AG in einem so genannten TeamConcept mit dem Bauherrenvertreter Tishman-Speyer-Properties, Deutschland realisiert. Die Tragkonstruktion des Hochhauses besteht aus dem aussteifenden Kern mit einer Grundfläche von circa 375 Quadratmetern und insgesamt 62 Außenstützen. Die Decke mit einer Spannweite bis 11,50 Meter wird aus Spannbetonunterzügen und einer 15 Zentimeter dicken Betondecke gebildet. Der Trägerabstand beträgt 2,70 Meter. Zur Ausbildung einer großzügigen Lobby im Eingangsbereich wird der aussteifende Kern auf nahezu die halbe Grundrissfläche reduziert. Im Technikgeschoss des 3.

Abb. 23: Der Taunusturm in Frankfurt a.M.



Foto: Tishman-Speyer-Properties, Deutschland

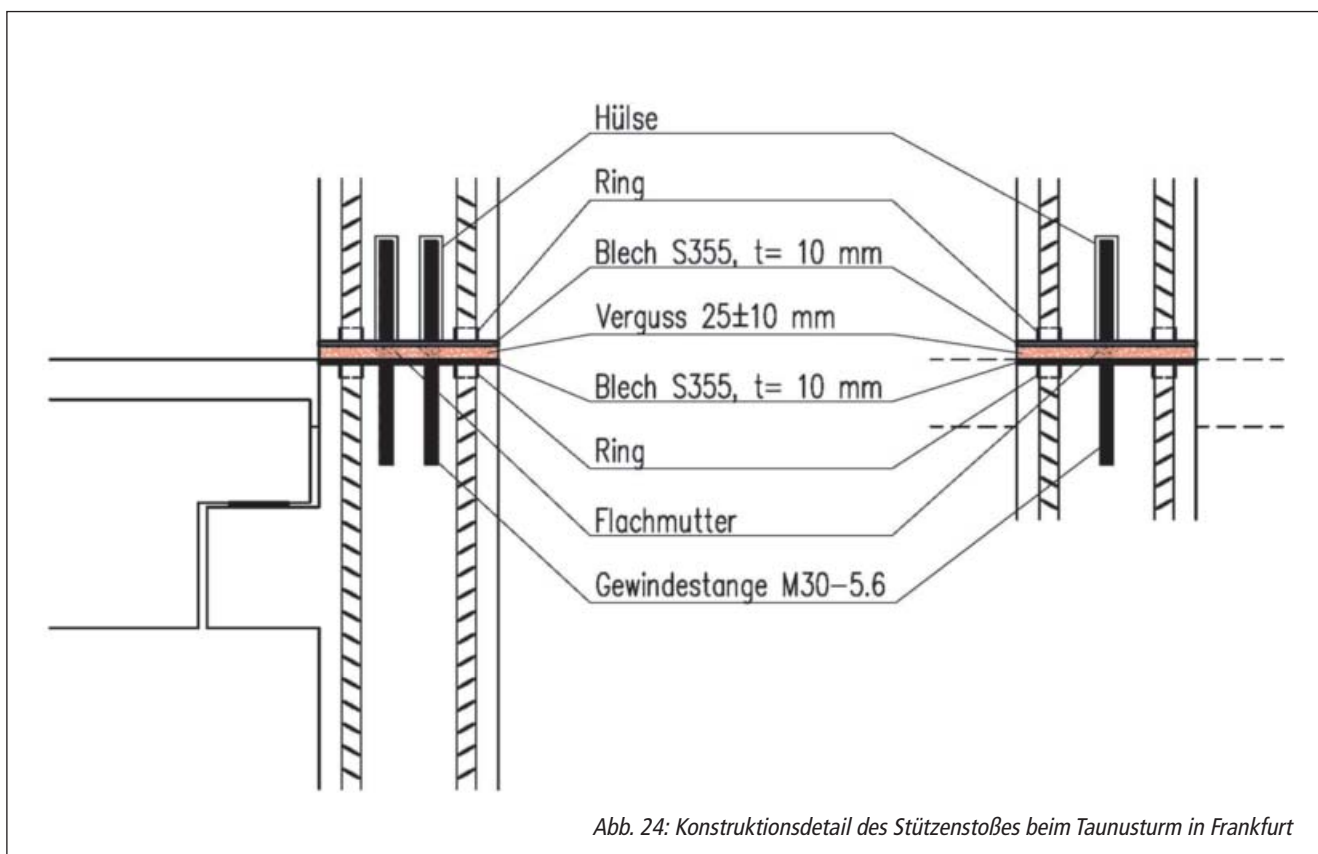


Abb. 24: Konstruktionsdetail des Stützenstoßes beim Taunusturm in Frankfurt

Obergeschosses erfolgt daher eine Kernabfangung mittels wandhoher Stahlbetonträger.

Die 62 Außenstützen aus Betonfertigteilen wurden mit hochfestem Betonstahl SAS 670/800 ausgeführt. Der Stützenquerschnitt wurde zur Flächenoptimierung mit abnehmender Beanspruchung reduziert von 45 x 38 bis zu 30 x 38 Zentimeter. Die Stützen mit einem Bewehrungsgrad bis 16 Prozent der Betonfläche benötigten wiederum eine Zustimmung im Einzelfall [15] bis [18]. Aufgrund der abgestimmten Fertigteilkonstruktion konnten und sollten die Fertigteilstützen mindestens zweigeschossig ausgeführt werden, und die Trägeranschlüsse sollten mittels Konsolen erfolgen. Dies gab die Möglichkeit, die Stützen durchgängig herzustellen und den Stützenstoß unabhängig von der Deckenplatte zu konstruieren und führte zu einer Lösung mit zwei Stahlplatten, je eine an den Kopf- und Fußseiten der Stützen (Abb. 24).

Die Vergussfuge wurde aus baupraktischen Gründen mit einer Dicke von 25 ± 10 Millimeter (15 bis 35 mm) vorgesehen. Hierzu wurden, um die Fugendicke abzustimmen, im Vorfeld insgesamt vier Versuche durchgeführt. Bei den Vorversuchen waren zwei Parameter von Interesse. Zum einen stand das geeignete Vergussmaterial zur Disposition und zum anderen war die Fugendicke festzulegen. Als Vergussmaterial wurde der Pagel V1/10 sowie ein hochfester Beton der Heidelberger Zement mit der Bezeichnung Ascon verwendet. Für beide Vergussmaterialien wurden je zwei Versuchskörper mit Fugendicken von 40 und 60 Millimeter hergestellt. Die Versuchskörper bestanden aus zwei Stahlplatten S355 10 Millimeter mit der Mörtelfuge dazwischen. Die Grundlänge der Körper war 200 x 200 Millimeter. Damit ergibt sich die Schlankheit der Fuge zu $40/200 = 0,20$ und $60/200 = 0,30$, im Vergleich zu den Verhältnissen im Großversuch mit einer mittleren Seitenlänge von $(38 + 45) \times 0,5 = 41,3$ Zentimeter, womit man $35/413 = 0,084$ erhält. Die vorgesehene Schlankheit am Bauwerk liegt damit

unterhalb der in bisherigen Versuchen verwendeten Schlankheitsgrenze von 0,13.

Abb. 25 zeigt die Bruchkörper der Versuche mit einer 60-mm-Fuge. Der Bruch trat immer durch eine fortschreitende Zerstörung der Randbereiche der Proben ein. Während im Innern der Probe ein mehraxialer Spannungszustand herrscht, treten am Probenrand Querzugspannungen auf, die von der Stahlplatte nur bedingt behindert werden können. Infolge der Querschnittsschwächungen durch den abplatzenden Randbereich wird die Belastung nach innen verlagert, bis auch dort, vom Randbereich ausgehend, die Tragfähigkeit erreicht ist.

Das System aus Stahlplatten und einer dünnen Mörtelfuge zeigt ein sehr robustes Verhalten und kann sehr hohe Lasten abtragen. Die Traglasten sowie die mittleren Pressungen der Proben ergaben sich wie folgt:

Material	Fugendicke	Bruchlast	Spannung
Pagel V1/10	60 mm	5.500 kN	138 N/mm ²
Pagel V1/10	40 mm	7.500 kN	188 N/mm ²
Ascon	60 mm	6.400 kN	160 N/mm ²
Ascon	40 mm	8.000 kN	200 N/mm ²

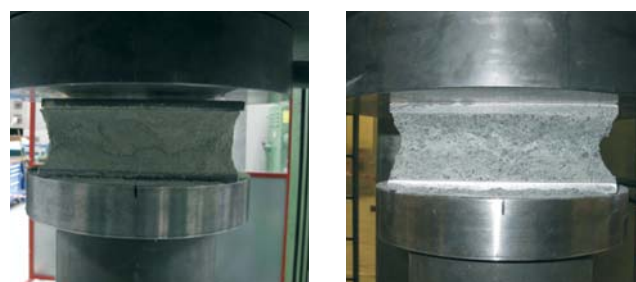


Abb. 25: Bruchbilder 60-mm-Fuge (links Pagel V1/10, rechts Ascon)

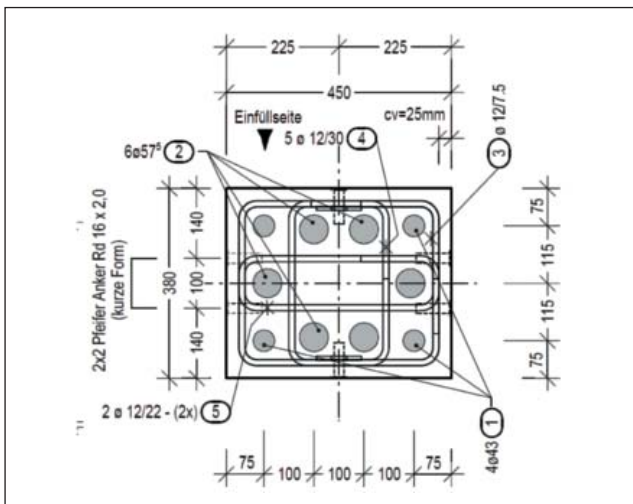


Abb. 26: Stützenquerschnitt und Bewehrungskorb der experimentellen Untersuchungen



Vergleicht man die erreichten mittleren Pressungen mit einer fiktiven mittleren Pressung, die im Großversuch erwartet wird, von $22000 / (38 \times 45) = 129 \text{ N/mm}^2$, dann lassen die Ergebnisse den Schluss zu, dass selbst eine Fugendicke von 60 Millimeter ausreicht, um die Traglast im Großversuch zu erreichen. Die Wahl des verwendeten Piegels V1/10 im Großversuch fiel aufgrund einer Beobachtung im Gebrauchslastniveau. Dort zeigten sich beim hochfesteren Ascon bereits frühzeitig sehr feine Risse. Diese sind zwar nicht schädlich und beeinflussen die Traglast nicht, dennoch wurde befürchtet, dass allzu früh eintretende Risse zu einer Verunsicherung der Beteiligten führen. Damit wurde die Sicherheit geschaffen, dass eine Fuge mit 35 Millimeter und dem Vergussmörtel Piegel V1/10, eine weitaus höhere Tragfähigkeit im Vergleich mit dem Bruch der Stütze in Stützenmitte besitzt.

Zur Überprüfung der Tragfähigkeit der Stützen, insbesondere des Stumpfstoßes, wurden insgesamt drei Versuche durchgeführt. Zum Vergleich wurde eine Referenzstütze getestet und die Traglast mit insgesamt zwei Versuchsstützen mit dem vorgesehenen Stumpfstoß verglichen. Die Versuchsstützen wurden in einer Länge von 2,70 Meter hergestellt, **Abb. 26** zeigt den Stützenquerschnitt. Der Querschnitt von 38×45 Zentimeter ist mit einer Bewehrung von $4 \text{ } \varnothing 43$ Millimeter und $6 \text{ } \varnothing 57,5$ Millimeter versehen. Dies führt zu einem Stahlquerschnitt von 214 cm^2 und entspricht einem Bewehrungsgrad von 12,5 Prozent (brutto) und 14,3 Prozent (netto).

Im Einzelnen ergeben sich folgende Belastungen und Tragfähigkeiten:

erwartete Bruchlast:	21811 KN
Designlast:	16704 KN
maximale Gebrauchslast:	11931 KN
ständige Gebrauchslast:	8352 KN

Die Referenzstütze V15 ist sowohl vor als auch nach dem Versuch in **Abb. 27** dargestellt.

Die Stütze zeigte erwartungsgemäß nach Erreichen der maximalen Gebrauchslast bei circa 12000 KN erste Risse im Bereich der Krafteinleitung. Diese waren mit 0,05 Millimeter Breite sehr klein und haben sich bei weiterer Laststeigerung nur unwesentlich verändert. Bei Erreichen der Designlast, bei circa 17000 KN, waren erste größere Risse zu erkennen. Es bleibt zu vermuten, dass die Betondeckung im Eckbereich teilweise abgetrennt wurde. Diese Risse vergrößerten sich im weiteren bis



Abb. 27: Versuch V 15: Referenzstütze vor und nach dem Versuch

zum Erreichen der Bruchlast. Die Bruchlast war erreicht, als einer dieser Schalenrisse sich bis zur Stützenmitte entwickelte. Dadurch wurde in Stützenmitte die Betondeckung abgesprengt und der Restquerschnitt versagte. Im Bereich der Lasteinleitung war aufgrund der wirksamen Querdehnungsbehinderung lediglich die Betondeckung abgeplatzt. Der in **Abb. 27** (rechts) dargestellte Bruch der Stütze ist auf die Belastungsart zurückzuführen. Nach einer zunächst weggesteuerten Belastung musste kurz vor dem Bruch auf eine Laststeuerung umgestellt werden. Die Belastung konnte nach Überschreiten der Maximallast nicht schnell genug entlastet werden, weshalb die Stütze drastisch zerstört wurde.



Abb. 28: Versuch V16 mit Stumpfstoß nach dem Bruch

Die Maximallast von 21300 KN lag um ungefähr 2,4 Prozent unter der theoretisch berechneten Last von 21.811 KN. Letztere wurde aus den Bruch- respektive Fließwerten von Beton und Betonstahl ermittelt. Die Abweichung bewegt sich im Bereich der zu erwartenden Toleranzen.

Die Versuche V16 und V17 mit dem Stumpfstoß haben nahezu identische Ergebnisse gezeigt. Der Versuchskörper ist nach dem Versuch in **Abb. 28** dargestellt. Der Stützenstumpfstoß ist in Stützenmitte deutlich zu erkennen.

Die Stütze zeigte in den Kräfteinleitungsbereichen die gleichen feinen Risse wie die Referenzstütze. Im weiteren Belastungsverlauf wurden nach Überschreiten der maximalen Gebrauchslast bei 12000 KN feine Risse auch im Mörtelbereich festgestellt. Diese waren mit circa 0,10 Millimeter unschädlich klein. Bei weiterer Laststeigerung wurden diese auch nicht wesentlich größer. Der Bruch wurde eingeleitet vom Abplatzen der Betondeckung in den Eckbereichen, ausgehend vom Stumpfstoß, und er trat erst durch Überlastung des Betons und nach Überschreiten der Betonfestigkeit ein. Die Bruchlasten waren bei V16 ebenso 21.300 KN und bei V17 sogar 21.500 KN. Damit wurde die Bruchlast der Referenzstütze erreicht. Eine Schwächung durch die Kontaktfuge war nicht zu erkennen.



Abb. 29: Eindrückungen der Mörtelfuge nach dem Bruch bei Versuch V17

Die Belastungsgeschichte sah vor, in gewissen Abständen die Last über eine Stunde konstant zu halten. Bei der Belastungsstufe von 19.500 KN

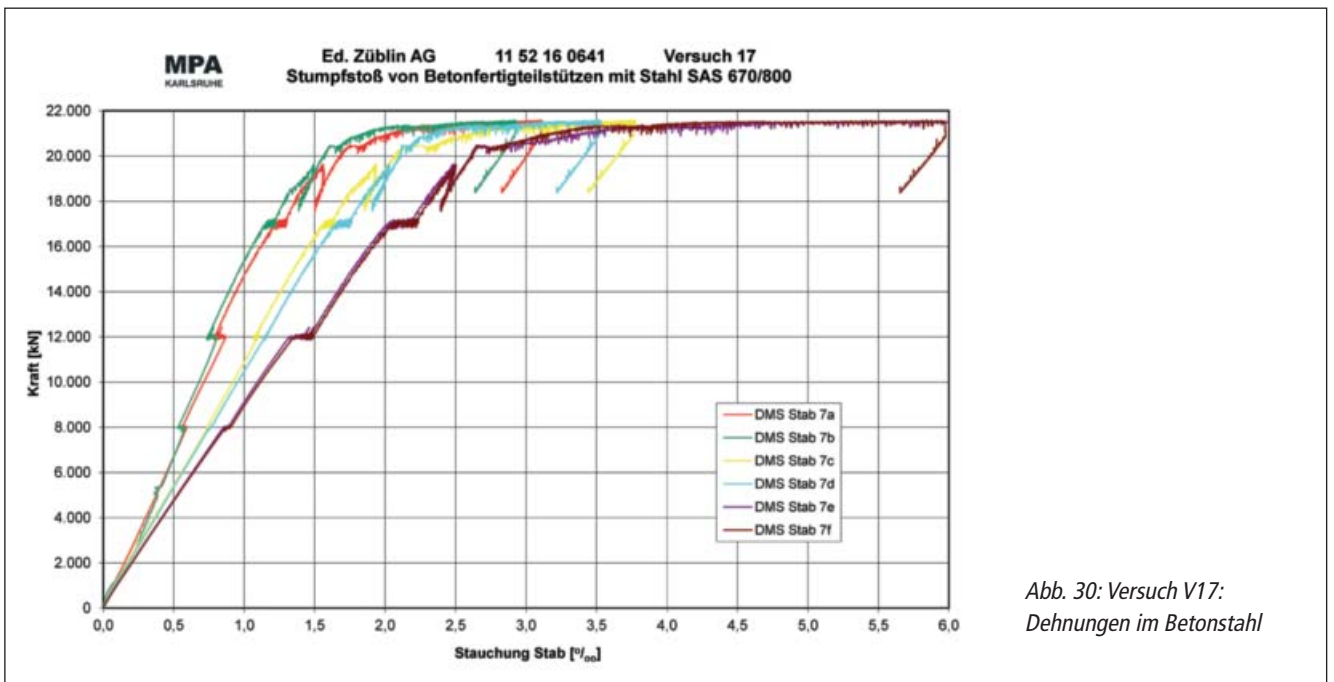


Abb. 30: Versuch V17: Dehnungen im Betonstahl

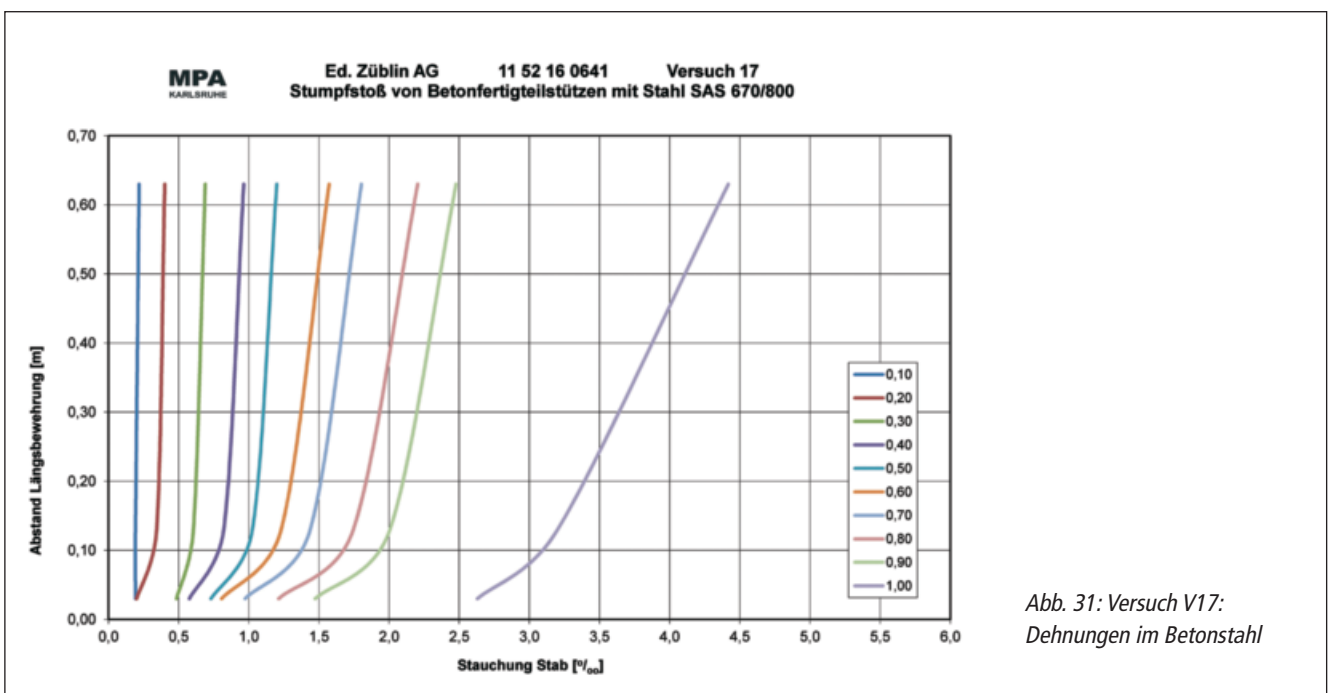


Abb. 31: Versuch V17: Dehnungen im Betonstahl

WERKSTOFFE

zeigte sich sehr schnell ein starker Kraftabfall. Da diese Laststufe sehr nahe an der Bruchlast lag, wurde die Kraft nicht nachgefahren, sondern der Weg konstant gehalten. Die Kraft fiel dabei auf circa 17.500 KN ab, also beinahe auf die nächst kleinere Laststufe. Abschließend wurde weggesteuert bis zum Bruch gefahren. Das Verformungsverhalten der Stützen ist in zweierlei Hinsicht sehr interessant. Zum einen konnte beobachtet werden, dass beim oben erwähnten Lastabfall nicht nur die Gesamlast, sondern auch die Stahldehnung abnahmen. Hätte eine Umlagerung stattgefunden, müsste die Stahldehnung ansteigen, da der Beton die kriech verformende Komponente ist. Dem war nicht so. Daraus lässt sich nur der Schluss ziehen, dass die Verformungen im Bereich der Mörtelfuge stattgefunden haben. **Abb. 29** zeigt daher auch die Mörtelfuge nach dem Versuch. Es ist eine starke plastische Eindrückung im Bereich der Bewehrungsstäbe von einigen Millimetern zu erkennen. Obgleich diese Mörtelfuge sehr große Stauchungen erfahren hat, zeigten sich nur wenige Risse, die, vom Stab beginnend, nach außen größer wurden. Es war keine Zerstörung des Mörtels, sondern eine massive Komprimierung festzustellen. Es wird vermutet, dass der Mörtel im Bereich der Stäbe eine Pressung von 400 bis 500 N/mm² erfahren hat. Dies ist nur durch die starke Querdehnungsbehinderung infolge der Stahlplatten zu erklären, welche in dem Mörtel einen nahezu hydrostatischen Spannungszustand erzeugten.

Die zweite interessante Beobachtung betrifft die Dehnungen im Betonstahl. **Abb. 30** zeigt exemplarisch den Dehnungsverlauf in Stab 7 bei Versuch V17. Gemessen wurde immer mit je zwei gegenüberliegenden Messstreifen. Die Dehnungen wurden an jedem Stab an drei Stellen gemessen. Zunächst drei Zentimeter von der Stahlplatte an der Mörtelfuge entfernt (7 a + b), dann im Abstand von weiteren zehn Zentimeter (7 c + d) und schließlich in der Mitte der Stützhälfte (7 e + f), das heißt, im Viertelpunkt des Prüfkörpers. Es zeigt sich, dass die fugennahen Dehnungsmessstreifen (DMS) zunächst deutlich geringere Dehnungen anzeigen. So beträgt bei der Laststufe von 12.000 KN die Dehnung in Stützenmitte 1,5 Promille, während sie an der Fuge lediglich 0,7 Promille beträgt, also nahezu die Hälfte. Ebenso deutlich ist der Spannungsabfall in allen DMS bei der oben genannten Laststufe von 19.000 KN zu erkennen. Interessant ist nun, dass mit Annäherung an die Bruchlast der Betonstahl auch unmittelbar an der Fuge die Fließgrenze erreicht. Im Bruchzustand konnten Dehnungen im Betonstahl von bis zu acht Promille gemessen werden. **Abb. 31** zeigt den Verlauf der Dehnungen über die Entfernung zum Stoß. Die Dehnungen fallen zum Stoß hin zwar ab, liegen aber im Bruchzustand nahe an der Fließgrenze.

Im Gegensatz zum Referenzversuch konnten die Stumpfstoßstützen weggesteuert bis zum Bruch belastet werden. Dadurch konnte die Stütze zusammengedrückt werden, ohne dass die Bruchlast überschritten wurde. Es ist beeindruckend, wie verformungsfähig die Stützen sind. Selbst im Bruchzustand konnte die Stütze bei konstanter Last von 21.500 KN noch sieben Millimeter zusammengedrückt werden, bevor der Versuch abgebrochen wurde. Bei einer Gesamtverformung von 16 Millimeter ergibt sich unter Beachtung der Messlänge von 2,20 Meter eine mittlere Stützenstauchung von 7,3 Promille. Ein deutliches Zeichen, dass bei nicht knickgefährdeten Druckgliedern – mit ausreichend hohem Bewehrungsgrad – ein enormes Potenzial zur Lastumlagerung besteht.

Aus den zahlreichen Vorversuchen war bekannt, dass der Kraftübertrag von zwei Aspekten abhängig ist. Einerseits muss die Kraft über die Mörtelfuge von 35 Millimeter (planmäßig 25 mm am Bauwerk) übertragen werden, und andererseits muss die Kraft aus dem Beweh-

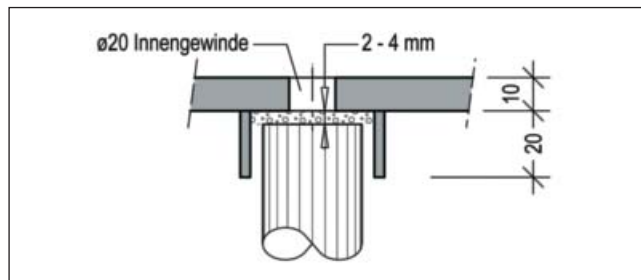


Abb. 32: Vergussdetail zwischen Bewehrungsstab und Stahlplatte



Abb. 33: Fertiggestellte Rohbaukonstruktion beim Taunusturm in Frankfurt

rungsstab in die Stahlplatte geleitet werden. Letzteres hat sich bei direktem Aufsetzen des Stabes auf der Stahlplatte an beiden Stützenenden aufgrund von Stablängentoleranzen als schwierig erwiesen. Daher wurde, wie bei den Tanzenden Türmen in Hamburg, zwischen Stahlplatte und Bewehrungsstab eine weitere Mörtelschicht vorgesehen, um die Toleranzen aufzunehmen.

Aus bautechnischen Gründen wurde in die Stahlplatten jeweils ein Loch gebohrt, durch das der Mörtel eingedrückt wird. **Abb. 32** zeigt die Geometrie. Dabei wird zunächst der Bewehrungskorb eingebaut und anschließend die Fuge zwischen Stab und Platte verpresst. Damit ist eine einwandfreie Kontrolle des Verpressvorgangs möglich. Abschließend wird die Stütze betoniert.

Es wurde festgestellt, dass die im Bewehrungsstab verbleibende Kraft umso größer ist, je steifer die „Zwischenschicht“ bestehend aus dem Verpressmörtel, der Stahlplatte und dem Fugenmörtel ist. Dass alle genannten Komponenten bei der vorliegenden geometrischen Konstellation in der Lage sind, aufgrund des mehraxialen Spannungszustandes die Bruchlast zu tragen, ist bei den vorangehenden Untersuchungen deutlich geworden.

Für die Herstellung, die Montage und den Verguss der Fertigteilstützen wurden umfangreiche Baustellenanweisungen erstellt, um die Ausführungsqualität sicherzustellen [19], [20], [21]. So wurden die insgesamt 1200 ein- und zweigeschossigen Stützen ohne nennenswerte Probleme eingebaut (**Abb. 33**). Die Montage einer Stütze benötigte circa 15 Minuten, die Dollen waren für eine Deckenlast ausgelegt, sodass der Verguss im Anschluss und zeitunabhängig erfolgen konnte.

Es sei abschließend darauf hingewiesen, dass ein tragfähiger Verguss eine sorgfältige Planung und Ausführung erfordert, um die notwendige Qualität sicherzustellen.

7 Literatur

- [1] Falkner, H., Gerritzen, D., Jungwirth, D., Sparowitz, L.: Das neue Bewehrungssystem; Druckglieder mit hochfestem Betonstahl SAS 670/800: Teil 1: Entwicklung, Versuche, Bemessung, Konstruktion. Beton- und Stahlbetonbau 103 (2008) Heft 5, Ernst und Sohn Verlag, Berlin
- [2] Bachmann, H., Benz, M., Falkner, H., Gerritzen, D., Wlodkowsky, H.: Das neue Bewehrungssystem; Druckglieder mit hochfestem Betonstahl SAS 670/800: Teil 2: Opernturm Frankfurt – Anwendung. Beton- und Stahlbetonbau 103 (2008) Heft 8, Ernst und Sohn Verlag, Berlin
- [3] Falkner, H.; Gerritzen, D.: Gutachterliche Stellungnahme zur Bemessung und Konstruktion der Stützen mit hochfestem Bewehrungsstahl SAS 670/800 – Opernturm Frankfurt
- [4] Graubner, C.-A.; Zink, M.: Gutachten zur Anwendung von hochfestem Gewinderippenstahl SAS 670/800 in Stützen des Bauvorhabens Opernturm in Frankfurt am Main
- [5] Hosser, D.; Richter, E.: Gutachtliche Stellungnahme Nr. G 07011 – Zum Brandverhalten von Stützen mit hochfestem Stahl SAS 670/800 beim Bauvorhaben Opernturm Frankfurt
- [6] Zustimmung im Einzelfall nach § 19 Hessischen Bauordnung (HBO) für die Verwendung von Gewinderippenstahl SAS 670/800 als Betonstahlbewehrung beim Bauvorhaben Opernturm, Bockenheimer Landstraße 2 bis 8 in Frankfurt am Main (BA-Nr. B-2006-1598-4)
- [7] König, G., Minnert, J., Saleh, H.: Stumpf gestoßene Fertigteilstützen aus Normalbeton. Beton + Fertigteil-Jahrbuch 2001, S. 110-121.
- [8] Saleh, H.: Ein Beitrag zur Untersuchung und Bemessung von stumpf gestoßenen Fertigteilstützen aus normalfestem Beton. Dissertation, Universität Leipzig, 2002.
- [9] König, G., Minnert, J.: Tragverhalten von stumpf gestoßene Fertigteilstützen aus hochfestem Beton. Beton + Fertigteil- Jahrbuch 2000, S. 81-94.
- [10] Minnert, J.: Tragverhalten von stumpf gestoßenen Fertigteilstützen aus hochfestem Beton. DAFStb, Heft 499, Beuth Verlag, Berlin 2000
- [11] Bachmann, H., Pfortner, S.: Einsatz von hochfestem Betonstahl bei den Tanzenden Türmen in Hamburg. VDI – Bautechnik Jahressausgabe 2011/2012, Bauingenieur, S. 51-57, Springer VDI Verlag, 2012.
- [12] Bachmann, H., Benz, M.: Technischer Bericht zur Erlangung einer ZIE für die Herstellung der Hochhausstützen mit hochfestem Betonstahl S670/800 beim Hochhaus Tanzende Türme in Hamburg, Stuttgart, 2010.
- [13] Falkner, H.: Gutachterliche Stellungnahme zur Bemessung und Konstruktion der Stützen mit hochfestem Bewehrungsstahl SAS 670/800 – Hochhaus Tanzende Türme, Hamburg Reeperbahn, Braunschweig, Juli 2010
- [14] Zustimmung im Einzelfall für die Verwendung von Gewinderippenstahl SAS 670/800 als Betonstahlbewehrung in Ortbeton- und Fertigteilstützen beim Bauvorhaben Tanzende Türme in Hamburg, Reeperbahn 1, Oberste Baubehörde Freie und Hansestadt Hamburg, 2010
- [15] Bachmann, H., Benz, M.: Technischer Bericht zur Erlangung einer ZIE für die Herstellung der Hochhausstützen mit hochfestem Betonstahl S670/800 beim Hochhaus Taunusturm in Frankfurt, Stuttgart, 2012.
- [16] Hosser D.: Zum Brandverhalten von Stützen mit hochfestem Stahl SAS 670/800 beim Bauvorhaben Taunusturm Frankfurt, Gutachterliche Stellungnahme, iBMB TU Braunschweig 2011.
- [17] Falkner, H.: Gutachten zur Anwendung von hochfestem Gewinderippenstahl SAS 670/800 in Stützen für das Bauvorhaben Hochhaus Taunusturm Frankfurt am Main, Braunschweig, 2012.
- [18] Zustimmung im Einzelfall für die Verwendung von Gewinderippenstahl SAS 670/800 als Betonstahlbewehrung in Fertigteilstützen beim Bauvorhaben Taunusturm in Frankfurt, Taunustor 1-3, Hessisches Ministerium für Wirtschaft, Verkehr und Landesentwicklung, 2012
- [19] Arbeitsanweisung zur Herstellung der Betonfertigteilstützen mit hochfestem Bewehrungsstahl SAS 670/800 beim Bauvorhaben Taunusturm in Frankfurt, Ed. Züblin AG, Gladbeck, 2012.
- [20] Arbeitsanweisung zur Montage und zum Fugenverguss der Betonfertigteilstützen mit hochfestem Bewehrungsstahl SAS 670/800 beim Bauvorhaben Taunusturm in Frankfurt, Ed. Züblin AG, Stuttgart, 2012.
- [21] Bachmann, H.; Steinle, A., Hahn, V.: Bauen mit Betonfertigteilen im Hochbau. Bauingenieur Praxis, 2. Auflage, Ernst & Sohn Verlag, Berlin, 2010.

Prüfung von Ingenieurmethoden des Brandschutzes im Dialog zwischen Fachplaner und Prüfenieur Für Computersimulationen müssen die Randbedingungen und Schutzziele im Brandfall exakt definiert werden

Vor allem für den Brandschutz spektakulärer Großprojekte kommen heute immer häufiger Ingenieurmethoden zum Einsatz, um die Einhaltung der Schutzziele der Landesbauordnungen und der jeweiligen Sonderbauverordnungen nachzuweisen. Ihre Anwendung erfordert zwingend den Dialog zwischen Brandschutzplaner und Prüfenieur. Erst bei einer exakten Definition sowohl der Randbedingungen als auch der Schutzziele ist ein Nachweis mit Ingenieurmethoden im Brandschutz möglich. In diesem Beitrag wird ein zusammenfassender Überblick über die Ingenieurmethoden im Brandschutz gegeben und mit Praxisbeispielen erläutert, dabei werden die Brandsimulation, die Entfluchtungssimulation und die Heißbemessung des Tragwerkes betrachtet. Insbesondere wird aufgezeigt, wie eine Prüfung der Ergebnisse durch Plausibilitätsprüfung oder Vergleichsberechnung durchgeführt werden kann. Zudem werden die Chancen und Möglichkeiten beschrieben, die bei der Anwendung der rechnerischen Methoden für Neubauten und Bestandsgebäude bestehen.



Dr.-Ing. Jens Upmeyer

studierte Bauingenieurwesen (Konstruktiver Ingenieurbau) und ist seit 1996 im Brandschutz tätig; 2001 promovierte er an der Leibniz Universität Hannover, an der er seit 2006 den Lehrauftrag „Brandschutz im Stahlbau“ innehat. Upmeyer ist in verschiedenen nationalen Organisationen und Gremien sowie in den Normenausschüssen DIN 18230 Teil 4 und für die Brandschutz-Eurocodes tätig; seit 2007/2008 ist er öffentlich bestellter und vereidigter Sachverständiger für vorbeugenden Brandschutz und Prüfenieur für Brandschutz. 2011 wurde Upmeyer Partner der Hagen Ingenieurgesellschaft für Brandschutz und gründete 2014 die Prüfgesellschaft Upmeyer und Partner – Prüfenieure für Brandschutz

1 Überblick über die Ingenieurmethoden im Brandschutz

Im Brandschutz werden, gerade bei Großprojekten (wie beispielsweise in **Abb. 1** eines zu sehen ist), immer häufiger Berechnungen mit Computersimulationsprogrammen durchgeführt. Diese Berechnungen werden als Ingenieurmethoden des Brandschutzes bezeichnet. Man unterscheidet Brandsimulationen, Evakuierungssimulationen und Heißbemessungen des Tragwerkes. Mit diesen Methoden können angemessene und wirtschaftliche Brandschutzkonzepte oder -nachweise zusammengestellt und rechnerisch nachgewiesen werden. Der Brandschutzplaner oder Aufsteller dieser Nachweise ist dadurch in der Lage, gerade Sonderbauten risikogerecht und wirtschaftlich auszulegen und auch außergewöhnliche architektonische Entwürfe umzusetzen [1].



Abb. 1: Luftaufnahme von „The Squire“ am Frankfurter Flughafen

Mit Brandsimulationen werden die Brandabläufe numerisch beschrieben. Dabei werden die Verbrennungsprozesse unter Berücksichtigung des Wärmetransportes durch Konvektion, Strahlung und Wärmeleitung berechnet. Mit diesen Berechnungen werden sowohl die Rauchausbreitung in den betrachteten Raumbereichen als auch die Temperaturentwicklung und die Rauchmenge und deren Zusammensetzung über die Branddauer ermittelt. Mit den Berechnungsergebnissen können dann Sichtweiten innerhalb der raucharmen Bereiche oder die Höhe der Rauchgasschichten ausgegeben werden. Die Berechnungen bilden die Grundlage für Entrauchungskonzepte. In der Praxis werden diese Berechnungen entweder mit Zonenmodellen oder Feldmodellen durchgeführt. In einigen Fällen sind einfache Plume-Gleichungen ausreichend.

Im Rahmen von Evakuierungssimulationen wird der zeitliche Ablauf eines Evakuierungsvorgangs mit mathematischen Modellen rechnerisch beschrieben. Mit diesen Modellen wird in der Regel eine theoretische oder rechnerische Evakuierungsdauer ermittelt. Für die Berechnungen stehen Strömungsmodelle [2] oder dynamische Individualmodelle [3] zur Verfügung.

Die Heißbemessung des Tragwerkes im Brandfall dient dazu, die Standsicherheit von Bauteilen unter Temperaturbeanspruchung nach-

zuweisen. Diese Nachweise können unter Anwendung allgemeiner Berechnungsverfahren auf der Grundlage der Brandschutz-Eurocodes geführt werden. Dabei wird die Feuerwiderstandsdauer von Bauteilen, Teiltragwerken oder Gesamttragwerken entweder unter einer Brandbeanspruchung gemäß dem Normbrand (Einheits-Temperaturzeitkurve) oder eines Naturbrandes (realistischer Brand) nachgewiesen. Berechnungsbeispiele für die Methoden sind der Erläuterung zu den Brandschutz-Eurocodes [4] zu entnehmen.

Die rechtliche Grundlage der Anwendung der Ingenieurmethoden im Brandschutz beruht auf dem europäischen Grundlagendokument Brandschutz, in dem festgehalten ist, dass die ingenieurmäßigen Verfahren auf wissenschaftlichen Erkenntnissen beruhen und durch theoretische oder empirische Forschungsarbeiten oder aber durch Brandversuche abgesichert sein müssen. Sofern dies der Fall ist, handelt es sich bei den gewonnenen Ergebnissen um eine gleichwertige Lösung gemäß Paragraph 3 Absatz 3 der Musterbauordnung der Länder (MBO). Diese Vorgehensweise ist bauaufsichtlich akzeptabel, wenn die Ingenieurmethoden verifiziert und validiert sind.

2 Dialog zwischen Fachplaner und Prüferingenieur

Am Beispiel des Neubaus einer Schule in Mecklenburg-Vorpommern wird die Anwendung der Ingenieurmethode „Brandsimulation“ für die Eingangshalle des Gebäudes (**Abb. 2**) vorgestellt. Bei dem Schulgebäude werden in der ersten Planung sowohl der erste als auch der zweite Rettungsweg aus Unterrichtsräumen in den Obergeschossen durch die Eingangshalle geführt. Hierbei handelt es sich um eine Erleichterung von Ziffer 3.2 der Muster-Schulbaurichtlinie [5], da nur einer der beiden Rettungswege durch eine Halle führen darf und gleichzeitig ein von der Halle unabhängiger anderer Rettungsweg vorhanden sein muss.

Der Brandschutzplaner schlägt zur Kompensation dieser Erleichterung Öffnungen zur Rauchableitung im Dach vor. Ziffer 6 der Muster-Schulbaurichtlinie regelt, dass Hallen zur Unterstützung der Brandbekämpfung entraucht werden müssen. Der Prüferingenieur für Brandschutz stellt daraufhin fest, dass die Erleichterung richtig erkannt wurde. Es erfolgt jedoch eine nicht zutreffende Schutzzielzuordnung, denn die Rauchableitung dient den wirksamen Löscharbeiten und nicht der Ret-

tung von Menschen. Somit fordert der Prüferingenieur für Brandschutz den Nachweis der Rauchfreihaltung der Rettungswege für jedes Geschoss in der Eingangshalle.

Im Rahmen dieses Nachweises können die raucharmen Schichten beispielsweise durch Brandsimulationen nachgewiesen werden. Die zu berücksichtigenden Brandszenarien sind hinsichtlich Größe und Ort zwischen Brandschutzplaner und Prüferingenieur abzustimmen. Bemessungsrelevant sind entweder Brände in der Eingangshalle oder in angrenzenden Räumen. Die Brandsimulationen führen in der Regel dazu, dass die Rauchfreihaltung für das oberste Geschoss in der Eingangshalle nicht mehr nachgewiesen werden kann, da die Türen im obersten Geschoss dann bereits in der Rauchschiicht liegen. In dem vorliegenden Beispiel wurde daraufhin ein zweiter baulicher Rettungsweg über eine Bypass-Lösung geschaffen, so dass für die betroffenen Räume Rettungswege unabhängig von der Eingangshalle vorhanden sind.

3 Plausibilitätsprüfung oder Vergleichsberechnung

Die Berechnungen werden im Baugenehmigungsverfahren zur Wahrung des Vier-Augen-Prinzips entweder durch die Bauaufsicht oder durch einen Prüferingenieur für Brandschutz geprüft. In der Richtlinie für das Aufstellen und Prüfen EDV-unterstützter Standsicherheitsnachweise [6] werden in Ziffer 5 zwei Prüfverfahren benannt. Es handelt sich zum einen um die Prüfung durch Vergleichsberechnung und zum anderen um die Prüfung durch Modellversuche beziehungsweise Probelastungen.

Diese Prüfverfahren für die Prüfung der Nachweise der Standsicherheit lassen sich analog auf die Prüfung der Nachweise des Brandschutzes übertragen. Dabei sind Vergleichsberechnungen vom Prüferingenieur unabhängige Berechnungen, bei denen die Verantwortung für die Anwendbarkeit des für die Prüfung benutzten Programms oder der Methode beim Prüferingenieur liegt. Für Vergleichsberechnungen können Stichproben ausreichend sein, wenn die relevanten Ergebnisse durch eine hinreichende Anzahl von Berechnungen durchgeführt worden sind. Die Prüfung durch Modellversuche wird im Brandschutz bis auf Rauchversuche an skalierten Modellen oder in fertiggestellten Gebäuden (**Abb. 3**) selten durchgeführt.



Foto: Dr. RIESNER und Partner, Wismar

Abb. 2: Exemplarisch die Eingangshalle des Institutes für Informatik der Uni Rostock



Abb. 3: Rauchversuch im Atrium von „The Squaire“ mit einer Brücke als Rauchschiürze

4 Brandsimulationen

4.1 Allgemeines

Zur Erarbeitung von Entrauchungskonzepten im Rahmen von Ingenieurmethoden des Brandschutzes werden im Wesentlichen zwei Methoden angewendet. Es handelt sich um Brandsimulationen auf der Basis von Zonen- oder Feldmodellen. Die einzelnen Methoden werden im Folgenden kurz beschrieben.

4.2 Zonenmodelle

Die Anwendung von Zonenmodellen stützt sich im Wesentlichen auf die Lösung der Erhaltungsgleichungen für Masse und Energie. Mit den Zonenmodellen werden in der Regel einfache geometrische Räume abgebildet. Hierfür werden Zweizonen- oder Mehrzonenmodelle verwendet. Der Raum wird mindestens in zwei Zonen unterteilt, nämlich die raucharme Schicht und die Rauchschiicht. Die Verbindung zwischen beiden Zonen erfolgt durch den Auftriebsstrahl des Brandes. Dieser wird in der Regel durch eine Plume-Gleichung beschrieben. Die Parameter der Zonenmodelle sind **Abb. 4** zu entnehmen. Dort ist auch zu sehen, dass sich die Zonen hinsichtlich Temperaturen stationär verhalten und der Brand nahezu durch die Plume-Gleichung beschrieben wird. Ein Vergleich von bekannten Plume-Gleichungen kann der Literatur [8] entnommen werden. In der *Gleichung (1)* ist die Plume-Gleichung von Thomas und Hinckley wiedergegeben:

$$\dot{m}_e = 0,188 \cdot z^{3/2} \cdot U \quad (1)$$

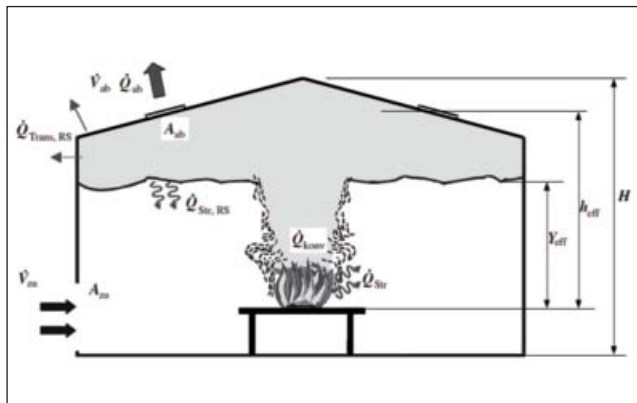


Abb 4: Schematische Darstellung des Brandraumes mit Plume (aus [7])

mit:

- \dot{m}_e Massenstrom des Rauchgases im Plume in kg/s,
- U Brandumfang am Boden in m,
- z Aufstiegshöhe der Rauchgase oberhalb der Brandfläche in m.

Der von Thomas und Hinckley entwickelte Ansatz bezieht den Flammenumfang des Plumes mit in die Berechnung ein. Die Ansätze gelten für große Brandflächen und axialsymmetrische Rauchgassäulen, die in der Höhe begrenzt sind.

Die *Gleichung 2* zeigt die Plume-Gleichung von Tanaka und Yamana. Sie gilt für kleine Lachenbrände mit axialsymmetrischen Rauchgassäulen:

$$\dot{m}_e = 0,071 \cdot \dot{Q}_{konv}^{1/3} \cdot z^{5/3} \quad (2)$$

mit:

- \dot{m}_e Massenstrom des Rauchgases im Plume in kg/s,
- \dot{Q}_{konv} konvektiver Wärmestrom im Plume in J/s,
- z Aufstiegshöhe der Rauchgase oberhalb der Brandfläche in m.

Beide Gleichungen zeigen eine Höhenabhängigkeit des vertikalen Massenstromes im Plume. Aufgrund der formelmäßigen Zusammenhänge gilt dies auch für die Energiefreisetzung, die Temperatur und die Strömungsgeschwindigkeit im Plume. Für einfache Raumgeometrien kann mit diesen Plume-Gleichungen beispielsweise nach VDI 6019 Blatt 2 Abschnitt 8 [7] die erforderliche aerodynamische Öffnungsfläche bei vorgegebener Zuluftfläche analytisch berechnet werden.

4.3 Feldmodelle

Mit Feldmodellen können komplexe dreidimensionale Strömungsprozesse abgebildet werden. Neben den Erhaltungsgleichungen für Masse und Energie wird bei den Feldmodellen die Impulserhaltungsgleichung berücksichtigt. In der Berechnung werden die Gleichungssysteme der Erhaltungssätze im Raum berechnet. Die verschiedenen Freiheitsgrade Geschwindigkeit, Temperatur und Druck sowie gegebenenfalls die Werkstoffkennwerte der Bauteile werden in den drei Raumrichtungen ermittelt. Es handelt sich in der Regel um stetige, raum- und zeitabhängige Größen, die an diskreten Stellen innerhalb des Raums durch Turbulenzen gestört werden. Die Anwendung der Feldmodelle dient insbesondere dazu, in dem Brandraum das gesamt-

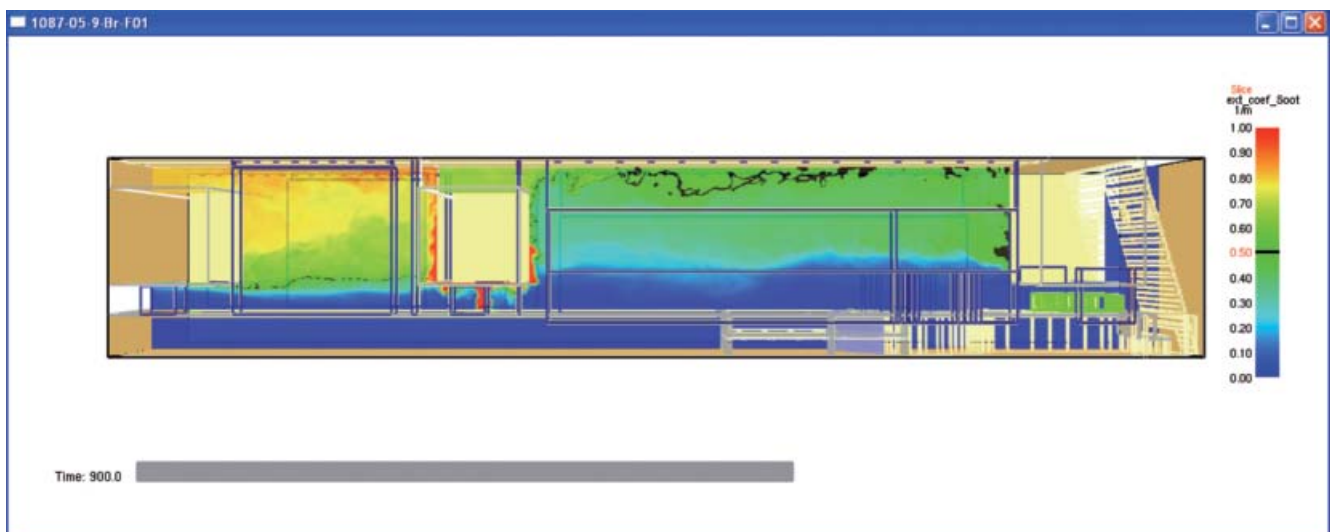


Abb. 5: Ergebnis einer Brandsimulation mit der Feldmodell FDS [10] nach 15 Minuten für das Atrium von „The Sqaire“ mit dem Brandherd unter der Brücke

te Strömungsfeld zu berechnen und die instationären Strömungsprozesse anschaulich zu visualisieren (Abb. 5). In [9] werden einfache Beispiele mit dem Feldmodell FDS [10] vorgestellt, anhand derer durch eine strukturierte Vorgehensweise Fehler sowohl bei der Modellbildung und der Numerik als auch beim Anwender identifiziert werden können.

4.4 Modellwahl

Für Brandsimulationsrechnungen bedeutet somit Prüfen durch Vergleichsberechnung eine Kontrolle der Eingaben bezüglich des geometrischen Modells, der Gitterstruktur, der Gittergröße und der Zu- und Abluftöffnungen einschließlich der Einschnüreffekte an den Öffnungen. Weiterhin müssen die Bemessungsbrände hinsichtlich Brandort, Brandfläche und Wärmefreisetzungsrates plausibel sein. Vergleichsberechnungen werden dann mit vereinfachten Modellen wie Plume-Gleichungen oder Zonenmodellen durchgeführt.

Bei Vergleichsberechnungen mit Feldmodellen werden in der Regel herausgeschnittene Ersatzsysteme gegebenenfalls mit veränderter Gittergröße aufgrund der großen Rechenzeiten verwendet. Neuberechnungen des gesamten Systems mit Feldmodellen sind unüblich, da Rechenzeiten immens sind. Das Verhältnis „Zeit in der Realität“ zu „Rechenzeit im Modell“ liegt bei etwa 1/1.000 je nach Leistungsfähigkeit der Computer.

Bei einfachen Raumgeometrien liefert das Zonenmodell ausreichende Ergebnisse. Feldmodelle sind immer dann geeignet, wenn die Strömungsfelder aufgrund von großen, lokalen und zeitlichen Änderungen eine hohe Aussagekraft besitzen. Als Hilfe zur Festlegung des Modells dient Tab. 1, in der die Anwendungskriterien der Zonen- und Feldmodelle gegenübergestellt werden. Für die Ergebnisauswertung sind bei Feldmodellen sowohl vertikale als auch horizontale Schnitte zur Beurteilung der Verrauchungszustände in den Räumen erforderlich.

Untersuchungsgegenstand	Zonenmodell	Feldmodell
Raumgeometrische Effekte	entsprechend Zonenbildung	entsprechend Gitterstruktur
Modellaufwand	geringer	höher
Rechenzeit	geringer	höher
Parameterstudien	weniger zeitintensiv	zeitintensiv
Lokale Aussagen zu physikalischen Eigenschaften	nur bedingt	ja
Strömungsgeschwindigkeiten	nein	ja
Effekte auf Grund von Umlenkungen des Brandes	nur bedingt	ja

Tab. 1: Anwendungskriterien für Zonen- und Feldmodelle

5 Evakuierungssimulationen

5.1 Allgemeines

Evakuierungssimulationen sollen nach [12] immer dann vorgenommen werden, wenn mehr als 500 Personen im Gebäude oder Personenströme von mehr als zwei Personen pro Quadratmeter je Wegabschnitt planmäßig zu erwarten sind. Die theoretische Gesamtevakuiertsdauer setzt sich nach [13] wie folgt zusammen:

$$T_{\text{Flucht}} = \text{Maximum}(t_{\text{Detekt}} + t_{\text{Alarm}} + t_{\text{Reakt}} + t_{\text{Lauf}}) [\text{min}] \quad (3)$$

mit

T_{Flucht} = Gesamtevakuiertsdauer,

t_{Detekt} = Detektionsdauer, Dauer von der Brandentstehung zur Brandentdeckung,

t_{Alarm} = Alarmierungsdauer, Dauer zwischen Brandentdeckung und Warnung,

t_{Reakt} = Reaktionsdauer der Personen.

t_{Lauf} = Laufdauer der Personen.

Mit den Evakuierungssimulationen wird die rechnerische Laufdauer der Personen berechnet. Panik oder unkontrolliertes Verhalten einzelner Personen werden durch diese Berechnungen nicht erfasst. Die Zeit von der Brandentstehung zur Brandentdeckung bis zur Warnung der Personen und deren Reaktion auf das Ereignis hängt von dem Alarmierungssystem, der Gebäudekomplexität sowie dem Notfall-Management und den Personen-Charakteristiken ab.

Erste Abschätzungen der Plausibilität von Evakuierungssimulationen können auf der Grundlage der Versammlungsstättenverordnung erfolgen. Die Bemessung der Rettungswege und Rettungswegbreiten sind in Paragraph 7 der Versammlungsstättenverordnung geregelt. Die erforderliche Durchgangsbreite wird mittels Ausgangsmodulen berücksichtigt. Das Ausgangsmodul beträgt pro Person 0,60 Meter. Durch eine Türöffnung in der Breite des Ausgangsmoduls von 1,20 Meter können also zwei Personen gleichzeitig den Raum verlassen. Die Versammlungsstättenverordnung berücksichtigt zudem, dass 100 Personen für das Verlassen eines Raumes etwa eine Minute benötigen. Somit ist ein Versammlungsraum mit einer Größe von 100 Quadratmeter, dem nach Versammlungsstättenverordnung 200 Personen zugeordnet werden können, nach zwei Minuten geräumt, wenn die Mindestbreite des Ausgangs 1,20 Meter beträgt. Türen mit Breiten von 0,80 bis 1 Meter können jeweils nur durch eine Person gleichzeitig benutzt werden. Mit diesen Grundlagen können sowohl für Räume als auch für Gebäude auf der Basis der Gebäudegeometrie Evakuierungssimulationen auf Plausibilität geprüft werden, bei einer pragmatischen Verteilung der Personen auf die Rettungswege. Führen derartige einfache Überlegungen nicht zu plausiblen Ergebnissen, ist es erforderlich, höherwertige Modelle oder Vergleichsberechnungen durchzuführen.

Diese Vergleichsberechnungen werden mit Strömungsmodellen oder dynamischen Evakuierungsmodellen durchgeführt werden. Das bekannteste Strömungsmodell wurde von Predtetschenski und Milinski [2] veröffentlicht. Beim Nachweis wird die Dichte des Personenstroms ermittelt und für diese nachgewiesen, dass eine Staubbildung nicht eintritt. Gleichzeitig wird die Laufdauer der Personen berechnet. Bei Vergleichsberechnungen mit dynamischen Evakuierungsmodellen sollten die Regelungen der DIN SPEC 91284 [13] für die Grundlagen mikroskopischer Evakuierungsanalysen berücksichtigt werden.

5.2 Beispiel

Das Meilenwerk in Düsseldorf (Abb. 6) befindet sich in einem ehemaligen denkmalgeschützten Ringlokschuppen. Dort werden Automobile, insbesondere Oldtimer und Liebhaberfahrzeuge, ausgestellt. Das Meilenwerk beinhaltet neben der Ausstellungshalle ein Autohaus, Werkstätten, Bürobereiche und einen Eventbereich mit Restaurant auf verschiedenen Galerien und Ebenen. Bei Veranstaltungen werden maximal 5.000 Personen erwartet. Ausgänge und Ausgangsbreiten sind großzügig vorhanden. Das Gebäude befindet sich an seiner gera-



Foto: Insignium Gebäude-Marken, Berlin

Abb. 6: Ausstellungshalle im Meilenwerk Düsseldorf, einem denkmalgeschützten ehemaligen Ringlokschuppen

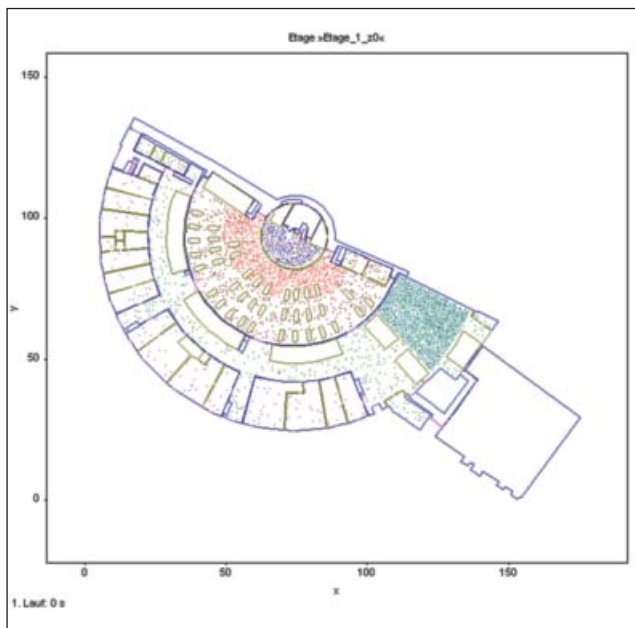


Abb. 7: Eingangsdaten aus dem Evakuierungssimulationsprogramm Aseri [11] für das Meilenwerk in Düsseldorf für ca. 5.000 Personen

den Seite (Abb. 7) unmittelbar an den Gleisen der Deutschen Bahn, so dass Rettungswege in diese Richtung nicht geführt werden können. Um dies zu kompensieren, wurden Rettungstunnel an der geraden Seite vorgesehen. Dennoch liegen die Rettungsweglängen bei etwa 70 Meter. Diese Abweichung vom Baurecht wurde durch Evakuierungssimulationen mit einem dynamischen Evakuierungsmodell nachgewiesen. Randbedingungen der Berechnung sind Abb. 7 zu entnehmen.

6 Heißbemessung

Mit der Aufnahme der Brandschutz-Eurocodes in die Liste der technischen Baubestimmungen [14] können Bauteile oder Tragwerke im Brandfall mit Ingenieurmethoden des Brandschutzes berechnet werden. Bei diesen Berechnungen müssen die Regelungen der Abschnitte 4.3 der Brandschutz-Eurocodes für allgemeine Berechnungsverfahren berücksichtigt werden. Die Nachweise sind dann von Prüfsachverständigen zu prüfen, die bereits Erfahrungen mit der Prüfung derartiger Nachweise haben oder an einschlägigen Fortbildungsveranstaltungen im Brandschutz teilgenommen haben [14]. Die allgemeinen Berechnungsverfahren zur Bemessung von Bauteilen und Tragwerken unter Brandbeanspruchung müssen nach DIN EN 1991-1-2/NA Anhang CC vom Ersteller des Rechenprogramms validiert worden sein [14].

In Abb. 8 ist der Berechnungsgang für eine Stahlbetonstütze schematisch dargestellt. Die Beflammung der Stütze erfolgt allseitig über die gesamte Stützenlänge. Für die Simulationsrechnungen werden die thermischen und mechanischen Einwirkungen sowie die Wärmeübergangsbedingungen und die thermischen und mechanischen Werkstoffgesetze für Beton und Betonstahl der DIN EN 1992-1-2 entnommen. Zur Berechnung der Temperaturfelder und der Temperaturentwicklung im Querschnitt der Stahlbetonstützen ist der Wärmeübergang der Umgebungstemperatur in das Bauteilinnere festzulegen. Dieser wird durch den Wärmeübergangskoeffizienten und den resultierenden Emissionskoeffizienten definiert. Die Temperaturfelder werden dann durch Lösen der Fourier-Differenzialgleichung (thermisches Problem) ermittelt. Parallel dazu werden in einer Traglastberechnung (mechanisches Problem) die Verformungen, Schnittgrößen und Steifigkeiten unter Berücksichtigung der temperaturabhängigen Werkstoffigenschaften ermittelt. Die Berechnung endet, wenn die Tragfähigkeit des Bau-

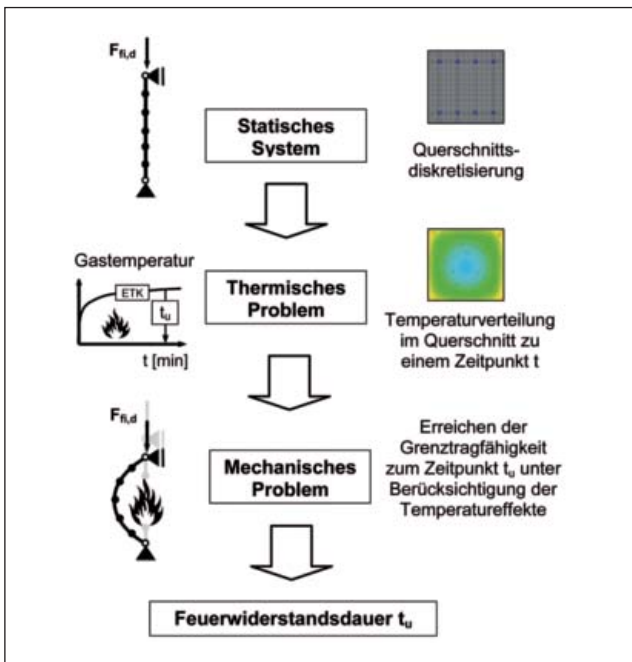


Abb. 8: Vorgehensweise bei einer Bemessung von Bauteilen im Brandfall mit allgemeinen Berechnungsverfahren am Beispiel einer Stahlbetonstütze mit BoFire [15]

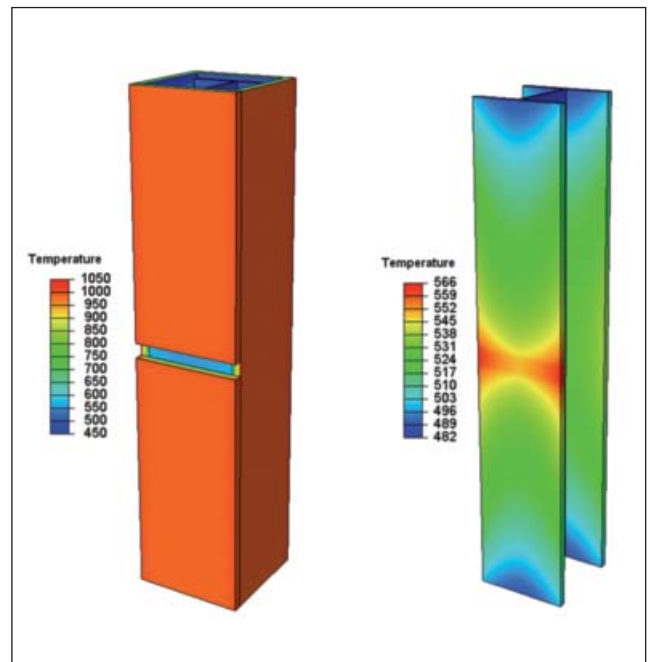


Abb. 9: Berechnetes dreidimensionales Temperaturfeld einer bekleideten Stahlstütze mit einer Fehlfäche mit dem allgemeinen Berechnungsprogramm Safir [17]

teils zum Beispiel durch Instabilität, Gleichgewichtsverlust oder Überschreiten der Materialbruchdehnung erreicht ist. Das Ergebnis der Simulationsrechnung ist die Feuerwiderstandsdauer t_u in Minuten des Bauteils unter Einheits-Temperaturzeitkurven-Belastung.

Üblicherweise werden die Bauteile und Tragwerke im Brandfall unter Anwendung von zweidimensionalen Stabtragwerksprogrammen (vgl. zum Beispiel [15]) berechnet. Mit den Regelungen der Eurocodes lassen sich Bauteile oder insbesondere Detailpunkte auch dreidimensional berechnen. Abb. 9 enthält das Ergebnis einer derartigen Berechnung.

Für die Berechnung der Tragfähigkeit von Stahlbauteilen oder Tragwerken im Brandfall ist die Temperatur dimensionierend. Der Brandschutz-Eurocode für Stahlbauteile [18] enthält vereinfachte Verfahren für die

Berechnung der Stahltemperaturen im Brandfall für ungeschützte und bekleidete Stahlbauteile. Die Auswertung des Näherungsverfahrens für die Temperaturberechnung (Abb. 10) für die Parameter ungeschützter Profilmassfaktor der Stahlbauteile und bekleideter Profilmassfaktor mit Berücksichtigung der Brandschutzbekleidung führt zu Stahltemperaturen in Abhängigkeit von der Branddauer. Abb. 10 kann somit bei bekannten thermischen Werkstoffkennwerten der Brandschutzbekleidung näherungsweise zur Abschätzung von Stahltemperaturen im Brandfall dienen, wenn gleichzeitig konstruktiv die Gefügesteifigkeit der Brandschutzbekleidung unter erhöhten Temperaturen gewährleistet wird.

Die Prüfung der Ergebnisse von allgemeinen Berechnungsverfahren im Brandfall erfolgt somit durch Plausibilitätsprüfungen mit den Tabellen der DIN 4102-4 oder der Brandschutz-Eurocodes. Vergleichsberechnun-

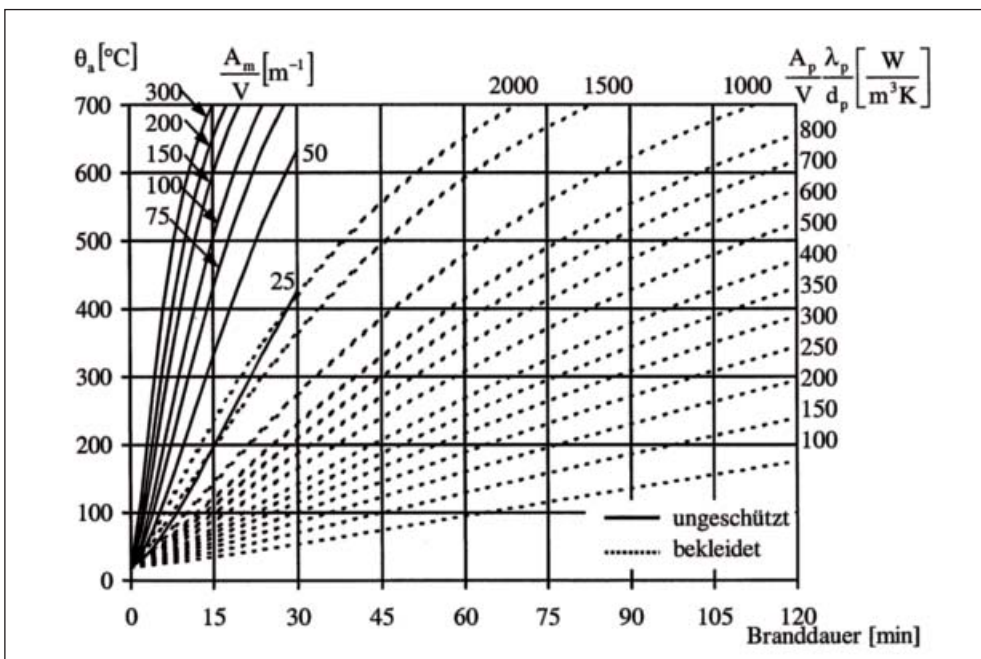


Abb. 10: Erwärmungsfunktionen von ungeschützten und bekleideten Stahlbauteilen in Abhängigkeit des Profilmassfaktors A/V unter Einheits-Temperaturzeitkurve (aus [19])



Abb. 11: Überbauung von klassifizierten Bauteilen durch Bauteile ohne Feuerwiderstand bei Nichteinhaltung der Mindestabstände aus den Verwendbarkeitsnachweisen der technischen Gebäudeausrüstung

gen können mit den vereinfachten Rechenverfahren der Brandschutz-Eurocodes für die Werkstoffe Beton, Holz, Stahl, Betonstahl, Aluminium und einige Brandschutzbekleidungen durchgeführt werden (vgl. [4]). Neben diesen vereinfachten Rechenverfahren können Temperaturfelder zur Abschätzung der Zugfestigkeit, der Druckfestigkeit und des Elastizitätsmoduls sowie der Proportionalitätsgrenze der Werkstoffe herangezogen werden. Sofern dieses Vorgehen nicht zum Ziel führt, sollte eine Neuberechnung mit einem allgemeinen Berechnungsverfahren nach Abschnitt 4.3 der Brandschutz-Eurocodes durchgeführt werden.

7 Sonderfälle

7.1 Mindestabstände und brandsichere Befestigung von Bauteilen der technischen Gebäudeausrüstung

Viele Gebäude besitzen neben den sicherheitstechnischen Anlagen für den Brandschutz umfangreiche haustechnische Anlagen und technische Installationen zur Gebäudeautomation. Dadurch entstehen hochinstallierte Bereiche, für die die erforderlichen Höhen und Flächen oft zu klein dimensioniert worden sind. Die Mindestabstände beziehungsweise die brandsicheren Befestigungen dieser technischen Anlagen



Abb. 12: Zerstörungsfreie Messung der Betondeckung an einer Stahlbetonrippendecke mit dem Bewehrungssuchgerät Proceq-Profometer 5+

entsprechen regelmäßig nicht den Verwendbarkeitsnachweisen (vgl. zum Beispiel Abb. 11). Für die Abhängekonstruktionen aus Stahl bietet die DIN EN 1993-1-2 [18] die Möglichkeit, sogenannte Heißbemesungen für die Befestigungen der technischen Anlagen durchzuführen. Mit diesen Berechnungen können sowohl Tragfähigkeitsnachweise als auch Verformungsnachweise geführt werden.

7.2 Zerstörungsfreie Prüfungen mit Abschätzung der Feuerwiderstandsfähigkeit

In bestehenden Gebäuden erfüllen Stahlbetondecken nicht immer die baurechtlichen Anforderungen an den Feuerwiderstand. Für mehrgeschossige Gebäude werden in der Regel die Feuerwiderstandsklassen F 60 oder F 90 gefordert. Bestehende ältere Stahlbetondecken lassen sich in der Regel nicht auf der Grundlage der Klassifizierungstabellen der DIN 4102-4 oder der vereinfachten Rechenverfahren nach DIN EN 1992-1-2 in diese Feuerwiderstandsklassen einstufen. Mit Hilfe zerstörungsfreier Messungen der Betondeckungen und der Betonfestigkeiten können Randbedingungen im bestehenden Gebäude überprüft werden. Diese Messungen bestätigen entweder die vorhandenen Standsicherheitsnachweise beziehungsweise Bewehrungspläne oder dienen als Grundlage für eine neue Dimensionierung für den Brandfall.

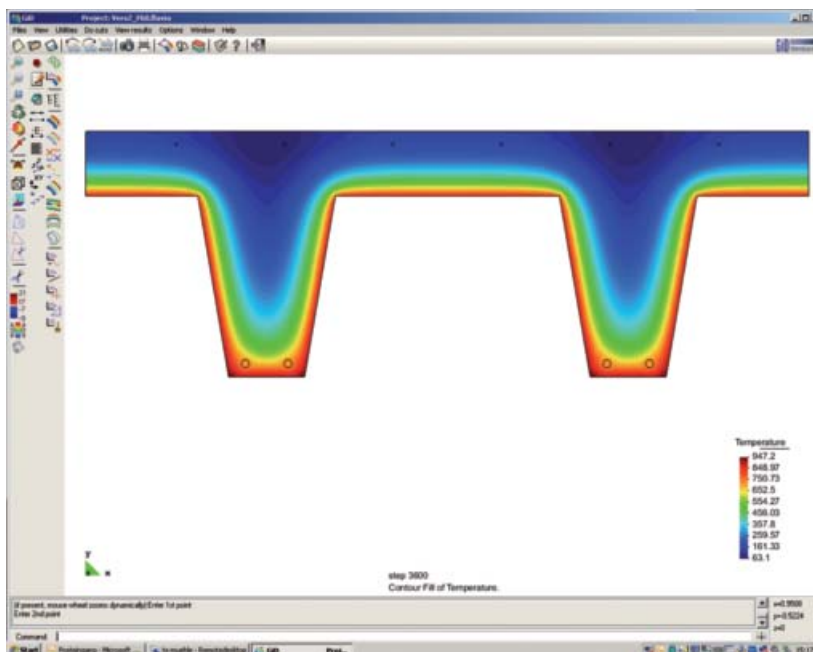


Abb. 13: Berechnete Bauteiltemperaturen einer Rippendecke aus Stahlbeton mit einem allgemeinen Berechnungsverfahren nach Brandschutz-Eurocodes [17]



Abb. 14: Feuerschutzabschluss in der Qualität EI 90 zwischen dem ICE-Bahnhof und „The Sqaire“ am Frankfurter Flughafen

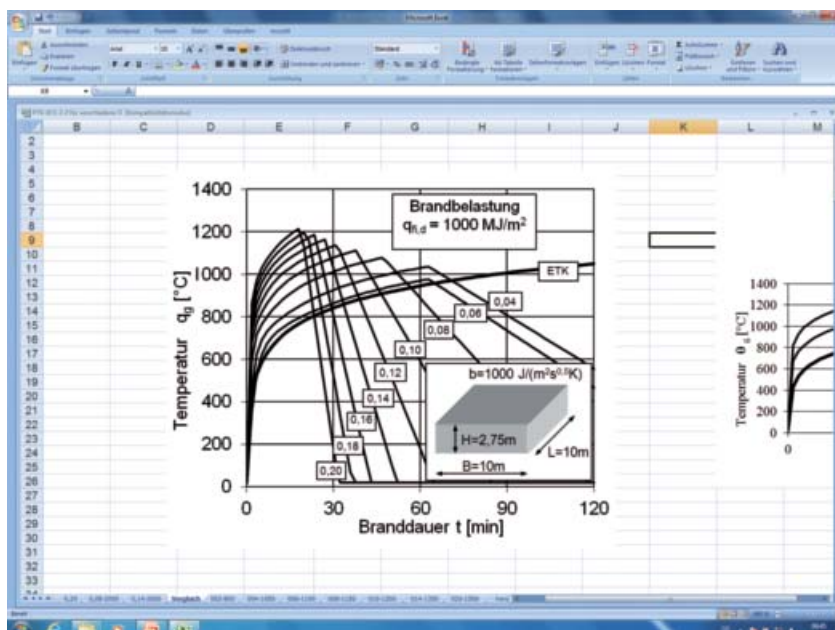


Abb. 15: Parametrische Temperaturzeitkurven nach DIN ENV 1991-2-2 und [16] über die Branddauer für einen Raum mit 100 Quadratmeter Grundfläche, Kurvenparameter Öffnungsfaktor O in $m^{1/2}$

Mit Hilfe der experimentell gewonnenen Messergebnisse vor Ort im bestehenden Gebäude können Tragfähigkeitsabschätzungen mit allgemeinen Berechnungsverfahren durchgeführt werden. In diesem Fall wurden Temperaturfelder nach DIN EN 1992-1-2 unter Brandbeanspruchung berechnet (Abb. 13). Mit diesen Temperaturfeldern wird unter Beachtung von [20] eine Abschätzung der Tragfähigkeit der bestehenden Stahlbetonrippendecke durchgeführt.

7.3 Beispiel

Die brandschutztechnische Trennung in dem Gebäude „The Sqaire“ zu dem ICE-Bahnhof am Frankfurter Flughafen erfolgte durch einen Feuerschutzabschluss, der die Anforderungen an die Feuerwiderstandsklasse F 90 erfüllen muss [1]. Die europäische Klassifizierung lautet EI 90, da es sich um ein nichttragendes Bauteil handelt (Abb. 14). Für diesen Feuerschutzabschluss war aufgrund seiner Abmessungen, dem Winkel zur Vertikalen und dem Einbau in eine Stahlkonstruktion eine Zustimmung im Einzelfall (ZiE) erforderlich, da die einzelnen Verwendbarkeitsnachweise der Bauteile diese Einbausituationen nicht abdecken. Diese Kombination von Anforderungen führte zu einem Team aus Brandschutzsachverständigen.

Das Tragwerk aus Stahl mit dem reaktiven Brandschutzsystem wurde von Dr.-Ing. Peter Nause von der Gesellschaft für Materialforschung und Prüfungsanstalt für das Bauwesen Leipzig mbH (MFPA-Leipzig) bewertet. Die aus der Vertikalen geneigte Brandschutzverglasung wurde an der Materialprüfanstalt der Universität Braunschweig begutachtet. Der Feuerschutzvorhang selbst wurde vom Institut für Fenstertechnik (ift Rosenheim) geprüft. Zum Erreichen des Temperaturkriteriums EI 90 wurde eine Wasserbeaufschlagung auf beiden Seiten des Feuerschutzabschlusses angeordnet und in Abstimmung mit der VdS Schadenverhütung (Darmstadt) geplant und vor Ort abgenommen. Die gesamte Planung und Koordination des Sachverständigenteams sowie die Zusammenstellung des Antrags auf Zustimmung im Einzelfall erfolgte durch die Hagen Ingenieurgesellschaft für Brandschutz. Für derartige Sonderlösungen werden Sachverständigenteams mit Spezialkompetenzen benötigt. Die ZiE wurde durch die oberste Bauaufsicht des Landes Hessen vor Inbetriebnahme erteilt.

7.4 Bauteilbemessung unter Naturbrand

Eine Bauteilbemessung unter Naturbrand ist in der Anlage 1.2/1 der Muster-Liste der technischen Baubestimmungen [14] geregelt. Nach Abschnitt 3 der DIN EN 1991-1-2 [22] können die Brandbeanspruchungen für die Bemessung tragender und aussteifender Bauteile nach nominellen Temperaturzeitkurven oder Naturbrandmodellen ermittelt werden (Abb. 15). Die Nachweise auf der Basis von Naturbrandmodellen sollen nur in Verbindung mit einem Brandschutzkonzept erstellt werden. Die Beurteilung der Feuerwiderstandsfähigkeit von Bauteilen in bauaufsichtlichen Verfahren erfolgt auf der Grundlage von Brandprüfungen nach der Einheits-Temperaturzeitkurve und führt zu Einstufungen in Feuerwiderstandsklassen. Bauteilbemessungen auf der Grundlage von Naturbrandmodellen berücksichtigen die konkrete Nutzung und Ausstattung eines Raums oder Gebäudes unter Berücksichtigung der vorhandenen brandschutztechnischen Infrastruktur. Eine solche Bauteilbemessung deckt das auf Feuerwiderstandsklassen ausgerichtete globale bauaufsichtliche Anforderungssystem der Gebäudeklassen nicht vollständig ab. Über die Anwendbarkeit von Naturbrandmodellen ist daher im Rahmen einer Abweichung nach Paragraph 67 beziehungsweise einer Erleichterung nach Paragraph 51 der MBO zu entscheiden. Zur Entscheidungsfindung sind nach [14] sowohl der Prüfenieur für Standsicherheit als auch der Prüfenieur für Brandschutz heranzie-

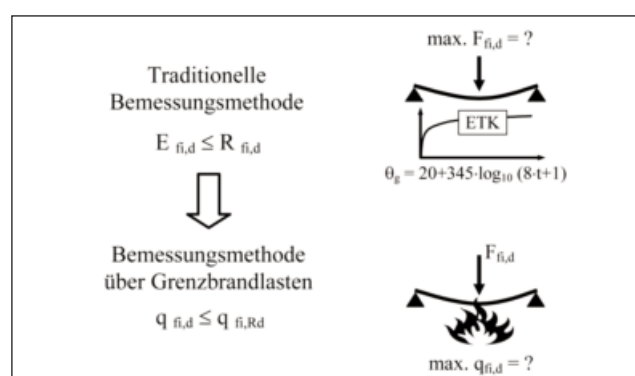


Abb. 16: Nachweis der Feuerwiderstandsfähigkeit von Bauteilen über Grenzbrandlasten (aus [21])

hen. Zudem ist die zuständige Brandschutzdienststelle im Hinblick auf die Belange des abwehrenden Brandschutzes zu hören.

Um eine Einschätzung der tragenden und aussteifenden Bauteile hinsichtlich ihrer Feuerwiderstandsfähigkeit unter Naturbrandbeanspruchung bei beliebigen Ventilationsverhältnissen in kleinen Räumen zu bekommen, wurden auf der Grundlage von parametrischen Temperaturzeitkurven in [16] Untersuchungen durchgeführt. Es wird hinterfragt, bei welcher Brandlast die Bauteile ihre Tragfähigkeit verlieren. Als Ergebnis dieser Untersuchung kann tragenden und aussteifenden Bauteilen eine Grenzbrandlast zugeordnet werden. Überschreitet die vorhandene Brandlast die Grenzbrandlast, so versagen die Bauteile im Brandfall, andernfalls ist ihre Tragfähigkeit ausreichend und sie widerstehen der Brandbeanspruchung [21]. Die Methodik und die Ergebnisse sind der Dissertation von Upmeyer [16] zu entnehmen. Die Ergebnisse in [16] zeigen, dass der Grenzbrandlast konservativ eine Feuerwiderstandsklasse gemäß **Tab. 2** zugeordnet werden kann oder umgekehrt. Die Zuordnung ist unabhängig von der Bauteilart (Stahlbeton, Verbund, Stahl oder Holz). F60-Bauteile weisen Grenzbrandlasten von 1000 MJ/m² auf und sind damit in Gebäuden mit üblicher Nutzung „feuerbeständig“, da dort diese Brandlasten nicht auftreten.

Feuerwiderstandsklasse	Grenzbrandlast $q_{fi,Rd}$ [MJ/m ²]
F30	500
F60	1000
F90	1500
F120	2000

Tab. 2: Zuordnung von Grenzbrandlasten zu Feuerwiderstandsklassen (aus [21])

8 Zusammenfassung

Der vorliegende Beitrag zeigt auf, dass bei der Anwendung von Ingenieurmethoden des Brandschutzes auf der Basis von Computersimulationen zur Begründung von Abweichungen in Prüfverfahren ein Dialog zwischen Brandschutzplaner und Prüfingenieur stattfinden muss. Für die Anwendung der Computersimulationen müssen insbesondere die Randbedingungen und die Schutzziele exakt definiert werden. Die Berechnung muss die bemessungsrelevanten Szenarien berücksichtigen. Die Eingangsdaten und Ergebnisauswertungen bei Anwendung der Ingenieurmethoden sind hinsichtlich der zu berücksichtigenden Randbedingungen kritisch zu hinterfragen. Die Prüfung erfolgt in der Regel durch Plausibilitätsprüfungen unter Anwendung einfacher Ersatzsysteme oder durch Vergleichsberechnungen mit einem gleichwertigen oder anderem Rechenmodell. Bei Brandsimulationen mit Feldmodellen ist es unüblich mit Feldmodellen das Gesamtgebäude neu zu berechnen. Die Rechenzeiten sind hierbei zu groß. In einem Prüfverfahren kann es sinnvoll werden, mehrere Prüfingenieure, Prüfsachverständige oder Prüfinstitute mit Spezialwissen zu beteiligen, um zu einer genehmigungsfähigen Lösung zu gelangen.

9 Literatur

[1] Hagen, E.; Upmeyer, J.: Ein Platz an der Luft – The Squire Frankfurt, Feuertrutz-Magazin, Heft 2, 2011

[2] Predtetschenski, W.M.; Milinski, A.I.: Personenströme in Gebäuden – Berechnungsmethoden für die Projektierung, Staatsverlag der DDR, 1. Auflage, 1971

[3] Hosser, D.: vfdb-Leitfaden – Ingenieurmethoden des Brandschutzes, Technisch-Wissenschaftlicher Beirat der Vereinigung zur Förderung des Deutschen Brandschutzes e.V., 2013

[4] Hosser, D.; Upmeyer, J.; et. al.: Brandschutz in Europa – Bemessung nach Eurocodes: Erläuterungen und Anwendungen zu den Brandschutzteilen der Eurocodes 1 bis 5. 2. Auflage, Berlin, 2012

[5] Muster-Richtlinie über bauaufsichtliche Anforderungen an Schulen (Muster-Schulbau-Richtlinie-MSchulBauR, 2009

[6] Ri-EDV-AP-2001: Richtlinie für das Aufstellen und Prüfen EDV-unterstützter Standsicherheitsnachweise, Bundesvereinigung der Prüfingenieure für Bautechnik e.V., 2001

[7] VDI-Richtlinie 6019 Blatt 2: Ingenieurverfahren zur Bemessung der Rauchableitung aus Gebäuden – Ingenieurmethoden, Verein Deutscher Ingenieure, 2009

[8] Brein, D.: Anwendungsbereich und -grenzen für praxisrelevante Modellansätze zur Bewertung der Rauchausbildung in Gebäuden (Plume-Formeln), VdS-Fachtagung: Ingenieurmäßige Verfahren im Brandschutz – Bewertung der Rauchausbildung und Rauchfreihaltung, VdS-Heft 2686, Köln, 1999

[9] Münch, M.: Konzept zur Absicherung von CFD-Simulationen im Brandschutz und in der Gefahrenabwehr, INURI, Berlin, 2013

[10] McGrattan: Fire Dynamics Simulator (FDS - Version 5) – Technical Reference Guide – NIST Special Publication 1018.5 – National Institute of Standards and Technology, 2010

[11] ASERI: Referenzhandbuch, Version 4.8, I.S.T. Integrierte Sicherheitstechnik GmbH Frankfurt am Main, 12/2011

[12] Mehl, F.: Richtlinien für die Erstellung und Prüfung von Brandschutzkonzepten, Tagungsband Praxisseminar Brandschutz bei Sonderbauten, Heft 178, 2004

[13] DIN SPEC 91284: Grundlagen mikroskopischer Entfluchtungsanalysen, 04/2012

[14] Muster-Liste der Technischen Baubestimmungen, Bauministerkonferenz, Konferenz der für Städtebau, Bau- und Wohnungswesen der zuständigen Minister und Senatoren der Länder (ARGEBAU), September 2012

[15] Schaumann, P.; Upmeyer, J.: BoFire – Nichtlineares Finite-Elemente-Simulationsprogramm für stabartige Tragwerke im Brandfall, Hannover, 2000

[16] Upmeyer, J.: Nachweis der Brandsicherheit von kammerbetonierten Verbundbauteilen über Grenzbrandlasten, Schriftenreihe des Instituts für Stahlbau Nr. 19, Shaker Verlag, Institut für Stahlbau, Universität Hannover, Dissertation, Hannover, 2001

[17] Franssen, J.-M.: A computer program for analysis of structures subjected to fire, user's manual for SAFIR, 2011

[18] DIN EN 1993-1-2: Bemessung und Konstruktion von Stahlbauten, Teil 1-2: Allgemeine Regeln – Tragwerksbemessung für den Brandfall, 2010

[19] Schaumann, P.: Nationale brandschutztechnische Bemessung, Stahlbaukalender 2001

[20] Fingerloos, F.: Bauen im Bestand – Brandschutz, Merkblätter Deutscher Beton- und Bautechnik-Verein e.V., Berlin, 2008

[21] Schaumann, P.; Upmeyer, J.: Brandsicherheitsnachweis von Verbundbauteilen unter Naturbrandbeanspruchung, Stahlbau, Heft 5, 2002

[22] DIN EN 1991-1-2: Einwirkungen auf Tragwerke, Teil 1-2, Allgemeine Einwirkungen, Brandeinwirkungen auf Tragwerke, 2010

Was ist BIM? Was leistet BIM? Welche Faktoren sind für eine gelungene BIM-Einführung im Büro entscheidend?

Die eigentliche Herausforderung sind die Methoden und Abläufe, die Organisation und die Unternehmenskultur

Seit das *Building Information Modeling* (BIM), jene softwarebasierte Methode einer optimierten Planung, Ausführung und Bewirtschaftung von Gebäuden also, mit der alle relevanten Gebäudedaten digital erfasst, kombiniert und vernetzt werden, um das geplante Gebäude als virtuelles Gebäudemodell bearbeiten zu können, seit das BIM also in aller Munde ist, wird es unterschiedlich und durchaus auch missverständlich aufgefasst und interpretiert. In den folgenden beiden Artikeln unternehmen deswegen zwei Experten auf diesem Gebiet den Versuch, das BIM theoretisch und praktisch zu erklären. Sie zeigen, zusammengenommen, dass einzelne Ingenieurunternehmen heute zum Teil bereits über fundierte Erfahrungen verfügen, dass die allgemeine Kenntnis über BIM aber noch recht unterentwickelt ist. Im einzelnen belegen die Ausführungen in diesem ersten Artikel, wie sich in naher Zukunft die Arbeitsweise der Planer und Bauausführenden ändern wird und dass es für die Prüferingenieure nicht sinnvoll sein kann, sich gegen diese Entwicklung aufzulehnen, und im zweiten Artikel auf Seite 41 wird praktisch demonstriert, wie BIM in der Baupraxis konkret umgesetzt werden und welchen Nutzen man daraus ableiten kann.



Prof. Dipl.-Ing.
Rasso Steinmann

studierte bis 1985 Bauingenieurwesen mit Schwerpunkt Bauinformatik an der TU-München und war bis 1996 Softwareentwickler und Entwicklungsleiter für 3D-CAD und Facility Management bei der Nemetschek AG (München), deren wissenschaftlicher Berater er heute noch ist; seit 1996 ist Steinmann Professor an der Hochschule München (Lehrgebiet Bauinformatik) und Beauftragter für deren Masterstudiengang Facility Management; 2008 gründete er das Institut für angewandte Bauinformatik (iabi) in München, mit dem er Forschungsprojekte der EU und der deutschen Bundesregierung bearbeitet; bei *buildingSMART*, einem weltweit organisierten Verband, dessen Ziel es ist, Standards für das Building Information Modeling zu definieren, ist er stellvertretender Vorstand des deutschsprachigen Chapters

1 Einführung

To BIM or not to BIM? Diese Frage, frei nach Shakespeare, mag sich mancher stellen, der sich mit dem Thema „Building Information Modeling“, kurz BIM, auseinandersetzt. Der Begriff BIM, und das, was sich hinter ihm verbirgt, werden momentan noch sehr unterschiedlich dargestellt und interpretiert:

- Die eine Fraktion versteht unter BIM im Wesentlichen ein Datenmodell, das es erlaubt, Gebäudedaten möglichst umfassend abzubilden;
- eine andere Fraktion, stellt unter dem Begriff BIM Softwaresysteme in den Mittelpunkt, die eine Arbeitsweise mit durchgängigen Gebäude-Datenmodellen unterstützen;
- eine weitere Fraktion meint mit BIM neuartige Methoden und Prozesse, die eine gesamtheitliche Betrachtungsweise von Planung, Ausführung und Betrieb unterstützen.

Keine dieser drei Sichtweisen ist falsch, jede von ihnen führt aber, isoliert betrachtet, nicht zum Ziel. Mit dem Statement aus einer Präsentation des schwedischen Bauunternehmens SKANSKA AB, wonach BIM zu 20 Prozent Technologie und zu 80 Prozent Prozess sei, nähert man sich indes der Realität. Häufig propagieren diejenigen, die von BIM überzeugt sind, dass sich dahinter ein grundlegender Paradigmenwechsel im Bauwesen verbirgt, wie ihn andere Industriezweige schon vor etlichen Jahren vollzogen haben. Wohl wissend, dass man die Automobil- und die Bauindustrie nicht direkt vergleichen kann, sei doch eine kurze Gegenüberstellung gestattet.

Wenn man die Planungs- und Produktionsweisen der Automobilindustrie von heute mit denen von vor über 25 Jahren vergleicht, erkennt man, dass diese Industrie in der Tat einen grundlegenden Paradigmenwechsel vollzogen hat. Der Wandel der Bauindustrie in jenen Ländern, die BIM wesentlich früher adoptiert haben als das gegenüber dieser Technik noch immer zögerliche Deutschland, zeigt, dass BIM in der Tat einen ähnlich grundlegenden Paradigmenwechsel beschreibt, wie ihn andere Industriezweige bereits vollzogen haben.

Auf wenige Stichpunkte komprimiert, bietet das integrierte BIM

- eine verbesserte Zusammenarbeit,
- eine verbesserte Kommunikation und
- eine verbesserte Entscheidungsunterstützung.

Dabei wird das integrierte BIM unterstützt von

- horizontaler und vertikaler Datenintegration,
- einem Informationsmanagement in der gesamten Wertschöpfungskette eines Bauwerks-Lebenszyklus.
- standardisierten Prozessen und Daten.

BUILDING INFORMATION MODELING

2 Datenmodelle und Standards als Grundlage von BIM

Bereits in den siebziger Jahren des vorigen Jahrhunderts haben sich IT-Pioniere mit der Frage auseinandergesetzt, wie man Fachinformation in industriellen Prozessen mithilfe digitaler Methoden effizienter austauschen kann, als mit Papier, beziehungsweise digitalem Papier. Mithilfe der sogenannten Produktmodellierung gelang es damals, Struktur-, Sach- und Geometriedaten digital so zu beschreiben und abzubilden, dass diese Informationen maschinenlesbar wurden und von Programmen verarbeitet werden konnten. Es wurden dazu Beschreibungssprachen entwickelt, die genau das ermöglichten. Die Sprache EXPRESS ist eine der prominentesten Vertreterinnen dieser Zeit, wurde von ISO zum internationalen Standard erhoben und von unterschiedlichen Industriezweigen für die Spezifikation einer Vielzahl von ebenfalls standardisierten Datenmodellen eingesetzt. Mit dem heute wesentlich bekannteren XML kann man die gleichen Ziele erreichen, wie mit EXPRESS.

3 buildingSMART

1995 wurde die „Industrieallianz für Interoperabilität“ (IAI) gegründet, die heute unter dem Namen „buildingSMART“ firmiert (www.buildingsmart.org, www.buildingsmart.de). Ziel dieses weltweit organisierten Verbandes ist es, Standards für die erfolgreiche Umsetzung von BIM zu definieren und deren Umsetzung und Einführung in die Praxis zu unterstützen.

Schon bald erkannte man, dass neben Datenstrukturmodellen auch Begriffe und Prozesse vereinheitlicht werden müssen, um Information durchgängig in integrierten Abläufen verarbeiten zu können. So entwickelten sich bei buildingSMART drei Kernfelder der Standardisierung (Abb. 1):

- Daten,
- Begriffe,
- Prozesse.

Für den Bereich „Daten“ entwickelte buildingSMART ihren inzwischen vielleicht bekanntesten Standard IFC (Industry Foundation Class), der ein umfassendes Datenstrukturmodell für Gebäude beschreibt. Die letzte Version dieses Standards, IFC4, wurde als ISO 16739 auch als international unabhängiger Standard anerkannt. Mithilfe von IFC kann man Gebäude-Topologie, Gebäude-Elemente, Gebäude-Technik und Raum-Information zwischen unterschiedlichen Fachprogrammen austauschen. Dabei können sowohl Geometriedaten als auch beschreibende Sachinformationen abgebildet werden.

Lange Zeit wurde IFC lediglich als CAD Datenaustausch-Format missverstanden. Tatsächlich kann man jedoch mit IFC Gebäudedaten zwi-

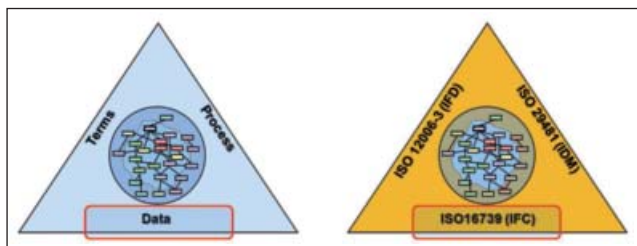


Abb. 1: Kernbereiche der Standardisierung bei buildingSMART

schen Programmen für den gesamten Lebenszyklus austauschen. IFC wird heute von allen führenden Programmen unterstützt (momentan noch in der Version IFC2x3), die sich der Unterstützung von BIM verschrieben haben (www.buildingsmart-tech.org/implementation).

Zur Sicherstellung der Qualität der Software-Schnittstellen hat buildingSMART ein Zertifizierungssystem aufgebaut (www.buildingsmart.org/certification). IFC wurde und wird inzwischen in einer Vielzahl von Projekten erfolgreich eingesetzt.

Für den Bereich „Begriffe“ wurde das sogenannte IFD (International Framework for Dictionaries) etabliert, das heute den Namen bSDD (buildingSMART Data Dictionary) trägt. Mit diesem Vorhaben wird eine Vorlage für Kataloge von Produktherstellern definiert. Dabei werden sowohl die Strukturen als auch die Begriffe mit ihren Synonymen in verschiedenen Sprachen in einer Datenbank gesammelt und vorgehalten. Hersteller können ihre Produktkataloge auf dieser Basis aufbauen, und damit einen einheitlichen Zugriff auf ihre Produktdaten anbieten. Als ISO 12006-3 wurde auch dieser Standard offiziell anerkannt.

Während IFC inzwischen in der Praxis angekommen ist, ist bei dem Mammutprojekt IFD/bSDD noch ein Weg zu gehen.

Für den Bereich „Prozesse“ entwickelte buildingSMART mit IDM (Information Delivery Manual) eine Methode, mit der Abläufe im Bauwesen einheitlich beschrieben werden können. Durch diese Vereinbarung, die als ISO 29481 anerkannt wurde, ist es möglich, Prozesse einheitlich zu verstehen, zu vergleichen, gegenüberzustellen und somit letztendlich zu aufeinander abgestimmten und standardisierten Verfahren zu gelangen. Darüber hinaus werden mithilfe von IDM die Informationsaustausch-Anforderungen (sogenannte Exchange Requirements) zwischen den einzelnen Prozessschritten beschrieben. Diese Definitionen sind Basis für die Vorgaben an die Softwarehäuser, damit diese ihre Software-Schnittstellen so anpassen können, dass ihre Daten mithilfe von IFC zwischen den Prozessen ausgetauscht werden können. Exchange Requirements aus IDMs werden technisch als sogenannte MVDs (Model View Definitions) spezifiziert, die eine Untermenge des umfassenden IFC-Datenmodells beschreiben und somit dem Informationsaustausch einem spezifischen Zweck dienen (Abb. 2).

Um BIM herum hat sich im Lauf der Zeit eine Reihe von Schlagwörtern („Buzz Words“) entwickelt - das vermutlich bekannteste ist „openBIM“. Gemeint ist damit, im Gegensatz zu „closedBIM“, eine Umset-

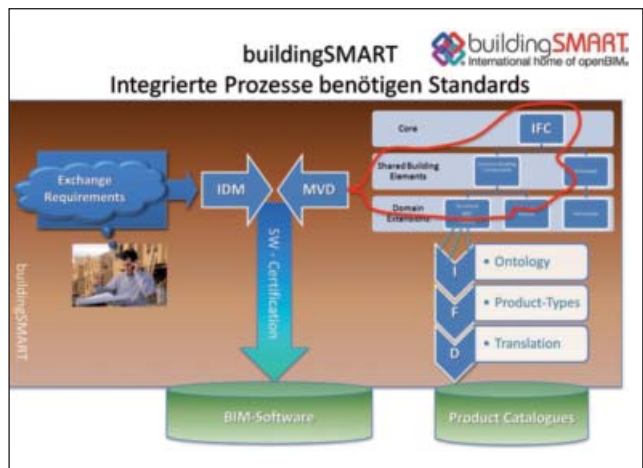


Abb. 2: Zusammenwirken wesentlicher Standards von buildingSMART

zung von BIM auf Basis von offenen und anerkannten Standards. Unter „closedBIM“ wird eine Umsetzung von BIM auf Basis proprietärer Software und Datenformate verstanden.

4 BIM in der öffentlichen Hand

Nicht zuletzt die öffentliche Hand hat ein großes Interesse an open-BIM, wobei auch hier andere Länder wesentlich mutiger und offensiv vorangehen, als Deutschland. So gibt es bereits seit einigen Jahren in Finnland, Norwegen und USA nationale BIM-Richtlinien, die fortlaufend an den aktuellen Stand angepasst werden.

Immerhin wurde Ende 2013 auch bei uns eine „BIM-Richtlinie für Deutschland“ veröffentlicht, die im Auftrag des damaligen Bundesbauministeriums verfasst wurde. Auch die Verwendung von IFC wird bereits in Verträgen der öffentlichen Hand in den USA, Norwegen, Finnland, und Dänemark vorgeschrieben. Andere Länder wie die Niederlande und Großbritannien haben diesen Schritt angekündigt. In Großbritannien hat die Regierung sogar offiziell dazu aufgerufen, BIM-Weltmeister werden zu wollen. Dazu wurde eine Taskgroup etabliert (www.bimtaskgroup.org), die die nötigen Initiativen verfolgt und umsetzt. Neben den technischen Aspekten werden dort die notwendigen rechtlichen und vertraglichen Anpassungen, Auswirkungen auf das Urheberrecht, die Einbeziehung unterschiedlicher Interessen, die Entwicklung der Aus- und Weiterbildung und nicht zuletzt die Kommunikation mit der Industrie diskutiert und vorangebracht.

5 BIM als Geschäftsmodell

Innovative und vorausschauende Unternehmen im Bauwesen erkennen in BIM die Chance für neue Geschäftsmodelle. So denkt zum Beispiel Patrick MacLeamy, der Vorstandsvorsitzende (CEO) des großen, global agierenden US-amerikanischen Architektur- und Ingenieurbüros Hellmuth, Obata + Kassabaum (HOK) und Chairman von buildingSMART-International, darüber nach, wie er den Einsatz der Ressourcen seines Unternehmens in einem Planungsprojekt so optimieren kann, dass er bei größtmöglichem Gestaltungsrahmen die Auswirkungen auf die Kosten reduziert (**Abb. 3**). Dabei sieht er auch eingespielte Rollenverhalten zunehmend kritisch, wie etwa die strikte Trennung von Planung und Ausführung. Vielmehr erkennt er große Potenziale in neuen kooperativen Vertragsmodellen, in denen die Kompetenz der ausführenden Seite schon früh in den Planungsprozess einbezogen wird.

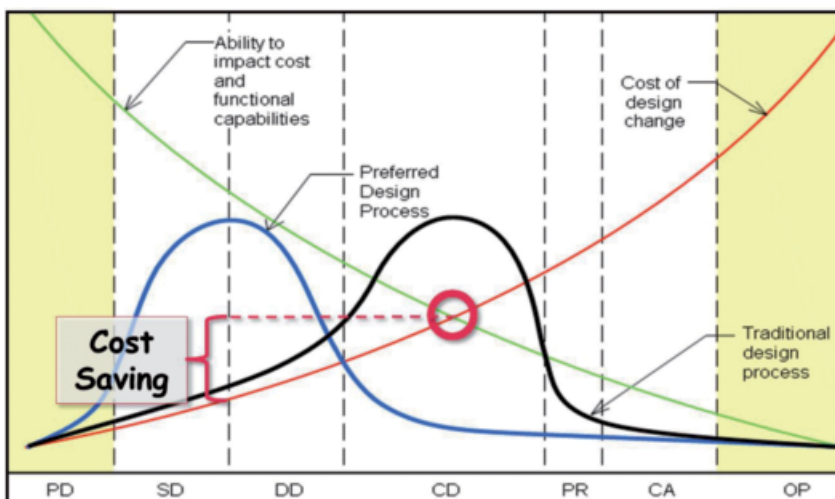


Abb. 3: Die „MacLeamy-Curves“, die das Kosteneinsparungspotenzial unter optimiertem Ressourceneinsatz in BIM aufzeigen



Abb. 4: Die „Eisberg-Analogie“ aus dem INPRO-Projekt zur Einführung von BIM

Auf den ersten Blick spielen BIM-Tools (Software und Daten) vermeintlich die Hauptrolle in BIM, da man sie in der Regel als erstes wahrnimmt, wenn man sich mit diesem Gebiet zu beschäftigen beginnt. Tatsächlich jedoch haben viele der Unternehmen, die BIM eingeführt haben, die Erfahrung gemacht, dass die entscheidenden Faktoren für eine erfolgreiche Umsetzung und damit auch die eigentliche Herausforderungen in den Methoden, den Prozessen, der Organisation und der Unternehmenskultur liegen.

In dem EU Forschungsprojekt INPRO, in dem unter anderem eine Reihe namhafter großer Bauunternehmen vertreten war, wurde deswegen eine Eisberganalogie entwickelt (**Abb. 4**), nach der die über der Wasseroberfläche sichtbare Spitze nur den BIM-Tools entspricht, was letztlich auch die eingangs erwähnte 20-80-Prozent-Aussage von SKANSKA bestätigt.

6 BIM-Methoden

Wenn nun die größten Herausforderungen in der Entwicklung und Umsetzung neuer Methoden und Prozesse zu suchen sind, stellt sich die Frage, was konkret zur Verfügung steht und bereits in der Praxis angewandt werden kann.

Der heutige Entwicklungsstand zeigt, dass einzelne Unternehmen zum Teil bereits über fundierte Erfahrungen verfügen, die allgemeine

BUILDING INFORMATION MODELING

Kenntnis aber noch unterentwickelt ist. Während man in der Standardisierung der Datenmodellierung mit IFC schon relativ weit gediehen ist, stehen uns bei der Vereinheitlichung von Methoden und Prozessen noch große Herausforderungen ins Haus. In Großbritannien arbeitet man mit seiner BIM-Taskgroup gerade auf diesem Gebiet sehr intensiv und entwickelt neue British Standards, um hier weiterzukommen. Ein Hoffnungsschimmer diesbezüglich ist in Deutschland der beim Verein Deutscher Ingenieure VDI Ende 2013 gegründete BIM-Koordinierungskreis, der sich auf die Fahnen geschrieben hat, die Entwicklung von BIM-Verfahrensstandards zu unterstützen.

7 Data-Sharing gegenüber Data-Referencing

Lange Zeit glaubte man, dass das Idealszenario von BIM ein gemeinsam geteilter Datentopf sei, in dem sämtliche Informationen eines Bauvorhabens abgespeichert sind und von allen Beteiligten durchgängig genutzt werden könnten – und es gibt bis heute noch Anhänger und Verfechter dieser Vision.

Die Erfahrung in anderen Industriezweigen, die eine ähnliche Entwicklung der Prozess- und Datenmodellierung bereits durchschritten haben, lehrt, dass ein praktikables Szenario anders aussieht.

Sicher kann man innerhalb eines Planungsgewerkes und innerhalb eines Teams in synchronen Prozessen effektiv mit einem gemeinsam genutzten Datenmodell arbeiten, was auch erfolgreich am Markt eingeführte BIM-Lösungen beweisen. Sobald jedoch mehrere Unternehmen aus unterschiedlichen Gewerken in die Planung und später in die Ausführung eingebunden werden, verlaufen die Prozesse asynchron und die gegenseitigen Abhängigkeiten werden so komplex, dass ein Arbeiten aus einem einzigen gemeinsam genutzten Datentopf unmöglich wird. Auch benötigen längst nicht alle Beteiligten sämtliche Spezialinformationen.

Eine Strategie für den großen Rahmen, die bereits in anderen Industriezweigen und auch schon im Bauwesen erfolgreich umgesetzt wurde, ist die Verwendung eines in evolutionären Schritten weiter entwickelten Referenzmodells (Abb. 5). Dieses gemeinsam genutzte und gepflegte Referenzmodell enthält nur jene Informationen, die zur Koordination der Gewerke und Beteiligten erforderlich sind. Spezifische Fachinformation, die nur für ein Gewerk relevant ist, verbleibt bei den Spezialisten und in deren Anwendungsprogrammen. Zu festgesetzten

Meilensteinen werden die Fachplanungen mithilfe des Referenzmodells konsolidiert und Kollisionen und Widersprüche festgestellt und beseitigt.

8 Neuartige BIM-Anwendung zur Unterstützung von BIM-Arbeitsabläufen

Zur Unterstützung dieser Strategie werden momentan neue Kommunikationsprotokolle sowie Methoden und Werkzeuge erstellt. So besteht eine Herausforderung darin, ein Planungsproblem in einem Programm so zu lokalisieren und zu beschreiben, dass es unmissverständlich an ein anderes Programm übertragen werden und dort von dessen Anwender angewendet werden kann. Zu diesem Zweck wurde das sogenannte BIM-Collaboration Format (BCF) vorgeschlagen (Abb. 6), das von buildingSMART momentan zum Standard entwickelt wird.

Die nächste Herausforderung besteht darin, dass im Laufe eines Projektes sehr viele solcher BCF-Nachrichten entstehen können. Zum effektiven Austausch dieser Informationen werden zurzeit Web-Technologien entwickelt, die eine automatische Synchronisation von BCF-Nachrichten zwischen Programmen unterstützen.

Eine weitere Hürde baut sich auf, wenn eine Vielzahl von BCF-Nachrichten für unterschiedliche Modellversionen berücksichtigt werden sollen. Dafür werden gegenwärtig neuartige Anwendungen entwickelt (Abb. 7). In einem Cartoon, den man sich unter www.bim-it.de oder unter <http://prezi.com/hfv6tzhbdqma/> ansehen kann, wird diese Arbeitsweise anschaulich dargestellt.

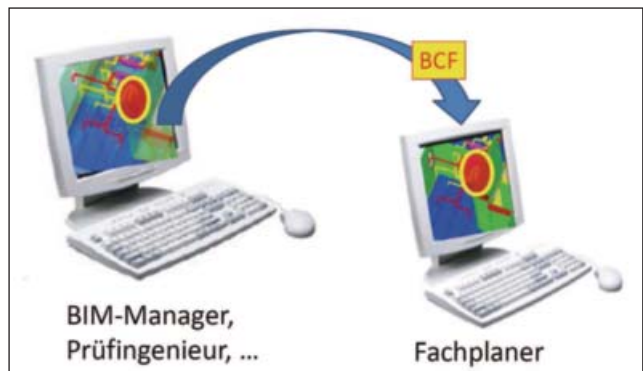


Abb. 6: Das BCF-Format zur eindeutigen Übertragung von Problemen zwischen BIM-Programmen

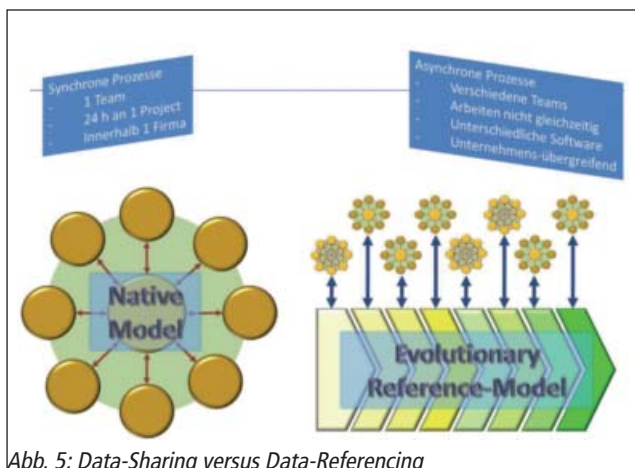


Abb. 5: Data-Sharing versus Data-Referencing



Abb. 7: Neuartige Cloud-Software zur Unterstützung von BIM-Arbeitsabläufen und BIM-Kommunikation

Die Prüflingenieure werden in den Gesamtprozess des Building Information Modeling eingebunden werden

Die Dokumentation von Planungsergebnissen auf Papier mit Prüfvermerken wird von Datenbanken abgelöst

Die Standardisierung der BIM-Prozesse steht, wie der vorhergehende Beitrag von Professor Steinmann deutlich zeigt, in Deutschland erst am Anfang. Es wird, das zeigt indes die Praxis derjenigen, die mit BIM schon arbeiten und über die im folgenden Beitrag berichtet wird, bei der Einführung von BIM beileibe nicht darum gehen, nur das Zeichenbrett gegen CAD auszutauschen. Die Prüflingenieure werden vielmehr in den Gesamtprozess von Planung, Genehmigung und Ausführung über den Zugang zu der Projektdatenbank eingebunden werden. Grund genug, die neuen Werkzeuge kennenzulernen und die Entwicklung rechtzeitig zu beeinflussen.



**Prof. Dipl.-Ing.
Hans-Georg Oltmanns**

studierte Bauingenieurwesen an der heutigen Jade-Hochschule in Oldenburg und war danach mehrere Jahre in verschiedenen Ingenieurbüros als Bauingenieur tätig; seit 1981 ist er Geschäftsführender Gesellschafter in der Oltmanns und Partner GmbH in Oldenburg/Wilhelmshaven; seit 1998 ist er Prüflingenieur für Baustatik, Fachrichtung Massivbau, und seit 2010 Professor an der Jadehochschule am Standort Oldenburg für das Gebiet Building Information Modeling (BIM); Oltmanns ist seit 1995 Vorstandsmitglied der Ingenieurkammer Niedersachsen, Vorstandsmitglied im „BuildingSMART“ Chapter Germany und Leiter der Arbeitskreise BIM im Verband Beratender Ingenieure VBI und im Ausschuss der Verbände und Kammern der Architekten und Ingenieure für die Honorarordnung (AHO); außerdem arbeitet Oltmanns seit 2013 in der „Reformkommission Bau von Großprojekten“ der Arbeitsgruppe BIM im Bundesbauministerium mit

1 Arbeiten mit digitalen Modellen

Die bisher noch übliche Dokumentation von Planungsergebnissen in Papierform mit Bearbeitungs- und Prüfvermerken wird durch EDV-Datenbanken abgelöst werden (Abb. 1 und Abb. 2). Zugriffe auf die Daten werden durch Rollen und Rechte organisiert. Sie stehen unabhängig von Ort und Zeit über das Internet zur Verfügung. Kostenfrei zugängliche Werkzeuge sind in der Lage, die Daten sichtbar zu machen. Mit Filtern lassen sich die Datenmengen auf die für den jeweiligen Zweck benötigten Informationen reduzieren und sichtbar machen. Dabei sind, je nach Erfordernis, auch Abgleiche und Einsichten in relevante Zusatzinformationen möglich.

Die überwiegende Zahl der bekannten 3D Software-Hersteller hat im Internet kostenlos verfügbare „Modelviewer“. Sie können IFC-Daten auch von anderen Programmherstellern auslesen und sichtbar machen. Einige sind in der Lage, durch das Aus- und Einblenden von Information die Modellansichten zu organisieren. Auch der für PDF-Dokumente bekannte Adobe Reader kann 3-D Modelle lesen und zeigen. Es ist also nicht nötig, sich eine Vielzahl von unterschiedlichen Programmen anzuschaffen, um an der 3D-Welt teilzuhaben.

Professionelle „Viewer“ mit mehr Funktionalität wird man kaufen müssen. Diese „Modelchecker“ sind nach entsprechender Formulierung von Anfragen an die vorliegenden Modelle in der Lage, Prüflergergebnisse aufzuzeigen. Die so gewonnenen Feststellungen werden in Protokollen nachvollziehbar aufgelistet und für eine Weiterverarbeitung in Prüflberichten zur Verfügung gestellt. Diese Technik befindet sich noch am Anfang der Entwicklung, aber es gibt schon vielversprechende Anwendungen.

Bei konsequenter Anwendung von BIM sind alle Pläne nur ein 2-D Abbild der Modellinformation. Daher ist es naheliegend, zunächst die Modellinformation zu prüfen. Hierin sind nicht nur die geometrischen sondern auch die Bauteilinformationen hinterlegt (Abb. 3 bis Abb. 5).



Abb. 1: Fertigteilfassadenmodell aus 3-Schichtenplatten

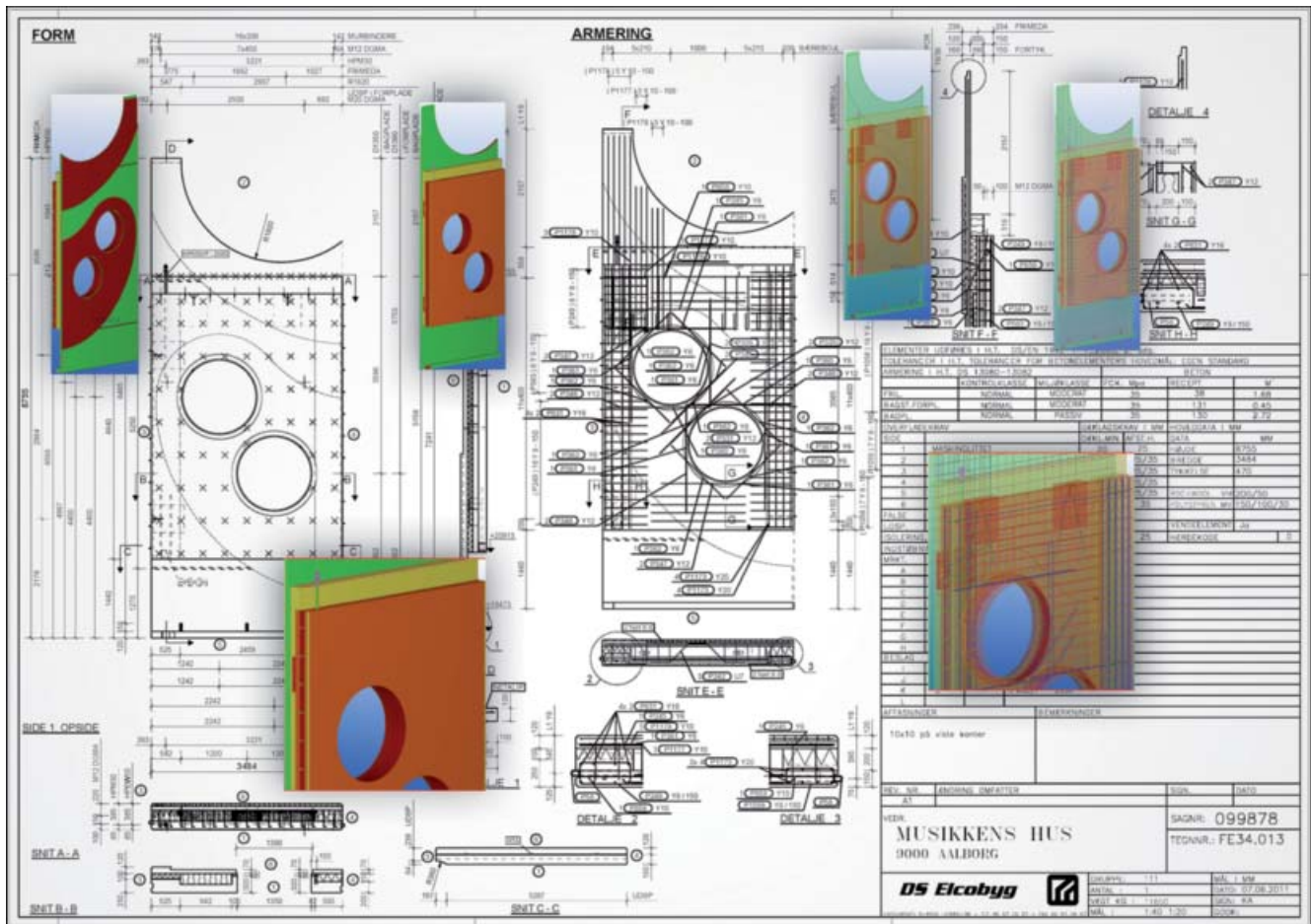


Abb. 2: Bauteil, Detail und Plan-Dokument

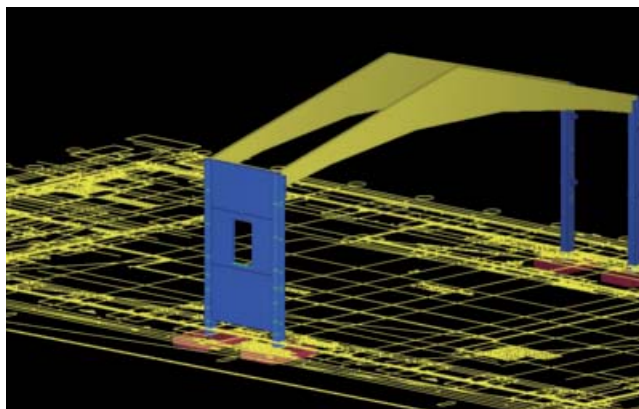


Abb. 3 Bauteilgruppe im Modellierungsprogramm

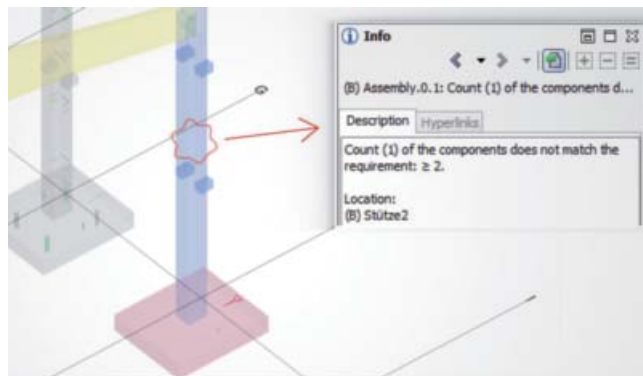


Abb. 5 Protokollierung des Fehlers: In der Stütze fehlt ein zweiter Transportanker

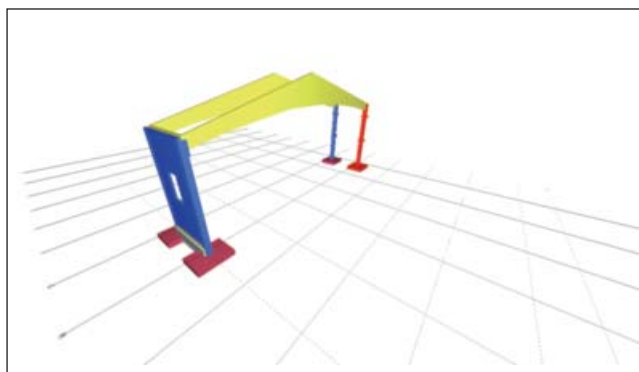


Abb. 4 Fehlermeldung des Modelcheckers: Bauteilmarkierung nach Anfrage „Transportanker vorhanden?“

Beispielhafte Anfragen über einen Modelchecker könnten sein:

- Welche Baustoffqualitäten liegen vor?
- Sind unter allen Fertigteilen Lager vorgesehen?
- Entsprechen die Betondeckungen den Vorschriften?
- Welchen Bewehrungsgrad hat das betrachtete Bauteil? usw.

Die anschließende Sichtkontrolle der aus dem Modell generierten Dokumente wird nicht überflüssig aber erheblich beschleunigt.

Es wird durchaus sinnvoll sein, dass über die Bundesvereinigung der Prüferingenieure für Bautechnik (BVPI) mit den Herstellern von Modelcheckern standardisierte Prüfroutinen entwickelt werden.

2 Mögliche Vorgehensweisen beim Prüfen

Ein wesentlicher Vorteil beim Prüfen wird die konsequente 3D-Darstellung des Bauwerks sein. Ohne sich aus mehreren Plänen (Grundriss, Ansicht, Schnitt) eine 3-dimensionale Vorstellung des Bauwerks oder Details zu verschaffen, sieht man das spätere Ergebnis als virtuelles Abbild auf dem Monitor. Über eine Internetverbindung mit den übrigen Beteiligten können bei gleichzeitiger Betrachtung des Modells Unklarheiten besprochen und ausgeräumt werden.

An Touchscreen-Monitoren lassen sich Änderungswünsche freihändig ins Modell einfügen. Diese werden von den Erstellern des Modells übermittelt und eingearbeitet. Alle Anmerkungen werden automatisch protokolliert und können in Prüfberichten verwendet werden.

Die Modelldaten liegen im IFC-Format vor. Hier sind auch die Materialdaten hinterlegt. Mit eigenen FEM-Stabwerks-, Faltwerks- oder Volumenelementprogrammen können Vergleichsrechnungen an dem zu prüfenden Bauwerk vorgenommen werden. Die geplanten Geometrie- und Materialangaben werden dabei direkt übernommen.

FEM-Programme haben in der Regel schon Funktionen, die FE-Netze automatisch oder halbautomatisch aus den IFC-Daten zu generieren.

Nun ist es möglich, die Berechnungsergebnisse des Aufstellers mit eigenen Tragwerksmodellen zu überprüfen. Dabei könnte man ohne großen Aufwand die vom Aufsteller gewählte Bewehrung schon vorgeben, um auch nichtlineare Betrachtungen anzustellen. Dabei erhält man interessante Einblicke in das Verhalten der Gesamtkonstruktion und realistische Verformungen.

Die Nachprüfung der Bemessungen des Aufstellers zur Beurteilung der ausreichenden Standsicherheit könnte durch Verformungs- und Traglastberechnungen ersetzt oder wenigstens ergänzt werden. Eine Sichtweise, die bei dem bisherigen Prüf-Verfahren oft nicht hinreichend genutzt wird (Abb. 6 bis Abb. 9).

3 Bauüberwachung mittels Tablet-PC

Als willkommener Nebeneffekt der BIM-Methode stehen bei der Bauüberwachung alle relevanten Informationen auf einem Tablet-PC zur Verfügung. Man hat nicht nur Zugriff auf die Plandokumente, sondern kann auch die nahezu fotorealistischen Informationen des EDV-Modells nutzen.

Eine Kopplung des Modells mit GPS-Daten der Baustelle wird es ermöglichen, seinen Tablet-PC auf das zu überprüfende Bauteil auszurichten. Auf dem PC können zum Beispiel durch Markieren die notwendigen Daten abgerufen werden. Die mit dem Modell verbundenen Dokumente stehen ebenfalls zur Verfügung.

Abweichungen werden mit dem Tablet-PC fotografiert und die Fotos dem digitalen Abnahmeprotokoll angefügt. Das Dokument wird auf die Projektdatenbank übertragen und steht den übrigen Beteiligten zur Verfügung (Abb. 10 und Abb. 11).

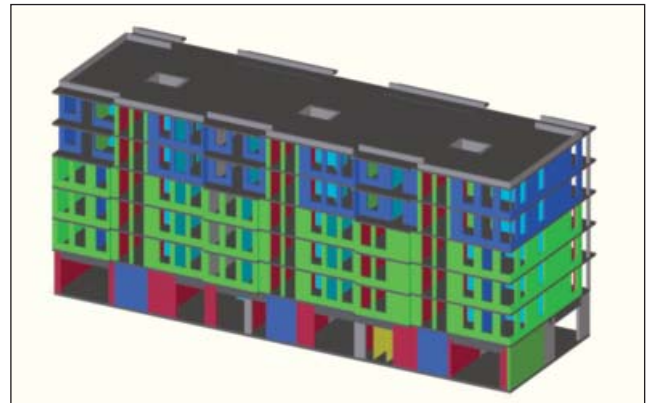


Abb. 6: Gebäudemodell im Modellierungsprogramm

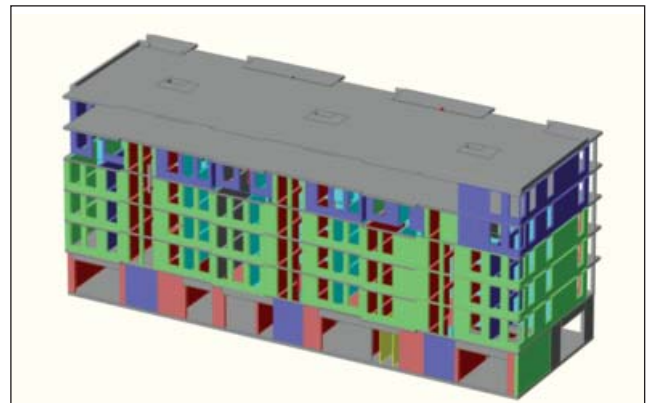


Abb. 7: IFC-Modell-Übergabe für eigene Vergleichsrechnungen des Prüfingenieurs

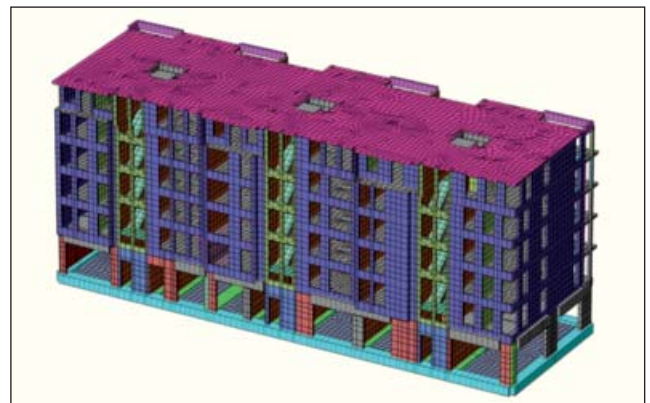


Abb. 8: Netzgenerierung im FEM-Programm

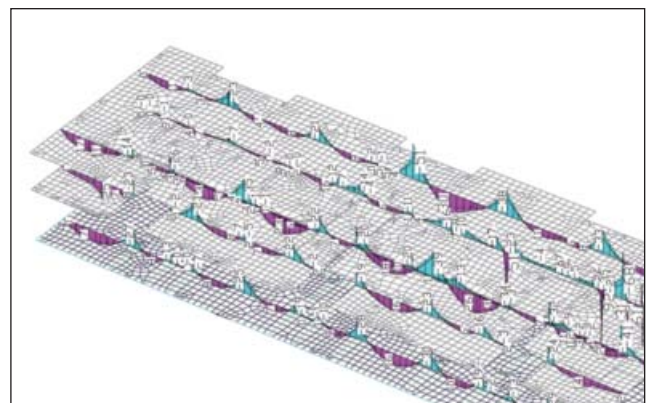


Abb. 9: Ergebnisauswertungen im FEM-Programm des Prüfingenieurs

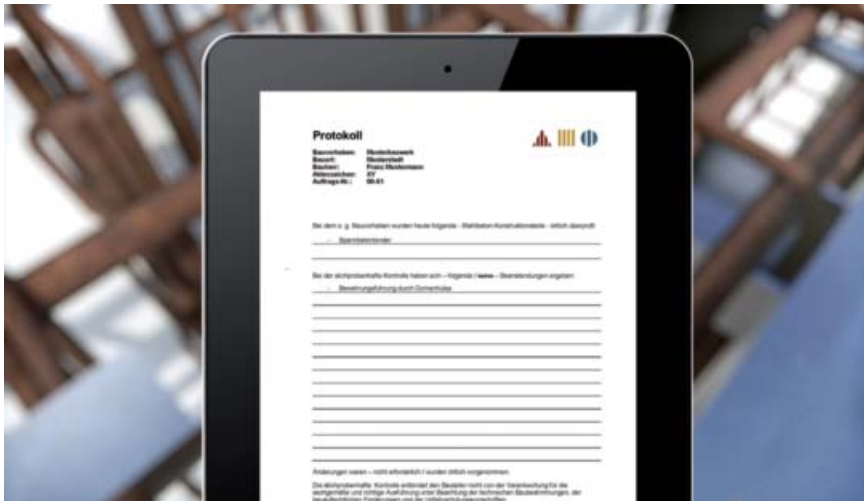


Abb. 10: Baustelle und digitales Abnahmeprotokoll



Abb. 11: Baustelle und digitales Modell



Abb. 14: 3D-Bewehrungsdarstellung Stützendetail



Abb. 12: 3D-Laserscan einer Trägerrostkonstruktion

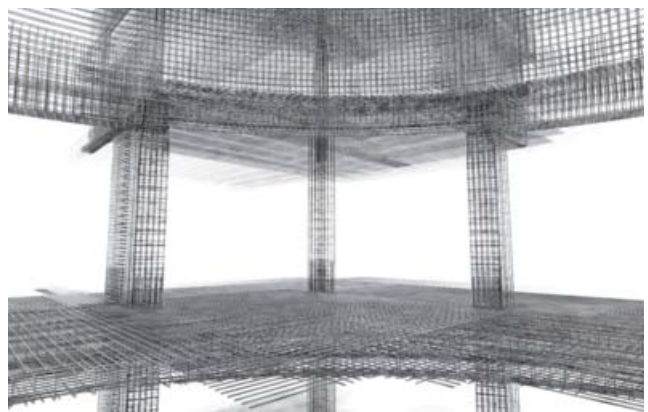


Abb. 15: 3D-Bewehrungsdarstellung Übersicht Deckenausschnitt



Abb. 13: 3D-Laserscan einer Trägerrostkonstruktion

4 Laserscanning statt Aufmaß

Mit dem Laserscanner können in sehr kurzer Zeit 3D-Abbilder von Bestandsbauwerken erzeugt werden. Diese Methode erfasst auch die Verformungen. Die 3D-Punktwolke kann als Informationsquelle beim Bauen im Bestand genutzt werden. Wenn erforderlich, lassen sich Bauteile in das maßgenaue Korsett hineinmodellieren.



Abb. 16: 3D-Modelldarstellung nach Fertigstellung

Es gibt mittlerweile erste Ansätze der automatischen Formfindung aus Punktwolken (**Abb. 12** und **Abb. 13**).

Komplexe Detailpunkte, die im Baufortschritt zugebaut oder eingegossen werden, können vorher mittels Laserscanning erfasst werden. Das 3D-Aufmaß könnte mit dem Planungsmodell abgeglichen und bei relevanten Abweichungen rechtzeitig reagiert werden.

Da bei der auf 3D-Modellen basierenden Umgestaltung der Bauprozesse (siehe aktuelle Forschungen auf www.mefisto-bau.de) zur Baufortschrittskontrolle auch Laserscans zum Einsatz kommen werden, ist ein Einsatz auch für die Bauüberwachung naheliegend (**Abb. 14** bis **Abb. 16**).

5 Zusammenfassung und Ausblick

Da sich in Deutschland nahezu alle Wirtschaftszweige immer stärker international ausrichten, trifft das auch auf die Bauindustrie zu. BIM ist im Ausland rasch auf dem Vormarsch. Dadurch werden diese Methoden in Kürze auch auf den deutschen Markt übergreifen und die Arbeitsweise im Bauwesen stark verändern.

In England ist seitens der britischen Regierung bereits bei öffentlichen Aufträgen die schrittweise Einführung von BIM vorgeschrieben. Das

Ergebnis einer Expertenrunde im Bundesbauministerium wird vermutlich ähnliche Empfehlungen aussprechen.

In der EU könnte demnächst BIM im VOF-Verfahren vorgeschrieben werden.

BIM wird Einfluss auf die in Deutschland geltenden Gebührenordnungen haben. HOAI, VOF, Vergaberecht usw.

Da BIM zurzeit hauptsächlich im Ausland strukturiert wird, ist es dringend notwendig, in Deutschland eine Organisation zu bilden, die verbindliche Standards formuliert.

Von BuildingSMART initiiert, haben deshalb der Verband Beratender Ingenieure (VBI), der Verein Deutscher Ingenieure (VDI), der Bund Deutscher Architekten (BDA) und der Hauptverband der Deutschen Bauindustrie beschlossen, eine nationale „Deutsche BIM-Initiative“ zu gründen. Sie soll die Voraussetzungen für eine geordnete BIM-Einführung schaffen und auch Bund und Länder mit einbinden.

Um nicht Gefahr zu laufen, hier unvorbereitet auf fertige Regelungen zu treffen, sollten sich die Prüferingenieure rechtzeitig mit der Ausgestaltung einer BIM-konformen Prüfung der zu erwartenden Art von Unterlagen befassen. Hier aktiv mitzuarbeiten ist sicher besser, als nachher über die Ergebnisse zu stöhnen und sie dann ändern zu wollen.

Die für alle Bauten üblichen Regeln gelten auch für die Anlagen solartechnischer Wärme- und Stromgewinnung Für die Montage müssen die Vorgaben der allgemeinen bauaufsichtlichen Zulassungen genau beachtet werden

Für Solaranlagen gelten, womit sich der folgende Beitrag beschäftigt, die für alle Bauten üblichen technischen Regeln. Von bauaufsichtlicher Seite gibt es aber über die Bauregelliste für mechanisch gehaltene Module mit Formatbegrenzungen Erleichterungen in Bezug auf den Verwendbarkeitsnachweis. Hier von ausgeschlossen sind geklebte Konstruktionen und die Befestigungen auf der Unterkonstruktion (Dach, Fassade). Im Artikel werden vor allem Besonderheiten der Erteilung allgemeiner bauaufsichtlicher Zulassungen für den Glasbau und Montagesysteme vorgestellt. Ausdrücklich weisen die Autoren aber darauf hin, dass bei der Montage der Module die Vorgaben der allgemeinen bauaufsichtlichen Zulassung unbedingt zu beachten seien.



Dipl.-Ing. Gerhard Breitschaft

studierte Konstruktiven Ingenieurbau an der TU Berlin und war danach in drei Ingenieurbüros tätig, wo er Tragwerksplanungen, bautechnische Prüfungen und Softwareentwicklungen bearbeitete; 2003 übernahm er die Leitung der Abteilung Konstruktiver Ingenieurbau des Deutschen Instituts für Bautechnik, dessen Präsident er seit 2009 ist



Dipl.-Ing. Monika Herr

studierte das Bauingenieurwesen an der TU Karlsruhe und begann ihre berufliche Laufbahn im Ingenieurbüro Ruhrberg und Dr. Schumann (Hagen); 1990 ging sie zu Ernst und Sohn (Berlin), wo sie dreizehn Jahre lang das Fachbuchprogramm für Bauingenieure verantwortete; 2004 wechselte sie in das Deutsche Institut für Bautechnik, wo sie im Bereich „Glasbau“ tätig ist.

1 Anlagen für Solarthermie und Photovoltaik (PV)

1.1 Allgemeines

Die Wärmeengewinnung aus Sonnenenergie mit solarthermischen Anlagen wird heute zur Unterstützung der Warmwasserversorgung und der Heizung in Bauwerken genutzt. Zur Stromerzeugung aus Sonnenenergie werden PV-Module eingesetzt. Die so gewonnene Energie wird üblicherweise in das allgemeine Stromnetz eingespeist.

Anlagen der Solarthermie und der Photovoltaik werden freistehend, auf Dächern und immer öfter auch an Fassaden eingebaut. Sie sind eigenständige Bauwerke oder Teile eines Bauwerks und wie jedes andere Bauteil für die auftretenden Einwirkungen auszulegen, sodass kein Versagen auftritt, und eine Gefährdung des öffentlichen Raumes vermieden wird.

Zur Gewährleistung ihrer Funktionsfähigkeit werden solarthermische Kollektoren und PV-Module geprüft und zertifiziert. Hierzu gehören beispielsweise Prüfungen zu Temperaturbeständigkeit, Temperaturwechsel, Frostbeständigkeit, Feuchte, Hagelschlag und mechanische Festigkeit. Die Normen, nach denen geprüft wird, werden weiter unten in den Kapiteln 1.2 und 1.3 aufgeführt.

Aus bauaufsichtlicher Sicht sind diese Prüfungen, beispielsweise zum Nachweis der Standsicherheit beziehungsweise zur Ermittlung der Tragfähigkeit eines Moduls, nicht hinreichend. So ist die mechanische Belastungsprüfung nach DIN EN 61646 [1] nur mit einem Modul durchzuführen. Dies führt nicht zu statistisch repräsentativen Tragfähigkeitswerten, die für einen üblichen Nachweis im Bauwesen benötigt werden.

1.2 Solarthermie

Als solarthermische Anlagen kommen hauptsächlich Flachkollektoren (**Abb. 1**) oder Vakuumröhrenkollektoren (**Abb. 2**) zum Einsatz. Die Wannen der Flachkollektoren, in denen die Wärmeträgerrohre und der Absorber eingebaut sind, erhalten in der Regel eine Glasabdeckung aus Kalknatron-Einscheibensicherheitsglas (ESG). Bei Vakuumröhrenkollektoren gibt es meist keine Deckglasscheiben. Die Röhrenkollektoren aus Glas sind den Umwelteinflüssen direkt ausgesetzt.

Für die solarthermischen Kollektoren liegen folgende Normen vor, die nicht auf der Grundlage der Bauproduktenrichtlinie beziehungsweise der Bauproduktenverordnung, sondern entsprechend den Anforderungen anderer europäischer Richtlinien oder anderer internationaler Anforderungen entstanden sind: DIN EN 12975-1 [2] und -2 [3] und ISO 9806-1 [4] und -2 [5].

Sofern nicht geregelte Materialien und Befestigungen verwendet werden, die nicht nach Technischen Baubestimmungen nachgewiesen werden können, sind zusätzliche Prüfungen im Rahmen der Erteilung einer allgemeinen bauaufsichtlichen Zulassung erforderlich. Anforderungen



Foto: Vaillant GmbH

Abb. 1: Flachkollektor



Foto: Vaillant GmbH

Abb. 2: Vakuumröhrenkollektor

aus dem Bereich des Brandschutzes oder des Umweltschutzes können ebenfalls eine allgemeine bauaufsichtliche Zulassung erfordern.

1.3 Photovoltaik

Im Vergleich mit den solarthermischen Anlagen gibt es bei photovoltaischen Anlagen eine größere Vielfalt eingesetzter Materialien und Konstruktionen (Abb. 3 bis Abb. 5). So kommen sehr unterschiedliche Folien, Kunststoffe und Befestigungssysteme zum Einsatz.

Neben Modulaufbauten mit kristallinen Zellen, die zwischen zwei Folien eingebettet werden, gibt es Dünnschicht-Module, bei denen die photovoltaische Schicht auf das Glas aufgebracht wird. Zum Schutz der photovoltaischen Schicht dient als äußerer Abschluss auf der Frontseite immer eine Glasscheibe. Auf der Rückseite werden sogenannte Backsheets (z.B. Tedlar-Folien) oder eine zweite Glasscheibe verwendet.

PV-Module werden häufig mit einer Glasrahmung, oft in Kombination mit einer Verklebung, versehen. Zunehmend gibt es jedoch Varianten, bei denen das Modul nur über eine Klebung mit dem Rahmen oder Tragschienen verbunden wird. Man beabsichtigt damit, Verschmutzungen zu vermeiden, die sich an den Kanten der Glaseinfassungen bilden können.

Wie bei den solarthermischen Anlagen sind auch bei diesen Anlagen die bauaufsichtlichen Anforderungen zu berücksichtigen und gegebenenfalls allgemeine bauaufsichtliche Zulassungen zu erwirken.

2 Baurechtliche Bestimmungen

2.1 Genehmigungspflicht

In den Landesbauordnungen findet man die unter Paragraf 61 der Musterbauordnung der Länder (MBO) definierten Regelungen. Es besteht Verfahrensfreiheit für:

- a) Solaranlagen in, an und auf Dach- und Außenwandflächen ausgenommen bei Hochhäusern sowie die damit verbundene Änderung der Nutzung oder der äußeren Gestalt des Gebäudes,



Foto: Messe München

Abb. 3: Photovoltaikanlage auf dem Dach der Messe München

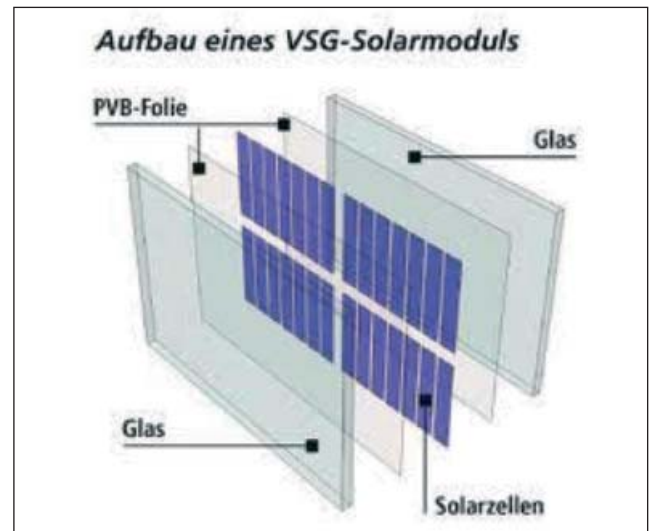
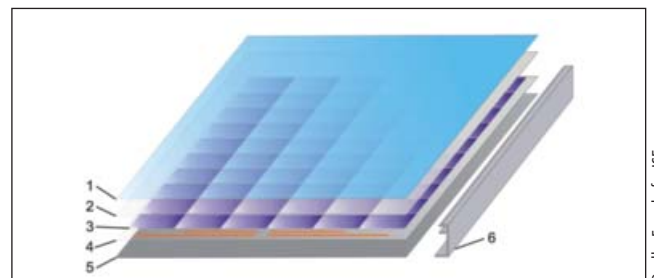


Abb. 4: Glas-Glas-Modul



Quelle: Fraunhofer ISE

Abb. 5: Glas-Folien-Modul; Beschriftung: 1 Glas, 2+4 Einkapselung, 3 Zellmatrix, 5 Rückseitenfolie, 6 Rahmen

- b) gebäudeunabhängige Solaranlagen mit einer Höhe bis zu 3 m und einer Gesamtlänge bis zu 9 m,

Danach kann eine solche Anlage ohne Bauantrag gebaut werden. Allerdings gilt dennoch, dass den Anforderungen an die Standsicherheit, an den Brandschutz und gegebenenfalls an den Gesundheitsschutz entsprochen werden muss. Hierauf wurde in der Vergangenheit zu wenig aufmerksam gemacht. Dies war unter anderem ein Grund dafür, dass das Deutsche Institut für Bautechnik (DIBt) im Auftrag der Bundesländer und in Zusammenarbeit mit den Verbänden der Solarindustrie Regelungen erarbeitet hat, die nun in der Bauregelliste [6] festgeschrieben sind, und auf die nachfolgend eingegangen wird.

Erläuterungen zu diesen Regelungen sind im Juli 2012 als „Hinweise für die Herstellung, Planung und Ausführung von Solaranlagen“ vom DIBt herausgebracht worden. Sie sind unter dem Stichwort „Hinweise Solaranlagen“ über die Homepage des DIBt zu finden (www.dibt.de).

2.2 Bauregelliste und Technische Baubestimmungen

In der Bauregelliste B Teil 2 sind Bauprodukte aufgeführt, für die auch Anforderungen aus anderen Bereichen des europäischen Rechts bestehen, zum Beispiel nach der Druckgeräteverordnung oder nach der Niederspannungsrichtlinie.

Wenn wesentliche Anforderungen aus dem Baubereich in diesen anderen Richtlinien und Verordnungen fehlen, wird in der Bauregelliste B Teil 2 auf die fehlenden Anforderungen hingewiesen, und es werden die ergänzend notwendigen Verwendbarkeitsnachweise genannt.

Der Brandschutz ist beispielsweise eine solche Anforderung, die beachtet werden muss. Alle über die Bauproduktenverordnung und die Landesbauordnungen definierten Vorschriften müssen erfüllt werden.

Zum Thema Standsicherheit hat man in der Bauregelliste aufgrund der praktischen Erfahrungen mit bisher verbauten Solaranlagen Erleichterungen eingefügt. Diese Regelung bedeutet, dass Solaranlagen, die über mechanische Befestigungen der Glasflächen verfügen, das heißt, mechanisch gehaltene Glasdeckflächen besitzen, bis zu einer definierten Größe nicht über einen bauaufsichtlichen Verwendbarkeitsnachweis verfügen müssen.

Es wird davon ausgegangen, dass die Erfahrungen der vergangenen Jahre ausreichen, um die Sicherheit dieser Anlagen zu belegen, auch wenn es bei diesen Festlegungen nicht möglich war, auf alle Details der bisherigen Modul-Ausführungen einzugehen.

Die Hersteller der Module sind deshalb angehalten, bei Neuentwicklungen, die oft mit Materialeinsparungen einhergehen, zum Beispiel den Einsatz von dünneren Scheiben oder gegebenenfalls von nicht vorgespannten Glasprodukten, die Technischen Baubestimmungen heranzuziehen, um problematische Aufbauten zu erkennen. Dass Neuentwicklungen nicht durch die vorliegenden Erfahrungen abgedeckt sind, sollte allen Beteiligten bewusst sein.

Alle Module, die Befestigungen über Klebung enthalten, benötigen in jedem Fall eine bauaufsichtliche Zulassung.

Für die Befestigung der gesamten Module auf dem Dach gelten keine Erleichterungen bei der Nachweisführung. Die Nachweise sind immer nach Technischen Baubestimmungen zu erbringen. Sofern Konstruktionen eingesetzt werden, deren Tragfähigkeit nur über Versuche nachgewiesen werden kann, ist dies über das Zulassungsverfahren zu regeln.

Auf Seite 49 steht ein Auszug aus der Bauregelliste B Teil 2 zu den Solaranlagen. Ergänzend dazu heißt es in Liste C für Freiflächenanlagen, für die dort kein Verwendbarkeitsnachweis verlangt wird:

Diese Liste gilt nur für solche Bauprodukte und Verwendungen, für die nach bauaufsichtlichen Vorschriften nur Normalentflammbarkeit (DIN 4102-B2 bzw. Klasse E nach DIN EN 13501-1) vorausgesetzt wird und an die keine weitergehenden Brandschutzanforderungen und keine Anforderungen an den Schall- und Wärmeschutz gestellt werden.

Liste C lautet weiter unter Punkt 5.8:

Bauprodukte für gebäudeunabhängige Solaranlagen im öffentlich zugänglichen Bereich mit einer Höhe bis zu 3 m.

3 Nicht geregelte Produkte

3.1 Materialien

Materialien, für die keine Spezifikation ihrer Eigenschaften in Form einer Technischen Baubestimmung vorliegt, gelten als „nicht geregelte Materialien“. In diesem Fall kann die Bewertung des Materials bezüglich des Brandverhaltens, schädlicher Einflüsse auf die Umwelt sowie der Tragfähigkeitseigenschaften über allgemeine bauaufsichtliche Zulassungen erfolgen.

Beispielsweise sind Kunststoffe meistens für den Einsatz im Bauwesen nicht geregelt. Es gibt vielfältige chemische Besonderheiten, die Einfluss auf das Brandverhalten, die Belastbarkeit und die Dauerhaftigkeit haben und entsprechend den vorliegenden Besonderheiten genauer untersucht werden müssen.

Solaranlagen sind von Natur aus Konstruktionen, über die Einwirkungen aus Wind, Schnee und Temperatur weitergeleitet werden müssen und die wegen ihrer Lage auf Dächern oder in Fassaden auch bedeutende Auswirkungen auf den Brandschutz eines Gebäudes haben können. Deswegen sind alle zur Bewertung erforderlichen Materialeigenschaften eindeutig zu ermitteln.

3.2 Befestigungen

Die Technischen Baubestimmungen enthalten neben Vorgaben zur Nachweisführung auch konstruktive Regelungen, die bei dem nachzuweisenden Bauteil eingehalten werden müssen. Liegen von den Bestimmungen abweichende Verhältnisse bei den Solaranlagen vor, so ist der Nachweis der Tragfähigkeit und gegebenenfalls der Gebrauchstauglichkeit über Versuche im Rahmen einer allgemeinen bauaufsichtlichen Zulassung zu führen.

Für zahlreiche Befestigungen wie beispielsweise Verklebungen und Klemmverbindungen gibt es keine eingeführten Technischen Baubestimmungen für die Nachweisführung. Liegt ein solcher Fall vor, sind die erforderlichen Prüfungen im Rahmen des nationalen Zulassungsverfahrens durchzuführen und die Tragfähigkeiten für die Konstruktion in der allgemeinen bauaufsichtlichen Zulassung festzuschreiben.

Ab Seite 49 werden Beispiele hierzu erläutert (Auszug aus der Bauregelliste B Teil 2 zu den Solaranlagen).

4 Glasprodukte und deren Befestigung

4.1 Glasprodukte

Wurden bisher hauptsächlich vorgespannte Glasprodukte bei Solaranlagen eingesetzt, so versucht man heute, auch nicht vorgespannte Glasprodukte zu verwenden. Dies ist vor allem ein Thema bei PV-Modulen mit Dünnschicht, bei denen aus prozesstechnischen Gründen die Glasscheiben mit der solaraktiven Schicht keine definierte Vorspannung haben können. In solchen Fällen sollte die zweite Scheibe unbedingt aus einem vorgespannten Produkt hergestellt werden. Haben solche Module einen Aufbau, der nur Floatglasscheiben enthält, so besteht für diese Scheiben keine ausreichende Sicherheit gegen Versagen infolge möglicher Lasteinwirkungen. Die Prüfungen, die im Zusammenhang mit der Produktqualifizierung, das heißt, nicht nach bauaufsichtlich eingeführten Regelungen, durchgeführt werden, sind als Nachweis nicht ausreichend. Rechnerische Untersuchungen der Dimensionierung der Glasscheiben können jederzeit unabhängig von einem Zulassungsverfahren durchgeführt werden. Hierfür gibt es Technische Baubestimmungen.

Auszug aus Bauregelliste B Teil 2 zu den Solaranlagen

1 Technische Gebäudeausrüstung					
Lfd. Nr.	Bauprodukt	Vorschriften zur Umsetzung der genannten EG Richtlinien	In den Vorschriften nach Spalte 3 nicht berücksichtigte wesentliche Anforderungen nach § 5 Abs. 1 Bauproduktengesetz und die hierfür noch nachzuweisenden Produktmerkmale	Zusätzlich zur CE- Kennzeichnung erforderlicher Verwendbarkeits- und Übereinstimmungsnachweis für die Anforderungen nach Spalte 4	
1	2	3	4	5	6
1.5.1	Thermische Solaranlagen, vorgefertigte Anlagen und Teilanlagen ^{2,4} ausgenommen Solarkollektoren nach 1.5.2.1 und 1.5.2.2	Je nach Ausführung 2006/95/EG 2004/108/EG 97/23/EG	<i>Hygiene, Gesundheit, Umweltschutz:</i> Soweit erforderlich: Eignung für den Kontakt mit Trinkwasser <i>Energieeinsparung und Wärmeschutz:</i> Energetische Kennwerte	Bauregelliste A Teil 1, lfd. Nr. 17.2	ÜHP
1.5.2.1	Solarkollektoren ² mit mechanisch gehaltenen Glasdeckflächen mit einer maximalen Einzelglasfläche bis 3,0 m ² für die Verwendung: – im Dachbereich mit einem Neigungswinkel $\leq 75^\circ$ ¹¹ – bei gebäudeunabhängigen Solaranlagen im öffentlich unzugänglichen Bereich	97/23/EG	<i>Brandschutz</i> (wenn schwerentflammbar oder nicht brennbar gefordert) <i>Energieeinsparung und Wärmeschutz:</i> Energetische Kennwerte	Bauregelliste A Teil 2, lfd. Nr. 2.10.1.1 bzw. 2.10.2 und Bauregelliste A Teil 1 lfd. Nr. 17.3	ÜH ÜZ ÜHP
1.5.2.2	Solarkollektoren abweichend von 1.5.2.1	97/23/EG	<i>mechanische Festigkeit und Standsicherheit</i> ¹² <i>Brandschutz</i> <i>Energieeinsparung und Wärmeschutz:</i> Energetische Kennwerte	Z	– ⁷
1.5.3	Solarspeicher ²	97/23/EG	<i>Hygiene, Gesundheit, Umweltschutz:</i> Soweit erforderlich: Eignung für den Kontakt mit Trinkwasser <i>Energieeinsparung und Wärmeschutz:</i> Energetische Kennwerte	Bauregelliste A Teil 1, lfd. Nr. 17.4	ÜHP
1.5.4.1	Photovoltaische Module mit mechanisch gehaltenen Glasdeckflächen mit einer maximalen Einzelmodulfläche bis 2,0 m ² für die Verwendung: – im Dachbereich mit einem Neigungswinkel $< 75^\circ$ ¹¹ – bei gebäudeunabhängigen Solaranlagen im öffentlich unzugänglichen Bereich	2006/95/EG	<i>Brandschutz</i> (wenn schwerentflammbar oder nicht brennbar gefordert)	Bauregelliste A Teil 2, lfd. Nr. 2.10.1.1 bzw. 2.10.2	ÜH ÜZ
1.5.4.2	Photovoltaische Module ohne Glasdeckflächen für die Verwendung im Dachbereich	2006/95/EG	<i>Brandschutz</i> (wenn schwerentflammbar oder nicht brennbar gefordert)	Bauregelliste A Teil 2, lfd. Nr. 2.10.1.1 bzw. 2.10.2	ÜH ÜZ
1.5.4.3	Photovoltaische Module abweichend von 1.5.4.1 oder 1.5.4.2	2006/95/EG	<i>mechanische Festigkeit und Standsicherheit</i> ¹² , <i>Brandschutz</i>	Z	– ⁷

² Nur Bauprodukte, die auf Wunsch des Herstellers bessere energetische Kennwerte als nach DIN V 4701-10:2003-08 ausweisen sollen, unterliegen dieser Regelung. Soweit eine Eignung für den Kontakt mit Trinkwasser (Bauprodukte sind in Kontakt mit Trinkwasser) nachzuweisen ist, ist in jedem Fall ein zusätzlicher Verwendbarkeitsnachweis entsprechend dem Eintrag in der Bauregelliste, unabhängig von den energetischen Kennwerten, erforderlich.

⁴ Beheizung bis zu 70 % durch erneuerbare Energien mittels selbsttätig arbeitender Wärmeerzeuger.

⁷ Der erforderliche Übereinstimmungsnachweis wird in der Zulassung geregelt.

¹¹ Hinweis: Bei Verwendung über Verkehrsflächen, die durch herabfallende Glasteile gefährdet werden können (Überkopfverglasung), sind die Technischen Baubestimmungen im Bereich des Glasbaus zu beachten (z. B. DIN 18008-2:2010-12, Abschnitt 5). Bei wesentlicher Abweichung hiervon ist ein Verwendbarkeitsnachweis durch eine allgemeine bauaufsichtliche Zulassung erforderlich.

¹² Hinweis: Bei Verwendung von Bauprodukten der Bauregelliste B Teil 1 in Verbindung mit der Bauregelliste A Teil 1 entfällt die Anforderung eines gesonderten Verwendbarkeitsnachweises.

ENERGIEANLAGEN

Für PV-Modulaufbauten im Überkopfbereich, zum Beispiel bei Carports, werden allgemeine bauaufsichtliche Zulassungen erteilt. Solche Aufbauten werden mit Verbundsicherheitsglas hergestellt, weil sie eine sogenannte Resttragfähigkeit besitzen müssen, sie dürfen also bei Zerstörung einer Scheibe nicht sofort komplett versagen und herunterfallen. Im Zulassungsverfahren ist zu zeigen, dass die Solarzellen oder die solaren Dünnschichten keinen negativen Einfluss auf das Verbundverhalten der Folie zwischen den Scheiben haben. Solche Regelungen sind beispielsweise in den allgemeinen bauaufsichtlichen Zulassungen Z-70.3-172, Z-70.3-181 getroffen.

4.2 Geklebte Konstruktionen

Für die Bemessung von Glasprodukten gibt es Technische Baubestimmungen, sodass bei Erfüllung der in den Regeln vorgegebenen konstruktiven Bedingungen ein Nachweis geführt werden kann.

Auf die geklebten Glaskonstruktionen trifft dies nicht zu. Deshalb ist für die Verwendung von geklebten Glaskonstruktionen eine allgemeine bauaufsichtliche Zulassung oder eine Zustimmung im Einzelfall erforderlich.

Bei den solarthermischen Kollektoren wird als Glasdeckfläche üblicherweise ein thermisch vorgespanntes Kalknatron-Einscheibensicherheitsglas eingebaut. Diese Abdeckungen sind entweder mit einem gewissen Glaseinstand linienförmig gelagert oder über Klebung befestigt.

Bei PV-Modulen werden die Glas-Glas-Elemente oder Glas-Laminat-Elemente auf Rahmen oder rückseitigen Schienen aufgeklebt.

Die Zuverlässigkeit der Klebverbindung mit dem gewünschten Klebstoff und den jeweiligen Oberflächen auch unter Alterungsbedingungen ist im Zulassungsverfahren nachzuweisen. Hierbei ist auch die Verträglichkeit des Klebstoffs mit angrenzenden Materialien zu prüfen.

Die Klebeverbindungen im Bereich der Solaranlagen weichen in der Klebefugengeometrie, den Oberflächen und teilweise auch den Klebstoffen von den im Glasbau bekannten „Structural Glazing“-Verbindungen nach ETAG 002 ab. Die ETAG 002 gilt für Silikonklebstoffe und Oberflächen aus eloxiertem Aluminium oder nichtrostendem Edelstahl sowie aus Glas. Als Mindestfugendicke werden sechs Millimeter vorgegeben.

Bei den PV-Modulen ist die Klebefuge üblicherweise dünner, sodass zu untersuchen ist, welche Konsequenzen sich aus einer ungleichmäßigen Spannungsverteilung in der Fuge ergeben. Außerdem weichen die Oberflächen häufig von den Vorgaben der ETAG 002 ab. So ist beispielsweise zu beurteilen, ob sich das Laminat auf der Modulseite für eine Verklebung eignet. Ebenso stellt sich diese Frage für das Material der Backrails oder eines Tragrahmens aus einem von der ETAG 002 abweichenden Material.

Für geklebte Glaskonstruktionen in der Fassade gab es in Deutschland bisher nur bis acht Meter Einbauhöhe die Möglichkeit, ohne zusätzliche mechanische Sicherungen zur Aufnahme der Windsoglasten für den Lastfall des Versagens der Verklebung zu bauen. Ab acht Meter Einbauhöhe waren solche Halter, ergänzend zur Verklebung, vorgeschrieben. Sie waren mit reduzierter Sicherheit zu bemessen. Grundsätzlich waren außerdem keine Dauerlasten auf die Klebefuge möglich.

Das DIBt beabsichtigt nun, zusammen mit Sachverständigen aus dem Glasbau und der Fügetechnik, neue Wege zu gehen. Bei erfolgreicher

Nachweisführung unter Berücksichtigung möglichst praktikabler Alterungsversuche und Versuchsauswertungen sollen auch Konstruktionen ohne zusätzliche mechanische Sicherung für Einwirkungen aus Windsog zugelassen werden. Über Zeitstandsnachweise muss gezeigt werden, dass die Verklebung auf Dauer, wobei hier an 25 Jahre gedacht wird, tragfähig bleibt. Geplant ist ebenfalls, auch Dauerlasten ohne mechanische Vorrichtung zuzulassen. Momentan gibt es für dieses Vorgehen noch keinen abgeschlossenen Zulassungsvorgang.

5 Montagesysteme

Zur Befestigung der solarthermischen Anlagen und vor allem der PV-Module liegen bereits zahlreiche allgemeine bauaufsichtliche Zulassungen vor. Weitere Zulassungen sind in Arbeit. Vielseitige Anfragen im DIBt zeigen außerdem einen großen Ideenreichtum der Modulhersteller. Wie weit diese Vorstellungen dann auch baupraktisch sinnvoll und nachweisbar sind, stellt sich oft erst bei detaillierter Betrachtung heraus.

Es geht unter anderem um Konstruktionen mit Kunststoffwannen, Klemmverbindungen, Nutzensteinverbindungen bis zu Konstruktionen mit Verklebungen mit Dachbahnen sowie um Befestigung über Ballastierung sowie Lastaufnahme über Reibung. Kritische Überlegungen gibt es zu der Allgemeingültigkeit von Windkanalversuchen. Die Frage, welche Einbausituationen durch ein solches Windgutachten abgedeckt sind, ist zu klären. Bereits verfügbar sind die nachfolgend beispielhaft genannten allgemeinen bauaufsichtlichen Zulassungen für

- Befestigungen mit Dachhaken (Zulassungsnummer Z-14.4-515),
- Trapezsellen (Zulassungsnummer Z-14.4-646),
- Solarkalotten (**Abb. 6**) (Zulassungsnummer Z-14.4-539),
- Stockschrauben (**Abb. 7**) (Zulassungsnummer Z-14.4-555),
- Kreuzverbinder (**Abb. 8 und 9**) (Zulassungsnummern Z-14.4-658 und Z-14.4-639),
- Modulklemmen (**Abb. 10**) (Zulassungsnummer Z-14.4-631) und
- Solarbefestiger für Trapezprofilbleche (Zulassungsnummer Z-14.4-610).

Bei diesen Zulassungsverfahren wurden die Materialkenngrößen und Tragfähigkeitswerte ermittelt sowie der Anwendungsbereich definiert. Die Auslegung der Verbindung für die auftretenden Lasten ist somit möglich. Um den verschiedenen Einbausituationen gerecht zu werden, kann es sinnvoll sein, dass der Hersteller für unterschiedliche Lasteinwirkungen eine Typenstatik erstellen lässt.

Es wird ausdrücklich darauf hingewiesen, dass bei der Montage der Module die Vorgaben der allgemeinen bauaufsichtlichen Zulassung unbedingt zu beachten sind. So kann es Einbausituationen geben, deren besondere Lastübertragung im Zulassungsverfahren nicht untersucht wurde. Es ist deshalb dringend erforderlich, die Grenzen der Verwendbarkeit genau zu kennen.

6 Zusammenfassung

Für Solaranlagen gelten die für alle Bauten üblichen technischen Regeln. Von bauaufsichtlicher Seite gibt es über die Bauregelliste für mechanisch gehaltene Module mit Formatbegrenzungen Erleichterungen in Bezug auf den Verwendbarkeitsnachweis. Hiervon ausgeschlossen sind geklebte Konstruktionen und die Befestigungen auf der Unterkonstruktion (Dach, Fassade).

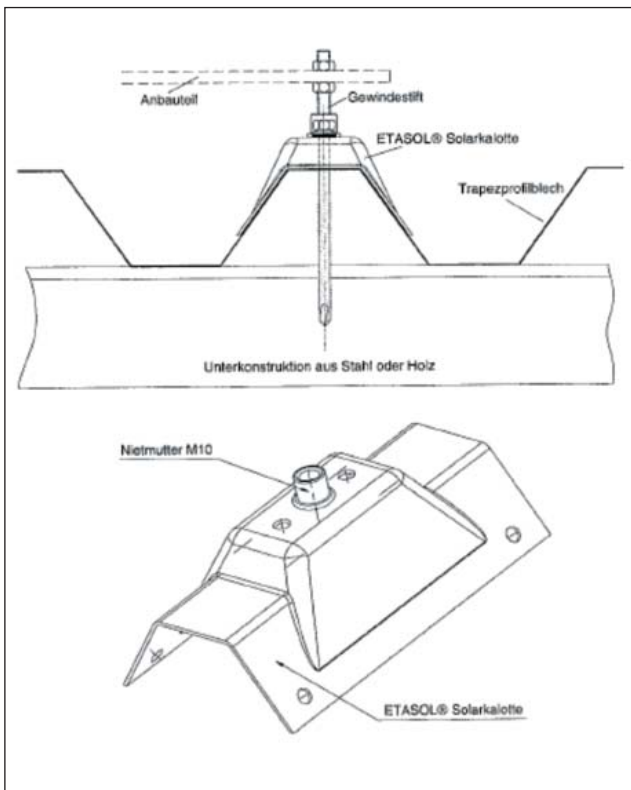


Abb. 6: Solarkalotten

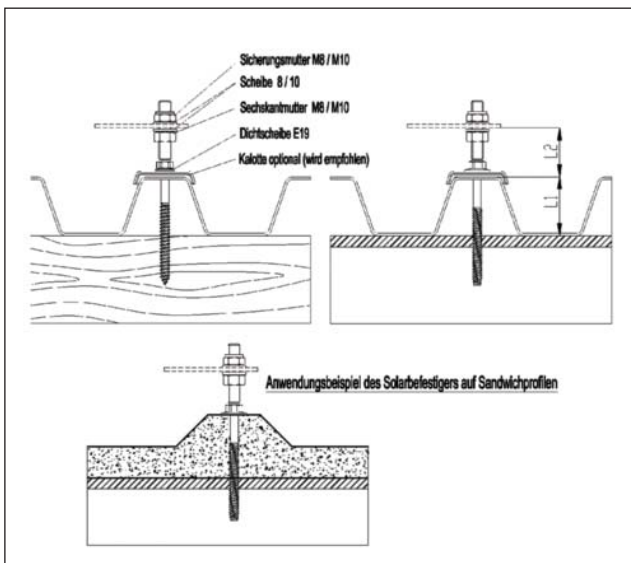


Abb. 7: Stockschraube

In den Kapiteln 4 und 5 werden Besonderheiten für die Erteilung allgemeiner bauaufsichtlicher Zulassungen aus dem Bereich des Glasbaus und der Montagesysteme vorgestellt. Es wird beispielhaft über bereits erteilte allgemeine bauaufsichtliche Zulassungen informiert.

7 Literatur

- [1] DIN EN 61646:2009-03 Terrestrische Dünnschicht-Photovoltaik (PV)-Module – Bauartegnung und Bauartzulassung
- [2] DIN EN 12975-1:2011-01 Thermische Solaranlagen und ihre Bauteile – Kollektoren – Teil 1: Allgemeine Anforderungen
- [3] DIN EN 12975-2:2006-06 Thermische Solaranlagen und ihre Bauteile – Kollektoren – Teil 2: Prüfverfahren
- [4] ISO 9806-1:1994-12 Test methods for solar collectors – Part 1: Thermal performance of glazed liquid heating collectors including pressure drop
- [5] ISO 9806-2:1995-08 Test methods for solar collectors – Part 2: Qualification test procedures
- [6] Bauregeliste www.dibt.de

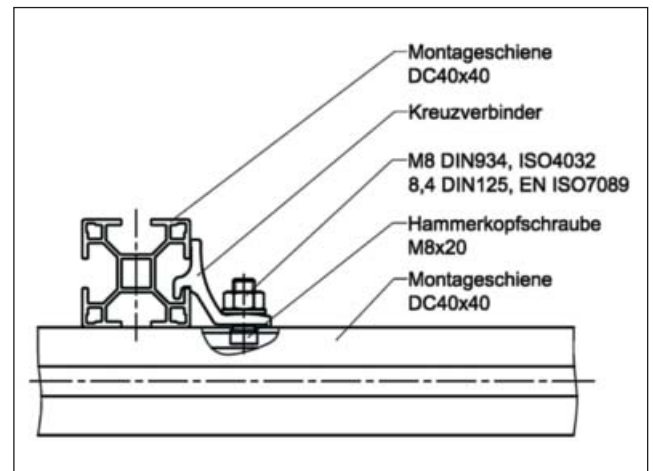


Abb. 8: Kreuzverbinder (1)

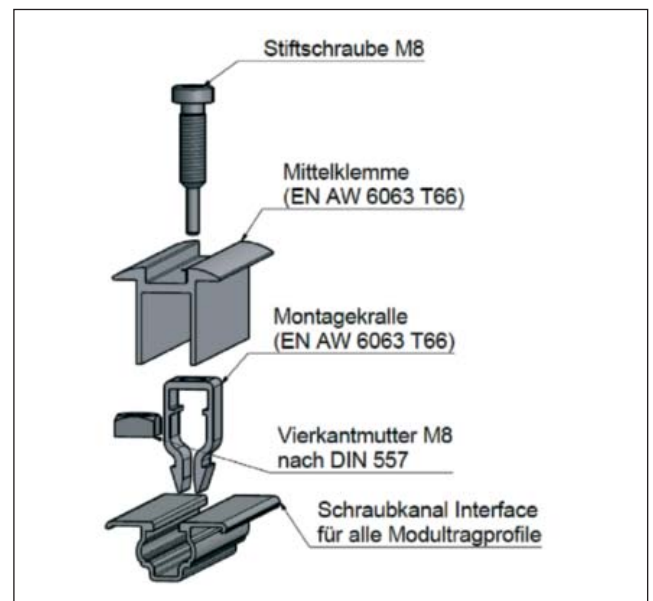


Abb. 9: Kreuzverbinder (2)

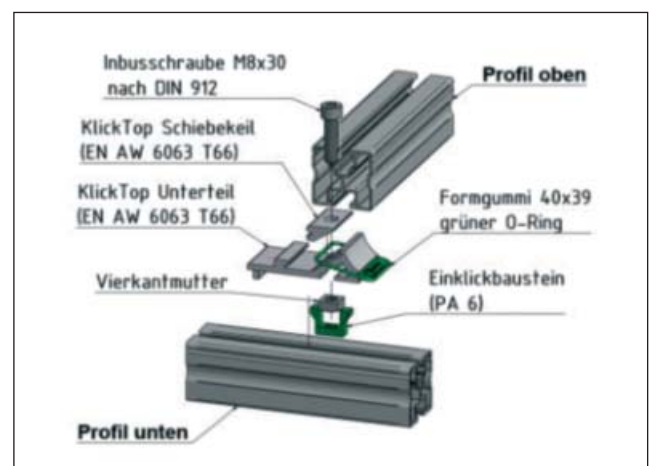


Abb. 10: Modulklemmen

Pumpspeicherkraftwerke sind für die Energiewende technisch und wirtschaftlich effiziente Energiespeicher

Steigerung der Leistung eines PSW in Luxemburg durch den Bau einer neuen Maschine von 1090 auf 1200 Megawatt

Für die Versorgung der Bevölkerung mit erneuerbaren Energien stehen Windenergie, Sonnenenergie, Meeresenergie, Bioenergie, Hydroenergie und Erdwärme zur Verfügung. Für die Nutzung und Speicherung von Wasserkraft sind Pumpspeicherkraftwerke (PSW) entwickelt worden, in denen Wasser bergauf und bergab fließt, um mit Turbinen und Generatoren elektrischen Strom zu speichern und wieder ins Netz einzuspeisen. Pumpspeicherkraftwerke sind, wie der Autor des folgenden Beitrages erläutert, technisch notwendige und wirtschaftlich unverzichtbare Energiespeicher; technisch, weil sie Stromnetze zu regulieren helfen können, indem sie Überangebote von elektrischer Leistung aufnehmen, und wirtschaftlich, um eine harmonische Auslastung solcher Kraftwerke zu erreichen, die weniger regelbar sind. Kleine Pumpspeicherkraftwerke können außerdem dazu beitragen, Energie dezentral zu speichern und eine flexible Stromproduktion zu ermöglichen, was wiederum eine dezentrale Integration der erneuerbaren Energien erlauben würde. Pumpspeicherkraftwerke, so des Autors fachliche Schlussfolgerung, seien derzeit „die einzige Möglichkeit, elektrische Energie im großen Maße und wirtschaftlich zu speichern“. Im folgenden Beitrag wird deshalb der Bau eines solchen Speicherkraftwerkes in Vianden (Luxemburg) beschrieben, dessen bisherige Leistung (circa 1090 Megawatt) durch den Bau einer neuen, elften Maschine um rund 200 Megawatt erweitert werden konnte.



Dr.-Ing. Diethelm Linse

hat Bauingenieurwesen an der TU München studiert, war am dortigen Lehrstuhl für Massivbau (bei Professor Dr.-Ing. Hubert Rüscher und Prof. Dr.-Ing. Herbert Kupfer) wissenschaftlicher Mitarbeiter und Assistent; er ist öffentlich bestellter und vereidigter Sachverständiger für Beton und war bis vor kurzem Prüflingenieur für Massivbau und Holzbau; Linse war am Bau und an der Ertüchtigung vieler großer Massivbauwerke und Tunnel beteiligt, insbesondere an einer Vielzahl von Wasserbauten und Talsperren; er war Mitglied der Normenausschüsse DIN 19700 und DIN 19702 sowie des Fachausschusses Fluss- und Talsperren der Deutschen Vereinigung für Wasserwirtschaft, Abwasser und Abfall (DWA); zusammen mit vier Partnern und Gesellschaftern führt er das Büro Dr. Linse Ingenieure GmbH in München

1 Energiewende und Stromspeicher

Die sogenannte Energiewende soll eine Abkehr von den Kohlendioxid produzierenden thermischen Kraftwerken und von den Kernkraftwerken hin zu den regenerativen Energien bringen. Als regenerative Energien sind insbesondere die Photovoltaik, Windkraft, Wasserkraft, Biogas und verschiedene andere Energieträger zu nennen. 2012 betrug die installierte Leistung für die Stromerzeugung in Deutschland insgesamt circa 170 Gigawatt (GW) mit etwa folgender Aufteilung [1]:

■ Kernkraft:	12 GW
■ Kohle-, Erdöl- und Gaskraftwerke	80 GW
■ Windkraftanlagen	31 GW
■ Solarkraftanlagen (im Wesentlichen Photovoltaik)	33 GW
■ Sonstige regenerative Kraftwerke	10 GW

Der durchschnittliche Stromverbrauch in Deutschland liegt bei etwa 80 GW. Wo liegt das Problem? Das Problem ist die Volatilität der regenerativen Energien: Die Windräder können nur Strom erzeugen, wenn der Wind bläst, und die Photovoltaik-Felder nur bei ausreichendem Licht.

Die tatsächlichen Leistungswerte der Windkraftanlagen betragen zum Beispiel im Jahr 2011 [2]:

■ Größter Leistungswert (04.02.2011, 20.00 Uhr):	22.870 MW
■ Kleinster Leistungswert (05.07.2011, 10.45 Uhr)	88 MW
■ Mittelwert 2011:	5.064 MW

Die Leistungswerte der Photovoltaikanlagen betragen zum Beispiel im Jahr 2011 [2]:

■ Größter Leistungswert (09.05.2011, 13.15 Uhr)	13.200 MW
■ Kleinster Leistungswert (z.B. nachts)	0 MW
■ Mittelwert 2011:	2.117 MW

Oder anders: Photovoltaikalelemente mit einer Nennleistung von einem Megawatt erzeugen in Deutschland im Jahr etwa 900 Megawattstunden (MWh) Strom. Das bedeutet, dass im Durchschnitt nur etwa zehn Prozent ihrer Leistung aktiviert werden. Zudem ist die Stromproduktion nicht gleichmäßig. Bei der Windkraft sind die Verhältnisse ähnlich, aber nicht so extrem.

Auf die lokale Situation wird hier nicht eingegangen: Windkraftanlagen stehen in Deutschland vor allem im Norden, die Energie wird aber im Süden Deutschlands benötigt. Stromnetze mit einer ausreichenden Kapazität sind deshalb erforderlich.

Die Aufgabe des Strommanagements besteht darin, zu jedem Zeitpunkt die jeweils lokal benötigte Energie bereitzustellen. Dies erfordert ausreichende Kraftwerke zur Produktion, Speicher bei einer Über-

produktion und selbstverständlich ein belastbares Stromnetz. Als Stromspeicher kommen in Frage:

- Batterien,
- Schwungräder,
- Produktion von Wasserstoff oder Methan und Zurückführung in Wärmekraftwerken,
- Salz als Energiespeicher,
- Pumpspeicherkraftwerke.

Von allen angegebenen Methoden für die Speicherung sind derzeit die Pumpspeicherkraftwerke die einzige Möglichkeit, elektrische Energie im großen Maße und wirtschaftlich zu speichern. Pumpspeicherkraftwerke sind bereits seit mehr als achtzig Jahren im Betrieb und haben somit ihre Anwendbarkeit bewiesen. Der Wirkungsgrad eines Pumpspeicherkraftwerks liegt (bei modernen Anlagen) bei etwa achtzig Prozent. Der Investitionsaufwand beträgt etwas über 1000 Euro pro Kilowatt Leistung.

Andere Möglichkeiten, wie die Methanisierung, sind im Entwicklungs- und Erprobungszustand und können noch nicht großindustriell angewendet werden.

Im Folgenden wird der Bau eines Pumpspeicherkraftwerks (PSW) beschrieben. Es handelt sich dabei um die Erweiterung des PSW Vianden, bei dem in den Jahren 2010 bis 2013 die vorhandene Anlage mit einer Leistung von circa 1090 MW mit dem Bau der 11. Maschine um 200 MW erweitert wurde.

2 PSW Vianden

2.1 Maschinen 1 bis 10

Das Pumpspeicherkraftwerk der Société Electrique de l'Our in Vianden liegt in Luxemburg an der Our, einem Grenzfluss zwischen Luxemburg und Deutschland ([3], [4], [5]).

Das Pumpspeicherkraftwerk wurde in verschiedenen Phasen erstellt.

Der erste Bauabschnitt mit neun Maschinen und einer Gesamtleistung von 900 MW wurde 1964, der zweite Bauabschnitt mit 196 MW Leistung 1970 fertiggestellt. Letzterer ist als Schachtkraftwerk ausgebildet; als Oberbecken und Unterbecken werden die Becken des ersten Bauabschnittes genutzt. Die nunmehrige Erweiterung mit der Maschine M11 wurde 2008 genehmigt und von 2010 bis 2013 gebaut.



Abb. 1: Staumauer Lohmühle; Unterbecken PSW Vianden

Allen Betriebsteilen dient die mit der Staumauer Lohmühle aufgestaute Our als Unterbecken. Die Staumauer (**Abb. 1**) ist eine Gewichtsstaumauer mit einer Höhe von ungefähr 34 Meter. Der Stauraum ist rund acht Kilometer lang.

Durch den Bau der elften Maschine musste das maximale Stauziel um einen halben Meter erhöht werden. Hierfür wurden die Uferstraße und Brücken angehoben. Die Standsicherheit der Staumauer selbst konnte auch mit der Erhöhung nachgewiesen werden.

Das Oberbecken wurde in der ersten Ausbaustufe mit einem Nutzinhalt von 6.800.000 Kubikmeter auf dem nahegelegenen Nikolausberg errichtet. Der Höhenunterschied zwischen Ober- und Unterbecken liegt bei 280 Meter. Das Oberbecken ist zweigeteilt, sodass bei Bauarbeiten in einem Becken das Pumpspeicherkraftwerk zumindest mit reduzierter Leistung weiterbetrieben werden kann.

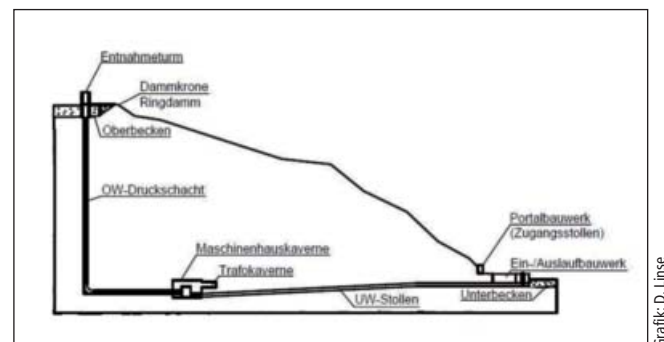
Der Nikolausberg hatte ursprünglich eine flache Kuppe; diese wurde abgetragen; mit dem ausgebrochenen Material wurde der Ringdamm mit einer größten Höhe von 35 Meter erstellt.

Die Abdichtung des Beckens erfolgte mit einer Asphaltbetondichtung. Die Dichtung ist drainiert, um eventuelle Fehlstellen frühzeitig erkennen zu können. Undichtigkeiten können dazu führen, dass sich bei Aufstau Wasser unter der Dichtung ansammelt und dann bei dem Abstau die Dichtung von unten her aufbricht.

2.2 Erweiterung mit Maschine 11

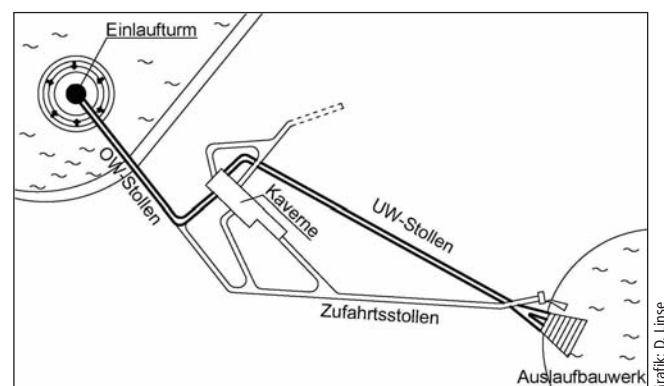
2.2.1 Übersicht

Abb. 2 zeigt einen Schnitt, in dem die geplanten Maßnahmen für die Maschine 11 eingetragen sind. **Abb. 3** stellt einen Grundriss der gesamten Anlage der Maschine 11 dar.



Grafik: D. Linse

Abb. 2: Schnitt durch die Anlagen für die 11. Maschine Vianden (Prinzipbild)



Grafik: D. Linse

Abb. 3: Grundriss der Anlagen für die 11. Maschine Vianden (Prinzipbild)

ENERGIEANLAGEN

Die einzelnen Bauabschnitte sind (von oben nach unten):

- Vergrößerung des Nutzinhalt des Oberbeckens,
- neuer Einlaufsturm im Oberbecken,
- Druckleitung vom Oberbecken zur Kaverne,

- Kaverne mit 25 m Breite, 49 m Höhe und 50 m Länge mit anschließender Trafokaverne,
- Unterwasserstollen mit circa 500 m Länge,
- Auslaufbauwerk,
- Vergrößerung des Fassungsvermögens des Unterbeckens,
- Baugrubensicherung und Straßenumleitungen.



Foto: D. Linse

Abb. 4: Neue Dammkrone mit den Stahlbetonfertigteilen der Wellenschutzwand



Foto: D. Linse

Abb. 5: Einlaufsturm auf einem Trichter mit circa 70 Meter Durchmesser; Schaftherstellung in Gleitbauweise

2.2.2 Oberbecken mit Einlaufsturm

Am Oberbecken wurden folgende Maßnahmen ergriffen:

- Anheben des höchsten Stauzieles um 1,00 m (Erhöhung des Ringdamms und der Wellenschutzwand),
- Bau eines neuen Einlaufsturmes im Becken mit einer Bedienbrücke,
- Sanierung der Asphaltbetonabdichtung mit Anschluss an den Entnahmeturm sowie Anschluss an die neue Krone des Ringdamms.

Der Ringdamm des Oberbeckens wurde um einen halben Meter erhöht. Dies erfolgte durch den Bau einer erhöhten Krone aus Stahlbetonelementen, die als neue Straße ausgebaut wurde. Weiterhin wurde am wasserseitigen Rand der Straße eine ein Meter hohe Wellenschutzwand aus Betonfertigteilen errichtet (Abb. 4). Durch diese Maßnahmen konnte der nutzbare Beckeninhalt auf 7,3 Millionen Kubikmeter erhöht werden. Die Wellenschutzwand wurde demontierbar ausgebildet. Dies ist für eventuelle Sanierungen beziehungsweise Ausbesserungen der Asphaltbetondichtung oder des Mastixbelages erforderlich.

Der Einlaufsturm für die 11. Maschine dient der Entnahme des Wassers im Turbinenbetrieb und ist der Auslass für das Wasser im Pumpbetrieb. Im Einlaufsturm sind Absperrorgane enthalten, die ein weiteres Zufließen von Wasser verhindern können. Der Turm steht in einem Einlauftrichter mit etwa 70 Meter Durchmesser. Abb. 5 zeigt den unteren Bereich des Turmes mit den Einlauföffnungen; der Turmschaft selber wurde in Gleitbauweise hergestellt. Die Fundierung des Entnahmeturmes erfolgte auf dem anstehenden Fels.

Die Turmspitze reicht zehn Meter über den höchsten Wasserstand des Oberbeckens; der Turm ist mit dem Ringdamm durch eine Stahl-Fachwerkbrücke verbunden. Die Brücke dient als Zuweg für die Bedienelemente im Turmobergeschoss; sie wurde aber insbesondere für das Einbringen der Stahlrohre des vertikalen Druckschachtes genutzt.

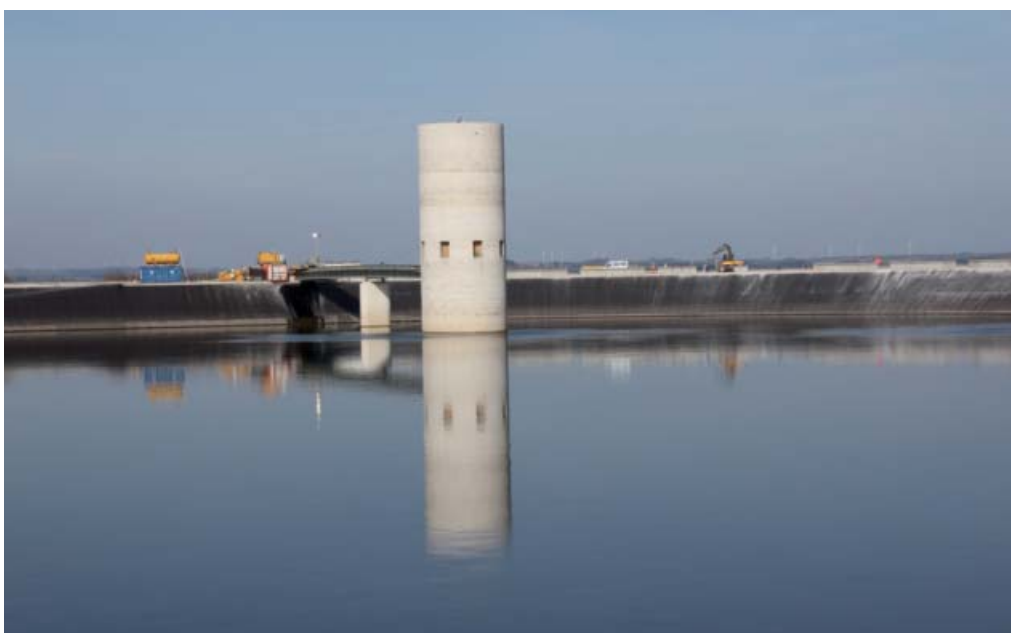


Foto: D. Linse

Abb. 6: Fertiggestellter Einlaufsturm mit Brücke; Oberbecken teilweise geflutet

Der Einlauffturm wurde als eines der ersten Bauwerke der gesamten Baumaßnahme errichtet. Nach der Fertigstellung des Turmes im Rohbau und der Brücke konnte das gesamte Oberbecken wieder genutzt werden. Damit stand wieder die gesamte Leistung des Beckens für die vorhandenen zehn Maschinen zur Verfügung.

Abb. 6 zeigt den fertiggestellten Turm mit der Bedienbrücke nach der Flutung des Beckens. Im Hintergrund sieht man noch die Arbeiten für die Wellenschutzwand.

2.2.3 Druckschacht

Vom Einlauffturm führt der vertikale Druckschacht zunächst 280 Meter nach unten und verläuft dann nahezu horizontal zur Turbine.

Zeitgleich mit den Arbeiten im Oberbecken war begonnen worden, die Kaverne mit dem Zufahrtsstollen und dem horizontalen Teil des Oberwasserstollens aufzufahren. Letzteres war für das Auffahren des vertikalen Druckschachtes im Raise Boring-Verfahren erforderlich.

Für den Raise Boring-Schacht wurde aus dem Einlauffturm eine vertikale Pilotbohrung abgeteuft. Sie erreichte die Aufweitung des Druckstollens; dort wurde der Bohrkopf mit einem Durchmesser von 5,50 Meter an dem Bohrgestänge befestigt. Im Einlauffturm war zwischenzeitlich die Antriebsmaschine für die Bohrung eingerichtet worden. Beim Raise Boring sitzt der Antrieb oben und der Bohrkopf wird an einer Antriebsachse nach oben gezogen und gleichzeitig gedreht (**Abb. 7**). Die am Bohrkopf oben angebrachten Werkzeuge brechen den Schacht aus; das gebrochene Material fällt nach unten. Von dort aus wird es über den Zufahrtsstollen auf die Deponie gefahren. Der Vorteil des Raise Borings liegt neben seiner Schnelligkeit unter anderem darin, dass die Schachtwandungen relativ glatt sind. Sie wurden nach dem Auffahren beräumt und – soweit erforderlich – gesichert.

Im Druckschacht wurden die Druckrohre (Panzerung) mit einem Innendurchmesser von 4,50 Meter und einer Wandstärke bis zu 50 Millimeter eingebaut. Die einzelnen Elemente der vertikalen Strecke wurden von oben über die Brücke zum Entnahmeturm eingebaut und vor Ort verschweißt. Die Rohre sind auf den vollen Wasserdruck ausgelegt. Der Zwischenraum zwischen dem Schacht und dem Stahlrohr wurde ausbetoniert. Dies erfolgte von oben in einzelnen Abschnitten.

Ähnlich erfolgte der Einbau der Panzerung im unteren, nahezu horizontalen Abschnitt des Druckstollens (**Abb. 8**). Die Rohre wurden

durch angeschweißte Abstandhalter in ihrer Lage justiert. Zur Vermeidung von Ovalierungen durch den Betonierdruck wurden innen Lehren eingebaut. Das Einbetonieren der zwölf Meter langen Schüsse erfolgte mit Betonierrohren, durch die der Frischbeton „von hinten“ eingedrückt wurde. Somit konnte eine vollflächige Hinterfüllung erreicht werden. Zusätzlich wurde durch vorbereitete Öffnungen in der Rohrwandung eine Restinjektion vorgenommen.

Für die Rohre wurden hochfeste Stähle verwendet. Die Kontrolle der Stahlfestigkeiten und der Schweißverbindungen erfolgte einerseits durch Eigenüberwachung und Fremdüberwachung sowie andererseits stichprobenartig durch den vom Bauherren eingesetzten Gutachter.

2.2.4 Maschinenhauskaverne

Die Maschinenhauskaverne hat eine Breite von 25, eine Höhe von 49 und eine Länge von 50 Meter. Daran schließt die Trafokaverne mit kleineren Abmessungen an. Das anstehende Gebirge ist ein devonisches Grundgebirge aus geschiefertem sandigen Schluffstein mit einem hohen Quarzanteil. Im Bereich der Kaverne und auch der Stollen sind nur wenige Klüfte, die auch kaum wasserführend sind. Der Kavernenausbruch konnte deshalb im Sprengvortrieb ohne aufwendige Sicherungsmaßnahmen ausgeführt werden. Es wurden vorgespannte Felsanker mit einer Spritzbetonversiegelung eingebaut.

Die Einbauten für die Turbine und den Generator sowie die verschiedenen Bedienungsebenen liegen alle innerhalb der Kaverne; sie dienen nicht der Abstützung der Kavernenwände.

Grundsätzlich bestehen die Einbauten aus einer Betonstruktur (**Abb. 9**), in der der Zulaufstollen sowie die Spirale für die Turbine einbetoniert sind; die Turbine selbst und der Generator können ausgebaut werden; hierfür ist eine Kranbahn mit 3500 KW Traglast angeordnet. Die Kranbahn läuft auf einem Kranbahnträger auf Stützen beziehungsweise auf den Einbauten in der Kaverne. Daneben sind Betriebsräume und insbesondere auch ein Freiplatz für eventuelle Sanierungs- und Wartungsarbeiten vorhanden. Die Maschinenkaverne kann mit schweren Fahrzeugen durch den Zugangsstollen erreicht werden.

Der Betoneinbau erfolgt in mehreren Abschnitten, die im Wesentlichen nach Fertigstellung ein monolithisches Gebilde ergeben. Dabei gibt es einen Erstbeton, einen Zweitbeton und einen Drittbeton. Dies ist einerseits erforderlich, um den Einbau der Spirale und anderer Bauteile zu ermöglichen; andererseits sind erhebliche Genauigkeitsanforderungen

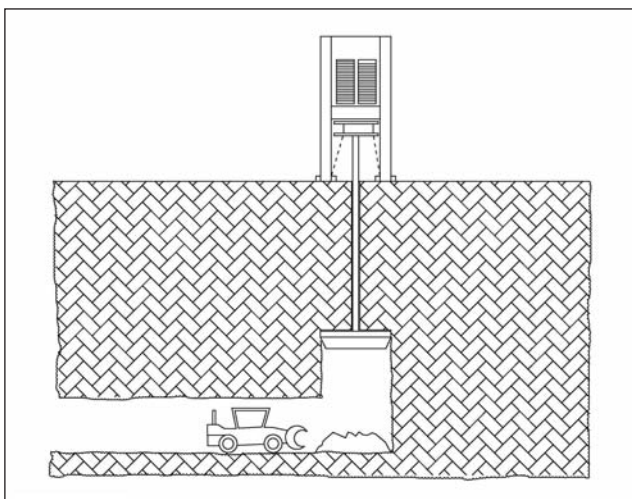


Abb. 7: Prinzip Raise Boring



Abb. 8: Druckrohre (Druckstollen) vor dem Einbetonieren

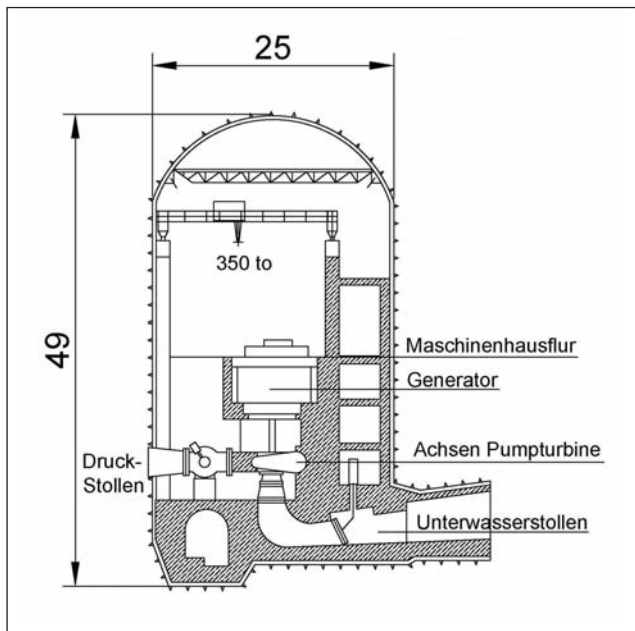


Abb. 9: Maschinenhaus

vorhanden, die im Regelfall mit dem Erstbeton nicht zu erreichen sind. Zur Erzielung einer monolithischen Wirkung wurden die vertikalen Schalflächen mit einem Streckmetall geschalt; dabei wurde auch kontrolliert, ob sich hinter der Streckmetallschalung Betonester oder Hohlstellen ergaben. Diese wurden dann vor dem Betonieren des nächsten Abschnittes saniert. Die monolithische Verbindung wurde durch eine „dreidimensionale“ Bewehrung erzielt.

Die Betonarbeiten außerhalb der Turbine und des Generators sind mehr oder weniger „übliche“ industrielle Bauten für hohe Belastungen. An die Maschinenhauskaverne schließt die Trafokaverne mit den Transformatoren zur Umformung des Stromes an.

2.2.5 Unterwasserstollen

Von der Kaverne und von der Trafokaverne aus führt der Zugangstollen zum Betriebsgebäude am Our-Ufer; der Unterwasserstollen führt von der Turbine zum Auslaufbauwerk.

Der Zugangstollen diente zum Auffahren der Kaverne und des Unterwasserstollens. Er wird nach der Fertigstellung der Anlage als Zufahrt und für die Energieableitung genutzt. Er hat eine Betonsohle und einen Seitenkanal für die Energieableitung; Ulmen und Kalotte sind mit Spritzbeton gesichert. Der anstehende Fels ist trocken; an einzelnen Stellen wurden Felsanker beziehungsweise Felsnägel eingebaut.

Der Unterwasserstollen (Abb. 10) dient zur Ableitung des Betriebswassers zum Unterwasser beim Turbinieren und als Zulauf beim Pumpbetrieb. Er hat eine Stahlbetonauskleidung, die auf den Innendruck und auf einen angemessenen Bergwasserdruck ausgelegt ist. Der Querschnitt hat einen Innenradius von fünf Meter bei einer planmäßigen Wandstärke von 60 Zentimeter mit einer horizontalen Fahrsohle. Es wurde zunächst die Sohle betoniert, und anschließend wurden mit einem Schalwagen Ulme und Kalotte hergestellt. Die Blöcke haben eine Länge von 12 Meter. Aufgrund des dichten Gebirges wurde auf großer Länge auf Fugenbänder verzichtet. Die größte Länge des Stollens ist mit einem leichten Anstieg versehen.

An die Betonschale des Unterwasserstollens wurden folgende Forderungen gestellt:



Abb. 10: Unterwasserstollen



Abb. 11: Auffächerung vor dem Auslaufbauwerk

- Standsicherheit hinsichtlich der Wasserdrücke von innen und einem eventuellen Gebirgswasserdruck,
- relativ glatte Oberfläche der Wandungen und nur vernachlässigbare Versätze an den Blockfugen zur Verminderung der Reibungsverluste,
- ausreichende Betondeckung und Betonfestigkeit sowie möglichst geringe Rissbildung zur Gewährleistung der Dauerhaftigkeit,
- Dichtigkeit zur Vermeidung von Wasserverlusten.

Aus hydraulischen Gründen ist der Auslauf in vier Abschnitte aufgeteilt. Im letzten Abschnitt unmittelbar vor dem Auslaufbauwerk wird der Stollen auf einer horizontalen Strecke zunächst in zwei Röhren mit vertikalen Wänden und einer Kalotte aufgeteilt (Abb. 11), die dann kurz vor dem Auslaufbauwerk in jeweils zwei Rechteckquerschnitte aufgefächert werden.

In einzelnen Bereichen mussten die Betondeckung nachgebessert und Sprünge an den Blockfugen abgeschliffen werden. Risse traten nur sehr wenige auf. Dies ist unter anderem auf die günstigen klimatischen Bedingungen während des Betonierens (relativ gleichmäßige Temperatur, hohe Luftfeuchtigkeit, keine Zugluft) zurückzuführen.

2.2.6 Auslaufbauwerk und Verbau

Im Auslaufbauwerk (Abb. 12) sind der Rechen und drei Dammtafelverschlüsse (Betriebsdammtafeln und zwei Revisionsdammtafeln) eingebaut. Weiterhin dient das Auslaufbauwerk als Stützwand für die Hinterfüllung über dem Fächer des Unterwasserstollens. Es ist insgesamt 20 Meter hoch und 28 Meter breit. Vor dem Auslaufbauwerk wurde ein Vorboden zur Vermeidung von Kolkbildungen erstellt.



Abb. 12: Auslaufbauwerk

Foto: D. Linse

- Luxemburg: Administration des Ponts et Chaussées,
- Deutschland: SGD (Struktur- und Genehmigungsdirektion) Nord aus Trier.

Vom Bauherren, der Société électrique de l'Our (SEO), einem luxemburgisch-deutschen Energieversorgungsunternehmen, wurde in Abstimmung mit den Aufsichtsbehörden eine sogenannte Prüfergruppe eingerichtet. Sie hatte die Aufgabe, die Baumaßnahme im Sinne der bauaufsichtlichen Prüfung zu überwachen. Dabei war auch eine stichprobenartige monatliche Überwachung vor Ort verbunden, bei der das Bauvorhaben zusammen mit dem Bauherren besprochen wurde; sofern kurzfristige Änderungen erforderlich waren, konnten erforderliche Maßnahmen schnell beschlossen und genehmigt werden.

Die Prüfergruppe setzt sich zusammen aus:

- einem Wasserbauer mit ausgeprägten Kenntnissen in wasserbaulichen Großprojekten,
- einem Geotechnik-Büro insbesondere für den Kavernen- und Tunnelbau und für Baugrubensicherungen,
- einem Stahlbau-Prüfinstitut mit besonderen Erfahrungen im Stahlwasserbau,
- einem Massivbau Prüferingenieur mit besonderen Erfahrungen in der Betontechnologie und
- einem Gutachter für den Asphaltbetonbau.

Die Prüfergruppe wurde auch bei auftretenden Problemen (Schweißungen, Betontechnologie, Hangbewegungen) vom Bauherren beratend hinzugezogen.



Abb. 13: Baugrubenverbau (Höhe bis zu 34 Meter)

Foto: D. Linse

3 Nutzen und Notwendigkeit von PSW

Pumpspeicherkraftwerke können Energie speichern. In Deutschland sind derzeit (2013) Pumpspeicherkraftwerke mit einer Leistung von knapp sieben GW in Betrieb. Die größten sind unten in **Tabelle 1** aufgeführt.

Weitere Pumpspeicherkraftwerke sollen erweitert werden, mehrere werden derzeit geplant, und Studien gibt es über eine große Zahl. Doch derzeit stocken in Deutschland alle diese Maßnahmen. Weshalb?

Vor noch einem Jahrzehnt wurde der größte Teil der elektrischen Energie durch Kraftwerke geliefert, die am wirtschaftlichsten durch eine nahezu gleichmäßige Produktion zu betreiben waren; dies gilt zum Beispiel für Kernkraftwerke, Kohlekraftwerke und Laufwasserkraftwerke. Dadurch ergab sich in der Nacht oder am Wochenende eine Überproduktion, die über Pumpspeicherkraftwerke aufgenommen werden konnte: Wasser wurde vom Unterbecken zum Oberbecken gepumpt. Tagsüber ergaben sich Bedarfsspitzen meist in Mittagsstunden, die dann mit Hilfe der PSW zumindest teilweise ausgeglichen werden konnten (**Abb. 14**).

Als Besonderheit ist der Baugrubenverbau (**Abb. 13**) für den Auslaufbereich zu erwähnen. Er ist bis zu 34 Meter hoch und stützt einen relativ steilen Hang ab. Vorerkundungen hatten einen hoch anstehenden Fels ergeben, was sich aber im Verlauf der Arbeiten für den Verbau und des Baugrubenaushubes leider nicht bestätigte. Zusätzlich wurden große Verschiebungen der Baugrubenwand gemessen. Daher musste die Baugrubenwand verstärkt werden. Es waren Anker mit über 20 Meter Länge erforderlich.

2.3 Genehmigung/Prüfung

Die Genehmigungs- und Aufsichtsbehörden waren:

	Land	Leistung MW	Kapazität MWh
Pumpspeicherwerk Goldisthal	Thüringen	1.060,0	8.480
Pumpspeicherwerk Markersbach	Sachsen	1.050,0	4.018
Kraftwerk Wehr (Schluchseewerk)	Baden-Württemberg	980,0	6.073
Pumpspeicherwerk Waldeck II	Hessen	480,0	3.428

Tabelle 1: Die größten Pumpspeicherkraftwerke in Deutschland

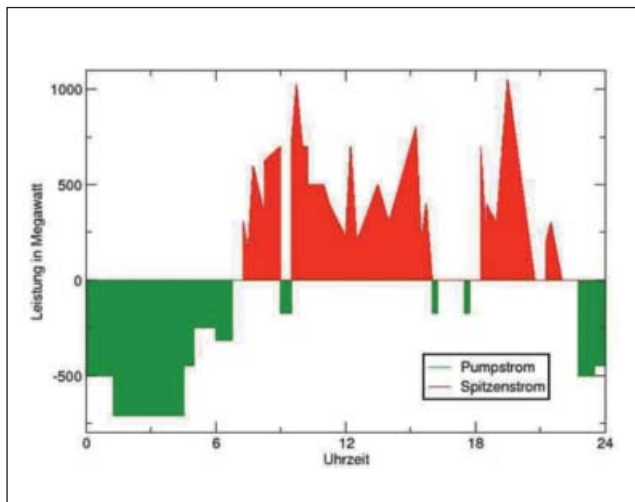


Foto: Creative Commons Attribution-Share Alike 3.0 Unported License. Wikipedia: Pumpspeicherkraftwerke

Abb. 14: Tagesganglinie eines Pumpspeicherkraftwerks (ohne wesentliche regenerative Energien)

Überschussstrom war billig, der Ausgleich des Spitzenbedarfes war teuer: mit dieser Preisspanne konnten die PSW wirtschaftlich betrieben werden ([6], [7]).

Und heute? Und in der Zukunft? Ein großer Teil des Stroms soll von Windkraft- und Photovoltaikanlagen geliefert werden. Im Jahr 2013 wurden Windkraftanlagen mit rund 3000 MW Leistung neu gebaut. Die „sichere“ Leistung dieser Anlagen liegt bei etwa zehn Prozent. Das bedeutet, dass große Mengen Strom produziert werden, die durchaus genutzt werden sollen, aber möglicherweise nicht zum richtigen Zeitpunkt vorhanden sind.

Können Pumpspeicherkraftwerke hier als Zwischenspeicher dienen?

Falls man nur die Windkraftanlagen berücksichtigt, die 2013 neu hinzugebaut worden sind, und falls man von einer windarmen Zeit von zwei Wochen ausgeht, ergibt das eine erforderliche Speicherkapazität von $3.000 \cdot 14 \cdot 24 \text{ h} = 1.080.000 \text{ MWh}$.

Die Speicherkapazität der derzeit installierten Pumpspeicherkraftwerke (Leistung von circa 7.000 MW und mögliche Laufdauer von rund sechs Stunden) beträgt ungefähr 42.000 MWh. Das bedeutet, dass man eine riesige Anzahl von Pumpspeicherkraftwerken für den Ausgleich von langfristigen Windstärkenschwankungen und geringen Photovoltaikleistungen benötigen würde.

Oft wird als plakatives Beispiel angegeben, dass man dazu den Bodensee als Unterbecken benötigen und dann ein gleich großes Becken auf der Zugspitze bauen müsste (dies wurde vom Autor nicht überprüft, erscheint aber von der Größenordnung her richtig).

Vielleicht ergeben sich Möglichkeiten, entsprechende Anlagen in Norwegen zu bauen; die topographischen Gegebenheiten wären vorhanden, die Anlagen und die Stromnetze müssten aber noch erstellt werden.

Wozu also Pumpspeicherkraftwerke?

Die volatilen Energieträger liefern Strom, der innerhalb kürzester Zeit eine unterschiedliche Leistung aufweisen kann. Das bedeutet, dass die Netzspannung und die Frequenzen ohne weitere Eingriffe in großen Bereichen schwanken würden. Zum Ausgleich werden schnell agieren-

de Anlagen benötigt. Dies gilt sowohl für eine Bedarfslücke als auch für ein Überangebot an elektrischer Energie.

Thermische Kraftwerke (Kohle, Erdöl, Gas) sind für eine stark schwankende Stromerzeugung nicht geeignet. Gasturbinenkraftwerke können relativ schnell hochgefahren werden. Pumpspeicherkraftwerke eignen sich für die Netzstabilisierung am besten, denn sie können

- sowohl Strom liefern (turbिनieren) als auch Strom abnehmen (pumpen),
- innerhalb kürzester Zeit auf ihre volle Leistung gefahren werden,
- in ihrer Leistung stufenlos geregelt werden,
- auch ohne Fremdstrom starten („Schwarzstartfähigkeit“).

Und sie

- stoßen kein CO₂ aus, sind
- ausgereifte Systeme, die
- große Leistungen aufweisen.

Dass derzeit kein Bau eines Pumpspeicherkraftwerks neu begonnen wird, liegt offensichtlich an der Rentabilität der Anlagen. Strom könnte günstig eingekauft werden; der Spitzenstrom kann auch teuer verkauft werden. Problematisch ist, dass zwar eine große verfügbare Leistung bereitgestellt werden muss, andererseits aber diese Leistung oft nur für kurze Zeit in Anspruch genommen wird. Der relativ gesicherte Bedarf in den Tagesstunden noch vor wenigen Jahren (Abb. 14) ist einem Regelbetrieb gewichen. Wesentlich hierfür ist die Bereitstellung einer Leistung, was aber offensichtlich nicht ausreichend honoriert wird.

Es ist zu hoffen, dass mit der nunmehr intensiven Beschäftigung der Politik mit der Energiewende ein Konzept gefunden werden kann, das eine sichere Energieversorgung für den Wirtschaftsstandort Deutschland gewährleistet. Hierzu gehören die Abstimmung von Bedarf, der Energieerzeugung, der Stromnetze und der Energie(zwischen)speicherung. Für die kurzfristige Energiespeicherung und die Netzregelung sind Pumpspeicherkraftwerke derzeit das geeignetste Mittel.

4 Literatur

- [1] Netzentwicklungsplan Strom: Szenariorahmen für die Netzentwicklungspläne Strom 2014 (28.03.2013). www.netzausbau.de
- [2] Detlef Fischer: Energiewende ist mehr als ein Geschäft. IHK München, Symposium Wirtschaftsförderung für Kommunen, 2012
- [3] Société Electrique de l’Our: PSW Vianden, Vorstellung. www.seo.lu/de/Hauptaktivitäten
- [4] Zanter, F.: Erweiterung Pumpspeicherkraftwerk Vianden Neubau M11. IWASA – 43. Internationales Wasserbau-Symposium Aachen, 2013
- [5] Schetelig, K., Moltrecht M., Köhn, R.-G., Heitfeld, M., Mühlkamp, M.; Pumpspeicherkraftwerk Vianden, Luxemburg – Bau von Krafterks- und Trafokaverne, Stollen und Druckschacht. 18. Tagung für Ingenieurgeologie, Berlin, 2011
- [6] Dymek, Thomas: Energiewirtschaftliche Rahmenbedingungen des Betriebes von Pumpspeicherkraftwerken. Korrespondenz Wasserwirtschaft 2013 (6), Nr. 5
- [7] Deutsche Energie-Agentur (DENA): Analyse der Notwendigkeit des Ausbaues von Pumpspeicherwerken und anderen Stromspeichern zur Integration der erneuerbaren Energien. Berlin, 05.02.2010

Stuttgart 21: Aktueller Statusbericht aus Sicht der Planer und Prüfsingenieure

Das Großprojekt Stuttgart - Ulm der Deutschen Bahn AG, das aus den beiden Projektteilen „Neubaustrecke Wendlingen-Ulm“ und „Bahnknoten Stuttgart“ besteht, hat das professionelle Interesse vieler Prüfsingenieure nicht nur wegen seiner außergewöhnlichen Komplexität geweckt, sondern auch, weil, was hier notwendigerweise laufend zu konstatieren war, bei kurzfristig erforderlichen Planungsänderungen im Zuge der Ausführung Strategien für beschleunigte Prüfläufe implementiert werden müssen, um Stillstände zu verhindern. Der folgende Beitrag gibt deswegen einen kurzen Überblick über den Umfang der Gesamtmaßnahme, und er beschreibt anschließend zwei Kernstücke der Maßnahme „Bahnknoten Stuttgart“ detaillierter. Zum einen wird auf die Maßnahme Fildertunnel eingegangen, mit der die Einführung der Schnellbahnstrecke von Ulm zum Hauptbahnhof Stuttgart erfolgt, zum anderen werden die Zuführung vom Hauptbahnhof nach Ober-/Untertürkheim beschrieben und die Randbedingungen dieses Projekts erläutert.

Dr.-Ing Wolfgang Rauscher

studierte Bauingenieurwesen an der TU Stuttgart, war mehrere Jahre in der Bauindustrie als Bauleiter, als wissenschaftlicher Mitarbeiter an der TH Aachen und als Akademischer Rat an der TU München tätig; seit 1985 ist er Geschäftsführender (Gründungs)Gesellschafter der Ingenieurgesellschaft EDR in München; Rauscher ist Sachverständiger des Eisenbahn-Bundesamtes für Geotechnik

Dipl.-Ing. Volker Walter Hans Weiß

ging 1976 nach dem Studium des Maschinenbaus zur Deutschen Bundesbahn, wo er mehrere verantwortliche Positionen bekleidete; heute ist er bei der DB ProjektBau Berlin als Projektabschnittsleiter Stuttgart 21 tätig

1 Einführung

Im Projekt Stuttgart – Ulm wurden inzwischen alle wesentlichen Bauabschnitte an ausführende Arbeitsgemeinschaften vergeben. Die Arbeiten haben an diversen Stellen bereits begonnen oder werden in Kürze beginnen. Der nachfolgende Bericht gibt einen kurzen Überblick über das Gesamtprojekt und geht anschließend auf zwei Schlüsselmaßnahmen dieses Projekts im innerstädtischen Bereich von Stuttgart detaillierter ein. Die dabei vorgesehenen bautechnischen und tunnelbautechnischen Vorgehensweisen zur Beherrschung der anstehenden geotechnischen Verhältnisse sind bei den anderen Maßnahmen ähnlich, sodass damit alle wesentlichen bautechnischen Randbedingungen des gesamten Projekts dargestellt werden können.

Das Projekt Stuttgart – Ulm umfasst zwei Projektteile, die sich wie folgt beschreiben lassen (**Abb. 1**): Zum einen wird zwischen Wendlingen und Ulm eine Neubaustrecke für den Hochgeschwindigkeitsverkehr gebaut. Die Entwurfsgeschwindigkeit beträgt 250 km/h, die gesamte Streckenlänge 60 Kilometer, davon verlaufen 30 Kilometer im Tunnel. Insgesamt werden 17 Eisenbahnüberführungen und 20 Straßenbrücken neu gebaut. Der Fahrzeitgewinn auf der Strecke von Stuttgart nach Ulm wird später rund 26 Minuten betragen.

Zum anderen schließt der Bereich „Bahnknoten Stuttgart“ unmittelbar an die Hochgeschwindigkeitsstrecke Wendlingen – Ulm an. Sie umfasst alle Maßnahmen im städtischen Bereich, die dort zur Neugestaltung des Schienennetzes gehören.

Eines der Kernstücke aus dem Teilabschnitt „Bahnknoten Stuttgart“ ist der Fildertunnel, dessen Südportal in der Nähe des Stuttgarter Flughafens liegt und der somit die Verbindung zum neuen Stuttgarter Hauptbahnhof gewährleistet.

Eine weitere wichtige Teilmaßnahme ist der Tunnel für die Zuführung Ober-/Untertürkheim mit der Anbindung an die bestehenden Strecken östlich des Neckars. **Abb. 2** zeigt schematisch die Komplexität dieser beiden Maßnahmen mit den geplanten Auffahrreihenfolgen.

2 Fildertunnel

Der Fildertunnel (**Abb.3**) ist ungefähr 9,55 Kilometer lang. Davon verlaufen rund neun Kilometer in bergmännisch aufgefahrene Strecken. Er besteht aus zwei eingleisigen Röhren mit einem Achsabstand von 30 Metern; beide Röhren sind alle 500 Meter durch einen Rettungstollen verbunden. Der Fildertunnel überwindet zwischen seinen beiden Portalen eine Höhe von rund 155 Meter, die mittlere Steigung beträgt somit 1,6 Promille. Die Überdeckung steigt von wenigen Metern in den Portalbereichen bis auf rund 220 Meter im Bereich des Stuttgarter Fernsehturms an.

Die beiden Röhren durchfahren die Gesteinspakete des Keupers zwischen Lias und Bochinger Horizont im Liegenden. **Abb. 4** gibt einen Überblick über die Vielfalt des gesamten Schichtpakets. In der unteren

GROSSPROJEKTE

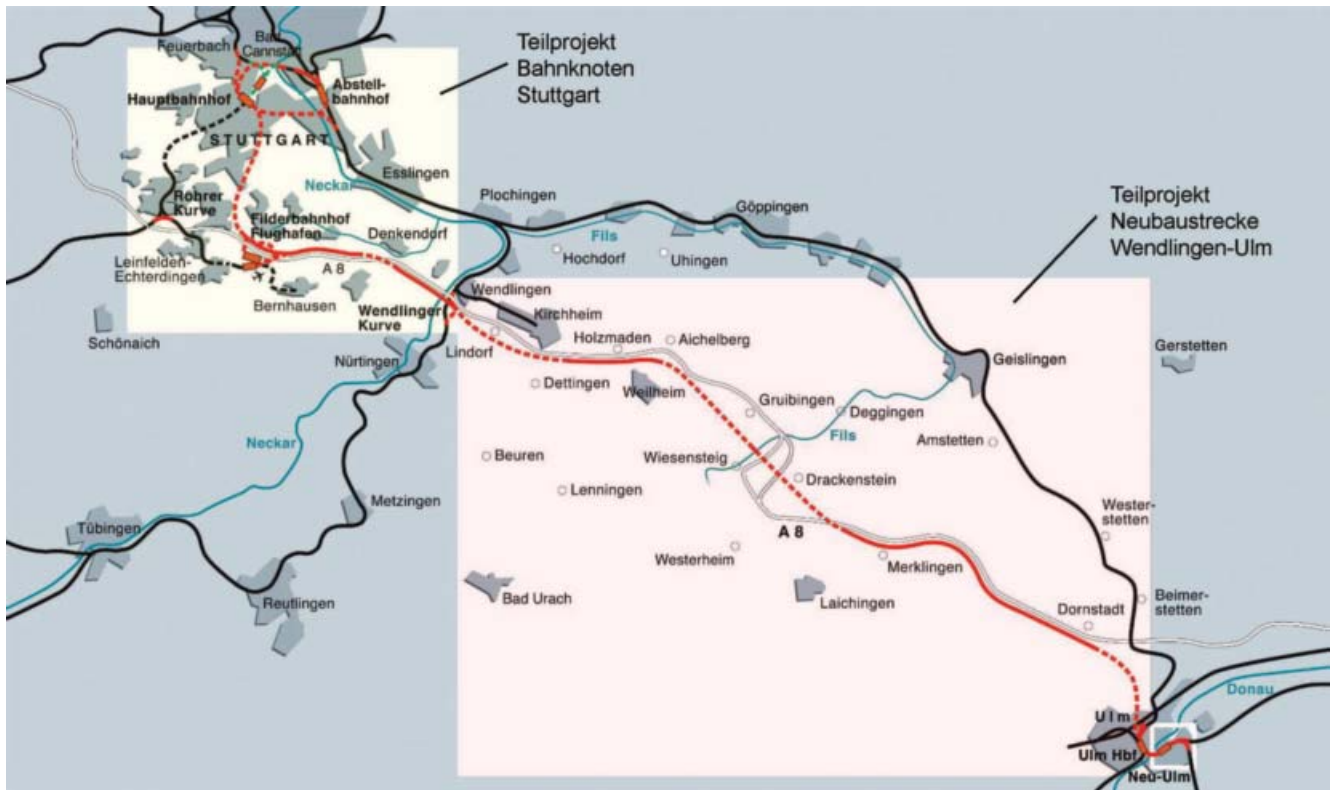


Abb. 1: Übersicht über das Großprojekt Stuttgart 21/Neubaustrecke Wendlingen – Ulm

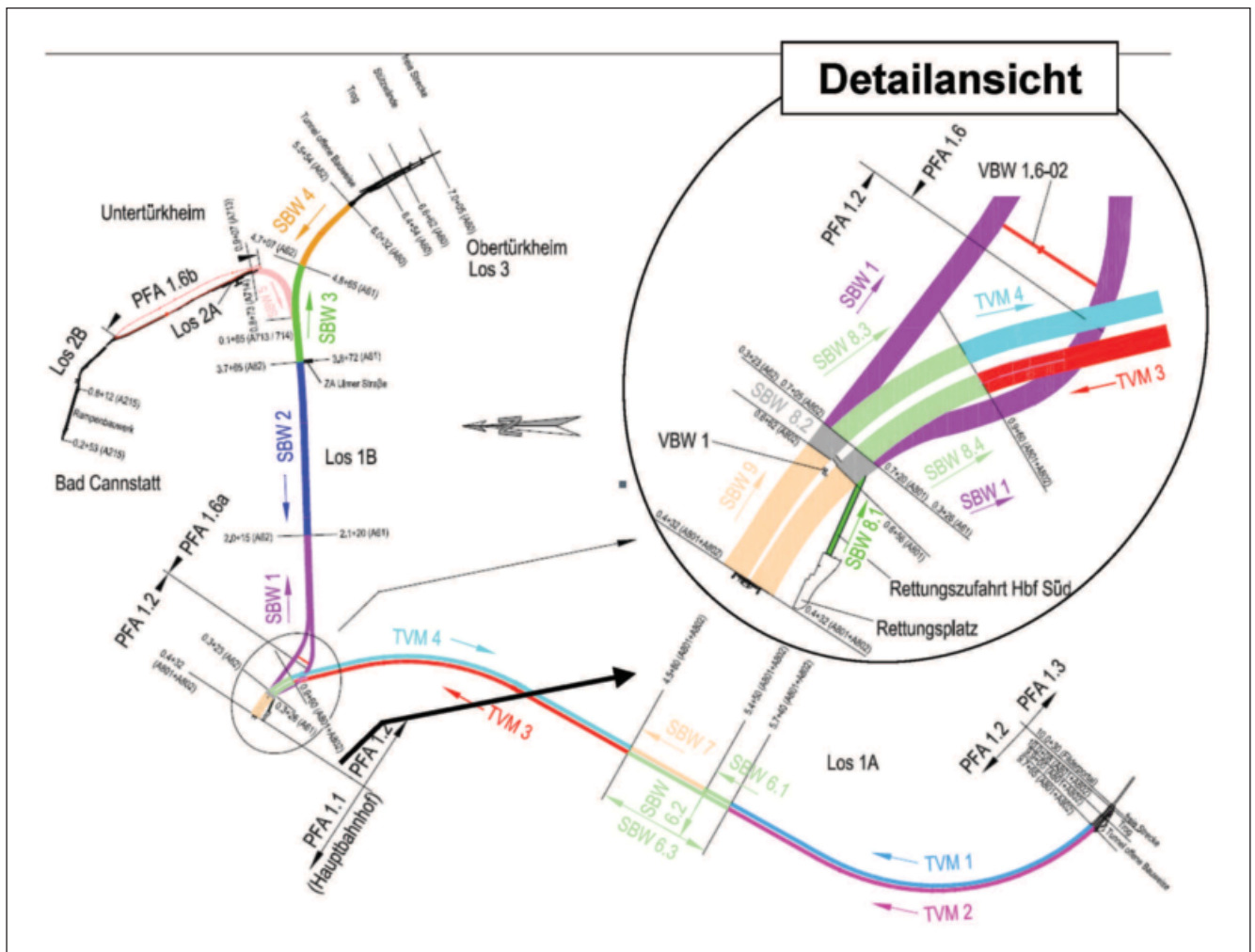


Abb. 2: Vortriebsszenario: Planfeststellungsabschnitte (Pfa) 1.2 (Fildertunnel) und Pfa 1.6a (Zuführung Ober-/Untertürkheim)

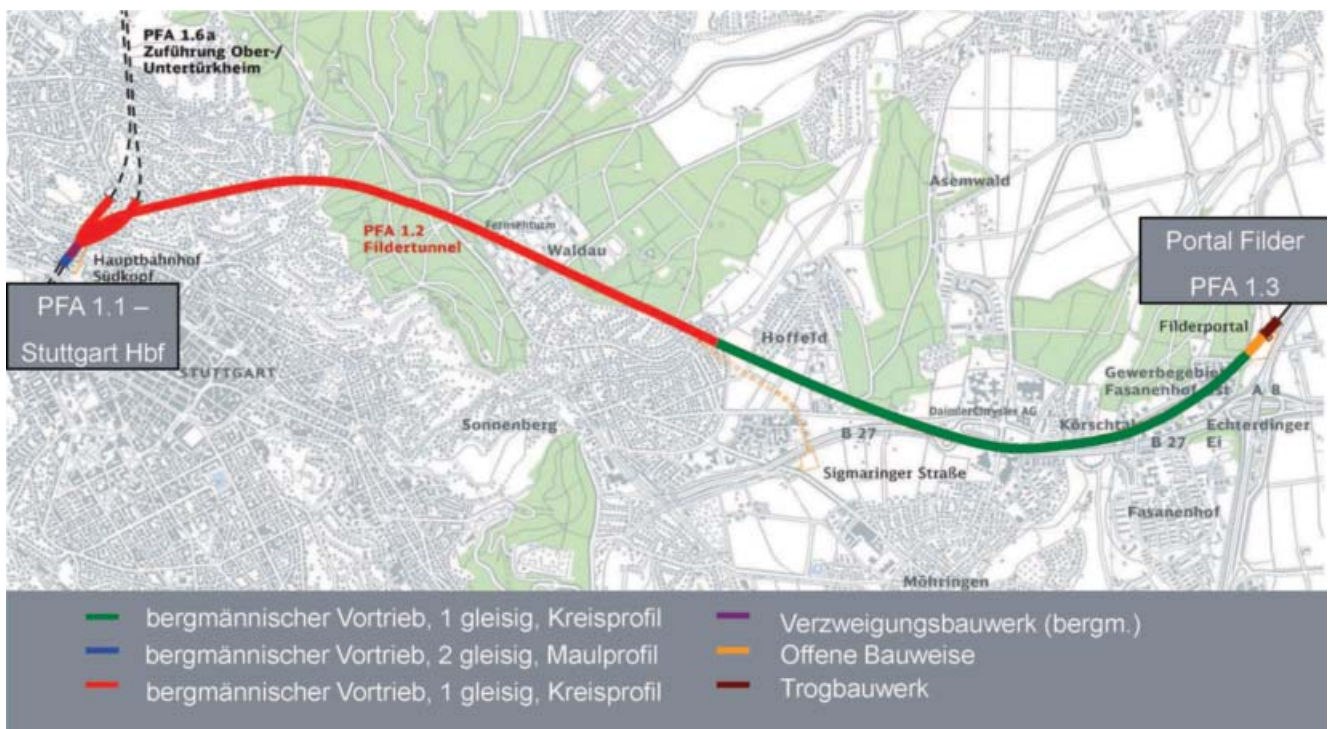


Abb. 3: Pfa 1.2 Fildertunnel – Gesamtübersicht

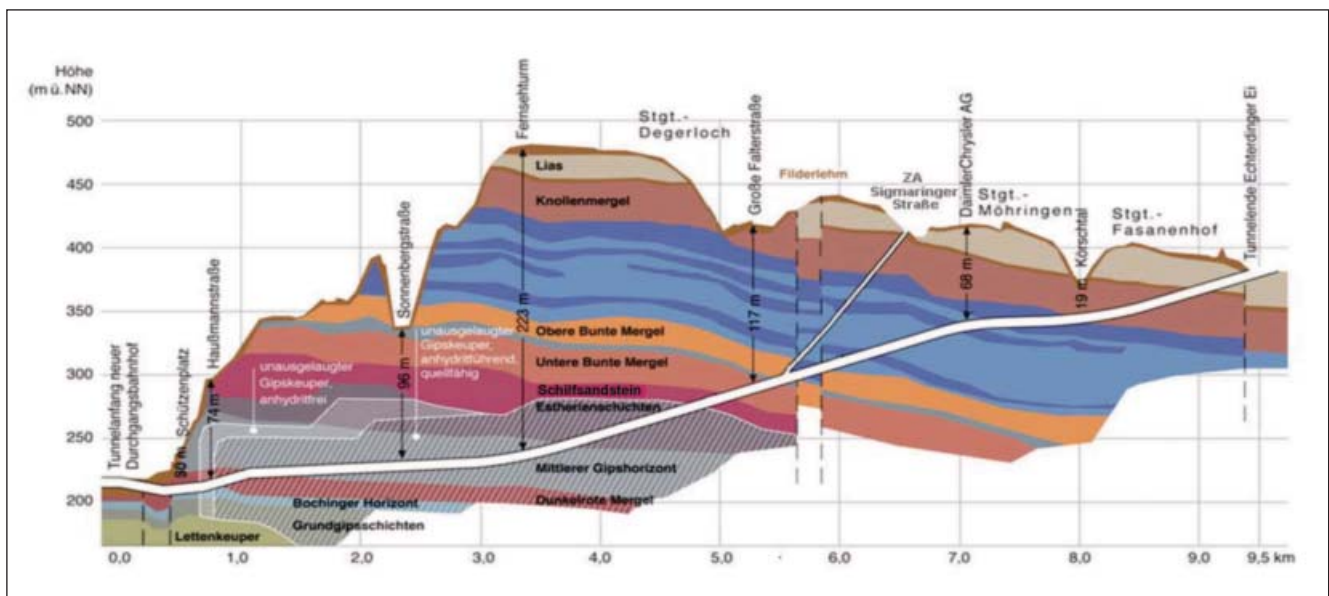


Abb. 4: Geologischer Längsschnitt Fildertunnel

Hälfte des Fildertunnels werden die Schichten des anhydritführenden und unausgelaugten Gipskeupers durchfahren, sodass in diesem Bereich bei bestimmten Randbedingungen mit Quellerscheinungen und deshalb mit erheblichen Belastungen der Innenschale gerechnet werden muss.

Das vorgesehene Bauverfahren berücksichtigt diese geologischen Besonderheiten und ist wie folgt vorgesehen: Vom Filterportal im Süden wird zunächst die östliche Röhre mittels einer Schildmaschine bis Kilometer 4,5 aufgeföhren. Danach, wenn der Vortrieb sich an den Bereich der anhydritführenden Gesteine angenähert hat, wird der Vortrieb gestoppt, die Maschine demontiert und zurückgeföhren. Anschließend beginnt die Tunnelvortriebsmaschine (TVM) mit dem Vortrieb der Weströhre ebenfalls vom Filderportal aus. Parallel dazu wird in der Oströhre die weitere Strecke von circa 1,15 Kilometer Länge konventionell in Spritzbetonbauweise aufgeföhren und in der

Geometrie der Einbau einer dickeren Innenschale berücksichtigt, die auch die erwarteten Quelldrücke aufnehmen wird. Über einen Querschlag von der Oströhre aus wird auch in der Weströhre dieser Streckenabschnitt konventionell hergestellt. Nach Ankunft der TVM vom Filderportal wird die Maschine durch den westlichen Spritzbetonabschnitt hindurchgezogen und fährt in der Folge die verbleibende Strecke von rund 3,6 Kilometer Länge Richtung Hauptbahnhof auf. Dort wird die Maschine umgedreht und fährt dann die noch verbleibende Strecke der Oströhre vom Hauptbahnhof bis zum Beginn der zwischenzeitlich ebenfalls fertiggestellten Spritzbetonstrecke der Oströhre auf.

Im Annäherungsbereich der von Süden kommenden Röhren an die Gesteinspakete des anhydritführenden Gipskeupers werden besondere Maßnahmen getroffen, um eine Bewässerung der quellfähigen Schich-

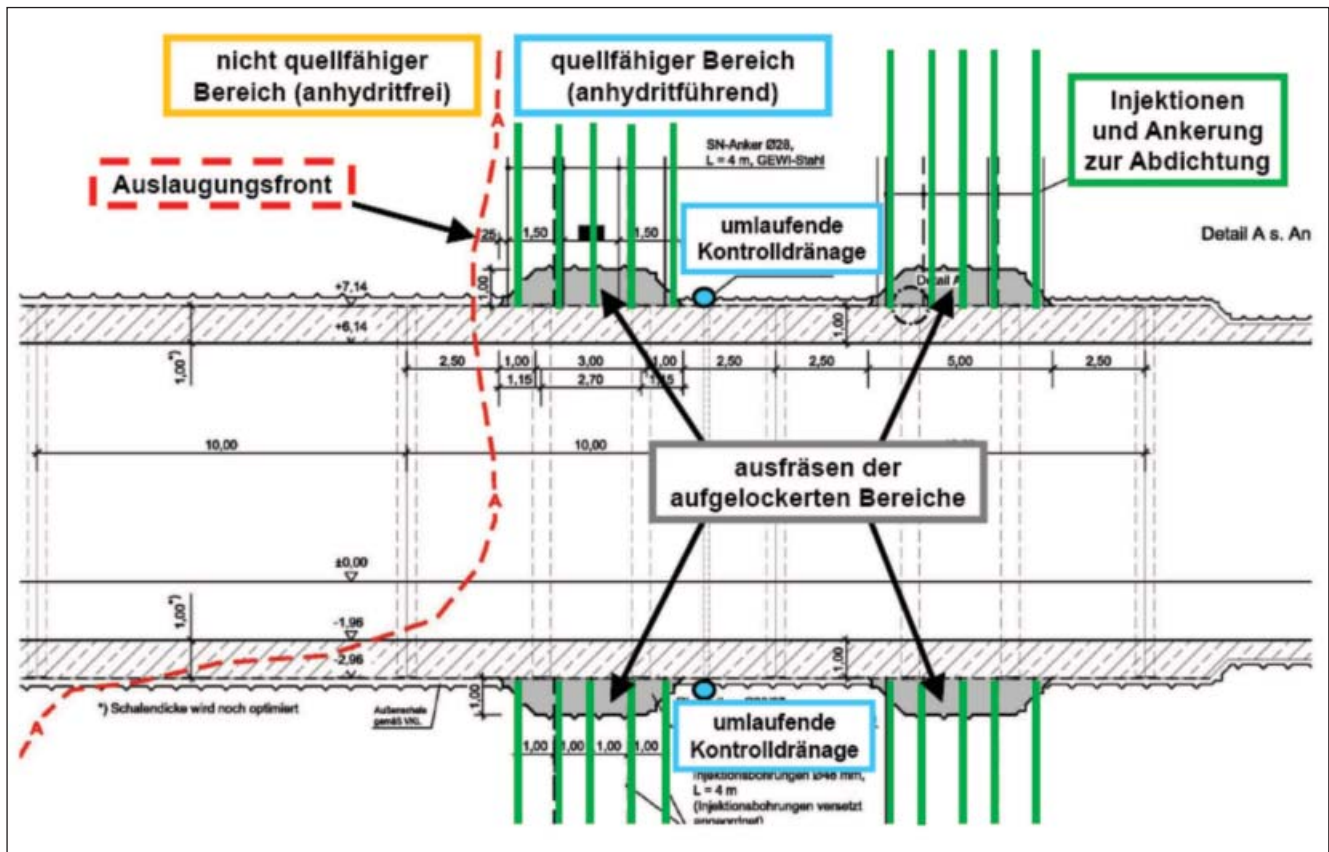


Abb. 5: Dammringe: Maßnahme zur Verhinderung von zusätzlichem Wasserzulauf in quellfähige Bereiche

ten aus darüber liegenden Grundwasserstockwerken zu verhindern. Die Gefahr liegt insbesondere darin, dass durch Auflockerungen im Gebirge, die im Zuge der Vortriebsarbeiten um den Hohlraum entstehen, eine zusätzliche Längsdrainage ermöglicht wird, die zu einer Bewässerung der quellfähigen Schichten führt.

Vor Erreichen der Auslagerungsfront, welche die anhydritführenden Schichten von den bereits ausgelaugten Schichten trennt, werden sogenannte Dammringe vorgesehen, mit denen eine langfristige Bewässerung der wasserempfindlichen Bereiche verhindert werden soll. **Abb. 5** beschreibt die Konstruktionsweise dieser Abdichtungsringe. Bergseits der ein Meter dicken Innenschale werden umlaufend Schlitze ausgefräst und mit Spritzbeton verfüllt. Darüber hinaus noch mögliche Auflockerungen des Gebirges werden durch Injektionen in mehreren Reihen verschlossen. Mit Hilfe umlaufender Drainagen wird der Erfolg diese Abdichtungsmaßnahmen kontrolliert.

Mit der Annäherung der beiden eingleisigen Röhren an den Hauptbahnhof wird der Bau zweier großer Trompetenstrecken notwendig mit Spannweiten von bis circa 20 Meter (**Abb. 6**). Aufgrund der besonderen innerstädtischen Anforderungen mit darüber liegender, mehrstöckiger Bebauung und vergleichsweise geringer Überlagerung mit Böden niedriger Steifigkeit, müssen besondere Maßnahmen zur Setzungsverminderung getroffen werden. Es ist vorgesehen, in diesem Bereich Hebungsinjektionen aus vorab hergestellten Schächten heraus vorzunehmen. Die Vortriebe dieser großen Querschnitte in Spritzbetonbauweise erfolgen mit Hilfe von zweiseitig angeordneten Ulmenstollen und unter Einsatz schwerer Rohrschirmsicherungen. Es müssen somit in diesem Abschnitt alle bautechnisch erforderlichen Maßnahmen ergriffen werden, um den besonderen Anforderungen einer solchen Baumaßnahme im innerstädtischen bebauten Bereich gerecht werden zu können.

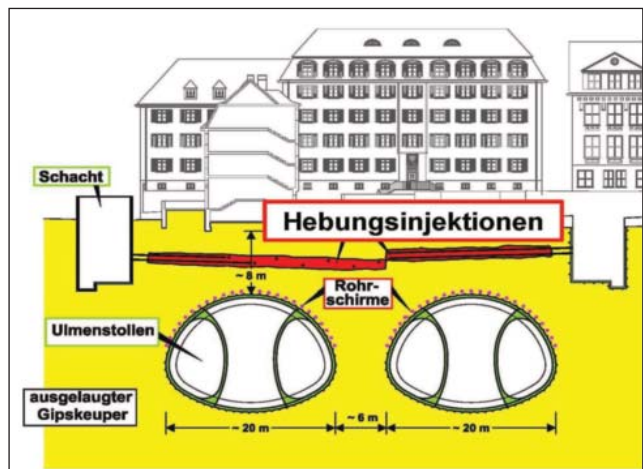


Abb. 6: Maßnahme zur Reduzierung vortriebsbedingter Setzungen in Bereichen geringer Überdeckung: Hebungsinjektionen und Rohrschirme

3 Zuführung Ober-/Untertürkheim

Ein weiteres Kernstück des „Bahnknotens Stuttgart“ ist die Zuführung vom Hauptbahnhof nach Ober- beziehungsweise Untertürkheim. **Abb. 7** gibt einen Überblick über die besonderen bautechnischen Randbedingungen dieser Maßnahme. Hier sind im Lageplan die verschiedenen Streckenabschnitte mit unterschiedlichen Farben markiert. Diese Farben entsprechen den jeweils mit gleicher Farbe markierten Querschnittstypen am oberen und unteren Rand dieses Lageplans. Die überwiegende blaue Farbe des Streckenabschnittes zeigt, dass die Zuführung Ober-/Untertürkheim vor allem aus zwei parallelen, kreisrunden Röhren besteht, die mit Abschnitten in offener Bauweise oder als Trogstrecken dann im Osten wieder auf die Höhenlage der bestehenden Gleisanlagen geführt werden.

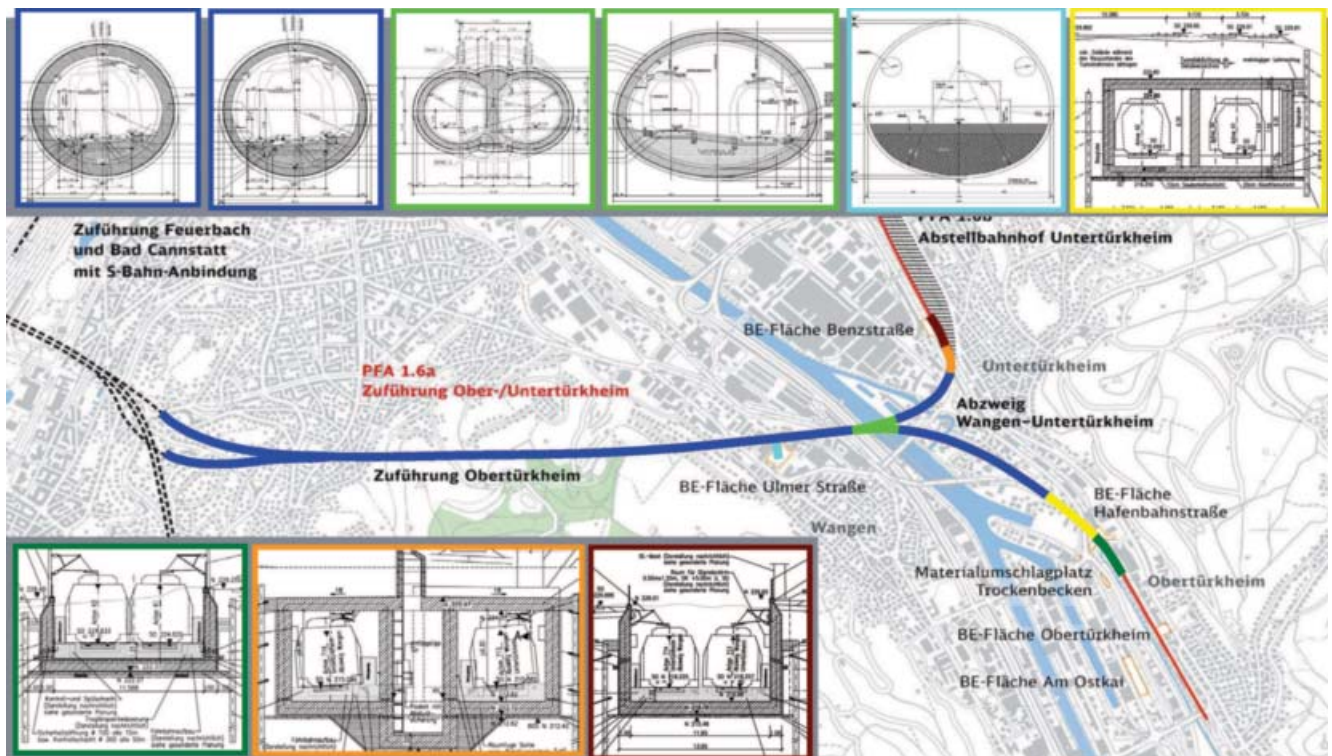


Abb. 7: PFA 1.6: Zuführung Ober-/Untertürkheim – Gesamtübersicht

Die Länge der beiden bergmännisch aufzustellenden Röhren beträgt rund 5,8 Kilometer, zwischen den beiden Röhren ist der Bau von insgesamt zwölf Verbindungsbauwerken vorgesehen. Aus bauzeitlichen Gründen erfolgt der Bau der Zuführung Ober-/Untertürkheim nicht nur von den beiden Tunnelenden her. Im Bereich Wangen ist in der Ulmer Straße ein Zugangsschacht vorgesehen mit rund 22 Meter Durchmesser und 37 Meter Tiefe, der über einen Querschlag die Auffahrung der beiden Streckentunnel des Bahnprojekts ermöglicht. Dieser Schacht wird, ebenso wie der Querschlag, für den Endzustand wieder verfüllt. Die Entwurfsgeschwindigkeiten der Strecken im Bereich des Bahnknotens liegen zwischen 60 und 160 km/h.

4 Baufreigabe von Unterlagen zur Ausführungsplanung

Große Herausforderungen bei diesem Projekt ergeben sich auch aus den besonderen Randbedingungen für die Genehmigung bei der Freigabe von Planunterlagen. Mit der Vergabe der Bauleistungen an diverse große Arbeitsgemeinschaften ist der Planungsprozess noch nicht abgeschlossen, vielmehr ist das gesamte Spektrum der Ausführungsplanung vorlaufend zur Bauausführung zu planen, mit den Beteiligten abzustimmen und einer bauaufsichtlichen Genehmigung zuzuführen, bevor letztendlich gebaut werden kann.

Es ist klar, dass bei einem Projekt dieser Größe und bei den besonderen baugenehmigungsrechtlichen Anforderungen einer innerstädtischen Großbaumaßnahme besondere Randbedingungen beachtet werden müssen. Von Seiten des Auftraggebers wurde deshalb sehr detailliert vorgeschrieben, welche Stationen die Planungsunterlagen in den verschiedenen Genehmigungsläufen zu durchlaufen haben, bis sie für eine Ausführung freigegeben werden können.

Um überhaupt mit der enormen Menge der zu genehmigenden Unterlagen umgehen zu können, wurde deshalb vorgegeben, dass nicht

einzelne Pläne, statische Berechnungen oder sonstige Unterlagen in einen Genehmigungslauf geschickt werden, sondern jeweils gesamte Planpakete für einen bestimmten Bauabschnitt oder für eine in sich abgeschlossene Maßnahme.

Darüber hinaus ist es ebenso unabdingbar, dass durch Implementierung eines effektiven Planlaufsystems Verzögerungen auf ein Minimum reduziert werden.

Aus der klaren Randbedingung, dass ausschließlich nach freigegebenen Plänen gebaut werden darf, ist auch ausgeschlossen, dass kurzfristig improvisierte Lösungen zum Tragen kommen könnten.

Aufgrund der Vielzahl der an der Planung Beteiligten sowohl DB-intern (zum Beispiel: Vermessung, Bahntechnik, DB-Technikzentrum, Sachverständiger Wasser, Bodengutachter, Immissionsbeauftragter, Rechtsdienst etc.), als auch externer Genehmigungsstellen (zum Beispiel: Bauvorlagenberechtigter und Eisenbahn-Bundesamt) sowie durch die unabdingbare Einbindung Dritter (zum Beispiel: Amt für Umweltschutz, Landeshauptstadt Stuttgart, Stadtwerke Stuttgart) beträgt die planmäßige Dauer von Genehmigungsläufen für einzelne Planpakete rund drei bis vier Monate. Derartige Zeitspannen sind natürlich nur möglich, wenn die Planung einen entsprechenden Vorlauf zur Ausführung einhalten kann.

Allen am Bau Beteiligten ist bei einer solchen komplexen Maßnahme klar, dass auch in Zuge der Bauarbeiten selbst unter den schwierigen Randbedingungen einer innerstädtischen Maßnahme Änderungen oder Ergänzungen an der bestehenden Planung vorgenommen werden müssen. Ebenso ist allen Beteiligten klar, dass unter dem Zwang der laufenden Maßnahmen die vorgenannten langen Genehmigungsvorläufe vor Beginn der Ausführung nicht auftreten dürfen, wenn Stillstände vermieden werden sollen.

Von Seiten aller Beteiligten werden deshalb gemeinsame Bemühungen unternommen, um für die im Zuge der Arbeiten notwendig wer-

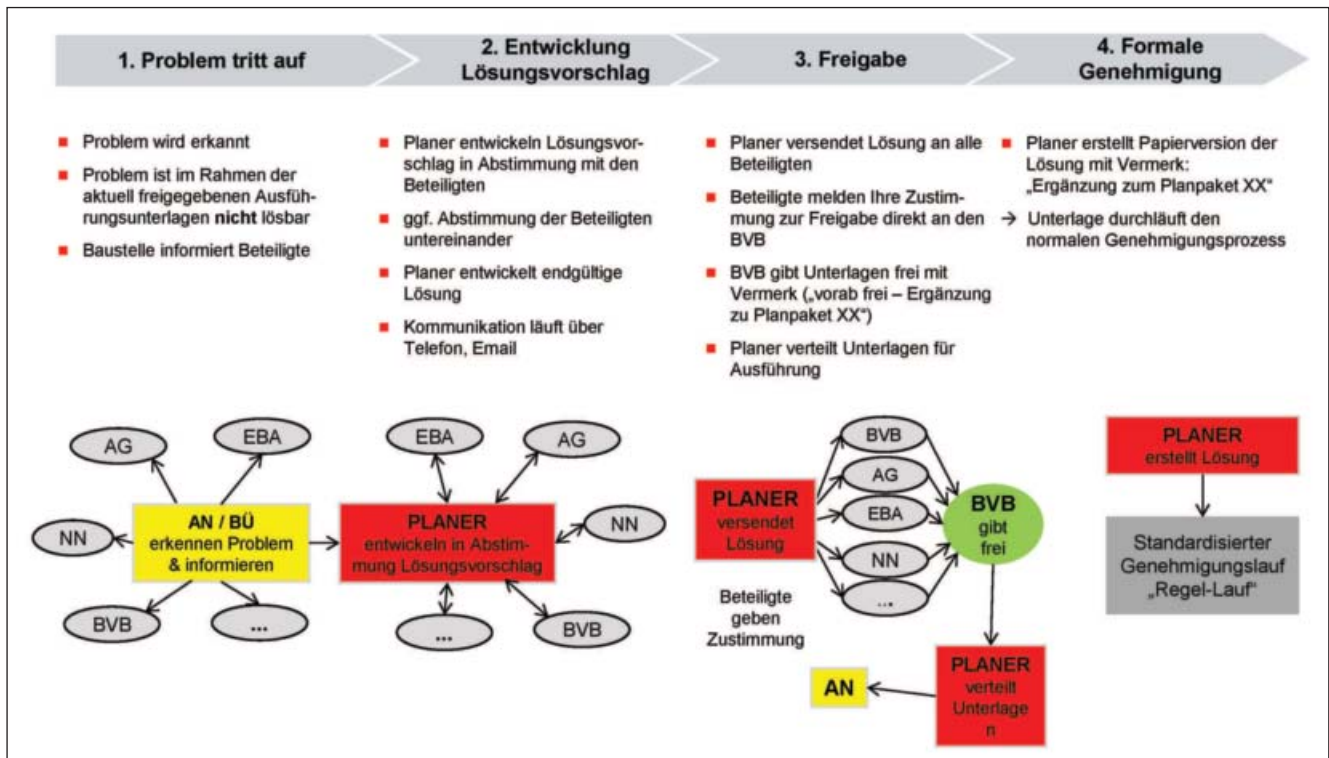


Abb. 8: Vorgehensweise bei kurzfristig notwendigen Planungsänderungen

denden kurzfristigen Änderungen der Ausführungsplanung Abläufe zu entwickeln, die eine schnelle und trotzdem rechtssichere Vorgehensweise ermöglichen.

Die hierfür in Entwicklung befindlichen Ansätze sind in **Abb. 8** skizzenhaft dargestellt und zeigen die notwendige flexible Vorgehensweise.

Nach Erkennen einer geänderten Situation auf der Baustelle werden die von dem aufgetretenen Problem betroffenen Institutionen informiert. Der für die Maßnahme zuständige Planer entwickelt in direktem Kontakt mit den beteiligten Stellen einen Lösungsvorschlag,

nimmt die Ergänzungen oder Einwendungen der anderen Beteiligten unmittelbar auf und überträgt sie in seinen Lösungsvorschlag. Der Bauvorlagenberechtigte ist über diese Ergänzungen informiert und kann deshalb nach Vorlage der geänderten Lösung unter Berücksichtigung der Einwendungen oder Ergänzungen der anderen Beteiligten eine kurzfristige Freigabe der Unterlagen bewirken, sodass diese anschließend über den Auftraggeber an den Unternehmer zur Ausführung weitergegeben werden und die Bauausführung fortgesetzt werden kann. Im Nachgang wird dann diese ergänzte Planung dem nächsten im Regelprüflauf befindlichen Planpaket beigefügt und mit der entsprechenden Kennzeichnung durch den Regelprüflauf geschleust.

Von der EU-Bauproduktenrichtlinie über das Bauproduktengesetz zur Bauproduktenverordnung: Die Prüfsachverständigen werden gerufen, wenn Bauprodukte womöglich nicht hätten eingeführt werden dürfen

Als in den 1970-er Jahren die EU-Kommission die Entwicklung der Eurocodes initiierte, hatte sie das Ziel, mit harmonisierten Bemessungsregeln, die in allen Mitgliedstaaten angewandt werden können, bestehende Dienstleistungsbarrieren in den Ländern der EU abzubauen und so das Zusammenwachsen verschiedener Dienstleistungssektoren innerhalb der EU zu fördern. Die Ziele dieser Politik haben sich seither nicht geändert, aber sie sind im Lauf der Zeit und während der Realisierung des Eurocode-Programms erweitert und verfeinert worden. Inzwischen erhofft man sich von der Anwendung der Eurocodes in ganz Europa nämlich auch eine Angleichung der Qualität von Tragwerksplanungen und darüber hinaus eine europaweite Stärkung des Bausektors insgesamt. Was damit gemeint ist, veranschaulicht der folgende Beitrag, der sich mit jenen bauordnungsrechtlichen EU-Regelungen befasst, mit denen die Verwendung von Bauprodukten geregelt werden; insbesondere stellt der Beitrag die Fragen, die in diesem Zusammenhang an die Bauaufsicht gestellt wurden und deren Antworten für Tragwerksplaner und Prüfsachverständige/Prüfsachverständige von besonderem Interesse sein dürften.



Ministerialrat Dr.-Ing.
Gerhard Scheuermann

studierte das Bauingenieurwesen von 1976 bis 1981 an der Universität Stuttgart und war danach in Ingenieurbüros in München und Stuttgart tätig; er promovierte am Lehrstuhl für Stahlbau der Rheinisch-Westfälischen Technischen Hochschule Aachen (RWTH); seit 1996 steht er in den Diensten der Obersten Bauaufsichtsbehörde Baden-Württemberg, seit 2006 als Leiter des Referats Bautechnik/Bauökologie; seit 2011 ist Scheuermann Vorsitzender der Fachkommission Bautechnik der Bauministerkonferenz ARGEBAU, außerdem als Vertreter der ARGEBAU Mitglied mehrerer Fachausschüsse des Normenausschusses Bauwesen (NABAU) im DIN, unter anderem als Obmann des Koordinierungsausschusses „Mechanische Festigkeit und Standsicherheit“

1 Europäische Harmonisierung technischer Regelungen für Bauprodukte

1.1 Von der Bauproduktenrichtlinie zur Bauproduktenverordnung

Die *Bauproduktenrichtlinie* 89/106/EWG des Rates vom 21. Dezember 1988 zur Angleichung der Rechts- und Verwaltungsvorschriften der Mitgliedstaaten über Bauprodukte wurde in Deutschland mit dem Bauproduktengesetz in nationales Recht umgesetzt (zuletzt in der Neufassung vom 28. April 1998). Die Umsetzung von einer europäischen Richtlinie in territorial begrenzte, nationale Verordnungen in den jeweiligen Mitgliedstaaten hat zu einer Vielzahl von Auslegungen der Richtlinie innerhalb der Europäischen Gemeinschaft geführt. Die Bauproduktenrichtlinie wird seit dem 1. Juli 2013 durch die unmittelbar für alle Mitgliedstaaten geltende *Bauproduktenverordnung* ersetzt.

Mit der Bauproduktenverordnung findet ein Paradigmenwechsel gegenüber der Bauproduktenrichtlinie statt: während bei der Bauproduktenrichtlinie nur dann ein Bauprodukt mit einem CE-Kennzeichen versehen werden darf, wenn die Brauchbarkeit nachgewiesen ist und eine Konformitätsbescheinigung vorliegt, darf bei der Bauproduktenverordnung das CE-Zeichen nur aufgebracht werden, wenn der Hersteller dazu eine Leistungserklärung erstellt, das heißt, bestimmte Informationen über wesentliche Eigenschaften des Produkts bereitstellt.

1.2 Wesentliche Punkte der Bauproduktenverordnung

Nicht zuletzt wegen einiger besonders umstrittener Punkte haben sich die Beratungen zur Bauproduktenverordnung schwierig und langwierig gestaltet. Nachfolgend zusammengefasst die wesentlichen Punkte:

■ *Grundlegende Anforderungen an Bauwerke und wesentliche Merkmale von Bauprodukten; Bedingungen für die Erstellung der Leistungserklärung und Inhalt der Leistungserklärung – Verwendung der CE-Kennzeichnung:* Die wesentlichen Merkmale von Bauprodukten sind in den harmonisierten technischen Spezifikationen (europäischen Produktnormen, Leitpapieren) in Bezug auf die grundlegenden Anforderungen festzulegen, die an Bauwerke gestellt werden. Bei Bedarf legt die EU-Kommission für spezielle Produktfamilien und auf Grundlage des Verwendungszwecks, der in der harmonisierten europäischen Norm angegeben ist, im Rahmen eines delegierten Rechtsaktes diejenigen wesentlichen Merkmale fest, für die der Hersteller eine Leistungserklärung (LE) abgeben muss. Die Kommission kann gegebenenfalls auch Schwellenwerte für bestimmte Merkmale festlegen.

Die LE gibt die Leistung von Bauprodukten in Bezug auf die wesentlichen Merkmale dieser Produkte in Übereinstimmung mit den geltenden harmonisierten technischen Spezifikationen an. Sie muss die im Verwendungsland geforderten Merkmale ausweisen und in dessen Amtssprache ausgestellt sein.

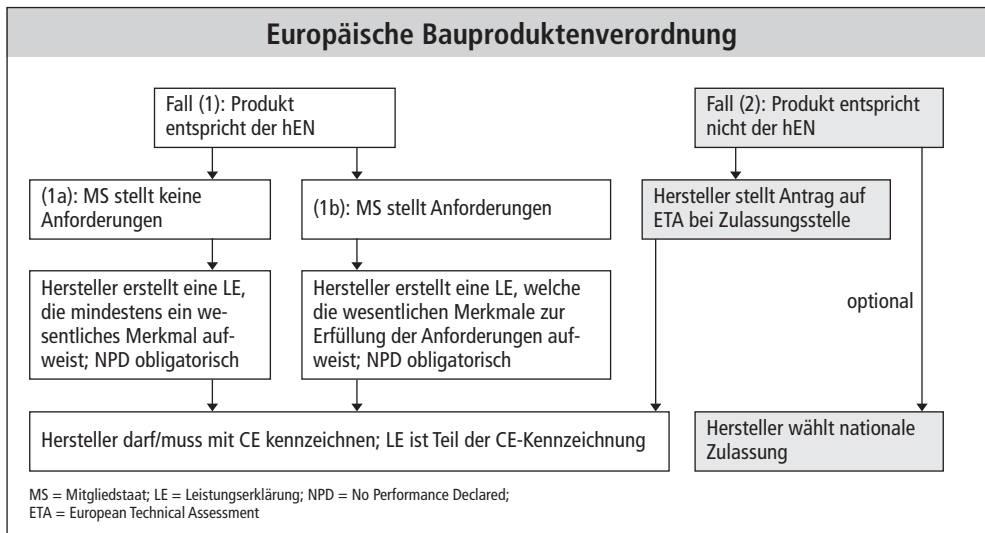


Abb 1: Darstellung der Anforderung von CE-Kennzeichnung und Leistungserklärung

Europäische Bauproduktenverordnung

Leistungserklärung CE- Kennzeichnung

Wesentliche Merkmale	Leistung	Harmonisierte technische Spezifikation
Toleranzen der Komponenten	Produktklasse A gemäß EN ISO 4750-1	EN 15048-1
Mechanische Eigenschaften der Komponenten	Festigkeitsklassenbezeichnung des Kapselgewinde gemäß EN ISO 898-1, 898-2	EN 15048-1
Funktionsprüfung der Garnitur	Festigkeitsklassenbezeichnung des Kapselgewinde	EN 15048-1

Das CE-Zeichen bestätigt, im Rahmen eines Konformitätsnachweisverfahrens durch eine notifizierte Stelle (zum Beispiel im Herstellerland), dass die in der LE angegebenen Merkmale zutreffend sind. Die Leistung muss mindestens für ein wesentliches Merkmal erklärt werden – und zwar in der Landessprache des Mitgliedstaates, in dem das Produkt verfügbar gemacht wird. Alle anderen wesentlichen Merkmale, für die keine Leistung erklärt werden kann, müssen mit einem „NPD“ (No Performance Declared) versehen werden.

LE/CE-Zeichen (Abb. 1 und Abb. 2) sind obligatorisch, wenn das Bauprodukt durch eine harmonisierte Norm abgedeckt ist oder wenn eine europäische technische Bewertung ausgestellt wurde. Ausgenommen hiervon, und wenn keine europäischen oder nationalen Bestimmungen die Erklärung wesentlicher Merkmale vorschreiben, sind Produkte, die

- individuell in Nichtserienfertigung und auf besonderen Auftrag hin gefertigt und vom Hersteller eingebaut sind,
- auf der Baustelle hergestellt und dort vom Hersteller auch installiert,
- in traditioneller, handwerklicher Weise für bestimmte Gebäude (zum Beispiel für denkmalgeschützte Gebäude) hergestellt werden.

Allerdings bleibt diese Regelung derzeit noch umstritten und wird bislang bauaufsichtlich nicht umgesetzt, da sie noch Fragen offenlässt, die entweder durch die Kommission kommentiert oder durch Gerichtsentscheid gelöst werden müssen. Die CE-Kennzeichnung ist auf dem Produkt anzubringen. Sie enthält darüber hinaus die Liste der wesentlichen Merkmale, die im Zielland anzugeben sind. Ansonsten ist die LE separat dem Bauprodukt beizufügen.

2 Marktüberwachung

2.1 Rechtlicher Rahmen

Bei der Marktüberwachung handelt es sich um eine dem Recht der Wirtschaft zugeordnete Aufgabe. Technische Hemmnisse, die den Handel mit Produkten im Binnenmarkt behindern, sollen weiter abgebaut werden. Ein hohes Niveau in Bezug auf den Schutz öffentlicher Interessen sollen die Produkte gleichwohl aufweisen. Im Baubereich besteht hier die Verbindung zur Bauwerkssicherheit. Diese wird maßgeblich durch ordnungsgemäße CE-gekennzeichnete Bauprodukte und durch deren technische Eigenschaften beeinflusst. Insofern besteht eine große fachliche Nähe zu den bauaufsichtlichen Tätigkeiten. Dane-

Abb. 2: CE-Kennzeichnung und Leistungserklärung am Beispiel von Schraubengarnituren

ben zielt die Marktüberwachung aber auch auf die Gewährleistung eines fairen Wettbewerbs ab.

Rechtliche Grundlagen der Marktüberwachung sind vor allem:

- die Verordnung (EG) Nr. 765/2008 des Europäischen Parlaments und des Rates vom 9. Juli 2008 über die Vorschriften für die Akkreditierung und Marktüberwachung im Zusammenhang mit der Vermarktung von Produkten und zur Aufhebung der Verordnung (EWG) Nr. 339/93 des Rates (VO (EG) 765/2008); die Verordnung gilt unmittelbar in Deutschland,
- das europäische Sektorrecht für harmonisierte Bauprodukte, derzeit noch die Bauproduktenrichtlinie (89/106/EWG) vom 21. Dezember 1988, künftig ersetzt durch die Bauproduktenverordnung.

Die Bundesländer hatten im Bereich der Bauprodukte bislang lediglich eine anlassbezogene Marktaufsicht durchgeführt. Seit dem 1. Januar 2010 erfolgt die Marktaufsicht bundesweit einheitlich.

2.2 Umsetzung in Deutschland

In Deutschland wird derzeit ein Modell zur Marktüberwachung umgesetzt, das zentrale und dezentrale Elemente enthält. So soll das Deutsche Institut für Bautechnik (DIBt), bei dem auch bisher schon die Zentrale Stelle für die Koordinierung der Marktaufsicht untergebracht war, die zentrale Prüfung und Bewertung der Produkte übernehmen (Abb. 3). Die Länder, denen die formale Überprüfung der Produkte obliegt, treten einen Teil der Vollzugs- und Vollstreckungs-

befugnisse an das DIBt ab, soweit der bundeseinheitliche Vollzug sinnvoll und effizient erscheint. Die Marktüberwachung nach diesem Programm erstreckt sich auf alle Bauprodukte nach der Richtlinie 89/106/EWG, für die harmonisierte Normen gelten oder europäische technische Zulassungen/Bewertungen erteilt sind. Die Bauprodukte werden im Wesentlichen in die folgenden Bereiche gegliedert:

- Bauprodukte für den Beton- und Stahlbetonbau,
- Bauprodukte für den Mauerwerksbau,
- Bauprodukte für den Holzbau,
- Bauprodukte für den Metallbau,
- Dämmstoffe für den Wärme- und Schallschutz,
- Türen und Tore,
- Lager,
- Bauprodukte für Dächer und Bedachungen, Wände und Wandbekleidungen sowie Decken und Deckenbekleidungen und nichttragende innere Trennwände,
- Bauprodukte für die Bauwerksabdichtung und Dachabdichtung,
- Bauprodukte aus Glas,
- Bauprodukte der Grundstücksentwässerung,
- Abwasserbehandlungsanlagen,
- Feuerungsanlagen
- Bauprodukte für ortsfest verwendete Anlagen zum Lagern, Abfüllen und Umschlagen von wassergefährdenden Stoffen,
- Technische Gebäudeausrüstung,
- Bodenbeläge.

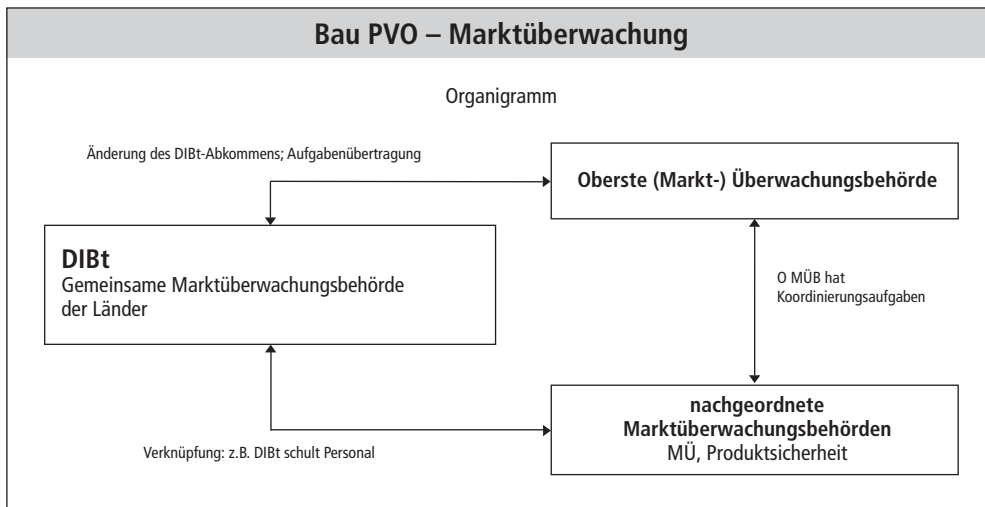


Abb. 3: Zuständigkeit der Marktüberwachungsbehörden (MÜB) in Deutschland

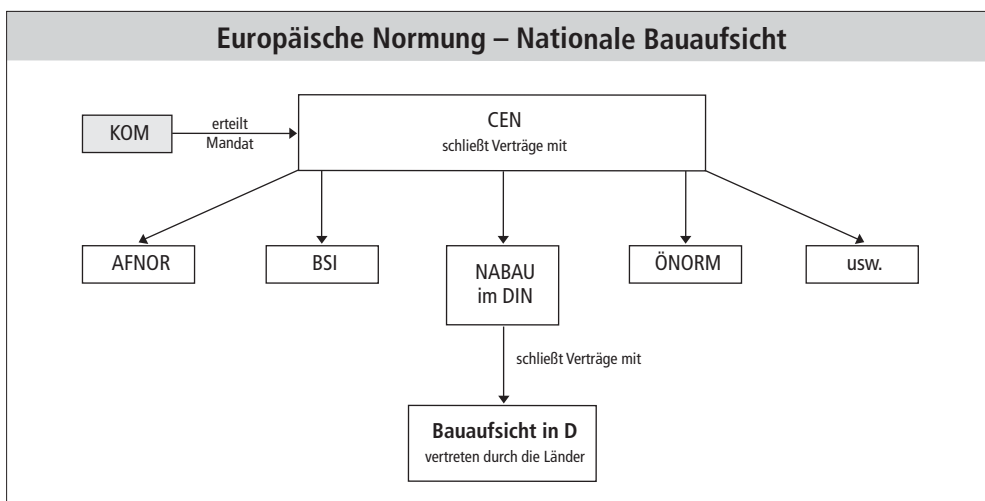


Abb. 4: Bilaterale Bindungen zwischen den Vertragspartnern

2.3 Kontrolle von Bauprodukten

Im Geltungszeitraum des Programms kontrollieren die zuständigen Marktüberwachungsbehörden Bauprodukte in den oben genannten Bereichen darauf, ob sie die Anforderungen der Richtlinie 89/106/EWG erfüllen. Die Merkmale der Produkte werden anhand angemessener Stichproben kontrolliert.

Im Rahmen der Überprüfung erfolgen eine Inaugenscheinnahme des Produkts und eine Kontrolle der Unterlagen. Bei entsprechenden Verdachtsmomenten schließen sich physische Kontrollen und Laborprüfungen an. Entsprechende Proben werden entnommen; das DIBt koordiniert und finanziert die Produktprüfung durch die sachverständige Stelle. Bei Feststellung von Mängeln ergreift das Sitzland des Herstellers beziehungsweise dessen Handlungsbevollmächtigten entsprechende Maßnahmen. Auch andere Wirtschaftsakteure, wie Importeure, Händler und/oder Zwischenhändler, müssen ihren Verpflichtungen gerecht werden und für eine lückenlose Dokumentation, die der sicheren Identifizierung des Bauproduktes dient, Sorge tragen. Ist dies nicht der Fall können auch sie bei nachgewiesenen Mängeln des Produktes zur Verantwortung gezogen werden.

Erkenntnisse über gefährliche oder nicht konforme Erzeugnisse von Bauprodukten, die außerhalb des Europäischen Wirtschaftsraums hergestellt werden und zum Freiverkehr auf dem Gemeinschaftsmarkt bestimmt sind, werden im Rahmen der Erstellung von Produktrisikoprofilen berücksichtigt, die den für die Kontrolle der Außengrenzen zuständigen Stellen (Zollbehörden) übermittelt werden. Im Rahmen von Marktüberwachungsaktionen auf dem Gemeinschaftsmarkt können auch entsprechende Meldungen an die Zollbehörden ergehen.

Liegen Anhaltspunkte vor, dass kontrollierte Bauprodukte gegen andere einschlägige Harmonisierungsrechtsvorschriften verstoßen, werden die hierfür zuständigen Marktüberwachungsbehörden informiert (dies gilt beispielsweise wie die Richtlinie 2001/95/EG für allgemeine Produktsicherheit, für die Richtlinie 90/396/EW für Gasgeräte oder für die Richtlinie 2006/95/EG für elektrische Betriebsmittel mit Niederspannung).

Die deutschen Marktüberwachungsbehörden führen Produktkontrollen in Abhängigkeit von regionalen Märkten auch in Kooperation mit den Marktüberwachungsbehörden angrenzender EU-Mitgliedstaaten durch.

Die Überprüfung der Einhaltung der Regeln, die der Verwendung der Bauprodukte dienen, ist nicht Gegenstand der Marktüberwachung.

Diese fallen in den Zuständigkeitsbereich der Mitgliedsstaaten; das heißt, die Marktüberwachung prüft nicht, ob die Bauprodukte den Stufen und Klassen entsprechen, die die Mitgliedstaaten nach europäischem Recht für die Verwendung von Bauprodukten festlegen dürfen. Sie prüft auch nicht, ob ein Bauprodukt die technischen Baubestimmungen nach der Landesbauordnung einhält und zu Recht mit dem Ü-Zeichen versehen ist.

Viele Bauprodukte werden direkt vom Herstellwerk auf die Baustelle geliefert. Die Marktüberwachung kann bereits im Werk, unmittelbar nachdem die Produkte gekennzeichnet sind und die Auslieferung bevorsteht, mit Kontrollen einsetzen. Kontrollen auf der Baustelle sind nicht vorgesehen, dazu fehlt eine entsprechende Rechtsgrundlage. Hinzu kommt, dass die Mitarbeiter der Marktüberwachungsbehörden in der Regel nicht geschult sind, die Standsicherheit eines Bauwerkes mit fälschlicherweise eingebauten Bauprodukten zu beurteilen. Dies bleibt der Bauaufsichtsbehörde vorbehalten, die für solche Fälle versierte Tragwerksplaner oder Prüfsachverständige hinzuziehen kann. Daher bittet die Marktüberwachungsbehörde die Bauaufsichtsbehörde um Amtshilfe, wenn der begründete Verdacht besteht, dass Bauprodukte auf eine Baustelle gelangt sind, die unberechtigt in Verkehr gebracht wurden.

3 Anwendung der EC seit 1. Juli 2012

3.1 Entwicklung des Eurocode-Programmes

Das Programm wurde 1975 von der Europäischen Kommission mit dem Ziel initiiert, Dienstleistungsbarrieren durch Bereitstellen harmonisierter Bemessungsregeln, die in allen Mitgliedstaaten angewandt werden können, einerseits abzubauen, andererseits sollte das Zusammenwachsen und die Stärkung verschiedener Dienstleistungssektoren auf diese Weise gefördert werden. So erhofft man sich von der Anwendung in ganz Europa eine Angleichung der Qualität bei der Umsetzung von Tragwerksplanungen und eine europaweite Stärkung des Bausektors insgesamt.

Die Entwicklungsschritte des Eurocode-Programmes bis zur bauaufsichtlichen Einführung:

- 1990 erhält das Europäische Normungsinstitut CEN den Auftrag zur Entwicklung der Eurocodes,
- 1992 wird die erste Generation der Eurocodes (EC) als ENV-Version veröffentlicht,
- 1992 erscheinen erste nationale Anwendungsdokumente (NAD),

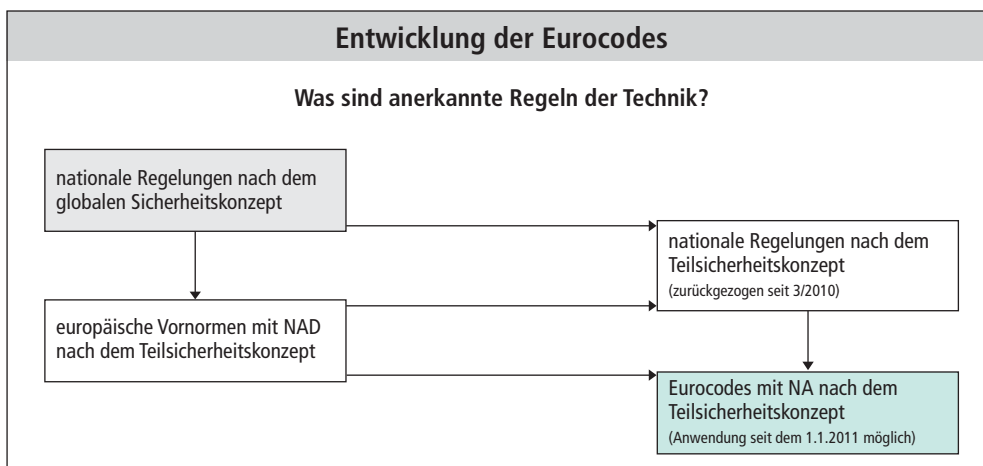


Abb. 5: Technische Entwicklung der Eurocodes aus nationalen und europäischen Vorgängernormen

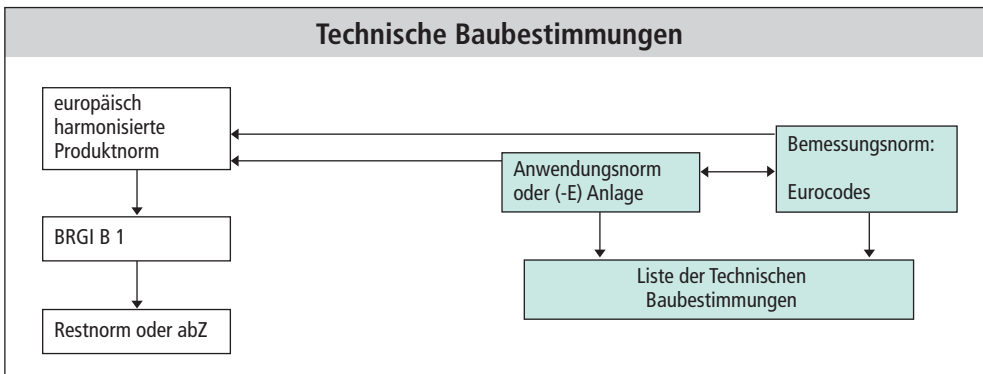


Abb. 6: Zusammenhang zwischen der Liste der Technischen Baubestimmungen und der Bauregelliste

- 1998 beginnt die Umwandlung von ENV – EN – Version,
- von 2002 bis 2006 werden die Eurocodes als EN veröffentlicht,
- 2010/2011 erscheinen in Deutschland Nationale Anhänge (NA),
- vom 1. Juli 2012 bis zum 1. Januar 2014 werden Eurocodes als Technische Baubestimmungen in Deutschland eingeführt.

Eine rechtliche Verpflichtung der Mitgliedstaaten, die Eurocodes bauaufsichtlich einzuführen, besteht nicht unmittelbar. Durch die bilateralen Verträge zwischen dem CEN und den nationalen Normungsinstituten einerseits und dem NABAU im DIN und den Obersten Bauaufsichten der Bundesländer andererseits bestehen jedoch vertragliche Vereinbarungen (Abb. 4).

CEN vereinbarte mit den Normungsinstituten der Mitgliedstaaten das Entwickeln der Eurocodes. Geschäftsführung und Organisation der Normungsarbeit obliegen dabei dem CEN. Im Gegenzug verpflichten sich die nationalen Normungsinstitute, die jeweiligen nationalen (Bemessungs-)Normen zurückzuziehen (das heißt, dass die Weiterentwicklung der nationalen Normen eingestellt wird) und die Eurocodes zu übernehmen sobald diese fertiggestellt und anwendbar sind. Die vertraglichen Vereinbarungen zwischen dem DIN und den Bundesländern (16 Einzelverträge) sehen vor, dass das DIN den Ländern Normen bereitstellt, die den Anforderungen der Obersten Bauaufsichtsbehörden genügen. Die Länder verpflichten sich im Ge-

genzug die Normungsarbeit personell und finanziell zu unterstützen.

CEN und die nationalen Normungsinstitute haben für die Normungsarbeit eine Geschäftsordnung erarbeitet, in der sie gemeinsame Regeln für die Normungsarbeit festlegen. Darin wird u.a. bestimmt, wie zu verfahren ist, wenn besondere nationale Bedingungen im Widerspruch zu bestimmten Festlegungen in Normen bestehen oder bestehen könnten.

Ein Beispiel hierfür ist die Umsetzung des Vier-Augen-Prinzips in den Mitgliedsstaaten. Anhang B *Behandlung der Zuverlässigkeit im Bauwesen* zur DIN EN 1990 sieht hier ein Szenario vor, das im Widerspruch zu unserem nationalen Prüfwesen steht und das dieses aus hiesiger Sicht auch nicht gleichwertig ersetzen kann. Insoweit ist es naheliegend, diese Anhänge nur als sogenannte *informative Anhänge* zu klassifizieren; das heißt, es obliegt jedem Mitgliedstaat selbst, zu bestimmen, inwieweit die Anhänge bauaufsichtlich umgesetzt werden sollen. Für Deutschland ist die Umsetzung nicht vorgesehen.

Für die Bauaufsicht erfüllen die Eurocodes den Status von anerkannten Regeln der Technik. Sie wurden aus den nationalen und europäischen Vorgängernormen entwickelt (Abb. 5) und werden von der

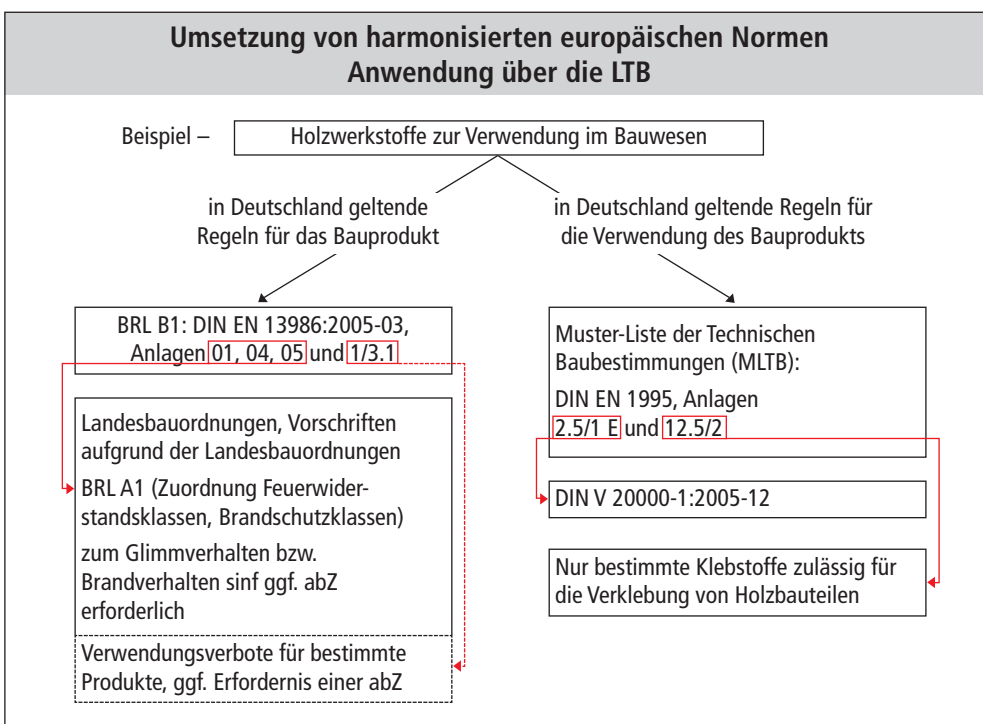


Abb. 7: Verwendung von Holzwerkstoffen im Bauwesen

EU-HARMONISIERUNG

Mehrheit repräsentativer Fachleute als Wiedergabe des Standes der Technik angesehen.

3.2 Umsetzung der Eurocodes in der Bundesrepublik Deutschland

Bei der erstmaligen Anwendung der Eurocodes bei der Tragwerksbemessung sind bestimmte baurechtliche Regelungen zu beachten. Bei Neubauten ist grundsätzlich die Rechtslage maßgebend, das heißt, es sind jene bauaufsichtlich eingeführten Technischen Baubestimmungen anzuwenden, die zum Zeitpunkt der Genehmigung eines Bauvorhabens gelten. Wenn bis zum Zeitpunkt der Genehmigung die Planungen in wesentlichen Teilen nach den bisher geltenden (nationalen) Regelungen umgesetzt wurden oder die Planungen möglicherweise schon abgeschlossen sind, empfiehlt es sich, mit dem Bauherrn den Status quo vertraglich zu vereinbaren und gegebenenfalls dann neuerliche Berechnungen nach den Eurocodes durchzuführen, wenn dies der Bauherr ausdrücklich wünscht.

Auch von den Eurocodes darf, wie bei allen Technischen Baubestimmungen, im Bedarfsfall gemäß Paragraf 3 Absatz 3 Satz 3 der Musterbauordnung der Länder (MBO) abgewichen werden, wenn den Anforderungen auf andere Weise wirksam entsprochen wird. Allerdings legitimiert Paragraf 3 Absatz 3 der MBO nicht die Anwendung alter nationaler Normen an Stelle der Technischen Baubestimmungen.

Bei verfahrensfreien Vorhaben erreicht die bauliche Anlage dann Bestandsschutz, wenn sie bei wesentlicher Fertigstellung im Einklang mit dem geltenden Recht steht.

Unbenommen davon gelten für das Bauen im Bestand die von der Fachkommission Bautechnik herausgegebenen *Hinweise und Beispiele zum Vorgehen beim Nachweis der Standsicherheit beim Bauen im Bestand* (Stand April 2008).

Die Technischen Baubestimmungen konkretisieren die allgemeinen Anforderungen des Paragrafen 3 Absatz 1 der Bauordnungen in Bezug

Nachweis der Herstellerqualifikation für geregelte Bauprodukte und Bauarten		
Herstellung nach DIN EN 1090-1 bis -3		Herstellung nach DIN 18800-7:2008-11 und DIN V 4113-3:2003-11
Schweißerarbeiten im Werk (für Bauprodukte und Bausätze)	Schweißerarbeiten auf der Baustelle (für Bauarten)	Schweißerarbeiten im Werk oder auf der Baustelle (für Bauprodukte und Bauarten)
Nachweis der Eignung des Herstellers im Konformitätsbescheinigungsverfahren nach DIN EN 1090-1:2012-02 (= System 2+*) <small>*) System2+ beinhaltet die Zertifizierung der werkseigenen Produktionskontrolle (WPK) durch eine notifizierte Stelle auf der Grundlage einer Erstinspektion des Werkes und der WPK sowie der laufenden Überwachung, Beurteilung und Anerkennung der WPK.</small>	Nachweis der Eignung des Herstellers über ein Schweißzertifikat nach DIN EN 1090-1:2012-02 oder übergangsweise über einen entsprechenden Nachweis der Eignung des Herstellers (Herstellerqualifikation) nach DIN 18800-7:2008-11 bzw. DIN V 4113-3:2003-11 über eine baurechtlich anerkannte Prüfstelle („Schweißbeignungsnachweis“)	
Rechtsgrundlage: LBO § 17 Abs. 1 Satz 1 Nr. 2 (Bauprodukte, Bausätze) i. V. m. BauPG § 5 Abs. 2 LBO § 3 Abs. 3 (Bauarten)		Rechtsgrundlage: LBOHAVO §§ 1 und 2 i. V. m. LBO § 17 Abs. 5 (Bauprodukte) und LBO § 21 Abs. 1 Satz 4 (Bauarten)
(Koexistenzperiode endet voraussichtlich am 01.07.2014)		

Abb. 8: Nachweis der Herstellerqualifikation während der Koexistenzperiode

Ausführungsklassen für die Herstellung nach DIN EN 1090-1 bis -3	
Ausführungsklassen = „in Klassen zusammengefasste Anforderungen, die für die Ausführung der Stahlkonstruktion als Ganzes, eines einzelnen Bauteils oder eines Details eines Bauteils festgelegt sind“ ... analog für Aluminiumkonstruktionen	EXC 1 EXC 2 EXC 3 EXC 4 Zunehmende Anforderungen an den Herstellbetrieb
Zuordnung von typischen Konstruktionen zu Ausführungsklassen	
DIN EN 1090-2:2011-10 Stahlbau:	Anlage 2.4/2 zur LTB Teil I (Fassung 06.06.2012)
DIN EN 1090-3:2008-09 Aluminiumbau:	DIN EN 1999-1-1/NA: 2010-12 i. V. m. Anlage 2.4/3 zur LTB Teil I (Fassung 06.06.2012)
Ausführungsklassen betreffen den gesamten Herstellprozess, nicht nur die Schweißerarbeiten!	

Abb. 9: Ausführung von Schweißerarbeiten zur Herstellung von tragenden Stahl- und Aluminiumbauteilen

Übergangsregelung			
Erforderliche Herstellerqualifikation nach DIN 18800-7:2008-11 bzw. DIN V 4113-3:2003-11 für Schweißarbeiten auf der Baustelle (Bauarten) nach DIN EN 1090-1 bis-3			
Anlagen 2.4/2 und 2.4/3 zur LTB Teil I (Fassung 06.06.2012)			
Beanspruchung	Ausführungsklasse nach DIN EN 1090-2:2011-10, DIN EN 1090-3:2008-09	Herstellerqualifikation nach DIN 18800-7:2008-11	Herstellerqualifikation nach DIN V 4113-3:2003-11
Vorwiegend ruhend	EXC 1	Mindestens Klasse B	Mindestens Klasse B
	EXC 2	Mindestens Klasse B, C oder D unter Beachtung der jeweiligen Geltungsbereiche	Klasse C
	EXC 3 EXC 4	Mindestens Klasse D	Klasse C
Nicht vorwiegend ruhend	EXC 1 EXC 2 EXC 3 EXC 4	Klasse E	– (nicht abgedeckt)

Abb. 10: Gegenüberstellung von Ausführungsklassen und Herstellerqualifikation

auf die Gefahrenabwehr. Die von der Obersten Baurechtsbehörde durch öffentliche Bekanntmachung als Technische Baubestimmungen bekanntgemachten Technischen Regeln sind in einer von allen Ländern im Grundsatz gebilligten Musterliste der Technischen Baubestimmungen zusammengefasst. Diese „Liste“ bildet die technische Grundlage der Behandlung bautechnischer Nachweise im baurechtlichen Verfahren. Sie wird in den Ländern im Wesentlichen einheitlich – also der „Musterliste“ entsprechend – bekanntgemacht.

Die Liste der Technischen Baubestimmungen (LTB) enthält technische Regeln für die Planung, Bemessung und Konstruktion baulicher Anlagen und ihrer Teile, die auf der Grundlage des Paragraphen 3 Absatz 3 der MBO als Technische Baubestimmungen bekannt gemacht werden. Soweit technische Regeln durch die Anlagen zur Liste geändert werden, gehören auch die Änderungen und Ergänzungen zum Inhalt der Technischen Baubestimmungen.

Anlagen, in denen die Verwendung von Bauprodukten nach harmonisierten Normen nach der Bauproduktenverordnung geregelt ist (Anwendungsregelungen), sind durch den Buchstaben „E“ kenntlich gemacht (Abb. 6 und Abb. 7). Gibt es im Teil I der Liste keine technischen Regeln für die Verwendung von Bauprodukten nach harmonisierten Normen, und ist die Verwendung auch nicht durch andere allgemein anerkannte Regeln der Technik geregelt, können Anwendungsregelungen auch im Teil II Abschnitt 5 der Liste enthalten sein.

3.3 Besonderheiten bei der Ausführung von Schweißarbeiten

In der *Verordnung über Anforderungen an Hersteller von Bauprodukten und Anwender von Bauarten* (Hersteller- und Anwenderverordnung - HAVO) ist geregelt, dass für die Ausführung von Schweißarbeiten zur Herstellung tragender Stahlbauteile und Aluminiumbauteile

die Hersteller und der Anwender über Fachkräfte mit besonderer Sachkunde und Erfahrung sowie über besondere Einrichtungen verfügen müssen. Die Erfordernisse bestimmen sich aus DIN 18800-7 oder DIN 4113 beziehungsweise DIN EN 1090 für den Fall, dass geschweißte Bauteile nach dem europäischen Regelwerk DIN EN 1993 oder DIN EN 1999 bemessen werden.

Die Hersteller und Anwender haben gegenüber einer dafür anerkannten Prüfstelle ihre Befähigung nachzuweisen. Bei der Anwendung des EC 3 und EC 9 ist die Besonderheit zu beachten, dass für die Herstellung von Stahl- bzw. Aluminiumbauteilen noch eine Koexistenzperiode (Abb. 8 und Abb. 9) der nationalen Regelungen bis 30. Juni 2014 gilt.

Die Anforderungen an die Ausführung von Stahl- und Aluminiumtragwerken werden in der Normenreihe DIN EN 1090 europäisch zusammengeführt. DIN EN 1090-2 regelt die technischen Anforderungen für die Ausführung von Stahltragwerken und wird die noch bis 30. Juni 2014 gültigen nationalen Regelungen der DIN 18800-7 ablösen (Abb. 10). Bei im Werk geschweißten Stahlbauteilen, die für eine Bemessung nach EC 3 relevant sind, ist DIN EN 1090-2:2008-12 (Ausführung von Stahltragwerken und Aluminiumtragwerken, Teil 2: Technische Regeln für die Ausführung von Stahltragwerken) anzuwenden.

4 Weiterführende Literatur

- Scheuermann, Gerhard: Europarechtliche Regelungen und ihre Auswirkungen auf nationale Verordnungen und die Baupraxis, Stahlbaukalender 2011
- Scheuermann, Gerhard: Von der Bauproduktenrichtlinie zur Bauproduktenverordnung, Der Prüflingenieur, Oktober 2010

Die Vorteile der Gruppenweisheit beruhen auf der offenbaren Überlegenheit komiteebasierter Mehrheiten

Ein Vorgesetzter kann kompetenter sein als einzelne Mitarbeiter, aber nicht fachkundiger als deren Summe

„Diversitätsintelligenz“ bezeichnet den kognitiven Vorteil einer Gruppe von Personen mit unterschiedlichen Eigenschaften; ihre kollektive intellektuelle Besonderheit basiert auf der offenbaren Überlegenheit komiteebasierter Mehrheiten, deren Entscheidungen sich aus vielen einzelnen Teilinformationen zusammensetzen, die sie ganz unterschiedlichen individuellen Erkenntnissen, Erfahrungen und Einsichten zu verdanken haben. Komiteebasierte Entscheidungen werden universell genutzt. Für das Wirken unseres Nervensystems sind sie ebenso verantwortlich, wie für das Funktionieren von Vogelschwärmen, von Demokratien oder der Algorithmen von Google und anderer Klassifikationsberechnungen. Mit Diversitätsintelligenz können, wie der folgende Beitrag* mit vielen Beispielen zeigt, sowohl Fragen der Gegenwart als auch Fragen an die Zukunft gut beantwortet werden. Es gibt jedoch auch Formen der Diversitätsintelligenz, die auf der Interaktion zwischen Individuen beruhen, vor allem in Büros, Verwaltungen und anderen menschlichen Gemeinschaften. Dazu gehören das Brainstorming, Consensus-Konferenzen oder multidisziplinäre Fallbesprechungen. Aber, so veranschaulicht der folgende Beitrag die Nutzung und Anwendung diversitätsintelligenter Optionen (vielleicht auch in den Büros der Ingenieure oder Architekten): bei der direkten Interaktion in der Gruppe muss sehr sorgfältig darauf geachtet werden, dass eine Atmosphäre der freien Meinungsäußerung und geistiger Raum für die Rezeption und Verarbeitung auch ungewohnter und fremdartiger Gedanken möglich sind.



Prof. Dr. Johannes Kornhuber

leitet als Psychiater und Psychotherapeut seit 2000 die Psychiatrische und Psychotherapeutische Universitätsklinik Erlangen, und er hat sich einen wissenschaftlichen Namen auf dem Gebiet der biochemischen Grundlagen von Depressionen und Angststörungen sowie schizophrener Psychosen gemacht; sein ergänzendes Interesse gilt den Erkrankungen des höheren Lebensalters; Prof. Kornhuber publiziert regelmäßig in führenden Wissenschaftsjournalen und ist Träger verschiedener nationaler und internationaler Wissenschaftspreise

Johannes.Kornhuber@fau.de

1 Weisheit durch Vielfalt: Diversitätsintelligenz

Kooperative Gruppen haben im Tierreich wie bei den Menschen viele Vorteile: Sie können sich beispielsweise besser verteidigen, sie haben ein kleineres Pro-Kopf-Risiko bei Angriffen und bessere Jagderfolge, sie nutzen Futterquellen effektiver, können Nistplätze besser auskundschaften, teilen sich die Arbeit der gemeinsamen Aufzucht des Nachwuchses oder sie wärmen sich gegenseitig, wie man dies bei Pinguinen beobachtet. Kooperative Gruppen haben aber auch *kognitive* Vorteile: Sie können Probleme besser lösen. Dies wird heute oft als „Schwarmintelligenz“ bezeichnet; andere Bezeichnungen sind „Weisheit der Vielen“, „Gruppenintelligenz“, „Gruppenweisheit“ oder „kollektive Intelligenz“.

Nach meiner Einschätzung treffen all' diese Begriffe nicht den Punkt. Daher möchte ich im Folgenden lieber von „Diversitätsintelligenz“ sprechen. Ihre kognitiven Vorteile ergeben sich nicht allein daraus, dass Individuen in einer Gruppe oder in einem Schwarm zusammenarbeiten; vielmehr müssen die einzelnen Mitglieder der Gruppe unterschiedlich sein. Die Unterschiede zwischen den Einzelmitgliedern, ihre Diversität, bedingen die kognitiven Vorteile.

2 Komiteebasierte Entscheidung

Grundlage der Diversitätsintelligenz ist meist eine komiteebasierte Entscheidung. Damit Diversitätsintelligenz in der Gruppe entstehen kann, müssen wichtige Voraussetzungen erfüllt sein:

- Diversität (zum Beispiel Meinungsvielfalt oder unterschiedliche Ausbildung; jede Person nutzt besondere Informationen und interpretiert sie in eigener Weise),
- Motivation (jede Person strengt sich an, eine optimale und sachgerechte Antwort zu finden),
- Unabhängigkeit (die Meinungsbildung einer Person wird möglichst wenig durch andere Personen beeinflusst) und
- Aggregation (ein Mechanismus, mit dem die Einzelmeinungen in eine kollektive Entscheidung zusammengeführt werden).

Bei Antworten mit wenigen einzelnen Ausprägungen (nominal, zum Beispiel Ja-Nein), entscheidet die Mehrheit [1], bei stufenlosen Antworten (metrisch, zum Beispiel Gewichtsschätzung) wird ein Mittelwert beziehungsweise der Median gebildet. Die folgenden Beispiele veranschaulichen dies.

*Basierend auf dem Festvortrag „Diversitätsintelligenz“, gehalten anlässlich der Arbeitstagung der Bundesvereinigung der Prüflingenieur für Bautechnik am 21. September 2013 in Konstanz



Foto: MEV

BESONDERE ERFOLGE ERZIELEN DER CHEF/DIE CHEFIN eines Büros am ehesten dann, wenn sie die Vorteile der sogenannten Diversitätsintelligenz zu nutzen verstehen. Sie wird auch als Schwarmintelligenz, als Gruppenintelligenz, als Gruppenweisheit oder als kollektive Intelligenz bezeichnet, mit Begriffen indes, die immer dasselbe meinen, nämlich jene vielfältige Verschiedenheit des Wissens und der Meinungen, die im Kollektiv beinahe jede individuelle Fähigkeit zu übertrumpfen vermag.

3 Die Galton'sche Gewichtsschätzung

Auf dem Marktplatz in Plymouth galt es im Jahr 1906 bei einer öffentlichen Wette, das Gewicht eines Ochsen zu schätzen [2]. 787 Personen nahmen daran teil. Der Ochse brachte 1198 lbs (eine alte Gewichtseinheit; 1 lb = 0,453 kg) auf die Waage. Während die Einzelschätzungen der Teilnehmer zwischen 1074 und 1293 lbs schwankten und damit eine breite Streuung aufwiesen, betrug der Mittelwert aller Schätzungen 1197 lbs. Damit wich er weniger als ein Promille vom tatsächlichen Gewicht des Ochsen ab. Hier bestätigt sich die Erfahrung, dass das Ergebnis einer Gesamtgruppe oft besser ist als die Einzelergebnisse der meisten der Gruppenmitglieder.

Die damalige Situation in Plymouth macht wichtige Voraussetzungen für die Diversitätsintelligenz deutlich: Jeder einzelne Teilnehmer war optimal motiviert, denn es ging um den Wettgewinn. Jeder Teilnehmer entschied für sich selbst und hatte das Ergebnis nur dem Wettbüro mitgeteilt. Eine Kommunikation zwischen den Teilnehmern vor Abgabe der Einzelergebnisse ist unwahrscheinlich; denn dies hätte die eigene Chance auf den Gewinn gemindert. Auf dem Marktplatz waren nicht nur Fachleute, beispielsweise Bauern oder Metzger, sondern sicherlich auch Knechte, Schmiede, Mägde und vielleicht auch Kinder. Die Kenntnisse und Erfahrungen der Wettteilnehmer waren demnach sehr unterschiedlich, also divers. Bemerkenswert und auf den ersten Blick auch kontraintuitiv ist, dass das Gesamtergebnis, obwohl einige mit ihren Schätzungen deutlich daneben lagen, sehr gut war; das heißt, jeder einzelne, auch die besonders schlechten Schätzer, hat in sinnvoller Weise zum Gesamtergebnis beigetragen.

Die Galton'sche Gewichtsschätzung entspricht demzufolge einer komiteebasierten Entscheidung mit metrischen Einzelwerten. Sie geht auf den englischen Naturforscher und Schriftsteller Francis Galton zurück.

4 Wer wird Millionär?

Nun ein anderes Beispiel einer komiteebasierten Entscheidung, diesmal mit nominalen Einzelwerten. Wenn der Kandidat bei der beliebten Quizshow „Wer wird Millionär?“ die Antwort nicht kennt, bemüht er den Telefonjoker oder den Publikumsjoker. Entscheidet er sich für den Telefonjoker, versucht eine vom Kandidaten benannte Person, die sich während der Sendung am Telefon bereithält, die Frage zu beantworten. Beim Publikumsjoker gibt das Publikum sein Votum für die Frage ab. An der Mehrheitsentscheidung kann sich der Kandidat orientieren. Der Telefonjoker hat den Vorteil, dass sich typischerweise eine intelligente und gebildete Person dahinter verbirgt, also ein „Experte“. Der Kandidat kennt die besonderen Stärken dieses Experten und wird gezielt diejenigen Fragen an ihn weiterleiten, von denen er annimmt, dass sein Experte sie gut beantworten kann. Im Publikum dagegen sitzen ganz verschiedene Personen, die gerade Zeit haben: Männer und Frauen unterschiedlichen Alters aus unterschiedlichen sozialen Schichten mit unterschiedlichen Berufen und mit unterschiedlichen Hobbys; hochbezahlte Manager oder Spezialisten sind wahrscheinlich unterrepräsentiert.

Auf den ersten Blick würde man daher eine höhere Trefferquote bei den Antworten des Telefonjokers erwarten als bei den Antworten des

DIVERSITÄTSINTELLIGENZ

Publikumsjokers. Tatsächlich ist es genau umgekehrt. Der Telefonjoker beantwortet die Fragen zu 66 Prozent richtig, der Publikumsjoker liegt in etwa 90 Prozent der Fälle richtig [3].

Die folgende Betrachtung erklärt dieses unerwartete Ergebnis. Es gibt vier Antwortmöglichkeiten: A, B, C, D; die Ratewahrscheinlichkeit liegt daher bei 25 Prozent. Nehmen wir an, es befinden sich 110 Personen im Publikum; 100 dieser Personen können die gestellte Frage nicht beantworten und müssen daher raten; ihre Antworten verteilen sich demzufolge zufällig auf die vier Antwortmöglichkeiten. Nur zehn Personen im Publikum können die Frage korrekt beantworten; nehmen wir an, es ist die Antwort A. In diesem Beispiel tippen insgesamt 35 Personen auf A (25 geratene Antworten der Unwissenden, zehn Antworten der Wissenden), und jeweils 25 Personen auf B, C und D (jeweils geratene Antworten der Unwissenden). Obwohl also nur wenige Personen die Antwort kennen, ist das Gesamtergebnis richtig. Ein wichtiger Vorteil der Gruppe ist ihre Diversität; egal welche Frage gestellt wird: es gibt immer einige Personen, die die richtige Antwort kennen und die bei einfacher Mehrheitsbetrachtung den Ausschlag geben.

An diesem Beispiel wird auch deutlich, dass knappe Abstimmungsergebnisse durchaus relevant sind. Intuitiv wird zudem klar, dass das Publikum bei geringer Diversität auch nur eine geringe Trefferquote hätte: Wenn wir von einer Gruppe etwa 50-jähriger Männer ausgehen, die alle in derselben Kleinstadt aufgewachsen sind, an derselben Schule von einer kleinen Gruppe von Lehrern im naturwissenschaftlichen Zweig unterrichtet worden sind und die nach dem Abitur alle an derselben Universität in einer anderen Stadt Chemie studiert haben, dann wird klar, dass diese Gruppe naturwissenschaftlich-technische Fragen vielleicht gut beantworten könnte, aber bei Fragen aus ganz anderen Lebensbereichen eher versagen würde. Die Diversität dieser Gruppe wäre gering, ihre Redundanz wäre hoch.

5 Was haben Zugvögel, Nervenzellen und Google gemeinsam?

Ähnliche Beispiele lassen sich in ganz anderen Bereichen finden. Die Vorteile einer diversen Gruppe nutzen beispielsweise auch Zugvögel [4]. Vom Festland aus startende Vögel, die eine kleine Insel in großer Entfernung erreichen wollen, müssen ihre Flugrichtung außerordentlich präzise wählen. Sie würden die Insel schon bei einer kleinen Abweichung verfehlen und brächten sich in große Gefahr. Wenn sich die Vögel zu einem Schwarm zusammenschließen, dann mitteln sich die Flugfehler der einzelnen Vögel zu einer insgesamt sehr genauen Flugrichtung.

Nervenzellen funktionieren ebenfalls nach dem Prinzip des komiteebasierten Abstimmungs- und Entscheidungsprozesses: Eine einzelne Nervenzelle wird von vielen anderen Nervenzellen entweder hemmend oder erregend beeinflusst. Die Zielnervenzelle summiert die verschiedenen Einflüsse und wird erst dann mit einer Alles-oder-nichts-Entscheidung (einem Aktionspotenzial) aktiv, wenn die aktivierenden Einflüsse im Vergleich zu den hemmenden Einflüssen überwiegen, oder anders ausgedrückt, wenn sich die Mehrheit für die Weiterleitung ausspricht.

Ein weiteres Beispiel kommt aus der Medizin: Die Ergebnisse von Einzelstudien werden häufig in Meta-Analysen zusammengefasst [5]. Während die Einzelstudien oft eine begrenzte Anzahl von Patienten

betrachten und eine große Streuung der Ergebnisse aufzeigen, führt die Aggregation aller vorhandenen Informationen aus den Einzelstudien zu sehr viel zuverlässigeren Ergebnissen. So wurde beispielsweise in zehn Einzelstudien untersucht, ob HIV-infizierte Personen häufiger eine Depression entwickeln. Alle Einzelstudien verneinen dies; die Analyse aller Daten in einer Meta-Analyse zeigt aber, dass HIV-infizierte Personen ein verdoppeltes Depressionsrisiko haben [6].

Abschließend zwei Beispiele aus der Informatik: Google sortiert die Ergebnisse einer Suchabfrage mit dem „PageRank“ [7]: Wenn viele Verlinkungen auf eine Seite zeigen, dann wird diese Seite in der Suchabfrage nach vorne sortiert; vereinfacht ausgedrückt ist hier entscheidend: „Wie viele reden über diese Seite?“. Damit entspricht der Sortieralgorithmus einer weltweiten Abstimmung über die Wichtigkeit einer Seite. Die Google-Sortierung ist von der Zitationsanalyse wissenschaftlicher Artikel inspiriert. Die sprunghafte Entwicklung des Internets und erfolgreicher Suchmaschinen beruht im Kern auf der Diversitätsintelligenz. Den wenigsten Anwendern ist dies bewusst, doch sie sind ein Teil des Systems; viele leisten einen Beitrag zum Erfolg.

Auch statistische Methoden für Klassifikationsaufgaben nutzen komiteebasierte Abstimmungen mit Mehrheitsentscheidungen. Solche Verfahren werden beispielsweise eingesetzt, um Bankkunden nach Kreditwürdigkeit einzuteilen. Hier ist ebenso zu beobachten, dass sich aus den Mehrheitsentscheidungen eines Komitees aus zufällig ausgewählten teilinformierten Entscheidern stabilere Vorhersagen ablesen lassen als aus der Entscheidung eines allwissenden einzelnen Entscheiders, des Experten. Dieses rechnergestützte Verfahren wird „Random Forest“ genannt [8]. Darin sagt die Diversität der Entscheider die Leistung des Klassifikationssystems voraus [9], [10].

6 Gegenwart und Zukunft

Die bis jetzt gezeigten Beispiele gelten für Fragen der Gegenwart. Kann eine Gruppe aber auch die Zukunft vorhersehen? Dazu möchte ich mehrere Beispiele anführen.

Im Wertpapierhandel werden Fonds angeboten, die von einem einzelnen Fondsmanager, einem Experten, betreut werden. Es ist hinlänglich deutlich geworden, dass es den Fondsmanagern nur selten gelingt, den Markt zu schlagen. Der Markt wird meist über Indexfonds, wie den Deutschen Aktienindex (DAX), definiert. Wie erfolgreich Indexfonds sind, darüber entscheiden tausende Händler mit ihren täglichen Käufen und Verkäufen. Hier kommt also der Vorteil der Diversitätsintelligenz zum Tragen.

Es passiert natürlich auch, dass sich ein Einzelfonds in einem Jahr besser entwickelt als der Vergleichsindex. Auf lange Sicht gelingt es allerdings nur wenigen Fondsmanagern, den Markt immer wieder erfolgreich zu übertreffen, das heißt, expertengeführte Fonds sind auf lange Sicht meist weniger erfolgreich als Index-Fonds. Daher verlassen sich immer mehr Anleger auf die Diversitätsintelligenz statt auf einzelne Experten.

Die alljährliche Allensbacher Neujahrsumfrage ergibt ein ähnliches Bild. Seit 1949 lautet die Frage jeweils: „Sehen Sie dem neuen Jahr mit Hoffnungen oder Befürchtungen entgegen?“. Entsprechend einer von Karl Steinbuch 1979 veröffentlichten und bis heute gültigen Analyse lässt sich aus den Hoffnungen der Befragten die Konjunkturentwicklung des Folgejahres oft besser abschätzen als durch aufwendige Ana-



Foto: www.pixelio.de/deraugenzeuge/Harald_Schottrner

EIN SCHWARM – und ist er noch so groß – ist keine Garantie für die vielgerühmte Schwarmintelligenz; erst Diversität – also Vielfalt – bringt der Gruppe jene kollektive Intelligenz, der man nachsagt, effektiver und genauer zu sein als manches individuelles Fachwissen. Diese kollektive intellektuelle Besonderheit basiert auf der offenbaren Überlegenheit komiteebasierter Mehrheiten, deren Entscheidungen sich aus vielen einzelnen Teilinformationen zusammensetzen, die sie ganz unterschiedlichen individuellen Erkenntnissen, Erfahrungen und Einsichten zu verdanken haben.

lysen einiger weniger Experten, wie zum Beispiel des „Sachverständigenrats zur Begutachtung der gesamtwirtschaftlichen Entwicklung“. Die Bevölkerung hat mit ihrer großen Diversität offensichtlich eine feine Witterung für die kommende Entwicklung. Sieht sie mit Optimismus in das neue Jahr, beeinflusst dies das Konsumverhalten in den kommenden Monaten günstig.

Ein bekanntes Beispiel aus dem technisch-mathematischen Bereich ist die Prognose von Fluggastkilometern im internationalen Luftverkehr für die zwölf Monate eines Jahres [11]. In der von *Bates* und *Granger* publizierten Rechnung hat das Modell A eine Fehlervarianz von 188 und das Modell B eine Fehlervarianz von 196. Typischerweise würde jeder auf das Modell A mit der geringeren Fehlervarianz setzen. Die Kombination beider Modelle ergibt aber eine Fehlervarianz von 150, also ein deutlich verbessertes Modell [11]. Nimmt man demnach ein schlechtes Modell zu einem guten Modell hinzu, kann dies die Gesamtleistung der Vorhersage verbessern [12]. Auch hier ist die Diversität der Modelle mit ihren unterschiedlichen Betrachtungsweisen bedeutsam.

Die bereits vorgestellte Galton'sche Gewichtsschätzung zeigt die Wirksamkeit von Wetten im Zusammenhang mit Diversitätsintelligenz. Heute können auf virtuellen Marktplattformen, sogenannten Prognosemärkten, Fragen zur Zukunft gestellt werden. Die zu prognostizierenden Ergebnisse werden in Aktien abgebildet, die dann wie auf ei-

nem Aktienmarkt gehandelt werden. Der Endwert der Aktie hängt jeweils vom tatsächlichen Ausgang des Ereignisses ab. Der Mechanismus entspricht damit dem einer Wette. Prognosemärkte können genutzt werden für die Vorhersage von Terrorakten, für den Ausgang politischer Wahlen oder für die Vorhersage von Sportergebnissen sowie für die Unterstützung von Entscheidungen in Unternehmen und für Vorhersagen für die Entwicklung des realen Aktienmarktes. Sie bilden damit eine Alternative zu anderen Prognoseinstrumenten, wie Meinungsumfragen, und sie liefern meist genauere, schnellere und preiswertere Ergebnisse [13], [14]. Große Firmen wie Google oder Microsoft betreiben interne Prognosemarktplattformen.

7 Diversität in Organisationen und Staaten

Die Diversität ihrer Mitglieder adäquat zu berücksichtigen, ist das Ziel vieler Organisationen oder auch Staaten. Dafür haben sie Regeln entwickelt. Die Beispiele sind vielfältig:

Dass Gruppen bessere simulierte finanzpolitische Entscheidungen treffen als die Einzelpersonen in diesen Gruppen, hat zum Beispiel auch die Finanzwelt erkannt; der weltweite Trend zu Entscheidungskomitees in Zentralbanken erscheint damit sinnvoll [15].

DIVERSITÄTSINTELLIGENZ

Auch in Rotary-Clubs zählt Diversität: sie nehmen von jedem Beruf („Klassifikation“) jeweils nur ein Mitglied auf. Damit führt jeder Club eine gute Mischung verschiedener Berufe zusammen.

An den Universitäten der Bundesrepublik Deutschland gelten üblicherweise Einschränkungen für „Hausberufungen“. Werden Personen aus anderen Standorten berufen, führt dies immer wieder zu einer neuen Durchmischung und höheren Diversität der Fakultätsmitglieder.

Die Meinungsvielfalt und Diversität in der Bevölkerung wird unter anderem durch Meinungs- und Pressefreiheit sowie durch den öffentlich-rechtlichen Rundfunk unterstützt. Ein Fernseher ist bei einer Zwangsvollstreckung nicht pfändbar; auch dies wahrt Meinungsvielfalt und wirkt einer Radikalisierung einzelner Bevölkerungsgruppen entgegen.

Um bessere Ergebnisse geht es vielen Firmen, wenn sie eine höhere Diversität ihrer Mitarbeiter anstreben und Diversität als ein Kriterium für die Mitarbeiterauswahl nutzen. Beispielsweise erhöht Siemens systematisch die Diversität in der Leitungsebene [16]. Dabei gilt es, viele Aspekte der menschlichen Diversität, wie Internationalität, Alter, Geschlecht, Hautfarbe oder Herkunft, zu beachten. Die alleinige Erhöhung des Frauenanteils greift zu kurz. Ein Mindestmaß an Diversität für Leitungspositionen wäre nach meiner Einschätzung eine sinnvolle Forderung als eine Frauenquote. Aufgrund vielfältiger geschlechtsassoziierter Unterschiede zwischen Frauen und Männern [17] bis [21] kann jedoch mit einem ausgeglichenen Geschlechterverhältnis die Diversität einer Gruppe auf einfache Art erhöht werden.

Einen ungewöhnlichen Ansatz verfolgt der Softwarekonzern SAP: Bis 2020 sollen so viele Menschen mit autistischer Störung eingestellt werden, bis sie ein Prozent der insgesamt 65.000 Mitarbeiter des Unternehmens stellen. Dieser Anteil entspräche dem Vorkommen autistischer Störungen in der Allgemeinbevölkerung. „Nur wenn wir Menschen anstellen, die anders denken und so Innovationen fördern, kann SAP den Herausforderungen des 21. Jahrhunderts begegnen“ [22]. Autisten haben besondere Begabungen in bestimmten Bereichen, können sich gut konzentrieren und sollen daher in der Qualitätskontrolle eingesetzt werden. Die Effekte von erhöhter Diversität in Unternehmen werden allerdings kontrovers diskutiert. Es ist keineswegs ausgemacht, dass dadurch die Ergebnisse automatisch besser werden. Die Nachteile, wie erhöhtes Konfliktpotenzial, müssen in die Gesamtbetrachtung einbezogen werden.

Die Vorteile diverser Gruppen für Problemlösungen werden auch in Computersimulationen deutlich [23]. Nehmen wir an, eine Organisation möchte neue Mitarbeiter einstellen, um ein sehr schwieriges Problem zu lösen. 1000 Bewerbern wird ein Test vorgelegt, um deren Fähigkeit zur Lösung des Problems zu prüfen. Da die Lösung des Problems sehr schwierig ist, kann keiner der Bewerber die Aufgabe vollständig lösen; die Scores liegen zwischen 60 und 90 Prozent. Welche Personen sollte die Firma nun einstellen? Die Person mit dem höchsten Score? Die zehn nächstbesten Personen? Oder zehn zufällig ausgewählte Personen? Die Simulation zeigt, dass zehn zufällig ausgewählte Personen das Problem am besten lösen können.

Die ideale Gruppe enthält gute Problemlöser, mit gleichzeitig unterschiedlichen Herangehensweisen. Typischerweise werden die Herangehensweisen bei den besten Problemlösern ähnlicher und damit für die Gesamtgruppe weniger wertvoll. Diversität sticht Fähigkeit. Dies bestätigt das von den Athenern eingesetzte Losverfahren für die Auswahl von Amtsträgern in wichtigen Organen des Staates.

In Demokratien mit freien Wahlen darf jeder Bürger seine Stimme abgeben. Ein wesentlicher Vorteil dieser Staatsformen ist die Nutzung der Diversität in der Bevölkerung. Es gibt jedoch bedeutsame Unterschiede zwischen Demokratien; in der Bundesrepublik Deutschland besteht eine repräsentative Demokratie, in der Schweiz dagegen eine Direktdemokratie. Wenn diverse Gruppen bessere Entscheidungen für die Gegenwart und die Zukunft treffen als wenige Experten, dann sollten Staaten mit direkten Demokratien und Volksabstimmungen Vorteile gegenüber repräsentativen Demokratien haben.

Betrachten wir die Schweiz als Beispiel für einen Staat mit lange bestehender weitreichender direkter Demokratie, dann müssen wir Folgendes konstatieren: Die Schweiz hat keinen Euro; der Schweizer Franken gilt als stabile Währung. Die Probleme der zurückliegenden Eurokrise haben die Schweiz nur in geringem Maße getroffen. Die Schweiz ist neutral und über einen langen Zeitraum nicht in Kriege involviert. Die Schweiz gilt als besonders wettbewerbsfähiges Land [24] mit einer besonders hohen Zahl von Patentanmeldungen [24] sowie Nobelpreisträgern pro Einwohner [25]. Wohlstand [26] und der Prozentsatz an Dollar-Millionären [27] sind in der Schweiz besonders hoch. Auch im weltweiten Glücksreport liegt die Schweiz weit oben [28]. Die Schweiz übertrifft die Bundesrepublik Deutschland in all diesen Parametern.

Die Ursachen für diese Erfolge sind vielfältig. Als kleines Land muss sich die Schweiz beispielsweise weniger der internationalen Verantwortung stellen. Das erklärt aber nicht alles. Bedeutsam ist sicherlich die direkte Demokratie mit den zwei augenscheinlichen Vorteilen einer besseren Motivation und höheren Diversität der Entscheider.

Die Motivationslage der Einzelpersonen ist in der Schweiz demnach besser. Während die Bürger langfristige Ziele im Auge haben, sind Politiker der Versuchung ausgesetzt, die eigene Wiederwahl zu betreiben und daher kurzfristige Ziele zu verfolgen. Die Entscheidungen in direkten Demokratien sind auch besser, weil die Gesamtgruppe der Entscheider, nämlich das Volk, eine höhere Diversität hat als wenige Experten in den Parlamenten. Im Deutschen Bundestag sitzen kundige Abgeordnete; deren Diversität ist aber deutlich geringer als die der Gesamtbevölkerung: Über 50 Prozent der Bundestagsabgeordneten sind Lehrer, Geistes- oder Naturwissenschaftler oder haben Berufe des Rechts- und Vollstreckungswesens [29]. Die Fraktionsdisziplin engt die Diversität noch weiter ein. Dazu kommt noch die Fünf-Prozent-Hürde. Der Volksentscheid in der Schweiz im Jahr 2012 zur Höhe des Jahresurlaubes zeigt, dass das Volk sinnvolle Antworten wählt, die eine kleine Gruppe von Verhandlungsführern der Tarifpartner oder von Politikern nur schwer findet.

Ein wichtiges Ziel wäre es, die Diversität im Deutschen Bundestag auf ein sinnvolles Mindestmaß zu erhöhen. Wie wichtig diese Vielfalt ist, war offensichtlich schon in der Antike bekannt. Im alten Athen wurden Amtsträger im „Rat der Fünfhundert“, der maßgeblichen Behörde, oder im „Nomotheten“, dem Gesetzgebungsorgan, durch Los gewählt. Dafür gab es eine steinerne Losmaschine, das „Kleroterion“ [30]. Unter dem Aspekt der Diversitätsintelligenz war dieses Vorgehen zielführend.

In Deutschland sind Volksbefragungen derzeit (Stand Februar 2014) nur auf Landesebene möglich. Die Volksentscheide in Bayern zum Nichtraucherschutz (2010), in Hamburg zur Schulreform (2010) oder in Baden-Württemberg zu „Stuttgart21“ (2011) zeigen beispielhaft, wie deren Ergebnisse Politikern die Augen öffnen, zur Befriedung aufgeheizter Diskussion beitragen und zu sinnvollen Lösungen führen.

8 Wahlgleichheit

Bringt es einen Vorteil, klügeren oder gebildeteren Personen, beispielsweise Akademikern, bei Abstimmungen mehr Stimmrecht einzuräumen? Die oben genannten Beispiele, wie die Galton'sche Gewichtsschätzung, der Publikumsjoker bei „Wer wird Millionär?“ oder Wahlen in Demokratien zeigen, dass gute Ergebnisse mit Wahlgleichheit erzielt werden. Ein höheres Stimmgewicht für einzelne Personen würde die Diversität der Gruppe vermindern, insbesondere in kleinen Gruppen. Es ist unklar, ob höher qualifizierte Personen die jeweils gestellten Fragen wirklich besser beantworten können. Die unterschiedlich gute Fähigkeit, wechselnde Fragen zu beantworten, müsste für jeden einzelnen Menschen bei jeder neuen Frage erst untersucht werden. Auch würde eine höhere Gewichtung zum Beispiel gebildeter Personen Kontroversen darüber auslösen, welche Kriterien angewendet werden sollen. Wahlgleichheit, oder „one man, one vote“, optimiert die Diversität und ist eine gute Vorgehensweise, nicht nur in humanen Systemen, sondern auch bei häufig angewendeten komiteebasierten statistischen Klassifikationsalgorithmen, wie dem Random Forest [8].

9 Vorteile bei der Entwicklung komplexer Produkte

Die Vorteile der Diversitätsintelligenz sind auch bei der dezentralen Entwicklung komplexer Produkte erkennbar. Die Online-Enzyklopädie Wikipedia wird weltweit von einer diversen Gruppe von Autorinnen und Autoren geschrieben. Sie ist ähnlich zuverlässig wie die Encyclopædia Britannica [31]. In Deutschland ist der Internet-Browser Firefox vor dem Internet-Explorer der meistgenutzte Browser. Auch das Computerbetriebssystem Linux ist weltweit sehr beliebt, während weltweit auf den meisten Smartphones das Betriebssystem Android installiert ist. All diese Produkte haben eine Gemeinsamkeit: Es sind freie Systeme („open source“), die weltweit im Schwarm weiterentwickelt werden. Das bedeutet: Diversitätsgestützte Produkte sind in vielen Bereichen sehr erfolgreich.

10 Direkt interagierende Gruppen

Bei den bisherigen Beispielen war es vorteilhaft, wenn die Interaktion zwischen Individuen möglichst gering war. Es gibt jedoch auch Formen der Diversitätsintelligenz, die auf der Interaktion zwischen Individuen beruhen, beispielsweise das „Brainstorming“ (Ideenentwicklung in der Gruppe), Consensus-Konferenzen oder multidisziplinäre Fallbesprechungen. Intellektuell anspruchsvolle Aufgaben werden in kleinen Gruppen oftmals sehr effektiv gelöst [32]. Direkt interagierende Gruppen können also wertvoll sein. Bei ihnen besteht aber andererseits die Gefahr von Fehlentscheidungen. Es muss bei direkten Interaktionen in der Gruppe sorgfältig darauf geachtet werden, eine Atmosphäre zur freien Äußerung und Rezeption von Gedanken zu ermöglichen. Andernfalls entstehen „Gruppendenken“ und „Gruppendruck“. Beim Gruppendenken herrscht ein Konsens- und Zugehörigkeitsgefühl, und es entsteht bei den Teilnehmern der Wunsch, mit der Masse zu gehen und dafür den eigenen Standpunkt aufzugeben [33]. Beim Gruppendruck wird Druck auf Andersdenkende ausgeübt.

Menschen in Gruppen sind weniger motiviert, die volle Leistung zu bringen, und zwar dann, wenn nicht klar ist, wie viel jede einzelne Person zur Gesamtleistung beiträgt [34]. Dieses „soziale Faulenzen“ tritt auch bei geistigen Aufgaben in Gruppen auf. Das Wissen um das Ab-

stimmungsergebnis anderer kann die Meinungsbildung signifikant beeinflussen [35], [36]. Diese und weitere Effekte führen dazu, dass Gruppen, die sich mit Brainstorming befassen, meist schlechtere Ergebnisse erbringen als dieselbe Anzahl an Individuen, die alleine arbeiten [37] bis [39]. Die Ineffektivität von direkt interagierenden Gruppen wird beispielsweise auch in Tumorkonferenzen zur gemeinsamen interdisziplinären Entscheidungsfindung für klinische Maßnahmen beobachtet [40].

11 Diversitätsintelligenz und Mitarbeiterführung

Wie können wir die Diversitätsintelligenz für unser tägliches Handeln als Vorgesetzter nutzen?

- Wichtig ist dafür die Kenntnis des Phänomens der Diversitätsintelligenz. Als Vorgesetzter mag ich kompetenter sein als einzelne Mitarbeiter, aber nicht kompetenter als deren Summe. Jeder Mitarbeiter und jede Mitarbeiterin können wertvolle Informationen beisteuern, auch die weniger qualifizierten. Es gilt, das bei den Mitarbeitern versteckte Wissen zu nutzen. Dies fördert den gleichermaßen wertschätzenden Umgang mit allen Mitarbeitern.

- Bei Abstimmungen sollten alle Stimmen gleich gewichtet werden.

- Bei Problemen ist der Ruf nach dem Experten meist unnötig. Oft findet eine diverse Gruppe von Nichtexperten bessere Lösungen als einzelne Experten.

- Bei anstehenden Entscheidungen bewährt es sich, die Mitarbeiter zu fragen. Die Antworten der einzelnen Mitarbeiter sollten dabei allein dem Vorgesetzten zukommen (siehe **Abb. 1**). Sobald einzelne Mitarbeiter ihre Meinung in einer Rundmail an alle senden, wird das Befragungsergebnis wertlos. Die Meinung der Einzelnen kann durchaus transparent dargestellt werden, aber erst nachdem alle ihre Stimme abgegeben haben. Die Entscheidungsfindung durch Mitarbeiterbefragung hat mehrere Vorteile: Die Entscheidungen der diversen Gruppe (der Mitarbeiter) sind oftmals besser als die des einzelnen Experten (des Vorgesetzten). Die Mitarbeiter tragen die getroffene Entscheidung leichter mit, weil sie an der Entscheidungsfindung beteiligt wa-

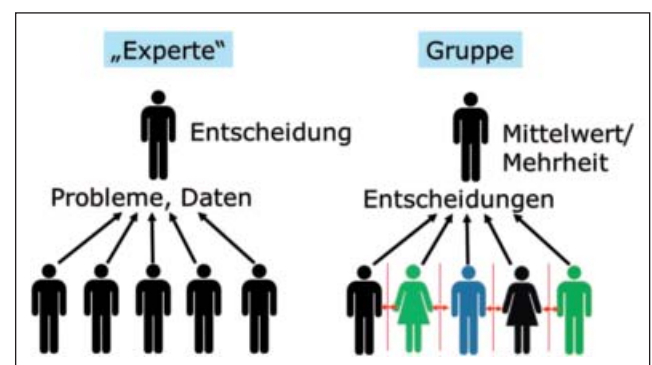


Abb. 1: Links: Die Mitarbeiter sind wenig divers. Der Vorgesetzte entscheidet aufgrund der von den Mitarbeitern zur Verfügung gestellten Daten. Rechts: Die Mitarbeiter sind divers. Der Vorgesetzte stellt Fragen, die die Mitarbeiter jeweils einzeln für sich, möglichst ohne Interaktion mit ihren Kollegen beantworten. Der Vorgesetzte sammelt die Antworten. Der Mittelwert beziehungsweise die Mehrheitsmeinung entscheidet.

DIVERSITÄTSINTELLIGENZ

ren. Der Vorgesetzte hat weniger Stress, weil er die Entscheidung nicht alleine fällt, sondern sie mehrheitlich in der Gruppe getroffen wird.

12 Politisch korrekt?

Unter den Augen der Öffentlichkeit und in Parlamenten getroffene Entscheidungen sind wahrscheinlich häufiger „politisch korrekt“ als solche Entscheidungen, die durch Volksbefragungen entstehen. Nach meiner Einschätzung ist noch nicht klar, welche Auswirkungen es hat, die Regeln politischer Korrektheit durch Volksentscheide zu relativieren. Die Regeln politischer Korrektheit werden von Einzelnen aufgestellt, und die Auswirkungen solcher angeblich vernünftigen Regeln werden typischerweise nicht empirisch untersucht; schon deswegen ist eine gewisse Skepsis diesen Regeln gegenüber angebracht. Politische Korrektheit tendiert dazu, Unterschiede zwischen Menschen wegzureden. Dabei ist ein gesundes Maß an Diversität besonders wertvoll. Allen Menschen muss eine gleich hohe Wertschätzung entgegengebracht werden; alle Menschen sind vor dem Gesetz gleich; dennoch gibt es Unterschiede zwischen Menschen, und das ist gut so.

13 Quantifizierung von Diversität

Wie lässt sich Diversität quantifizieren? Ein Diversitäts-Index beschreibt quantitativ, wie viele verschiedene Typen in einem Datensatz vorkommen und wie gleichmäßig die Typen über die einzelnen Sätze des Datensatzes verteilt sind. Die Diversität steigt mit der Anzahl der Typen und mit einer gleichmäßigen Verteilung der Typen.

Dazu ein Beispiel: Eine Gruppe von zwanzig katholischen Frauen hätte eine geringe Diversität; die Redundanz in dieser Gruppe wäre hoch. Die Hinzunahme einer Person mit anderen Eigenschaften erhöht die Diversität; zum Beispiel in einer Gruppe aus neunzehn katholischen Frauen und einem evangelischen Mann. Eine maximale Diversität bestünde in dieser Gruppe bei gleichmäßiger Verteilung von Geschlecht und Religion, das heißt: in einer Gruppe aus zwanzig Personen, bestehend aus jeweils fünf katholischen Frauen und Männern sowie jeweils fünf evangelischen Frauen und Männern. Zur Quantifizierung von Diversität existieren verschiedene Maße [41], zum Beispiel der Simpson-Index [42].

14 Grenzen der Diversitätsintelligenz

Diversitätsintelligenz entsteht nur unter bestimmten Voraussetzungen. Fehlende Diversität, fehlender Zugang zu allen Sichtweisen, die Beeinflussung der Einzelentscheidung durch sichtbare Vorentscheidungen anderer, ein fehlender Mechanismus zur Aggregation der Teilm Informationen sowie Gruppendruck, Gruppendenken oder soziales Faulenzen mindern das Potenzial der Gruppe.

Die umfassende Lösung für alle Fragen ist Diversitätsintelligenz allerdings nicht. Die Weltgeschichte zeigt, dass radikal neue Ideen oder Geistesblitze oft von genialen Einzeldenkern stammen. Neue Entwicklungen werden teilweise sofort begeistert aufgenommen und akzeptiert, wie man an den Produkten der Firma Apple unter Steve Jobs sehen konnte. Manchmal muss die Masse erst mühsam von den neuen Realitäten überzeugt werden, wie bei Charles Darwin oder Galileo Galilei. Und es gibt überragende Experten, zum Beispiel den Fondsmanager Warren Buffet, der jahrelang die führenden Aktienmärkte übertroufen hat. Die Max-Planck-Gesellschaft wiederum ist sehr erfolgreich mit

ihrem Prinzip, einzelne Spitzenforscher zu fördern und ganze Institute um diese überragenden Experten herum zu entwickeln.

15 Häufige Missverständnisse

Wenn ich mit anderen über Diversitätsintelligenz diskutiere, höre ich oft folgende Auffassungen: „Wenn man sich eine Gruppe von Menschen vorstellt, dann ist es üblicherweise die geballte Inkompetenz mit einem nur durchschnittlichen IQ.“

Bei Diversitätsintelligenz geht es nicht um die Leistung der Gruppe (zum Beispiel um den durchschnittlichen Intelligenzquotienten), sondern um Einschätzungen und Bewertungen. Mehrheitsentscheidungen aus diversen Gruppen sind oft besser als alle Einzelschätzungen.

„Massen sind sehr leicht manipulierbar.“ Richtig: Der Mittelwert oder die Mehrheitsentscheidung einer Gruppe ist nur dann besser, wenn die Einzelschätzungen unbeeinflusst erfolgen. Offensichtlich sind aber Beeinflussungen von außen dann tolerierbar, wenn sie gleichzeitig aus verschiedenen Richtungen kommen. Damit hängt auch die folgende Meinung zusammen. „Was die Massen mit ihren Entscheidungen anstellen, haben wir in unserer deutschen Geschichte gesehen.“ Hier gab es eine besonders starke Manipulation nur aus einer Richtung. Möglicherweise wäre die deutsche Geschichte mit Direktdemokratie anders verlaufen. Das Beispiel der Schweiz zeigt zumindest die politische Stabilität unter Nutzung der Diversitätsintelligenz. Der deutsche Überraschungsangriff auf Polen hätte unter den Bedingungen zwingender Volksbefragungen möglicherweise nicht stattgefunden. Diversitätsintelligenz mit Volksbefragungen wirkt nach meiner Einschätzung kriegsverhindernd. Die deutsche Geschichte ist eher ein Beispiel dafür, wie gefährlich es ist, die Diversität der Bevölkerung durch Beschneidung der Meinungsfreiheit und durch Manipulation aus nur einer Richtung zu minimieren.

16 Literatur

- [1] Hastie R, Kameda T (2005) The robust beauty of majority rules in group decisions. *Psychol Rev* 112: 494-508
- [2] Galton F (1907) *Vox populi*. *Nature* 75: 450-451
- [3] Fisher L (2010) Schwarmintelligenz – Wie einfache Regeln Großes möglich machen. Frankfurt/Main: Eichborn AG. 269 p
- [4] Simons AM (2004) Many wrongs: the advantage of group navigation. *Trends Ecol Evol* 19: 453-455
- [5] Glass GV (1976) Primary, secondary, and meta-analysis of research. *Educational Researcher* 5: 3-8
- [6] Ciesla JA, Roberts JE (2001) Meta-analysis of the relationship between HIV infection and risk for depressive disorders. *Am J Psychiatry* 158: 725-730
- [7] Page L, Brin S, Motwani R, Winograd T (1998) The PageRank citation ranking – bringing order to the web. http://www.cis.upenn.edu/~mkearns/teaching/NetworkedLife/page_rank.pdf (zuletzt aufgerufen: 10. 02. 2014)
- [8] Breiman L (2001) Random Forests. *Machine Learning* 45: 5-32
- [9] Cunningham P, Carney J (2000) Diversity versus quality in classification ensembles based on feature selection. In: 11th European Conference on Machine Learning: 109-116
- [10] Zenobi G, Cunningham P (2001) Using diversity in preparing ensembles of classifiers based on different feature subsets to minimize generalization error. In: *Lecture Notes in Computer Science, Proceedings of ECML, 2001*. Springer Verlag. pp. 576-587

- [11] Bates JM, Granger CWJ (1969) The combination of forecasts. *Operational Res Quart* 20: 451-468
- [12] Clemen RT (1989) Combining forecasts: a review and annotated bibliography. *Int J Forecasting* 5: 559-583
- [13] Arrow KJ, Forsythe R, Gorham M, Hahn R, Hanson R et al. (2008) Economics. The promise of prediction markets. *Science* 320: 877-878
- [14] Berlemann M, Schmidt C (2001) Predictive accuracy of political stock markets. Empirical evidence from a European perspective. 2-42. <http://edoc.hu-berlin.de/series/sfb-373papers/2001-57/PDF/57.pdf> (zuletzt aufgerufen: 10. 02. 2014)
- [15] Blinder AS, Morgan J (2008) Leadership in groups: a monetary policy experiment. *Int J Central Banking* 4: 117-150
- [16] Siemens, Diversity bedeutet Geschäftserfolg. http://www.siemens.de/jobs/arbeiten_bei_siemens_de/diversity/seiten/home.aspx (zuletzt aufgerufen: 10. 02. 2014)
- [17] Franke GR, Crown DF, Spake DF (1997) Gender differences in ethical perceptions of business practices: a social role theory perspective. *J Appl Psychol* 82: 920-934
- [18] Voyer D, Voyer S, Bryden MP (1995) Magnitude of sex differences in spatial abilities: a meta-analysis and consideration of critical variables. *Psychol Bull* 117: 250-270
- [19] Born MPH, Bleichrodt N, van der Flier H (1987) Cross-cultural comparison of sex-related differences on intelligence tests: a meta-analysis. *J Cross-Cultural Psychol* 18: 283-314
- [20] Cosgrove KP, Mazure CM, Staley JK (2007) Evolving knowledge of sex differences in brain structure, function, and chemistry. *Biol Psychiatry* 62: 847-855
- [21] Wikipedia, Sex differences in human psychology. http://en.wikipedia.org/wiki/Sex_differences_in_human_psychology (zuletzt aufgerufen: 10. 02. 2014)
- [22] SAP und Specialsterne fördern Menschen mit Autismus. <http://de.news-sap.com/2013/05/21/sap-und-specialsterne-fordern-menschen-mit-autismus> (zuletzt aufgerufen: 10. 02. 2014)
- [23] Hong L, Page SE (2004) Groups of diverse problem solvers can outperform groups of high-ability problem solvers. *Proc Natl Acad Sci U S A* 101: 16385-16389
- [24] World Economic Forum (2014) The Global Competitiveness Report 2013 – 2014. <http://www.weforum.org/reports/global-competitiveness-report-2013-2014> (zuletzt aufgerufen: 10. 02. 2014)
- [25] Wikipedia, List of countries by Nobel laureates per capita. http://en.wikipedia.org/wiki/List_of_countries_by_Nobel_laureates_per_capita (zuletzt aufgerufen: 10. 02. 2014)
- [26] Legatum Institute (2014) Legatum Prosperity Index. <http://www.prosperity.com/#/> (zuletzt aufgerufen: 10. 02. 2014)
- [27] Capgemini, RBC Wealth Management (2014) World Wealth Report 2013. http://www.capgemini.com/resource-file-access/resource/pdf/wwr_2013_0.pdf (zuletzt aufgerufen: 10. 02. 2014)
- [28] Helliwell J, Layard R, Sachs J (2014) World Happiness Report 2013. http://unsdsn.org/files/2013/09/WorldHappinessReport2013_online.pdf (zuletzt aufgerufen: 10. 02. 2014)
- [29] Deutscher Bundestag – Berufsstruktur. https://www.bundestag.de/dokumente/datenhandbuch/03/03_11/03_11_01.html (zuletzt aufgerufen: 10. 02. 2014)
- [30] Wikipedia, Kleroterion. <http://de.wikipedia.org/wiki/Kleroterion> (zuletzt aufgerufen: 10. 02. 2014)
- [31] Giles J (2005) Internet encyclopaedias go head to head. *Nature* 438: 900-901
- [32] Laughlin PR, Hatch EC, Silver JS, Boh L (2006) Groups perform better than the best individuals on letters-to-numbers problems: effects of group size. *J Pers Soc Psychol* 90: 644-651
- [33] Baron RS (2012) So right it's wrong: groupthink and the ubiquitous nature of polarized group decision making. *Adv Exp Soc Psychol* 37: 219-253
- [34] Karau SJ, Williams KD (1993) Social loafing: a meta-analytic review and theoretical integration. *J Pers Soc Psychol* 64: 681-706
- [35] Muchnik L (2013) Social influence bias: A randomized experiment. *Science* 341: 647-651
- [36] Lorenz J, Rauhut H, Schweitzer F, Helbing D (2011) How social influence can undermine the wisdom of crowd effect. *Proc Natl Acad Sci U S A* 108: 9020-9025
- [37] Kerr NL, Tindale RS (2004) Group performance and decision making. *Annu Rev Psychol* 55: 623-655.
- [38] Schulz-Hardt S (2012) Die große Illusion – Zur Synergie in Gruppen. *Forschung & Lehre* 19: 744-745
- [39] Gigone D, Hastie R (1997) Proper analysis of the accuracy of group judgments. *Psychol Bull* 121: 149-167
- [40] Lamb BW, Brown KF, Nagpal K, Vincent C, Green JS et al. (2011) Quality of care management decisions by multidisciplinary cancer teams: a systematic review. *Ann Surg Oncol* 18: 2116-2125
- [41] Wikipedia, Diversity index. http://en.wikipedia.org/wiki/Diversity_index (zuletzt aufgerufen: 10. 02. 2014)
- [42] Simpson EH (1949) Measurement of diversity. *Nature* 163: 668

IMPRESSUM

HERAUSGEBER

Bundesvereinigung der Prüfengeiere 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, Lahring 36, 53639 Königswinter
Tel.: 0 22 23/91 23 15, 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: Dr.-Ing. Ulrich Deutsch, Frankfurt am Main

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

Niedersachsen: Dipl.-Ing. Wolfgang Wienecke, Braunschweig

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

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

Saarland: Dipl.-Ing. Gerhard Schaller, Homburg

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

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

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

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

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

DRUCK

Vogel Druck und Medienservice, Leibnizstraße 5, 97204 Höchberg

DTP

Satz-Studio Heimerl, Scherenbergstraße 12, 97082 Würzburg

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

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

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

Auflage: 5000 Exemplare

