



DER PRÜFINGENIEUR

Das Magazin der Bundesvereinigung der Prüfsingenieure für Bautechnik

- Die BVPI lehnt die Haftungsverpflichtung der neuen MVV TB strikt ab
- Großbritannien will eine unabhängige gesetzliche Baukontrolle einführen
- Befestigungen in Beton werden jetzt erstmals in einer Norm geregelt
- Die neue Zugspitz-Seilbahn: Ein Ingenieurbauwerk auf höchstem Niveau
- Verblüffende Effekte offener Grundsatzfragen des Rückbaus von Brücken
- Reale Berechnung gesellschaftlich akzeptierter Stauzeiten in Schulen
- Drei Modelle für die statische Bemessung von Holz-Beton-Verbunddecken
- Das „Mühlenberger Loch“: Lehrstück für das Bauen in sehr weichem Grund

Nicht hinnehmbar



Prof. Dr.-Ing. Sylvia Heilmann
Prüfingenieurin für Brandschutz, öffentlich bestellte und vereidigte Sachverständige für Brandschutz, Honorarprofessorin der Technischen Universität Dresden für Brandschutz; im Vorstand der Bundesvereinigung der Prüfingenieure für Bautechnik (BVPI) zuständig für Brandschutz

Der Professor Dr. jur. Dr. sc. pol. Udo Di Fabio ist ein Staatswissenschaftler von exquisiter professioneller Reputation. Er hat sich als Richter des Bundesverfassungsgerichts zwölf Jahre lang grundgesetzlich relevanten Sachverhalten des Völkerrechts, des Europarechts und des Parlamentsrechts verschrieben, er gibt das seit 1886 erscheinende „Archiv des öffentlichen Rechts“ heraus und er ist Direktor des weltweit renommierten Instituts für Öffentliches Recht der Rheinischen Friedrich-Wilhelms-Universität in Bonn.

Was konnte für die Bundesvereinigung der Prüfingenieure für Bautechnik (BVPI) näher liegen, als einen Mann mit dieser markanten juristischen Bildung um eine rechtswissenschaftliche Beurteilung und staatsrechtlich gesicherte Lösung eines existenziellen Problems des ganzen Berufsstandes zu bitten? Dabei geht es um das Bauproduktenurteil des Europäischen Gerichtshofs, das den Prüfingenieuren und Prüfsachverständigen den festen Boden eindeutiger Bewertungsmöglichkeiten von Bauprodukten unter den Füßen weggezogen hat. Das Urteil setzt sie stattdessen neuen, unbeherrschbaren haftungsrechtlichen Risiken aus, deren europarechtlicher Anlass den nationalen Sinn ihrer Aufgabe, nämlich für öffentliche Sicherheit zu sorgen, ad absurdum führt. Den amtlich beliehenen Prüfingenieuren steht dabei die Amtshaftung zur Seite ...

... und den privat beauftragten Prüfsachverständigen? Sie müssten, da sie im Kern die gleichen Aufgaben erfüllen, auch über dieselben gesetzlichen Haftungsregeln verfügen können, wie ihre hoheitlich tätigen Kollegen. Denn: „Auch die Tätigkeit der Prüfsachverständigen erfolgt im öffentlichen, und nicht im privaten Interesse“ – so hat Di Fabio sein Gutachten auf den Punkt gebracht und präzise belegt, dass „vor dem neuen regulatorischen Hintergrund“ (der Bauproduktenverordnung) „die Einstufung von Prüfsachverständigen als Beliehene geboten ist“, mit der ihnen die Amtshaftung eröffnet wäre.

Den Grund für sein eindeutiges Votum sieht Di Fabio in der Gesamtverantwortung des Staates für die bauliche Sicherheit seiner Bürger und für ihren Schutz vor „unangemessenen Negativfolgen der unionalen Gesetzgebung“. Die aber lägen klar zutage, weil „das juristische europäische Mehrebenensystem ... für Bauprodukte und Baukonstruktionen in der praktischen Umsetzung derartige Defizite hat, dass es zur Gewährleistung einer ausreichenden Bauwerkssicherheit ergänzender

Maßnahmen bedarf“, nämlich der amtlichen Beleihung nicht nur der Prüfingenieure, sondern synchron auch der Beleihung der Prüfsachverständigen.

Damit hat dieser versierte Spitzenjurist klargemacht, warum die Sicherheit des Bauens und unserer Bauwerke von einem gesetzlich konstituierten Widerspruch bedroht werden, dessen Schadenspotenzial in der Praxis beachtliche Ausmaße annehmen kann. Die Gefahren, die sich daraus ergeben, werden eine direkte Folge der sicherheitsrelevanten Grundstruktur der Bauproduktenverordnung der EU sein, die unseren nationalen Sicherheitsanforderungen ganz evident widerspricht. Denn die binnenmarktpolitisch motivierte Regelungsarchitektur der EU, die eine vollkommene und grenzenlose Marktfreiheit bezweckt, verbietet es uns in Deutschland, die nach hiesiger Beurteilung zumindest unvollständigen EU-Normen mit nationalen Vorschriften unseren spezifischen eigenen Sicherheitsansprüchen anzupassen. Die marktintendierte, angelsächsisch geprägte EU-Gesinnung verschiebt die Verantwortung für die Sicherheit am Bau also in ganz Europa auf Private, obwohl die innere Sicherheit grundgesetzlich den europäischen Staaten selbst obliegt.

So wird mit den neuen EU-Regeln die faktische Verantwortung für die tatsächlichen Eigenschaften und sicherheitstechnischen Qualitäten der Bauprodukte den privaten Sachverständigen oktroyiert, weil die Hersteller solcher Produkte keine exakten Angaben über Produktqualitäten und -eigenschaften mehr machen müssen. Sie dürfen sich auf allgemeine Hinweise beschränken und lassen die Prüfer mit ungefähren Produkterklärungen allein, was unverantwortlich, unpraktikabel und lebens- und praxisfern ist. Den privaten und den hoheitlich tätigen Prüfingenieuren abverlangt diese Regelung zudem noch sehr viel zusätzliche Arbeit, Arbeit, die nicht einmal honoriert wird.

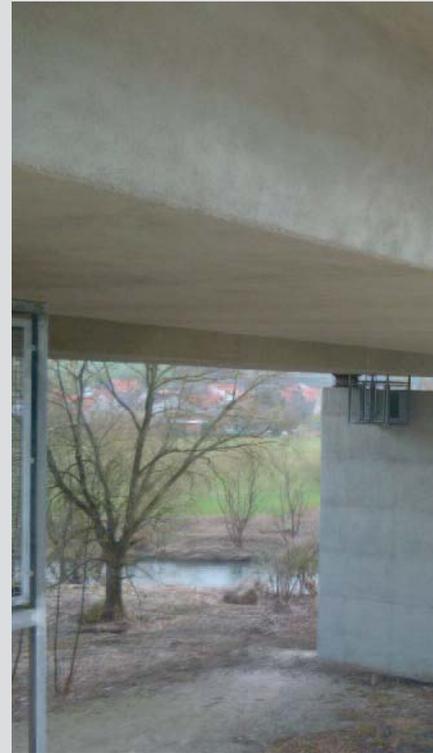
Die eigentliche Dimension dieses Problems wird aber erst dann deutlich, wenn man sich eingesteht, dass das große politische Experiment gescheitert ist, das Bund und Länder mit der Deregulierung der staatlichen Bauaufsicht in den vergangenen drei Jahrzehnten gewagt haben. Diese Erkenntnis muss jetzt zur reaktiven Handlung reifen. Bund und Länder müssen sich endlich eingestehen, dass der sogenannte schlanke Staat auf diesem Sektor der ordnungspolitischen Moderne ein Fehler war, und dass die Sicherheit des Bürgers so schnell wie möglich wieder des Staates schützender Hand überantwortet werden muss.

Die Bundesvereinigung und die Landesvereinigungen der Prüfingenieure haben die Ergebnisse des Gutachtens und ihre daraus abzuleitenden Forderungen in den letzten Monaten auf zahlreichen politischen Ebenen vorgestellt und erläutert. Dabei zeigte sich, dass vielfach wohl längst verstanden worden ist, welche enormen technischen Risiken die ausschließlich wirtschaftlich begründete Marktliberalisierung der EU zur Folge haben wird, Folgen, die nicht hinnehmbar sind und denen deshalb jetzt in Bund und Ländern energisch und zielstrebig mit gesetzlichen und verordnungsrechtlichen Mitteln entgegengetreten werden muss.



GERÜSTBAU UNTER HÄRTESTEN BEDINGUNGEN war für den Bau der neuen Zugspitz-Seilbahn nötig, die das längste freie Spannfeld und den größten Gesamthöhendifferenz der Welt überwindet. Wir schildern die sehr schwierigen geologischen Gründungsverhältnisse für die neue Berg- und Talstation der Zugspitz-Seilbahn und beschreiben ihre Tragsysteme und die faszinierende Seilbahntechnik, und zwar ab Seite 18

FÜR DIE RÜCKBAUPLANUNG VON BRÜCKENBAUWERKEN können bei der Bemessung grundsätzliche Fragen auftauchen, die nicht eindeutig beantwortet werden können, aber erhebliche Auswirkungen auf die Vorgehensweise für den Rückbau entwickeln. Am Beispiel dieser alten Autobahnbrücke bei Fulda stellen wir dar, wie gravierend diese Auswirkungen tatsächlich sein können. Seite 46



EDITORIAL

Prof. Dr.-Ing. Sylvia Heilmann:
Nicht hinnehmbar

3

NACHRICHTEN

Die BVPI und die Bauverbände wehren sich gegen die Umsetzung der MVV TB in das Baurecht der Länder/Sie ist „ein unvollständiges, oft unklar formuliertes und insofern für die Baupraxis unbrauchbares Instrument“	6
Bautechnisches Seminar NRW: Die Wohngebäude der Gebäudeklassen 1 und 2 müssen künftig stichprobenhaft kontrolliert werden	7
Befestigungen in Beton werden jetzt erstmals in einer Norm geregelt	8
Fachtagung Konstruktiver Ingenieurbau mit Schwerpunkt Eisenbahnbrücken	9
Der BÜV aktualisiert Wissenslücken zwischen alten und neuen Zertifizierlehrgängen für Sachkundige Planer	10
Neuerscheinung zweier Nationaler Anhänge zu Eurocode 1: Regelungen zu Einwirkungen aus Schneelasten und aus Kranen und Maschinen	10
Prüfingenieure legen drei neue Technische Mitteilungen vor	11
Untersuchungsergebnis nach dem Greenfell-Brand: Britische Bauvorschriften sollen künftig zentral und unabhängig geprüft werden	12
Neuer Vorstand der Prüfingenieure in Berlin: Thomas Rostalski löst Hartmut Kalleja ab	14
24 neue Sachkundige Planer für den Schutz und die Instandhaltung von Betonbauteilen zertifiziert/Nächster Lehrgang im März 2020	14
Der neue DPÜ-Ausbildungsbeirat für Sachkundige Planer für die Sanierung und Instandhaltung von Betonbauteilen nahm seine Arbeit auf	15
Arbeitstagung der Bundesvereinigung der Prüfingenieure im September im Schloss Herrenhausen in Hannover/Themen: Windenergieanlagen, Brandschutz, Holzbau, multidisziplinäre Planung, Infralichtbeton, Risskonzepte	16
Markus Hennecke wurde zum neuen Vorsitzenden der vpi-EBA gewählt	17
Jörg Diener neuer Vorsitzender der thüringischen Landesvereinigung	17



Foto: Ingenieurgruppe Bauen



Foto: Kaden Klingbeil Architekten

HOHE HOLZHÄUSER – wie dieses in Berlin – sind in Deutschland eher selten. Das könnte daran liegen, dass die beratenden, entwerfenden und planenden Ingenieure und Architekten zu wenig darüber gelernt haben und deshalb zu wenig wissen über die bautechnischen Qualitäten des Holzes. Was ein diplomierter Holzbauingenieur darüber denkt und wie er mit Holz umgeht, berichtet er deshalb auf Seite 55

SEIL- UND BERGBAHNTECHNIK/GEOLOGIE

Dr.-Ing. Erhard Garske/Dipl.-Ing. Peter Huber/Mag. Dr. Rufus J. Bertle/Dipl.-Ing. Sven Winter:
 Eine Ingenieuraufgabe von besonders hohem Rang: Der Bau der Zugspitz-Seilbahn mit Tal- und Bergstation/ „Ein derart anspruchsvolles und komplexes Bauvorhaben kann nur mit einem äußerst engagierten Team gelingen“ 18

BRANDSCHUTZ

Dipl.-Ing. Carina Peveling:
 Mit adäquaten Ingenieurmethoden können gesellschaftlich akzeptierte Stauzeiten in Schulen nachgewiesen werden/Ihre Anwendung bedingt aber die volle Vertrautheit des Ingenieurs mit allen Spezifika der Berechnungsmethode 33

BRÜCKENRÜCKBAU

Dr.-Ing. Alfred Krill:
 Erfahrungen bei der Rückbauplanung einer Autobahnbrücke mit nur einem gewickelten Baur-Leonhardt-Spannglied/Ungeklärte Grundsatzfragen können bei der Bemessung erhebliche Auswirkungen auf die Vorgehensweise haben 46

BAUEN MIT HOLZ

Dipl.-Holzbauing. (FH) Tobias Götz:
 Das Wissen um die bautechnischen Qualitäten von Holz ist in der Berufspraxis noch nicht weit genug verbreitet/Dabei könnte die oft anspruchsvollere Holzbauplanung mit Hilfe der Holzbauingenieure gut beherrscht werden 55

ERD- UND GRUNDBAU

Dipl.-Ing. Holger Reuss:
 Bauen in wenig tragfähigem Untergrund am Beispiel des Ausbaus einer Industriefläche in das „Mühlenberger Loch“/Ein kühner Sondervorschlag mit GEC-Säulen zeitigte enorme technische, zeitliche und materielle Vorteile 64

IMPRESSUM

73

Die BVPI und die Bauverbände wehren sich gegen die Umsetzung der MVV TB in das Baurecht der Länder Sie ist „ein unvollständiges, oft unklar formuliertes und insofern für die Baupraxis unbrauchbares Instrument“

Die Bundesvereinigung der Prüfingenieure für Bautechnik (BVPI) hat es – zusammen mit den baugewerblichen und den bauindustriellen Zentralverbänden Deutschlands – abgelehnt, jene Haftungsverpflichtung für die Sicherheit von Bauwerken zu tragen, die sich aus den Vorschlägen zur Umsetzung der EU-Bauproduktenverordnung in das Baurecht der Länder ergeben wird. Das geht als zentrale berufs- und ordnungspolitische Aussage aus einer „Gemeinsamen Stellungnahme“ hervor, mit der diese Verbände deutliche Kritik an der neuesten Version der Muster-Verwaltungsvorschrift Technische Baubestimmungen (MVV TB) üben, die derzeit in das Baurecht der Länder transformiert wird. Das Deutsche Institut für Bautechnik (DIBt) hatte diesen neuen Entwurf zuständigkeithalber erarbeitet und dann zu einem Anhörungsverfahren geladen, an dem – gemeinsam mit den Spitzenverbänden des Baugewerbes, der Bauindustrie und der planenden und beratenden Ingenieure – auch die Vertreter der BVPI teilnahmen, um Kritik und Einwände dort direkt zur Geltung bringen zu können.

In der „Gemeinsamen Stellungnahme“ der Bau- und Ingenieurverbände, die von der BVPI mitentworfen worden war, heißt es wörtlich, der vorgelegte Entwurf der Muster-Verwaltungsvorschrift Technische Baubestimmungen (MVV TB 2019/1) manifestiere immer noch einen „für die Baupraxis sehr kritischen Umbruch im Bauordnungsrecht, den wir nicht für zielführend halten“, weil die „Notwendigkeit, konsequent und durchgehend verwendungsspezifische Anforderungen an CE-gekennzeichnete Bauprodukte festzulegen“ in diesem Entwurf nicht umgesetzt worden sei. Und weiter heißt es klipp und klar: „Die sich aus defizitären Bauproduktnormen ergebende Haftung für die Sicherheit von Bauwerken und Verantwortung für deren bauaufsichtliche Abnahme können die am Bau Beteiligten in diesem Rechtsrahmen nach wie vor nicht tragen.“ Insofern sei, so schlussfolgern die Verbände in ihrer Stellungnahme, die MVV TB auch in der nun vorgelegten neuen Fassung ein „unvollständiges, vielfach unklar formuliertes und insofern für die Baupraxis unbrauchbares Instrument“, weil auch diese Fassung der MVV TB „ohne eine konsequente Benennung verwendungsspezifischer Anforderungen an Bauprodukte insgesamt hinter den Erwartungen der

Baupraxis“ zurückbleibe und „als konkretisierende Rahmenbedingung für einen Wirtschaftszweig mit einem Volumen von mehr als 400 Milliarden Euro nach wie vor inakzeptabel“ sei.

Unter dieser generellen Beanstandung des derzeitigen Entwurfs einer MVV TB haben die Verbände des Baugewerbes, der Bauindustrie, der Ingenieurplaner und der Prüfingenieure und Prüfsachverständigen als gemeinsame Anliegen drei konkrete Forderungen gestellt:

1. Konsequente und durchgehende Festlegung von verwendungsspezifischen Anforderungen;
2. Aufnahme aller im Konsensverfahren entstandenen und derzeit verfügbaren technischen Regeln in die Neufassung der MVV TB, in denen solche Festlegungen getroffen werden;
3. deutliche Verstärkung des Drucks seitens Bund und Ländern auf die Europäische Kommission, die Mandate für die harmonisierten Bauproduktnormen unverzüglich in ein mit der Bauproduktenverordnung kompatibles Format zu übertragen.

Mit diesen Forderungen haben die Bauverbände endgültig klargemacht, dass mit ihnen eine Umkehrung der Verantwortung für bestimmungsspezifische Eigenschaften von Bauprodukten nicht zu machen sein wird.

Weitere Stellungnahmen, in denen ganz konkrete und detailliert beschriebene Verbesserungsvorschläge für die bestehende Entwurfsfassung der MVV TB gemacht werden, haben die Verbände als individuelle Stellungnahmen aus ihrer jeweils speziellen fachlichen Sicht zusätzlich eingereicht. Die Stellungnahme der BVPI umfasst eine Synopse von sechzehn Seiten, die in einer Spalte auf der einen Seite Kommentare und Einwände zu den bestehenden Formulierungen der MVV TB enthält und auf der anderen Seite in derselben Spalte die Änderungsvorschläge der Prüfingenieure und Prüfsachverständigen. Die Stellungnahme kann auf www.bvpi.de/Aktuelles eingesehen werden.

-kw-



Foto: Deutsches Institut für Bautechnik

DAS GANZE BAUORDNUNGSRECHT wird von dem neuen Entwurf der Muster-Verwaltungsvorschrift Technische Baubestimmungen einem radikalen Umbruch unterworfen, den die gesamte deutsche Bauwirtschaft für nicht zielführend hält und deswegen gemeinsam strikt ablehnt.

Traditionelles 27. Bautechnisches Seminar in NRW: Neue LBO mit Qualifiziertem Tragwerksplaner in Kraft Die Wohngebäude der Gebäudeklassen 1 und 2 müssen künftig stichprobenhaft kontrolliert werden

Die neue Landesbauordnung von Nordrhein-Westfalen und die baurechtliche Situation nach dem Urteil des Europäischen Gerichtshofs zur Bauproduktenverordnung der EU – das waren die zentralen Themen des traditionellen 27. Bautechnischen Seminars, zu dem das Ministerium für Heimat, Kommunales, Bau und Gleichstellung des Landes Nordrhein-Westfalen (MHKBG NRW), die Vereinigung der Prüfsachverständigen für Baustatik in NRW (vpi-NRW), der Landesverband NW im Verband Beratender Ingenieure VBI und die Ingenieurkammer Bau NRW neulich wieder nach Ratingen eingeladen hatten, um die Fachwelt des Landes über die praktischen Ergebnisse und theoretischen Erkenntnisse renommierter Wissenschaftler und anerkannter Sachverständiger und über neueste bautechnische Entwicklungen und Vorschriften zu informieren.

Diese Fachtagung hat sich in den vergangenen fast drei Jahrzehnten eine so exzellente Reputation erworben, dass sich sogar die jeweiligen zuständigen Fachminister gelegentlich dort einfinden. So auch in diesem Jahr, als die Chefin dieses Hauses, Ina Scharrenbach, den vielen Ingenieuren ihre Referenz erwies, um in einem Grußwort aus höchster Würde landesbaupolitische Akzente zu setzen und ordnungspolitische Vorhaben und Entscheidungen zu erläutern – nachdem der Vorsitzende der vpi-NRW, Dipl.-Ing. Alexander Pirlet, die Tagung eröffnet hatte.

Danach ging es gleich in medias res, und zwar mit dem Vortrag von Ministerialrat Dipl.-Ing. Jost Rübél, der im MHKBG das Referat Baulicher Brandschutz, Sonderbauten und bauaufsichtliche Regelungen für die technische Gebäudeausrüstung leitet. Er referierte über die neue Landesbauordnung von Nordrhein-Westfalen, die am 1. Januar dieses Jahres in Kraft getreten ist, und informierte über die damit verbundenen Änderungen für den baulichen Brandschutz im Land. Zukünftig wird es, erklärte Rübél, wie schon in der Musterbauordnung (MBO) von 2016, auch in NRW die Gebäudeklassen 1 bis 5 geben. Durch die neuen Regelungen werde ins-



DIE MINISTERIN im Kreis einiger Veranstalter des 27. Bautechnischen Seminars in Ratingen: Ina Scharrenbach, die in Nordrhein-Westfalen für das Bauen zuständige Ministerin, und (von links) der Vorsitzende der Vereinigung der Prüfsachverständigen für Baustatik in NRW, Dipl.-Ing. Alexander Pirlet, neben ihm Dipl.-Ing. Andreas Plietz, der in Scharrenbachs Ministerium das Referat Bautechnik leitet, und Dr.-Ing. Heinrich Bökamp, der Präsident der Ingenieurkammer Bau NRW.

besondere das Bauen mit Holz vereinfacht, sodass zukünftig mehrgeschossige Gebäude in Holzbauweise mit Brandschutzanforderungen möglich seien.

Vor diesem Hintergrund erläuterte Prof. Dipl.-Ing Balthasar Gehlen von der gleichnamigen Düsseldorfer Partnerschaft Beratender Ingenieure die Überwachung eines Bauvorhabens durch den Bauleiter, der für die Einhaltung der öffentlich-rechtlichen Anforderungen verantwortlich ist. Anhand von Fotos aus der Baupraxis dokumentierte Gehlen beispielhaft einige der wichtigen Punkte, die von der Bauleitung besonders zu beachten sind. Sie sind vom Technischen Koordinierungsausschuss NRW in einem Leitfaden für die statisch-konstruktive Bauüberwachung zusammengefasst und beschrieben worden (www.vpi-nrw.de/Technik/Arbeitshilfen). Zwecks Überprüfung der Bauleitung erfolgen, wie Gehlen die entsprechenden Teile der Landesbauordnung veranschaulichte, für Wohngebäude der Gebäudeklassen 1 und 2 zukünftig stichprobenhafte Kontrollen durch Qualifizierte Tragwerksplaner. Diese müssen eine mindestens dreijährige Berufserfahrung nachweisen und in einer Liste der Ingenieur- oder Architektenkammer geführt werden. Bei Gebäuden der Gebäudeklasse 3 bis 5 und bei Sonderbauten erfolge die Prüfung und die stichprobenhaften Kontrollen wie bisher über den

staatlich anerkannten Sachverständigen für die Standsicherheit.

Über baurechtliche Änderungen anderer Art referierte sodann der Beratende Ingenieur und Prüfsachverständiger für Baustatik Prof. Dr.-Ing. Robert Hertle vom Ingenieurbüro Hertle Ingenieure in Gräfelfing bei München. Er umriss die Wirkungskraft der EU-Bauproduktenverordnung und berichtete über die Konsequenzen der Umsetzung des Urteils des Europäischen Gerichtshofs (EuGH) von 2014. Gemäß einem juristischen Gutachten von Professor Dr. Dr. Udo Di Fabio würdigen, resümierte Hertle dessen Ergebnisse, die europäisch harmonisierten Produktnormen erhebliche Unzulänglichkeiten aufweisen, die in einer Prioritätenliste des Deutschen Instituts für Bautechnik (DIBt) dokumentiert sind.

Im Vergleich mit dem bisherigen deutschen System komme es, so Hertle, beim richtigen Einsatz von CE-gekennzeichneten Bauprodukten zu einer Verantwortungsverschiebung zu den am Bau Beteiligten. Um das gewohnte Niveau der Bauwerkssicherheit zu gewährleisten, sei es deshalb jetzt die Aufgabe des Gesetzgebers, die Prüfsachverständigen von der verpflichtenden Anwendung defizitärer europäischer Produktnormen zu entlasten. Vor diesem Hintergrund sei der Prüfsachverständige als Beliehener Unternehmer einzu-

stufen, der damit, so die Konklusio und die Forderung des Gutachtens Di Fabios, dem Anwendungsbereich der Amtshaftung unterliege. Durch die Prüfverordnungen müsse, so Hertle, klarzustellen sein, dass auch die Prüf-sachverständigen hoheitliche, bauaufsichtliche Prüfungsaufgaben wahrnehmen.

Dass Ingenieure nicht nur Technik und Konstruktionen im Sinn haben, sondern sich gelegentlich auch auf philosophischem und soziologischem Terrain wohlfühlen und auskennen können, das bewies der Diplom-Ingenieur und Diplom-Wirtschaftsingenieur Helmut Reinsch (Duisburg), der nicht nur als Ingenieur, sondern auch als Experte für Soft-Skills und Projektmanagement und mit dieser beruflichen Befähigung als Coach und Trainer tätig ist.

Er sprach in Ratingen vor seinen Kollegen vom Bau über die sozialen und emotionalen Komponenten der Digitalisierung und über deren Emotionalisierung. Dabei exemplifizierte Reinsch mit der Entwicklungsgeschichte unseres Gehirns, dass die soziale und emotionale Intelligenz ein entscheidender Faktor erfolgreichen Handelns sei. Er plädierte dafür, dies in Entwicklungs- und Veränderungs-

prozessen zu betrachten und eine entsprechende Unternehmenskultur zu entwickeln. Maßnahmen zur Vermeidung unerwünschter Verformungen bei Gründungen, Unterfangungen und Baugruben erläuterte Dr. Norbert Veith von der Ingenieur Consult Geotechnik ICG Düsseldorf Beratende Ingenieure für Baugrund, Grundbau, Hydrogeologie und Altlasten. Demnach sei zunächst eine umfangreiche Baugrunderkundung erforderlich, um ein Baugrundmodell zu erstellen, das die Realität ausreichend abbildet. Anhand dessen werde ein prüfbares Gründungs- und Sicherungskonzept erstellt, das die Grundlage für die bautechnische Umsetzung sei.

Dr. Naceur Kerkeni von der H+P Ingenieure GmbH in Aachen ging in seinem Vortrag auf die Spannbetonfertigteilbauweise im Allgemeinen und auf Spannbetonhohlplatten im Besonderen ein. Für den erfolgreichen Einsatz der Spannbetonhohlplatten sei, so sagte er, eine sorgfältige Bauausführung von besonderer Bedeutung. Dabei komme dem Litzeneinzug und der Betonzugfestigkeit im Auflagerbereich sowie den Lagerungsbedingungen eine für die Tragfähigkeit entscheidende Rolle zu. Im Gegensatz zu den bisherigen bauaufsichtlichen Zulassungen sei die

europäische Produktnorm DIN EN 1168 „Betonfertigteile – Hohlplatten“ nicht hinreichend, um die allgemein anerkannten Regeln der Technik für die Bauart vollumfänglich wiederzugeben. Daher werde derzeit eine Richtlinie des Deutschen Ausschusses für Stahlbeton (DAfStb) entwickelt, um ein ausreichendes Sicherheitsniveau der Bauart auch in Zukunft sicherzustellen.

Wie üblich schloss die Veranstaltung mit den Hinweisen der Obersten Bauaufsicht des Landes, vorgetragen von Dipl.-Ing. Andreas Plietz, der im MHKBG das Referat für Bautechnik leitet. Er ging auf die Bestimmungen für Bauprodukte und Bauarten in der neuen Landesbauordnung NRW ein, in der die Musterverwaltungsvorschrift Technische Baubestimmungen (MVV TB) zukünftig als Verwaltungsvorschrift verankert ist. Außerdem beschrieb Plietz den Vollzug der Energieeinsparverordnung (ENEV) und deren Kriterien zur Beurteilung der Wirtschaftlichkeit des Gebäudebestandes.

Das 28. Bautechnische Seminar NRW findet am 29. Oktober 2019 wieder in Ratingen statt.

Dr.-Ing. Wolfgang Roeser, Aachen

Die Bemessung von Befestigungen in Beton wird jetzt erstmals in einer Norm geregelt und beschrieben

Veröffentlichung der neuen EN 1992-4 im Frühling

Konkrete Praxishilfe im Erläuterungsheft des DAfStb

Weil die Bemessung von Befestigungen in Beton im Teil 4 des Eurocodes 2 mit der EN 1992-4, die in diesem Frühjahr erscheinen soll, jetzt erstmals in einer Norm geregelt und beschrieben wird, und nicht in einer Richtlinie oder einer Technischen Spezifikation, hat der Deutsche Ausschuss für Stahlbeton (DAfStb) in seiner bekanntesten und renommierten Veröffentlichungsreihe der „Grünen Hefte“ unter der laufenden Nummer 615 ein Erläuterungsheft zur EN 1992-4 herausgegeben, das der Praxis das Verständnis und den Gebrauch der neuen EN 1992-4 durch praktische Erläuterungen und die Darlegung wissenschaftlicher Grundlagen erleichtern soll.

Die Veröffentlichung von EN 1992-4 ist ein wichtiger und bedeutender Schritt für die Be-

festigungstechnik. Sie fasst die Bemessung verschiedenster Befestigungssysteme und verschiedener Einwirkungen in einem zentralen Dokument zusammen. Dies ist ein entscheidender Vorteil, da die Bemessung von Befestigungsmitteln in Beton in der Vergangenheit über zahlreiche Einzeldokumente verteilt war (Abb. 1). So enthält EN 1992-4 sowohl die Bemessung von Einlegeteilen (Ankerschienen und Kopfbolzen) als auch die Bemessung von nachträglichen Befestigungen (Metallspreizdübeln, Hinterschnittdübeln, Betonschrauben, Verbunddübeln und Verbundspreizdübeln). Dabei werden Bemessungsregeln für verschiedenste Einwirkungskategorien in einem gemeinsamen Dokument erfasst und die Bemessung für statische und quasistatische Einwirkungen sowie für Ermüdungs- und Erdbebenbeanspruchungen geregelt.

Die Bemessung unter Brandeinwirkung wird im neuen Teil 4 des Eurocodes 2 ebenfalls berücksichtigt. In EN 1992-4 sind einige Öffnungsklauseln mit der Möglichkeit zu nationalen Regelungen enthalten. Im deutschen Nationalen Anhang zu EN 1992-4 wurden nur für den Fall der Erdbebenbeanspruchung abweichende nationale Regelungen definiert.

EN 1992-4 stellt durch die Überarbeitung der bisherigen Regelungen und die Ergänzungen den derzeitigen Stand der Technik für die Bemessung von Befestigungen in Beton dar und ermöglicht eine effiziente und wirtschaftliche Bemessung. Auch das Sicherheitskonzept für Befestigungen in Beton ist nun direkt in das allgemeine Sicherheitskonzept der Eurocodes und speziell in das Sicherheitskonzept für Stahlbetonkonstruktionen eingebunden. Zu-

dem garantiert die europaweite Einführung ein einheitliches Vorgehen.

Die Bemessung von Befestigungen in Beton bekommt durch die Integration als Teil 4 in den Eurocode 2 einen höheren Stellenwert in der Baupraxis und dadurch größere Aufmerksamkeit bei Bauingenieuren.

Infolgedessen hatte sich der Deutsche Ausschuss für Stahlbeton (DAFStb) bereits während der Bearbeitung der EN 1992-4 dazu entschlossen, im Rahmen seiner Schriftenreihe ein Erläuterungsheft zur EN 1992-4 zu entwickeln. DAFStb Heft 615 soll der Praxis das Verständnis und den Gebrauch der EN 1992-4 durch Erläuterungen und Darlegung wissenschaftlicher Grundlagen erleichtern. Um die Akzeptanz des Erläuterungsheftes in der breiten Fachöffentlichkeit auch außerhalb Deutschlands signifikant zu erhöhen, wird das Heft zusätzlich in englischer Sprache veröffentlicht.

Der erste Teil des Heftes enthält Erläuterungen des Normtextes, Hinweise auf Ableitungen vieler Regelungen, sowie ergänzende Anwendungsregeln. Der zweite Teil erläutert die in der Norm zitierten Technischen Berichte. Die Ausführungen des ersten und zweiten Teils des Heftes wurden im Technischen Unterausschuss „Befestigungstechnik“ des DAFStb erarbeitet und in einem normenähnlichen Verfahren mit dem Konsens aller beteiligter Gruppen verabschiedet.

Der dritte Teil des Heftes enthält Beiträge, die von Mitgliedern des DAFStb-Unterausschusses „Befestigungstechnik“ in eigener Verantwortung verfasst worden sind und weitergehende Erläuterungen ausgewählter Themenkreise enthalten. Die Beiträge entstammen

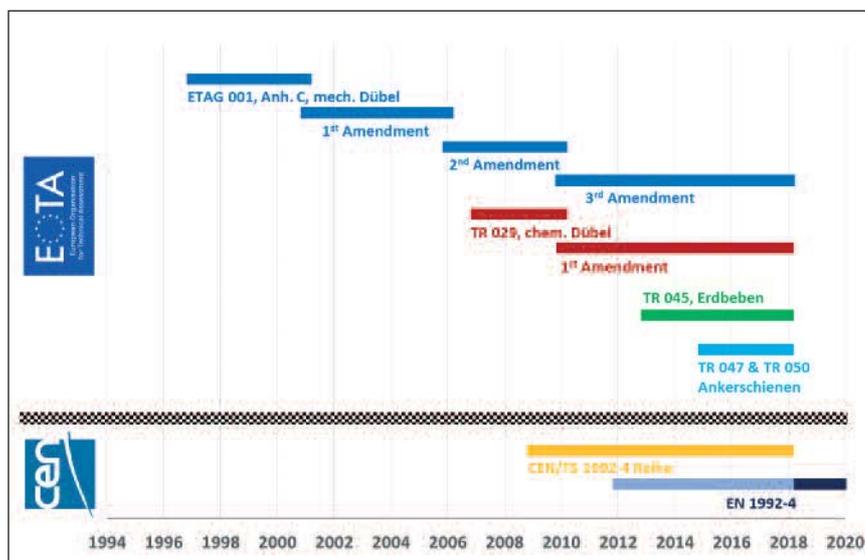


Abb. 1: Zeitliche Entwicklung der maßgeblichen Bemessungsrichtlinien für die Bemessung von Befestigungen in Beton (Stand Ende 2018)

im Wesentlichen der Mitarbeit der Verfasser in den Arbeitsgruppen zur Erarbeitung der EN 1992-4. Die Beiträge behandeln insbesondere

re Anwendungsfälle, die in EN 1992-4 nicht abgedeckt sind und bieten ingenieurmäßige Lösungen an.

Das Heft wird über den Beuth-Verlag vertrieben und kostet 149,80 Euro.



Der Unterausschuss Befestigungstechnik des Deutschen Ausschusses für Stahlbeton (DAFStb) und ...



... die European Engineered Construction Systems Association (ECS) haben die neue Ausgabe der "Grünen Hefte" des DAFStb über die EN 1992-4 bearbeitet.

Dr.-Ing. Thomas M. Sippel
Mitglied im CEN/TC 250/SC 2/WG 2;
Mitglied im Spiegelausschuss NA005-07-01-01
AK Befestigungsmittel;
Obmann des DAFStb-Unterausschusses
Befestigungstechnik;
Geschäftsführer der European Engineered Construction
Systems Association
t.sippel@ecs-association.com

Dipl.-Ing. Anett Ignatiadis
Mitglied im Spiegelausschuss NA005-07-01-01
AK Befestigungsmittel;
Mitglied im DAFStb-Unterausschuss
Befestigungstechnik
anett.ignatiadis@dafstb.de

Im September in Berlin: Fachtagung Konstruktiver Ingenieurbau mit Schwerpunkt Eisenbahnbrücken

Am 26. September 2019 wird in Berlin die nächste der jährlichen Fachtagungen stattfinden, die die Vereinigung der Sachverständigen und Prüfer für Bautechnische Nachweise im Eisenbahnbau (vpi-EBA) für Ingenieure des Konstruktiven Ingenieurbaus, für Prüflingenieure und Prüfsachverständige und für die anerkannten Prüfer für bautechnische Nachweise im Eisenbahnbau durchführt. Das Programm dieser eintägigen Fachtagung wird auch in diesem Jahr wieder eine Reihe

anspruchsvoller wissenschaftlicher und baupraktischer Themen des Konstruktiven Ingenieurbaus enthalten, die, mit dem Schwerpunkt Eisenbahnbrücken, von hochkarätigen Referenten vorgetragen werden.

Die jährlichen vpi-EBA-Fachtagungen Konstruktiver Ingenieurbau sind ein mittlerweile bekannter und renommierter Treffpunkt von Experten aus Planung, Forschung, Praxis und Behörden. In den Pausen der Tagung gibt es

reichlich Gelegenheit zum Erfahrungsaustausch mit den Referenten, mit den Ausstellern und mit den anderen Teilnehmern. Auch diese vpi-EBA-Fachtagung wird wieder in Zusammenarbeit mit der VDEI-Akademie des Verbandes Deutscher Eisenbahningenieure durchgeführt.

Detaillierte Informationen über das Programm und zur Anmeldung sind ab Sommer 2019 verfügbar unter www.vpi-eba.de/Aktuelles

BÜV aktualisiert Wissenslücken zwischen alten und neuen Zertifizierlehrgängen für Sachkundige Planer

Der Arbeitskreis Bauwerkserhaltung, -instandsetzung und -überwachung im Bau-Überwachungsverein (BÜV) stimmt derzeit sein Programm für die diesjährige Fortbildung Sachkundiger Planer für den Schutz und die Instandhaltung von Betonbauteilen ab. Er kündigt seiner Klientel nicht nur hochinteressante Themen an, sondern auch einen zweitägigen Lehrgang, mit dem die inhaltlichen Unterschiede ausgeglichen werden können, die zwischen den bisherigen Ausbildungsinhalten nach RiLi-SiB und den neuen Ausbildungsinhalten des Deutschen Ausschusses für Stahlbeton (DAfStb) zwangsläufig entstanden sind.

Im Focus dieser Bemühungen steht dabei die Prämisse, das Interesse jener Sachkundigen

Planer zu wecken, die nach dem bisherigen Lehrplan und noch nicht nach den Vorgaben des Ausbildungsbeirates Sachkundiger Planer (ABB-SKP) des Deutschen Instituts für Prüfung und Überwachung (DPÜ) ausgebildet worden sind (siehe auch Seite 14). De facto sieht das Programm also vor, diesen Sachkundigen Planern die Möglichkeit zu geben, im Rahmen einer zweitägigen Aufbau-lehrveranstaltung das stoffinhaltliche Delta zwischen der alten Richtlinie für den Schutz und die Instandsetzung von Betonbauteilen (RiLi-SiB) und den aktuellen Regelwerken des Deutschen Ausschusses für Stahlbeton (DAfStb) zu schließen. Nach Abschluss der Veranstaltung erhalten die Teilnehmer eine Urkunde mit eigener Urkundennummer, und sie dürfen sich zusätzlich als vom ABB-SKP anerkannte Sachkundige Planer bezeichnen.

Zunächst empfiehlt der BÜV allen von der DPÜ-Zertifizierstelle GmbH zertifizierten Sachkundigen Planern, sich den 7. und 8. November 2019 als Termin vorzumerken, denn an diesen Tagen wird an der Fachhochschule Frankfurt (Nibelungenplatz 1, 60318 Frankfurt am Main) der skizzierte zweitägige Aufbaulehrgang durchgeführt.

Das operative Planungsteams des Bau-Überwachungs-Verein (BÜV) geht von mehr als 170 Teilnehmern aus, sodass mit diesem einmaligen Aufbaulehrgang alle in Frage kommenden Personen erreicht werden sollten. Angesichts der Tatsache, dass man 2019 mit den vom ABB-SKP angepassten Lehrgängen begonnen hat, sollten weitere Aufbaulehrgänge nicht erforderlich sein.

vic

Bundesvereinigung macht auf die Neuerscheinung zweier Nationaler Anhänge zu Eurocode 1 aufmerksam Sie behandeln Regelungen zu Einwirkungen aus Schneelasten und aus Kranen und Maschinen

Die Bundesvereinigung der Prüfmessingenieur für Bautechnik (BVPI) macht hiermit auf zwei neue Nationale Anhänge zu Eurocode 1 (Einwirkungen) aufmerksam, die für viele unserer Leser bis zur bauaufsichtlich bindenden Einführung eine nützliche fachliche Unterrichtung sein können. Es handelt sich um Nationale Anhänge zu DIN EN 1991-3/NA:2019-02 „Einwirkungen infolge von Kranen und Maschinen“ und zu DIN EN 1991-3/NA:2019-04 „Allgemeine Einwirkungen - Schneelasten“. Dazu hat das Ressort Normung der Geschäftsstelle der Bundesvereinigung die folgenden weiterführenden Informationen gegeben.

Zur DIN EN 1991-3/NA:2019-02 „Einwirkungen infolge von Kranen und Maschinen“:

Die Novelle des Nationalen Anhangs [1] von DIN EN 1991-3 [2] erweitert die Klassenbandbreite der Werkstattkrane in Tabelle NA.B.1 (Kranklassifizierung hinsichtlich Ermüdung) auf S2 bis S4 anstelle von S3 und S4. Damit wird eine Einstufung von leichten

Werkstattkranen und deren Kranbahnen in Klasse S2 ermöglicht. Für die Konstruktionsdetails dieser Kranbahnen ergeben sich Vereinfachungen (Vernachlässigung der Radlastexzentrizität) für den Ermüdungsnachweis nach DIN EN 1993-6 [3].

Hintergrund:

Beim Nachweis der Ermüdungssicherheit von Kranbahnen nach DIN 4132 [4] (alte nationale Bemessungsnorm) wurde ehemals zwischen leichten Werkstattkranen (B3) und schweren Werkstattkranen (B4) unterschieden. Für leichte Werkstattkrane vereinfachte sich der Nachweis der Ermüdungssicherheit für die Kranbahnen durch die zulässige Vernachlässigung der Radlastexzentrizität. Für schwere Werkstattkrane wurde eine genauere Untersuchung der Radlastexzentrizität gefordert.

Mit der Einführung der Eurocodes werden seit 2010 ehemals als B3 eingestufte Werkstattkrane und deren Kranbahnen in der Regel der Beanspruchungsklasse S3 nach DIN

EN 1991-3 [2, Tab. B.1] zugeordnet. Dieses Vorgehen ist in vielen Fällen zu konservativ, da die heutige Beanspruchungsklasse S3 nur teilweise die alte Beanspruchungsgruppe B3, überwiegend jedoch B4 abdeckt [5, Bild 122]. Die höhere Einstufung wurde bisher dadurch befördert, dass DIN EN 1991-3 [2, Tab. B.1] für Werkstattkrane eine für den Kranhersteller einengende Einstufung in S3 oder S4 vorschlägt. Die Novelle von [1] knüpft somit an die bewährte nationale Bemessungspraxis nach DIN 4132 an.

Referenzen:

- [1] DIN EN 1991-3/NA Nationaler Anhang - National festgelegte Parameter - Eurocode 1 - Teil 3: Einwirkungen infolge von Kranen und Maschinen. Februar 2019
- [2] DIN EN 1991-3 Eurocode 1: Einwirkungen auf Tragwerke - Teil 3: Einwirkungen infolge von Kranen und Maschinen. Dezember 2010
- [3] DIN EN 1993-6 Eurocode 3: Bemessung und Konstruktion von Stahlbauten - Teil 6: Kranbahnen. Dezember 2010

- [4] DIN 4132 Kranbahnen, Stahltragwerke: Grundsätze für Berechnung, bauliche Durchbildung und Ausführung. Februar 1981 (zurückgezogen)
- [5] Euler, M.; Kuhlmann, U.: Bemessung von Kranbahnen nach DIN EN 1993-6. In: Kuhlmann, U. (Hrsg.): Stahlbaukalender 2017. Berlin: Ernst & Sohn, 2017, S. 343-497

Zu DIN EN 1991-1-3/NA:2019-04 „Allgemeine Einwirkungen Schneelasten“

Mit Ausgabedatum April 2019 steht eine überarbeitete Fassung des nationalen Anhangs [6] zur DIN EN 1991-1-3 [11] zur Verfügung. Neben redaktionellen Anpassungen, basierend auf Änderungen in DIN EN 1991-1-3/A1:2015-12 [7], wurden Regelungen für Schneelastansätze auf großen Dächern mit und ohne Solarthermie und Photovoltaikanlagen ergänzt. Weiterhin wurde ein informativer Anhang NA.F hinzugefügt, der inhaltlich den informativen Anhang A der DIN 1055-5:2005-07 „Eislasten“ [8] wiedergibt. Weitere Änderungen betreffen die Darstellungen der Formbeiwertverläufe für aneinander gereichte Dächer sowie Tonnendächer, die auf Vereinfachungsvorschläge der Initiative Praxisgerechte Regelwerke im Bauwesen (PRB) [10] zurückzuführen sind. Darüber hinaus wurde ein Hinweis auf die „Zuordnung der Schneelastzonen nach Verwaltungsgrenzen“ ergänzt, die zu finden ist unter

[https://www.dibt.de/de/service/bekanntmachungen/Suche nach Dokumenten](https://www.dibt.de/de/service/bekanntmachungen/Suche%20nach%20Dokumenten)

Hintergrund:

Mit Änderungen nach DIN EN 1991-1-3/A1:2015-12 [7] bekamen Dachformen mit keiner beziehungsweise nur einer Neigung („Flachdach“, „Pulldach“) einen eigenen Formbeiwert μ_1 zugeordnet. Damit im Zusammenhang steht die neue Regelung im Nationalen Anhang [6] für große Dächer. Mit dieser Neuregelung (NDP zu 5.3.1 (3)) wird dem Umstand Rechnung getragen, dass sich die Schneelastwerte auf sehr großen Dachflächen den maximal möglichen Schneelastwerten auf dem Boden annähern können. Mit der Neuregelung für Dächer mit aufgeständerten Solarthermie- und Photovoltaikanlagen (NCI zu 5.3.1 (2)) wurde dem Wunsch nach einer einfachen, praxisgerechten Regelung für Schneelastannahmen in diesen Bereichen entsprochen. Auf eine eigene Regelung für Schneelasten auf Scheddächern wird zukünftig im Nationalen Anhang verzichtet. Die Ermittlung von Schneelasten folgt nunmehr analog der Vorgehensweise für gereichte Satteldächer (NCI zu 5.3.4 (4)). Bei der Neuregelung für Schneelasten auf Tonnendächern (NCI zu 5.3.5 (3)) werden die Schneelasten zukünftig vereinfacht über die ganze Breite b des Daches, sowie die Schneelasten der Verwehungsfälle als gleichmäßig verteilte Streckenlasten über jeweils $b/2$ angenommen. Damit entfällt die Ermittlung des Tangentenanstiegs am Bogen bei $\alpha = 60^\circ$. In NDP zu 5.3.6 (1) wurde an den Höhensprüngen für den außergewöhnlichen Lastfall (norddeutsches Tiefland) die Grenzen für die Schneelasthöhen neu bewertet. Der aufge-

nommene Hinweis unter NDP zu 4.1 (1) auf die „Zuordnung der Scheelastzonen nach Verwaltungsgrenzen“ [9] bietet ergänzend zu Bild NA.1 Informationen zu lokalen Gegebenheiten, die künftig von den Ländern im Rahmen der technischen Baubestimmungen bekanntgegeben werden. Mit Einführung des Anhangs NA.F „Eislasten“ entfällt zukünftig der Verweis auf den Anhang A der „Restnorm“ DIN 1055-5:2005-07 [8].

Referenzen:

- [6] DIN EN 1991-1-3/NA Nationaler Anhang - National festgelegte Parameter - Eurocode 1 - Teil 1-3: Allgemeine Einwirkungen - Schneelasten. April 2019
- [7] DIN EN 1991-1-3/A1:2015-12 Eurocode 1: Einwirkungen auf Tragwerke - Teil 3: Einwirkungen infolge von Kranen und Maschinen. Änderung 1 Dezember 2015
- [8] DIN 1055-5:2005-07 Einwirkungen auf Tragwerke – Teil 5: Schnee- und Eislasten. Juli 2005
- [9] DIBt Bekanntmachung: Zuordnung der Schneelastzonen nach Verwaltungsgrenzen, Stand: 20. Juli 2018
- [10] Breinlinger, F.; Jäger, W.: Verbesserung der Praxistauglichkeit der Baunormen durch pränormative Arbeit – Teilantrag 1: Sicherheitskonzept und Einwirkungen, Fraunhofer IRB Verlag, Mai 2015
- [11] DIN EN 1991-1-3:2010-12 Einwirkungen auf Tragwerke Teil 1-3: Allgemeine Einwirkungen Schneelasten. Dezember 2010
- Dipl.-Ing. Christian Klein, BVPI Normung

Bundesvereinigung der Prüflingenieur legt drei neue *Technische Mitteilungen* zum Download vor

Der Technische Koordinierungsausschuss (TKA) und der Koordinierungsausschuss Brandschutz (KAB) der Bundesvereinigung der Prüflingenieur für Bautechnik (BVPI), die bautechnische und baurechtliche Fragen mit *Technischen Mitteilungen* beantworten, haben drei neue Dokumente veröffentlicht. Sie offerieren der Fachwelt damit mehrheitlich abgestimmte Betrachtungsweisen und Standpunkte, stellen aber ausdrücklich keine verbindlichen fachlichen Festlegungen dar, sondern verstehen sich als kollegiale Empfehlungen erfahrener und befähigter Kapazitäten der jeweiligen Fachgebiete, die als Mitglieder der BVPI ihre Beurteilungen und Evaluationen un-

abhängig von den Interessen Dritter aussprechen. Zielgruppe der Mitteilungen sind alle in der Praxis tätigen Ingenieure und Architekten, insbesondere Prüflingenieur und Prüfsachverständige.

Besonderes Gewicht erhalten die *Mitteilungen* der beiden Ausschüsse, durch die föderative Struktur ihrer personellen Zusammensetzung. Da sie mit ausgewiesenen unabhängigen Fachleuten von den Landesvereinigungen der BVPI besetzt werden, können die *Mitteilungen* die jeweils divergierenden Verhältnisse in den einzelnen Bundesländern und den changierenden Stand der Normen beachten und berücksichtigen.

Die *Technischen Mitteilungen* werden auf der Website der BVPI veröffentlicht und können von dort kostenlos heruntergeladen werden.

Dort stehen jetzt folgende neue *Technische Mitteilungen* zum Download bereit:

- Brandmeldeanlagen – Notwendige Angaben im Brandschutznachweis;
- Naturbrandmodelle zur Bemessung von tragenden und aussteifenden Bauteilen nach DIN EN 1991-1-2 – Grundanforderungen;
- Durchleitung von Stützenlasten.

www.bvpi.de/Fachinformationen

Nach dem Grenfell-Brand: Die Amtliche Untersuchung der britischen Bauvorschriften und des Brandschutzes ergab: Die Einhaltung der Bauvorschriften in Großbritannien muss künftig zentral und unabhängig geprüft werden

Infolge des verheerenden Brandes des Grenfell-Towers in London im Jahr 2017 leitete die Regierung Großbritanniens zwei Ermittlungen ein. Die eine ist ein rechtliches Verfahren zur Ermittlung der konkreten Brandursachen und der daraus zu ziehenden Schlussfolgerungen und ist noch nicht abgeschlossen. Die andere war eine allgemeine Überprüfung der britischen Bauvorschriften und des Brandschutzes, die unter dem Vorsitz von Dame* Judith Hackitt durchgeführt und im Mai 2018 veröffentlicht worden ist. Der folgende Artikel** ist eine Zusammenfassung jener Teile ihres Abschlussberichts die für Bauingenieure relevant sind.

Der Bericht (*Independent Review of Building Regulations and Fire Safety: Final Report*), empfiehlt einen grundlegenden Wandel des Ansatzes der Regulierung im Vereinigten Königreich – fort von einem präskriptiven Ansatz hin zu einem Ansatz, bei dem Ingenieure und Architekten Bauten in ihrer Gänze betrachten und ihre Sicherheit nachweisen.

Laut Dame Judith Hackitt wurde festgestellt, dass:

- Zuständigkeiten und Verantwortungen für die Gebäudesicherheit unklar sind,
- Vorschriften und Leitfäden mehrdeutig sind,
- Prozesse, die die Einhaltung von Vorschriften fördern, schwach und komplex sind, wobei es in zu vielen Fällen zu mangelhafter Dokumentation und Änderungskontrollen kommt,
- die Kompetenz (von Personen im System) lückenhaft ist,
- die Prüfung, Kennzeichnung und Vermarktung von Produkten undurchsichtig und unzureichend sind,

* englischer weiblicher Adelstitel, entspricht dem männlichen „Sir“

** Der Beitrag basiert auf einem Vortrag, den der Autor während der Arbeitstagung 2018 der Bundesvereinigung der Prüfindgenieure für Bautechnik im September in Münster in englischer Sprache vorgetragen hat. Die Übersetzung besorgte die B&B Fachübersetzer GmbH (Berlin).

- die Beschwerden von Bewohnern nicht beachtet werden, sogar wenn Sicherheitsprobleme festgestellt werden.

Diese Probleme begünstigten die Entstehung einer Angewohnheit, die als ein Unterbietungswettlauf beschrieben werden kann, verursacht durch Ignoranz, Gleichgültigkeit oder weil das System keine guten Praktiken erleichtert. Es wird in ungenügendem Maß gewährleistet, dass die Bewohner von Gebäuden sicher sind und sich sicher fühlen.

Im Bericht liest sich dies wie folgt: „Im Zentrum dieses Berichts stehen die Grundlagen eines neuen regulatorischen Rahmens, der einen wirklichen Kulturwandel und die richtigen Verhaltensweisen befördern wird.“

Es wird ein Modell der Risikoeigentümerschaft für den Bauherren, den Planer, den Bauunternehmer und den Eigentümer empfohlen, die durch eine neue gemeinsame Aufsichtsbehörde (JCA, Joint Competent Authority) zur Verantwortung gezogen werden können. Des Weiteren muss der neue regulatorische Rahmen einfacher, effektiver und ergebnisbasierter sein. Dieses Regelwerk steht im Gegensatz zu den präskriptiven Regeln und komplexen Leitlinien, und die Aufsichtsbehörde JCA muss durchsetzungsfähig sein. Es sollte einen risikobasierten Ansatz für das Regulierungsniveau geben, das am effektivsten dazu beitragen wird, zukünftig im Ergebnis sichere Gebäude zu erzielen. Personen, die Gebäude beschaffen, planen, errichten und instand halten, müssen dafür verantwortlich sein, sicherzustellen, dass diese Gebäude für die darin wohnenden und arbeitenden Personen sicher sind.

Neuerungen

Das Verhalten und die Grundhaltung von einigen in der Reihe derjenigen, die an der Konstruktion von Gebäuden beteiligt sind, wurden für mangelhaft befunden, weshalb neue Systeme erforderlich sind. Der neue regulatorische Rahmen wird sich im ersten Schritt auf Mehrparteien-Wohngebäude mit höherem Risiko mit zehn oder mehr Geschossen konzentrieren. Ingenieure wissen jedoch, dass es auch andere Gebäudekategorien gibt, die als

ein „höheres Risiko“ aufweisend betrachtet werden könnten, und die zu gegebener Zeit ebenfalls behandelt werden müssen.

Die Aufsichtsbehörde JCA wird kommunale Baunormen, Feuerwehr und Rettungsdienste sowie Health and Safety Executive (HSE) einbeziehen (HSE ist eine Regierungsstelle, die für einen weiten Bereich von Sicherheitsfragen zuständig ist), um ein besseres Management von Sicherheitsrisiken in diesen Gebäuden über deren gesamten Lebenszyklus zu überwachen. Dies wird unter Verwendung von Sicherheitsnachweisen erreicht werden, ein erprobtes System, das in anderen Branchen angewendet wird (Kernenergie, Militär, Bahnwesen, Luftfahrt, Öl- und Gasgeschäft, Offshore-Industrie und chemische Herstellung).

Es wird drei Ausgangspunkte in Schlüsselphasen des Gebäudelebenszyklus geben, bei denen Beauftragte Personen, die für die Gesamtsicherheit zuständig sind, gegenüber der Aufsichtsbehörde JCA nachweisen müssen, dass ihre Pläne belastbar sind; dass ihr Verständnis und das Management der Gebäudesicherheit sachgemäß sind, und dass sie in geeigneter Weise der Sicherheit des fertigen Gebäudes Rechnung tragen können. Diese drei Ausgangspunkte sind:

- 1. Baugenehmigung,
- 2. Genehmigung der vollständigen Pläne,
- 3. Fertigstellungsphase.

Der neue Rahmen sollte das Gebäude als ein System behandeln, das Teilsysteme umfasst, und es sollte ein neues, übergreifendes genehmigtes Dokument veröffentlicht werden, das das System und die ganzheitlichen Analysen beschreibt, die fertiggestellt sein müssen, wenn die Bauarbeiten durchgeführt werden. Dieses Dokument sollte die Anforderungen festlegen, um die Wechselwirkungen des Systems und seiner enthaltenen Teilsysteme sowohl im Normalbetrieb als auch außerhalb der Normalbedingungen zu verstehen.

Berichterstattung

CROSS (Confidential Reporting on Structural Safety) wird im Bericht als ein etabliertes

System für die Berichterstattung von Vorfällen durch Bauingenieure anerkannt. Es stützt sich auf eine qualifizierte Fachkraft, um Bedenken und Fehlerereignisse zu erkennen und diese auf freiwilliger Grundlage zum Nutzen aller Betroffenen, insbesondere der Öffentlichkeit, zu berichten. CROSS sollte ausgeweitet und gestärkt werden, damit es sämtliche ingenieurtechnische Sicherheitsbedenken abdeckt, und es sollte Gegenstand förmlicher Überprüfung sein. Die gesammelten Informationen werden Daten bieten, die fundierte Entscheidungen zu zukünftiger Politik ermöglichen.

Wichtige Informationsprodukte

Im Bericht wurden vier wichtige Informationsprodukte identifiziert, die integrale Bestandteile einer besseren Aufsicht der Beauftragten hinsichtlich der Gebäudesicherheit im Verlauf der Beschaffung, Planung und Konstruktion sind:

- Eine digitale Aufzeichnung des Gebäudes – sowohl wie geplant als auch dann wie gebaut, einschließlich zum Beispiel der verwendeten Produkte.
- Die Brandschutz- und Notfallakte, die die Schlüsselinformationen zur Gebäudesicherheit festlegt. Diese Akte wird angelegt, aktualisiert und schließlich an den Gebäudeeigentümer weitergereicht.
- Vollständige und detaillierte Pläne und Spezifikationen der Bauarbeiten in Bezug auf Brandschutz und Tragsicherheit.
- Ein Bauüberwachungsplan, in dem beschrieben wird, wie die Gebäudesicherheit und die Einhaltung der Bauvorschriften während der Bauphase aufrechterhalten werden, und wie Änderungen kontrolliert und aufgezeichnet werden.

Die Regierung sollte die Erstellung, Pflege und Weitergabe relevanter Informationen zu einem wesentlichen Bestandteil der gesetzlichen Verantwortung von Bauherren, Generalplanern und ausführenden Bauunternehmern machen, die die Bauarbeiten an Wohngebäuden mit erhöhtem Risiko (HRRB) ausführen.

Sicherheitsnachweis und Informationsmanagement

Es wird vorgeschlagen, dass der Beauftragte für ein risikobehaftetes Mehrparteien-Wohngebäude mit zehn oder mehr Geschossen gegenüber der Aufsichtsbehörde JCA in regelmäßigen Abständen (definiert anhand des Risikoniveaus) einen Sicherheitsnachweis erbringt, mit dem nachgewiesen wird, dass die Risiken für das gesamte Gebäude übergreifend effektiv gemanagt werden. Der Sicher-



DER BRAND DES GREENFELL-TOWERS in London hat in Großbritannien erschreckende baurechtliche Defizite deutlich gemacht. Der hier gezeigte Zustand des Hauses nach dem Brand lässt erahnen, wie gravierend diese Defizite sich ausgewirkt haben.

heitsnachweis ist ein nachweisbasierter Ansatz, bei dem der Beauftragte die Gefährdungen und Risiken identifiziert, darlegt, wie Risiken beherrscht werden und das vorhandene Sicherheitsmanagementsystem einschließlich der Notfallverfahren bei einem Zwischenfall beschreibt. Dieser Ansatz wird auf jedes Gebäude zugeschnitten und ist verhältnismäßig, weil die Detailschärfe und die Menge an erforderlichen Informationen anhand des Risikoniveaus bestimmt werden, so der Bericht. Die Regierung sollte in Betracht ziehen, diese Anforderung auf andere Gebäude mit hoher Auslastung anzuwenden.

Kompetenz

Erhöhte Kompetenzniveaus sind ein integraler Bestandteil des vorgeschlagenen neuen regulatorischen Rahmens. Das Paket an Zuständigkeiten, die Beauftragten zugewiesen werden, stellt eine Anforderung für hochqualitatives Arbeiten an alle Beteiligten in End- zu Ende-Prozessen für risikobehaftete Mehrparteien-Wohnhäuser. Neben technischer Kompetenz gibt es einen dringenden Bedarf an Führung, die in der Baubranche und dem Brandschutzsektor benötigt wird, um den beabsichtigten Kulturwandel voranzutreiben. Berufsverbände müssen diese Führung nachweisen und bieten.

Die Kompetenz muss bei Bauplanern einschließlich Architekten, bei der Bauleitung und dem Projektmanagement sowie bei Gebäudesicherheitsmanagern vorhanden sein. Ferner muss Kompetenz bei den Fachstellen und den Gewerken, die in der Baubranche oder im Brandschutzsektor arbeiten, vorhan-

den sein. Die Überprüfung kommt zu dem Schluss, dass dies durch eine einzelne Stelle überwacht werden muss, um die Einhaltung und Konsistenz sicherzustellen.

Produkte und Beschaffung

Es muss eine klarere, transparentere und effektivere Verfahrensweise für Spezifikationen und Prüfungen für Bauprodukte entwickelt werden. Das muss Produkte in den Baugruppen und Systemen einschließen, die ihrer bestimmungsgemäßen Verwendung entsprechen. Sobald eine Baugruppe oder ein System von Produkten als eine spezifische Baugruppe oder ein spezifisches System zugelassen sind, muss sehr deutlich gemacht werden, welcher Produktersatz möglich (oder nicht möglich) ist, ohne dass die Zulassung der Baugruppe oder des Systems ungültig wird. Falls eine vorhandene Baugruppe oder ein vorhandenes System ungültig werden, sollte die gesamte neue Baugruppe beziehungsweise das gesamte neue System für sich genommen validiert werden.

Schlussfolgerungen

Die Erkenntnisse des Berichts stellten Teilen der Branche ein vernichtendes Zeugnis aus. Die Empfehlungen sprechen sich für wesentliche Änderungen aus, um die Mängel zu beseitigen und um die Sicherheit für viele Jahre hinaus zu erhöhen. Alle Parteien werden miteinander kooperieren, Trennlinien überwinden und zusammenarbeiten müssen, zum Nutzen jener, die Gebäude bauen und in-stand halten, wie auch jener, die diese Gebäude bewohnen.

Alastair Soane BSC PhD CEng FICE FStructE

Foto: Chirallon/Wikipedia
Quelle: <https://i.flickr.com/photos/6905729/@/04/55353492476>

Neuer Vorstand der Prüffingenieure in Berlin: Thomas Rostalski löst Hartmut Kalleja ab

Zum neuen Vorsitzenden der Vereinigung der Prüffingenieure für Standsicherheit und Brandschutz in Berlin ist Dipl.-Ing. Thomas Rostalski gewählt worden. Er löste Ende März im Verlauf der diesjährigen Mitgliederversammlung der vpi Berlin im Inselhotel Hermannswerder in Potsdam Dr.-Ing. Hartmut Kalleja, ab, der im Herbst vergangenen Jahres zum neuen Präsidenten der Bundesvereinigung der Prüffingenieure für Bautechnik (BVPI) gewählt worden war.

Kalleja hatte nach zwanzig Jahren ehrenamtlicher Tätigkeit als Vorsitzender der Vereini-

gung der Prüffingenieure in Berlin sein Amt niedergelegt und für die Vorstandswahlen nicht mehr zur Verfügung gestanden, weil er, wie er sagte, sich ganz seinen Aufgaben als Präsident der Bundesvereinigung der Prüffingenieure für Bautechnik widmen wolle.

Dipl.-Ing. Thomas Rostalski ist einer der drei Geschäftsführer der Berliner Rostalski + Gräter Ingenieurgesellschaft, die seit vierzig Jahren auf dem Gebiet der Tragwerksplanung und unter anderem auch auf den Gebieten der Bauprüfung und Bauüberwachung tätig ist. Rostalski ist Beratender Ingenieur, EIPOS-Sachverständiger für vorbeu-

genden Brandschutz, seit 2009 Prüffingenieur für Standsicherheit (Massivbau) und Schweißfachmann.

Zu seinen Stellvertretern sind die Berliner Prüffingenieure Dr. Ing. Michael Stauch und Dipl.-Ing. Matthias Thiemann gewählt worden. Der Vorstand wird vervollständigt durch den Schriftführer Dr.-Ing Thomas Storch und durch den Kassenwart Dr.-Ing Wolfgang Menzel.

Mit Dr.-techn. Sven Huisman (Geschäftsführer Krebs & Kiefer Ingenieure, Berlin) und Dipl.-Ing. Klaus Veenker (Geschäftsführender Gesellschafter Hagen & Partner Prüffingenieure für Brandschutz, Kleve/Berlin) hatte der scheidende Präsident in dieser Sitzung noch zwei neue anerkannte Prüffingenieure für Brandschutz als Neumitglieder begrüßt. Damit besteht die vpi Berlin aus 23 Prüffingenieuren für Standsicherheit und zwanzig Prüffingenieuren für Brandschutz.

Rostalski bedankte sich nach seiner Wahl zum neuen Vorsitzenden der vpi Berlin bei seinen Mitgliedern für das ihm ausgesprochene Vertrauen und bei seinem Vorgänger für die langjährige sehr erfolgreiche Leitung dieser Vereinigung. Kalleja habe ihr, und damit auch ihren Mitgliedern, in den zwanzig Jahren seines berufspolitischen Wirkens landespolitische Anerkennung und uneingeschränkte verbandliche Reputation verschafft.



DER NEUE VORSTAND der Prüffingenieure in Berlin verabschiedet seinen scheidenden Vorsitzenden, Dr.-Ing. Hartmut Kalleja (links), der zum neuen Präsidenten der Bundesvereinigung der Prüffingenieure gewählt worden ist und deshalb zur Wiederwahl nicht anstand. Den neuen Vorstand bilden (weiter von links): Dr.-Ing. Wolfgang Menzel, Dr.-Ing. Thomas Storch, Dr.-Ing. Michael Stauch und Dipl.-Ing. Thomas Rostalski als neuer Vorsitzender der vpi Berlin.

24 neue Sachkundige Planer für den Schutz und die Instandhaltung von Betonbauteilen zertifiziert Bewerbungen um die Teilnahme am nächsten Lehrgang im März 2020 sind schon jetzt bis zum 10. Januar möglich

Nach einer Woche harter Lehrgangsarbeit sind im Februar dieses Jahres 24 Ingenieurinnen und Ingenieure als neue Sachkundige Planer für den Schutz und die Instandhaltung von Betonbauteilen zertifiziert worden. Sie haben den 14. Zertifizierlehrgang bestanden, den der Bau-Überwachungsverein (BÜV) in der Hafen City Universität in Hamburg

durchgeführt hat, dieses Mal aber nach den neuen Ausbildungsregeln, die der Ausbildungsbeirat Sachkundige Planer für den Schutz und die Instandhaltung von Betonbauteilen (ABB-SKP) des Deutschen Instituts für Prüfung und Überwachung (DPÜ) zwecks bundesweiter Harmonisierung solcher Ausbildungsgänge neu aufgestellt hat (siehe auch Seite 15).

Das für die Zertifizierung ausschlaggebende Kriterium und die Voraussetzung für die Teilnahme an diesen Zertifizierlehrgängen, für deren Inhalt und Ausrichtung der Arbeitskreis Bauwerkserhaltung, -instandsetzung und -überwachung des BÜV verantwortlich zeichnet, ist eine fünf Jahre dauernde nachgewiesene einschlägige Berufserfahrung auf dem Gebiet der Betoninstandsetzung. Der für die-

sen Lehrgang erstmals geltende neue Lehr- und Ausbildungsplan des ABB-SKP bedeutete für die Lehrgangsteilnehmer die Absolvierung eines zusätzlichen Ausbildungstages, womit die ohnehin schon sehr umfangreiche Aufnahme und Verarbeitung konzentriert und kompakt vermittelten einschlägigen Fachwissens noch einmal potenziert wurde.

Letztendlich hatten sich 28 Personen zur Prüfung angemeldet, von denen vier die sehr hohen Prüfungshürden nicht haben nehmen können. Sie haben aber die Möglichkeit der Nachprüfung.

Für die Durchführung des nächsten, des 15. Zertifizierlehrgangs, steht die Woche vom 2. bis 7. März 2020 bereits fest. Um eine Teilnahme an dieser Ausbildungsreihe, die bei der Bayerischen BauAkademie in Feuchtwangen stattfinden wird, kann man sich bereits jetzt bewerben. Bei der Zulassung zur Teilnahme werden, wie immer, jene Bewerber vorrangig behandelt, deren primäres Ziel die Erlangung eines gesonderten professionellen Qualitätsmerkmals in Form einer Zertifizierung gemäß DIN EN ISO/IEC 17024 ist, die nach bestandener Ausbildung vorgesehen ist,

und für deren Erhalt besondere fachliche Kriterien erfüllt werden 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 zertifizierungswillige Teilnehmer in einem ersten Schritt beim BÜV folgende Bewerbungsunterlagen einsenden:

- Formloser Antrag auf Teilnahme am Lehrgang,
- tabellarischer Lebenslauf mit Lichtbild,
- 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 mindestens fünfjährigen Berufserfahrung auf dem Gebiet der Betoninstandsetzung in Form einer chronologisch geordneten Projekt- beziehungsweise Referenzliste mit Beschrei-

bung der wichtigsten Eckdaten sowie aller Charakteristika der Arbeiten.

Nach bestandener Prüfung sowie im Sinne der angestrebten Zertifizierung müssen die fachliche Unabhängigkeitserklärung und ein polizeiliches Führungszeugnis beigebracht werden.

Die Bewerbung alleine verpflichtet oder berechtigt den Kandidaten zur Teilnahme noch nicht. Erst nach der Auswertung der Bewerbungsunterlagen durch die Prüfungskommission erhält dieser Nachricht darüber, ob er zu Ausbildung und Prüfung, somit auch zur Zertifizierung, prinzipiell zugelassen worden ist. Der Teilnehmer entscheidet dann im eigenen Ermessen, ob er verbindlich an der Veranstaltung teilnehmen wird. *vic*

Bewerbungen und Anfragen sind bis zum 10. Januar 2020 per Post oder per E-Mail zu richten an:

Bau-Überwachungsverein
Kurfürstenstr. 129
10785 Berlin
Tel.: 030/3198914-13
E-Mail: vidackovic@bvpi.de

DPÜ-Ausbildungsbeirat für Sachkundige Planer für die Instandhaltung von Betonbauteilen nahm seine Arbeit auf

Seit einigen Monaten ist in Berlin der Ausbildungsbeirat Sachkundige Planer für den Schutz und die Instandhaltung von Betonbauteilen (ABB-SKP) aktiv, der im April 2018 vom Deutschen Institut für Prüfung und Überwachung (DPÜ) gegründet worden ist. Die Einrichtung dieses Gremiums geht zurück auf eine Initiative des Deutschen Ausschusses für Stahlbeton (DAfStb), der unter Beteiligung interessierter Verbände, Ausbildungsstätten und der öffentlichen Hand und nach Prüfung verschiedener Optionen das DPÜ gebeten hatte, einen solchen Ausschuss ins Leben zu rufen und zu organisieren. Zweck und Ziel des Ausschusses ist die Harmonisierung unterschiedlicher Ausbildungsinhalte für Sachkundige Planer für die Sanierung und Instandhaltung von Betonbauteilen. verschiedener Anbieter auf der Grundlage der zukünftigen Instandhaltungs-Richtlinie des DAfStb sowie weiterer Regelwerke.

Einhelliger Wunsch aller maßgebenden Protagonisten für die Gründung des neuen Ausbildungsbeirates war es, auf die professionelle Qualität der potenziellen Sachkundigen Planer für die Sanierung und Instandhaltung von Betonbauteilen und auf deren künftige planerischen Leistungen einzuwirken.

Der neue Ausschuss erstellt insbesondere

- praxisingerechte Formulierungen und Festlegungen der Aus- und Weiterbildungsinhalte,
- Regelungen für die Anerkennung geeigneter Referenten und die Bildung von Prüfungsausschüssen,
- Kriterien für die Qualifikation und Zulassung der auszubildenden Personen,
- Regelungen für die Anerkennung von Ausbildungsstätten, die für diese Aus- und Weiterbildung geeignet sind,
- Regelungen für die Durchführung der Aus- und Weiterbildung sowie anschließender Prüfungen,

- die Anerkennung von Ausbildungsstätten, Referenten und Prüfungsausschüssen.

Mittlerweile sind fünf namhafte Ausbildungsstätten, die den Lehr- und Ausbildungsplan des ABB-SKP und dessen Regelungen vollumfänglich in ihre Ausbildungsgänge integriert haben, anerkannt worden. Die Anerkennung ist auf drei Jahre befristet, eine Verlängerung ist möglich.

Das Deutsche Institut für Prüfung und Überwachung DPÜ ist eine unabhängige Organisation freiberuflich tätiger Sachverständiger, die baubegleitend und interdisziplinär prüfende Aufgaben im Sinne der Sicherheit und des Verbraucherschutzes übernehmen. Das DPÜ ist unter anderem Dachorganisation des Bau-Überwachungsvereins, in dem solche unabhängige Sachverständige vertreten sind, die sich mit der Bautechnik im engeren Sinne befassen.

Dipl.-Ing. M. Vidackovic, BVPI Bautechnik

Arbeitstagung der Bundesvereinigung der Prüfmgenieure im September im Schloss Herrenhausen in Hannover

Themen: Windenergieanlagen, Brandschutz, Holzbau multidisziplinäre Planung, Infraleichtbeton, Risskonzepte

Mit einem reichen Programm von ausgesuchter fachlicher Aktualität wird die Bundesvereinigung der Prüfmgenieure für Bautechnik (BVPI) am 13. und 14. September ihre diesjährige Arbeitstagung durchführen. Veranstaltungsort ist das Schloss Herrenhausen in Hannover, das 1943 völlig zerstört und 2012 als einer der hochkarätigsten Veranstaltungsorte Europas wieder aufgebaut worden ist.

Das Programm der Arbeitstagung reicht vom traditionellen jährlichen Bericht des Präsidenten des Deutschen Instituts für Bautechnik, Dipl.-Ing. Gerhard Breitschaft, über die aktuelle Tätigkeit derjenigen Abteilungen seines Instituts, deren Arbeiten und Resultate für die Prüfmgenieure und Prüfsachverständigen von besonderem Interesse sind, über zahlreiche ingenieurfachliche und ingenieurwissenschaftliche Sujets bis zu einem Bericht eines hochrangigen Vertreters der neuen staatlichen britischen Kommission für die unabhängige Überprüfung der Bauvorschriften und des Brandschutzes in Großbritannien. Dieses Amt ist nach dem Brand des Greenfell-Towers im Juni 2017 von der britischen Regierung ins Leben gerufen worden. In Hannover wird nun über die Konsequenzen berichtet werden, die in Großbritannien aus den Gründen und Folgen des Brandes gezogen worden sind und was sie bisher bewirkt haben (siehe auch den Bericht auf Seite 12).

Im Einzelnen stehen folgende Referate auf der Agenda des zweitägigen Vortragsprogramms:

- Infraleichtbeton für einfaches und leichtes Bauen (Prof. Dr. sc. techn. Mike Schlaich, TU Berlin),
- Bautechnische Probleme bei Windenergieanlagen (Dr.-Ing. Claus Goralski, Ingenieurbüro Hegger & Partner, Aachen),
- Früher oder später Zwang: Welche Risskonzepte für dünne oder massige Bauteile sind dabei in Planung und Ausführung zweckmäßig? (Prof. Dr.-Ing. Frank Fingerloos, Deutscher Beton- und Bautechnikverein, Berlin),
- Frischbetonverbundabdichtungen: Möglichkeiten und Einsatzgrenzen (Dr.-Ing. Knut Herrmann, Materialprüfanstalt für das Bauwesen der TU Braunschweig),
- Einsatzgrenzen der Feuerwehr bei Bränden in Industriebauten: Inwiefern sind Theorie und Praxis voneinander entfernt? (Alexander Wellisch, Feuerwehr Hamburg),
- Offshore-Windenergieanlagen (Prof. Dr.-Ing. Peter Schaumann, Institut für Stahlbau der Leibniz Universität Hannover),
- Offshore-Windenergieanlagen: Detailprobleme (Dr.-Ing. Falk Lüddecke, Ingenieur-

büro Jörss-Blunck-Ordemann GmbH, Hamburg),

- Tragende und raumabschließende Holzbauteile in hohen Gebäuden (Prof. Dr.-Ing. Stefan Winter, Lehrstuhl für Holzbau und Baukonstruktion der TU München),
- Das erste Holz-Hochhaus Deutschlands SKAIO Heilbronn – Bautechnische Herausforderung aus Sicht der Ausführung (Dipl.-Ing. Anders Übelhack, Züblin Timber GmbH, Aichach),
- Brenner Basistunnel: Multidisziplinäre Planung und ressourceneffiziente Bautechnik (o. Univ. Prof. Dipl.-Ing. Dr. phil. Dr. techn. Konrad Bergmeister MSc. Ph.D., Vorstand der Brenner Basistunnel BBT SE, Institut für konstruktiven Ingenieurbau der Universität für Bodenkultur, Wien),
- Tragwerksplanung für das Berliner Schloss/Humboldt-Forum (Dipl.-Ing. Bernd von Seht (Wetzel & von Seht Hamburg), Dr.-Ing. Michael Stauch (Specht, Kalleja und Partner GmbH, Berlin),
- Risikopotenzial von Elektrofahrzeugen im Brandfall (Dipl.-Ing. Thorsten Prein, Büro für Brandschutz, Bergisch Gladbach).

Den alljährlichen Vortrag über das *besondere Thema*, das nicht zu den originären Interessengebieten des prüfenden oder beratenden Ingenieurs gehört, sie aber professionell trotzdem ansprechen und interessieren dürfte, hält der Kommunikationsforscher Prof. Dr. Christoph Klimmt, der am Institut für Journalistik und Kommunikationsforschung der Hochschule für Musik, Theater und Medien in Hannover lehrt und sich dort schwerpunktmäßig der Korrelation „Computer und Gewalt“ widmet. Er wird unter dem Titel „Always online“ die sozialen, psychischen und neuronalen Konsequenzen permanenter Onlinepräsenz besprechen und dabei erklären, warum Eltern und Kinder auf systemische Effekte des permanenten Online-Daseins aufmerksam gemacht werden sollten: Wie wollen wir miteinander umgehen? Und wie gehen wir tatsächlich miteinander um?



Foto: Nick Barro jr.

IM HERRENHAUSER SCHLOSS in Hannover wird die diesjährige Arbeitstagung der Bundesvereinigung der Prüfmgenieure für Bautechnik (BVPI) stattfinden.

Markus Hennecke wurde zum neuen Vorsitzenden der vpi-EBA gewählt

Anlässlich der jüngsten Mitgliederversammlung der Vereinigung der Sachverständigen und Prüfer für Bautechnische Nachweise im Eisenbahnbau (vpi-EBA) in Frankfurt am Main wurde bei turnusmäßigen Vorstandswahlen der Vizepräsident der Bundesvereinigung der Prüfengeure für Bautechnik (BVPI), Dr.-Ing. Markus Hennecke (München), zum neuen Vorsitzenden gewählt. Zu seinen Stellvertretern sind Dr.-Ing. Thomas Klähne (Berlin) und Univ.-Prof. Dr.-Ing. Martin Mensinger (München) gewählt worden.

Hennecke löste Dr.-Ing. Dietmar H. Maier als bisherigen Vorsitzenden ab. Ihm und seinem Stellvertreter, Dr.-Ing. Dieter Winselmann, dankte Hennecke im Namen der Mitglieder und des Vorstandes der vpi-EBA in seiner Antrittsrede für ihre herausragende und auf Basis ehrenamtlicher Arbeit richtungweisende Verbandsarbeit. Maier und Winselmann hatten die Geschicke der vpi-EBA mehr als zehn Jahre lang geführt – nämlich von 2007 bis 2018 –, gehören beide zu den Gründungs-

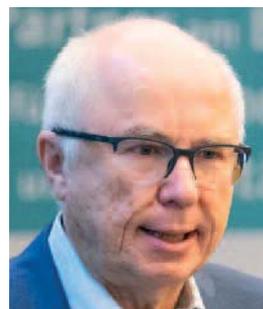


Foto: Reinhardt & Sommer

Der neue Vorsitzende der Vereinigung der Sachverständigen und Prüfer für Bautechnische Nachweise im Eisenbahnbau (vpi-EBA), Dr.-Ing. Markus Hennecke (links), hat seinen beiden verdienstvollen Vorgängern, Dr.-Ing. Dietmar H. Maier (Mitte) und Dr.-Ing. Dieter Winselmann, den Dank der ganzen Mitgliedschaft übermittelt.

mitgliedern der vpi-EBA und haben mit großem Elan und viel Energie den organisatorischen Aufbau und die fachpolitische Ausrichtung der vpi-EBA konzeptualisiert und durchgesetzt, und ihnen seien schließlich auch, so Hennecke, die langjährigen berufspolitischen Erfolge vpi-EBA zu danken. Maier und Winselmann wurden, weil sie sich nach so langer ehrenamtlicher Tätigkeit nicht noch einmal

zur Wahl gestellt hatten, mit großem Dank der bei der Jahreshauptversammlung anwesenden Mitglieder verabschiedet.

Die vpi-EBA ist die Interessenvertretung der vom EBA anerkannten Prüfer für bautechnische Nachweise im Eisenbahnbau gegenüber Politik, Verwaltung, Wissenschaft und Wirtschaft.

Jörg Diener zum Vorsitzenden der thüringischen Landesvereinigung der Prüfengeure gewählt

Im Rahmen ihrer jüngsten Mitgliederversammlung ist der Erfurter Prüfengeur Dr.-Ing. Jörg Diener zum neuen Vorsitzenden der Vereinigung der Prüfengeure für Bautechnik des Freistaates Thüringen gewählt worden. Er löste Dr.-Ing. Andreas Rinke (Eisenach) ab, der sich, ebenso wie sein Stellvertreter, Prof. Dr.-Ing. Josef Trabert (Geisa), nicht noch einmal zur Wahl gestellt hatte.

Diener ist Prüfengeur für Standsicherheit (Massivbau) und vom Eisenbahnbundesamt anerkannter Prüfer für bautechnische Nachweise im Eisenbahnbau (Sachgebiet Eisenbahnbrückenbau und Konstruktiver Ingenieurbau, Fachrichtung Massivbau). Neben Diener bilden jetzt Dipl.-Ing. Stefan Kleffel (Rippershausen) als Stellvertreter für die Standsicherheit und Dipl.-Ing. Erhard Arnhold (Weimar) als Stellvertreter für den Brand-

schutz) den dreiköpfigen Vorstand der thüringischen Landesvereinigung.

Diener hat seine Amtszeit mit einem anspruchsvollen Programm begonnen. Nach seiner Wahl nannte er folgende Themen als Kernpunkte seiner künftigen berufspolitischen Arbeit:

- Stabilisierung und Ausbau der hoheitlichen Prüfung aufgrund der jahrelangen sehr guten Erfahrungen in Thüringen,
- Vertiefung der fachlichen und berufspolitischen Zusammenarbeit zwischen den Prüfengeuren für Standsicherheit und den Prüfengeuren für Brandschutz,
- Mitgestaltung der und Einflussnahme auf die Einführung des digitalisierten Prüfprozesses mit dem Ziel einer vereinheitlichten Vorgehensweise in Thüringen,
- gezielte Unterstützung von Maßnahmen zur Gewinnung und Förderung des Ingenieurbeziehungsweise Prüfengeurnachwuchses.



DER NEUE VORSTAND der Landesvereinigung der Prüfengeure im Freistaat Thüringen (v.l.n.r.): Dipl.-Ing. Stefan Kleffel, Dr.-Ing. Jörg Diener (Vorsitzender) und Dipl.-Ing. Erhard Arnhold

Eine Ingenieuraufgabe von besonders hohem Rang: Der Bau der Zugspitz-Seilbahn mit Tal- und Bergstation „Ein derart anspruchsvolles und komplexes Bauvorhaben kann nur mit einem äußerst engagierten Team gelingen“

Nach über fünfzig Jahren Dauerbetrieb musste die Eibsee-Seilbahn zum Zugspitzgipfel durch eine neue Pendelbahn ersetzt werden. Sie wurde mit neuer Tal- und Bergstation neben und zwischen die alte gebaut und hat das längste freie Spannfeld der Welt (3.213 Meter), überwindet den weltweit größten Gesamthöhenunterschied (1.945 Meter), und sie hat nur eine Zwischenstütze, allerdings die höchste Pendelbahn-Stahlbaustütze der Welt (127 Meter). Der folgende Beitrag skizziert den Weg zu ihrem Bau, beleuchtet die schwierigen geologischen Gründungsverhältnisse für die Bergstation, erklärt die Tragsysteme der Tal- und Bergstation und der Streckenstütze, und er gibt einen interessanten Einblick in die Seilbahntechnik.



Dr.-Ing. Erhard Garske

wurde nach dem Studium des Bauingenieurwesens an der TU Hannover und mehrjähriger praktischer Ingenieurstätigkeit 1997 geschäftsführender Gesellschafter im Ingenieurbüro Sailer, Stepan und Partner in München; 1998 wurde er als öbv Sachverständiger für Beton-, Stahlbeton- und Spannbetonbau, 2001 als Prüfenieur für Massivbau und 2006 für Metallbau anerkannt; seit 2004 ist er mit der Garske und Partner PartGmbH (München) selbstständig.



Dipl.-Ing. Peter Huber

studierte Maschinenbau an der TU München und ist heute stellvertretender Betriebsleiter und Mitglied des Vorstandes der Bayerischen Zugspitzbahn Bergbahn AG sowie Geschäftsführer der Eibsee-Verkehrsgesellschaft; Peter Huber arbeitet in verschiedenen deutschen und europäischen Normenausschüssen der Seil- und Bergbahntechnik mit.



Mag. Dr. Rufus J. Bertle

studierte Technische Geologie in Wien und arbeitet im Ziviltechnikerbüro für Technische Geologie Dr. Heiner Bertle; 2004 promovierte er mit Auszeichnung im Fach Geologie; 2005 wurde ihm die Befugnis eines Ingenieurkonsultenten für Technische Geologie verliehen.



Dipl.-Ing. Sven Winter

studierte Maschinenbau an der Universität Stuttgart und gründete 2017 mit drei Kollegen die ROTEC GmbH (Stuttgart) als zugelassene Sachverständigenstelle im Seilbahnwesen; Sven Winter ist Fachexperte der schweizerischen Akkreditierungsstelle für Seilprüfstellen.

1 Der Weg zum Start der neuen Seilbahn

1.1 Die alten Wege zum Gipfel

Die Bayerische Zugspitzbahn Bergbahn AG als größtes deutsches Bergbahnunternehmen betreibt sämtliche Bergbahnen in und um Garmisch-Partenkirchen. Die ersten Konzessionsgesuche für den Bau einer Bahn auf die Zugspitze wurden um 1900 mit der Begründung abgelehnt, dass „kein Verkehrsbedürfnis vorhanden“ sei. Der damalige Vorschlag einer Seilbahn vom Eibsee zur Zugspitze war zudem eine Vision, denn er war der technischen Entwicklung im Seilbahnbau viel zu weit voraus. Mit dem Bau der Zahnradbahn in den Jahren 1928 bis 1930 von Garmisch-Partenkirchen bis zum Schneefernerhaus und von dort mit einer Seilbahn zum Zugspitzgipfel wurde der höchste Berg Deutschlands 1930 mittels technischer Aufstiegshilfen erschlossen (Abb. 1). Mit zunehmendem Tourismus in den 1950er Jahren stiegen auch die Anforderungen an den Bahnbetrieb. Ein zweites Transportmittel für den Weg auf den Gipfel war gefragt, und die bereits um 1909 angedachte Pendelbahn vom Eibsee zum Gipfel wurde in die Tat umgesetzt (Abb. 2). Nach nur zweijähriger Bauzeit wurde die Seilbahn auf die Zugspitze 1963 in Betrieb genommen. Mit den beiden 85 und 65 Meter hohen Fachwerkstützen, einem Höhenunterschied von nahezu 2.000 Metern und mit den zwei 44 Personen fassenden Kabinen hatte sie bereits zu Beginn ein Alleinstellungsmerkmal in der Seilbahn-Welt und setzte einen Meilenstein mit vielen Neuerungen und Besonderheiten im Seilbahnwesen.

1.2 Motiv und Weg zur neuen Seilbahn

Steigende Fahrgastzahlen und sich daraus ergebende Wartezeiten an Spitzentagen von bis zu drei Stunden führten schon in den 1980er Jahren zu Überlegungen, die Seilbahn zu erneuern und die Förderleistung zu erhöhen. Sehr schnell wurde klar, dass ein Teilumbau der Seilbahn den verschärften Vorschriften und Regelwerken nicht genügen würde, sodass ein vollständiger Neubau der gesamten Bahn notwendig werden würde. Aufgrund der zu erwartenden hohen Baukosten und des Umsatzausfalls während der Bauzeit wurden diese Überlegungen jedoch bis Anfang 2010 zurückgestellt. Weitergehende Überlegungen unter Einbeziehung der geltenden europäischen Normen und Vorschriften haben dann gezeigt, dass auch ein Neubau der bestehenden Eibsee-Seilbahn an gleicher Stelle in vielen Bereichen wieder an technische und geologische Grenzen stoßen würde. Eine höhere Förderleistung mit größeren Fahrzeugen bei maximal zulässiger Geschwindigkeit bewirkt beim Seilbahnbau größere Kräfte, die dann an gleicher Stelle auch in den Berg hätten eingeleitet werden müssen.

Mit einem auch in Permafrostgebieten erfahrenen Geologen, einem besonders qualifizierten Seilbahnfachmann und dem technischen Team der Bayerischen Zugspitzbahn wurden daher andere, unterschiedliche Lösungsmöglichkeiten erarbeitet und untersucht.

1.3 Haupteinflussfaktoren für den Neubau

Sehr schnell hat sich wie beim Bau der Eibsee-Seilbahn 1961 gezeigt,



Abb. 1: Bergstation der alten Seilbahn zum Zugspitzgipfel (1930)

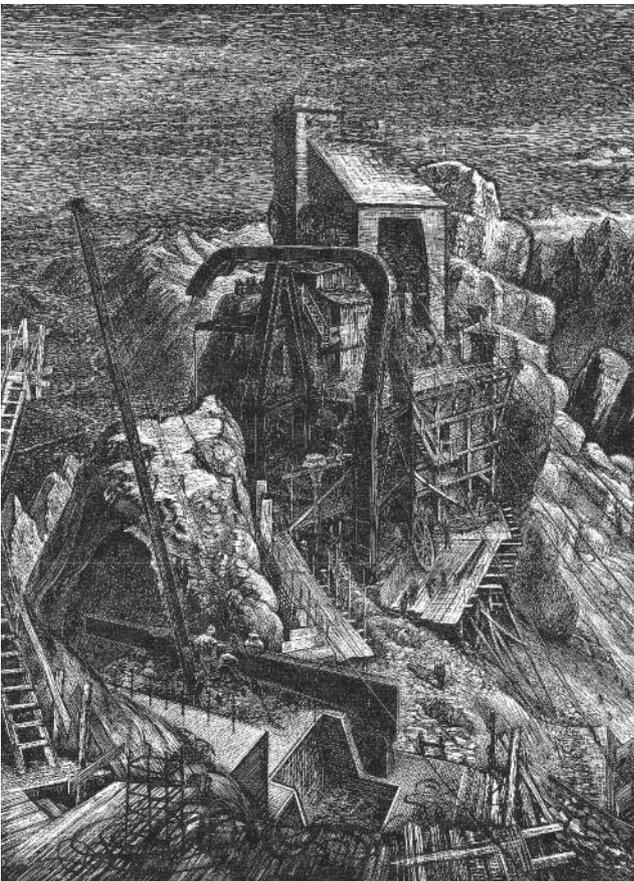


Abb. 2: Der Bau der Bergstation Eibsee-Seilbahn im Jahre 1961 (Kupferstich von Günther Graßmann (1900-1993))

dass auch jetzt nicht veränderbare, äußere Randbedingungen die Lösungsmöglichkeiten bestimmen, nämlich:

- das maximal mögliche Gesamtgewicht des Schwertransports der Tragseile vom Hersteller zum Einbauort,
- die maximale Wanderlast unter Verwendung der größtmöglichen Trageildimension,
- der notwendige Platzbedarf an der Berg- und an der Talstation für die neuen größeren Kabinen und Stationen und
- die Einleitung der Kräfte aus den Seilbahnbauwerken an der Bergstation, an Stütze und Talstation bei vorgegebener Geologie und Permafrost an der Bergstation.

Zur Lösung haben neben der Erfahrung aus dem fast 55jährigen Betrieb der bestehenden Seilbahn auch die 100jährige Baugeschichte mit sehr vielen dokumentierten Untersuchungen zur Geologie und die Erfahrungswerte aus bestehenden Mess- und Überwachungseinrichtungen beigetragen. Dies waren unter anderem eine Tiefenbohrung durch den Zugspitzgrat mit Temperatur-Messelementen und Messdaten aus vielen Jahren vorgespannter Felsanker im Permafrost.

1.4 Ausschreibung und Baubetrieb für die neue Bergstation

Nachdem sich das statische Konzept für die Bergstation von 1961 (Abb. 3) über den Lauf der Jahrzehnte sehr gut bewährt hat, wurde für die Gründung und damit den Lastabtrag aus der neuen Bergstation eine ähnliche, angepasste Konstruktion am schmalen Grat auf der Zugspitze gewählt. Der einzige mögliche Platz für eine Bergstation war zwischen den beiden weit auseinanderliegenden Einfahrten der alten Bahn am Gipfelgrat. Für die spätere Ausschreibung und Genehmigung der Seilbahn wurde zusammen mit dem Geologen und dem

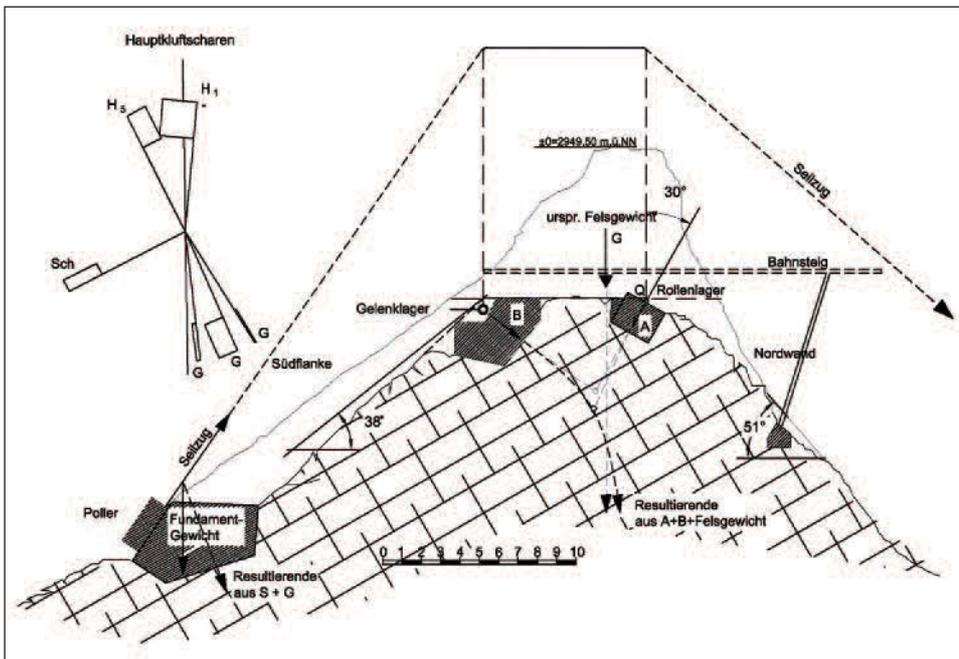


Abb. 3: Statisches Konzept der Eibsee-Seilbahn von 1961 (aus: Geologica Bavarica)

Ingenieurbüro eine Systemlösung erarbeitet und den möglichen Anbietern als Entwurf zur Angebotslegung zur Verfügung gestellt.

Von der Bayerischen Zugspitzbahn wurde die gesamte Logistik auf den Baufeldern unter Berücksichtigung eines möglichst langen Be-

triebes der alten Eibsee-Seilbahn ausgearbeitet und den Anbietern vorgegeben. Die abgestimmte Leistung einer Materialseilbahn und des Hochbaukrans an der Bergstation waren zum Zeitpunkt der Vergabe der Hauptgewerke allen Anbietern bekannt beziehungsweise schon installiert (Abb. 4). Zum Vergabezeitpunkt der Seilbahntechnik-

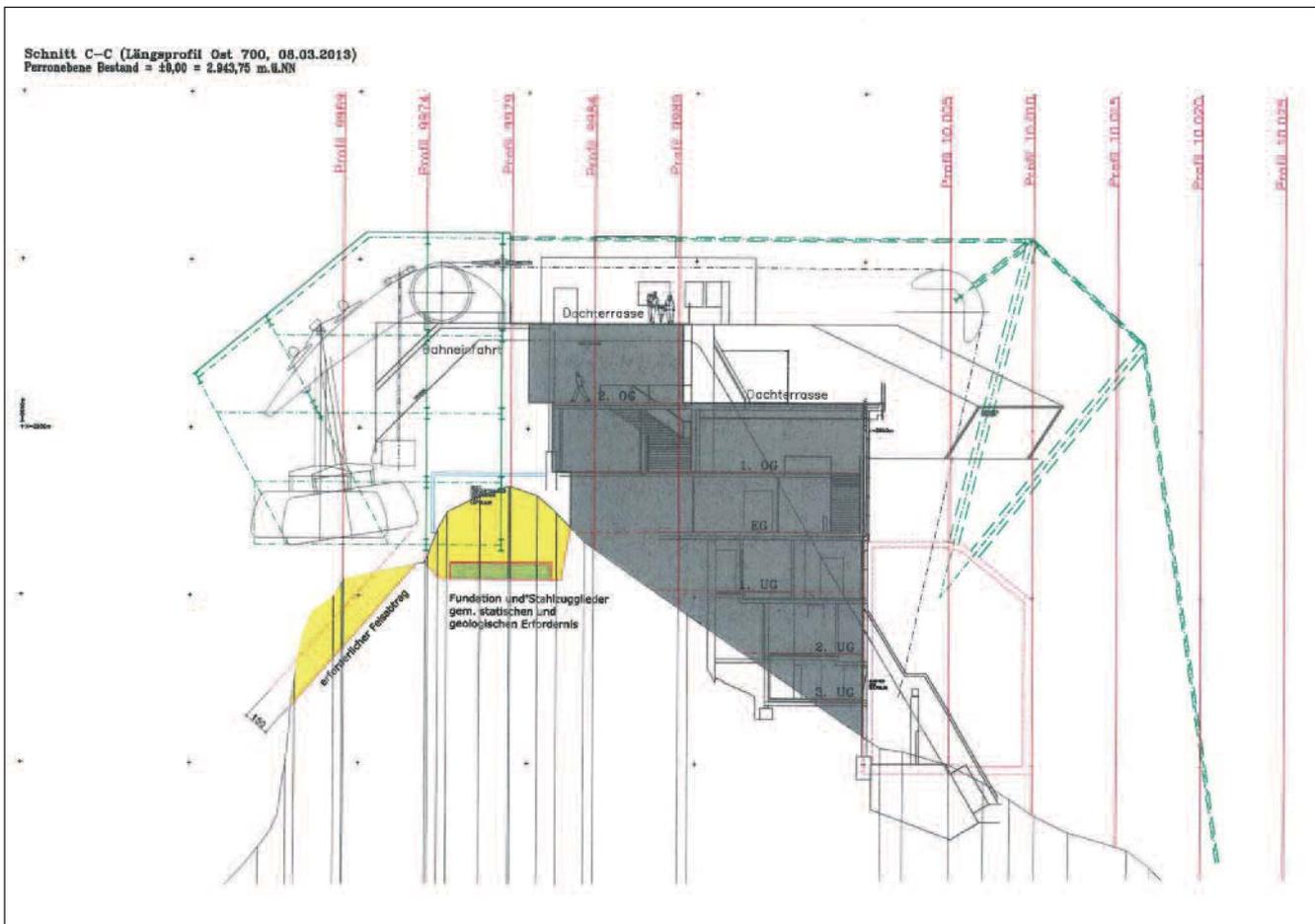


Abb. 4: Das Konzept für eine neue Bergstation von 2013 (Ingenieurbüro Klenkhart & Partner, Absam, Österreich)

nik waren wieder zwei Seilbahnstützen am annähernd gleichen Ort wie die alten Stützen geplant und genehmigt. Im Laufe des Vergabeverfahrens wurde jedoch der Alternativvorschlag eines Anbieters berücksichtigt, mit nur einer Stütze auf der Strecke auszukommen. Die großen Gewerke wie Seilbahntechnik, Geotechnik, Betonbau, Stahl- und Fassadenbau mussten aufgrund der Auftragssumme europaweit ausgeschrieben werden. Bei dem vorhergehenden Bewerbungsverfahren wurde auf die Erfahrung und das Know-how der Bieter im Hochgebirgsbau größter Wert gelegt. Die Vergabeverfahren wurden als Verhandlungsverfahren durchgeführt, um alle Anbieter auf den gleichen Leistungsstand zu bringen. Bei der Vergabe selbst wurden dann Preis und Eignung der Firmen mit sechzig zu vierzig Prozent bewertet.

2 Geologie – die Basis der neuen Seilbahn

2.1 Geologische Verhältnisse bei der neuen Seilbahn

Die geologische Dokumentation und Baubegleitung der Eibseebahn beim Bau 1960 bis 1962 durch Dr. Roland Ulrich und die seit 2007 ausgeführten Permafrostmessungen in zwei Bohrlöchern am Zugspitzgipfel durch das Bayerische Landesamt für Umwelt bildeten zusammen mit den geologisch-geotechnischen Erkundungen und Gefügeaufnahmen der Geognos Bertle ZT GmbH (Schruns, Österreich) die Grundlage für die geologisch-geotechnische Beurteilung der neuen Seilbahnanlage (Abb. 5).

Von der Talstation bis zum Fuß der Nordwand der Zugspitze ist der Felsuntergrund großflächig von Lockergesteinen verdeckt. Es handelt sich hier insbesondere um locker gelagerten holozänen Hangschutt,

der unmittelbar an den Felswandfuß anschließt, und um Ablagerungen des Eibsee-Bergsturzes vor circa 3.400 bis 3.700 Jahren sowie um spätglaziale Moräne. Der Eibsee-Bergsturz mit einem geschätzten Bergsturzvolumen von 350 Millionen Kubikmetern Sturzmasse entstammt der Zugspitz-Nordwand unmittelbar unterhalb der bestehenden und neuen Bergstation.

Der Gipfelbereich der Zugspitze ist von Gletschern umgeben und befindet sich daher im Permafrostbereich. Permafrost wurde auch beim Bau der Eibseebahn 1960 und bei den Tunnelbauten für die Verlegung der Zahnradbahn am sogenannten Platt angetroffen.

Zusammenfassend wurde festgestellt, dass die Gründung der Talstation und der Stütze im Lockermaterial erfolgen kann. Für die Felsgründung der Bergstation wurden auf Grund der Gefügesituation im dortigen Fels umfangreiche Ankerungen zur Gewährleistung der Stabilität der neuen und bestehenden Seilbahnanlage erforderlich.

Die beiden Einfahrten zur Bergstation der alten Eibsee-Seilbahn waren in einem Horizontalabstand von circa 25 Meter errichtet worden, sodass zwischen diesen Einfahrten ein Felspfeiler stehen blieb. Diesen Felspfeiler galt es, als Gründungskörper für die neue Seilbahn zu nutzen, um den alten Seilbahnbetrieb während der Bauphase so lange wie möglich für die neue Seilbahn aufrechterhalten zu können.

2.2 Die Gründung der Bergstation

Genauere Untersuchungen des Gipfelbereiches erfolgten seit den 1920er Jahren, bei denen unter anderem die intensive Zerlegung des Gesteins (Reibungsbreccien) im Bereich von Großstörungen erkannt wurde. In diesen Reibungsbreccien ist Eis enthalten, sodass schon frühzeitig Kenntnis über den Permafrost erlangt wurde.



Abb. 5: Gefügeaufnahme in der Nordwand



Abb. 6: Klüfte und sedimentäre Schichtung in der Nordwand

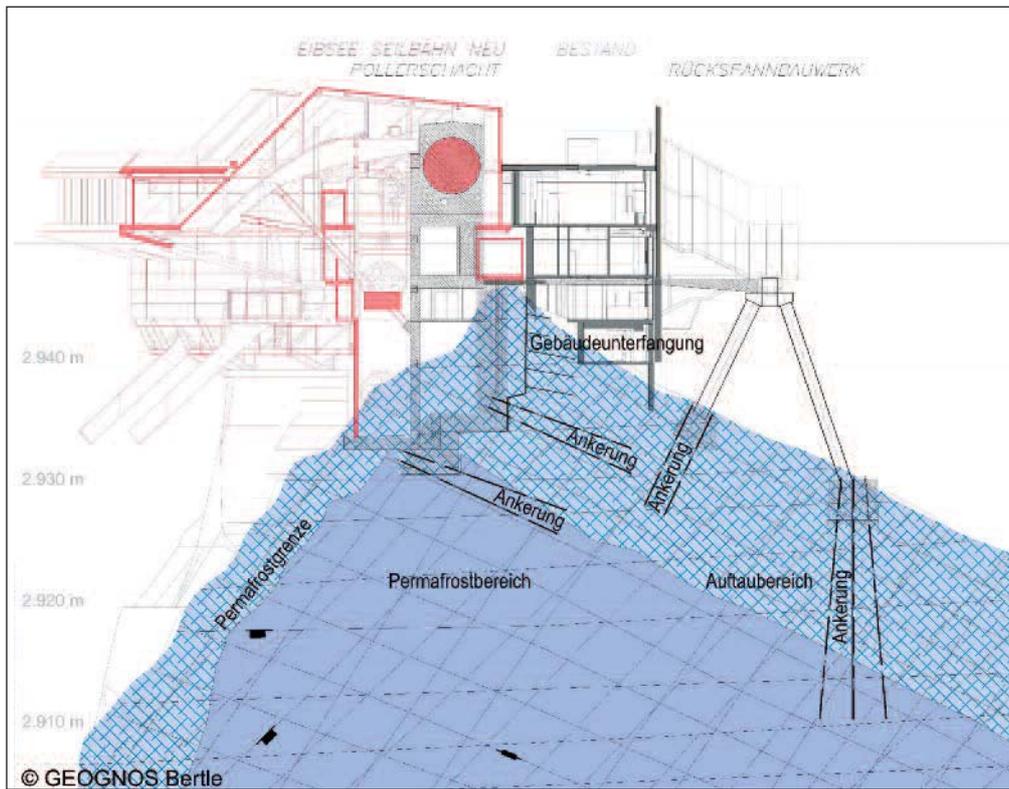


Abb. 7: Gründungssituation von Pollerschächten und Rückspannbauwerk

Dominierende Gefügeelemente der dortigen Wettersteinformation sind die sedimentäre Schichtung, die flach bis mittelsteil gegen Süd bis Südost einfällt, und die Klüfte, die dem Faltenbau zugeordnet werden können.

Schon früher war erkannt worden, dass jene steil gegen Nordwesten bis Norden geneigten Klüfte, die in der unterhalb der Bergstation liegenden Ausbruchsnische des Eibsee-Bergsturzes in der Nordwand der Zugspitze austreichen (Abb. 6), für die Standsicherheit entscheidend sind. Der Lasteintrag aus der neuen Seilbahn in das Gebirge musste also so erfolgen, dass diese Klüfte auf Grund der zusätzlichen Last nicht größer werden und der Fels durchschert.

Temperaturmessungen in zwei Forschungsbohrungen etwas östlich unterhalb der neuen Bergstation zeigen ein geringes jahreszeitliches Auftauen auf der Nordseite (circa zwei Meter Tiefe). Auf der Südseite ist das Gebirge bis in eine Tiefe von mehr als zehn Meter aufgetaut und gefriert beziehungsweise taut jahreszeitlich nur oberflächennah. Seit Beginn dieser Temperaturmessungen sind keine Änderungen der Auftaugrenzen des ganzjährig gefrorenen Gratkernes eingetreten.

Die Lasten der neuen Bergstation sind ungefähr drei- bis viermal so groß wie beim Bestand. Es müssen bis zu zwanzig Meganewton je Fahrbahn in das Gebirge übertragen werden.

Die Einbindetiefen der neuen Fundamentkörper wurden auf Basis der Gefügeuntersuchungen der Geognos Bertle ZT GmbH festgelegt. Resultierende Lasten mussten bergseits der kritischen Klüfte mit dem Gefüge angepasster Richtung dieser Kräfte und der Anker in das Gebirge eingeleitet werden (lotrecht oder im stumpfen, in den Gipfelgrat gerichtetem Winkel auf die Schichtflächen und auf die steil gegen Norden bis Nordwesten einfallenden Klüfte sowie in mindestens spitzem Winkel auf die nord-südlich streichenden Querklüfte). Zum Erreichen der notwendigen Einbindetiefen wurde ein möglichst kleinvolumiger

und gefügeschonender Sprengabtrag mit Erschütterungsmessung an maßgeblichen Überwachungspunkten (Bestandsbergstation, Münchener Haus) vorgeschrieben und durchgeführt.

Der Standort der beiden Pollerschächte auf der Nordseite des Gipfelgrates (Abb. 7) zwischen den Einfahrten der alten Eibsee-Seilbahn auf dem verbliebenen Felspfeiler erforderte wesentlich tiefer reichende Baugrubenaushübe (wegen der kritischen Klüfte) und damit verbunden wesentlich umfangreichere Sprengabträge und Baugrubensicherungen als bei der alten Eibsee-Seilbahn.

Darüber hinaus waren Unterfangungen der Bestandsgebäude und der Einbau von Dauerankern erforderlich. Je Gründung der Pollerschächte wurden zwei mal vier doppelt korrosionsgeschützte GEWI-Verpressanker DN 40 (Streckgrenze 691 Kilonewton, Stahlgüte SAS 550/620) eingesetzt. Damit wurde erreicht, dass die einwirkenden Horizontalkräfte selbst bei einem Ausfall des Rückspannbauwerks ausreichend weit von der Nordseite entfernt in den Fels eingeleitet werden. Die Zugstützen des Rückspannbauwerks (Abb. 7) wurden mit bis zu zwanzig Meter langen Litzenganke (12 Litzen; Stahlgüte 1770/1860; Vorspannung 1.400 Kilonewton) im Fels verankert. Auf der Ostseite wurden vierzehn Litzenganker, auf der Westseite achtzehn Litzenganker eingebaut.

Über die Spannglieder zwischen den Pollerschächten und dem Rückspannbauwerk konnten genau dosierte, nach Süden wirkende Horizontalkräfte auf die Pollerschächte aufgebracht werden, sodass die hohen Sohldrücke unter den Pollerschächten infolge der nach Norden wirkenden Tragseilkräfte und infolge der weit auskragenden Geschosebenen der neuen Bergstation verhältnismäßig beziehungsweise von den Abbruchkanten im Norden weg nach Süden umverteilt wurden.

Zur Kontrolle wurden Druckmessdosen zur Messung der Sohldrücke aller neuen Bauwerke (Pollerschächte, A-Bock) sowie der Daueranker



Abb. 10: Die neue Talstation am Eröffnungstag

tem besteht also sehr vereinfacht aus den vier Trageseilen, aus deren beiden festen Auflagern, der Tal- und der Bergstation und deren Zwischenstütze als Stütz- und Umlenkstelle.

3.2 Talstation

Die neue Talstation befindet sich circa zwanzig Meter östlich sowie fünfzig Meter nördlich der alten Talstation der Eibsee-Seilbahn. Sie lässt sich entsprechend ihrer Nutzung in zwei Bereiche unterteilen: den Bereich der Seilbahn, der mit einer schrägen, stählernen Dachkonstruktion überdeckt ist, und den östlich daran anschließenden, niedrigeren und durch eine Dehnfuge abgetrennten Eingangsbereich (Abb. 10).

Die Trageseile werden über die Seilschuhe auf die Trage-seil-verankerungen an den rund 55 Zentimeter dicken Pollerwänden im rückwärtigen Teil der Talstation geführt und dort fest verankert. Die Seilschuhe liegen im Bereich der Talstation auf Stahlbetonwänden und -stützen sowie auf einem Auflagerträger an der stählernen Y-Stütze der Stahldachkonstruktion auf.

Die Stahldachkonstruktion mit Trapezblecheindeckung besteht im Wesentlichen aus vier Hauptträgern in Richtung der Seile und senkrecht dazu angeordneten Querträgern. Die Hauptträger an den Dachrändern sind in der Seitenansicht als dreieckförmige Fachwerkträger ausgebildet (Abb. 10), deren Obergurte diagonal von der Spitze des gedachten Dreiecks an der Traufe auf der Gebäuderückseite bis zur Spitze am First durchlaufen. Die Untergurte verlaufen zunächst horizontal, um dann schräg nach oben zum First abknicken (Abb. 10). Die beiden mittleren Hauptträger und die Querträger sind aus geschweißten Doppel-T Profilen gefertigt.

Die Stahldachkonstruktion wird von biegesteif angeschlossenen Stahlstützen, von zwei Stahlbetonstützen, von den Pollerscheiben und von den Auflagerträgern der Y-Stütze getragen. Verbände, die biegesteif

angeschlossenen Stahlstützen und Festhaltungen an Stahlbetonbauteilen steifen die Stahldachkonstruktion aus.

Die markante, das Erscheinungsbild der Talstation prägende stählerne Y-Stütze (Abb. 11) auf der Ausfahrtsseite der Seilbahn ist biegesteif an eine rund sechs Meter hohe Stahlbetonstütze mit einem rechteckigen

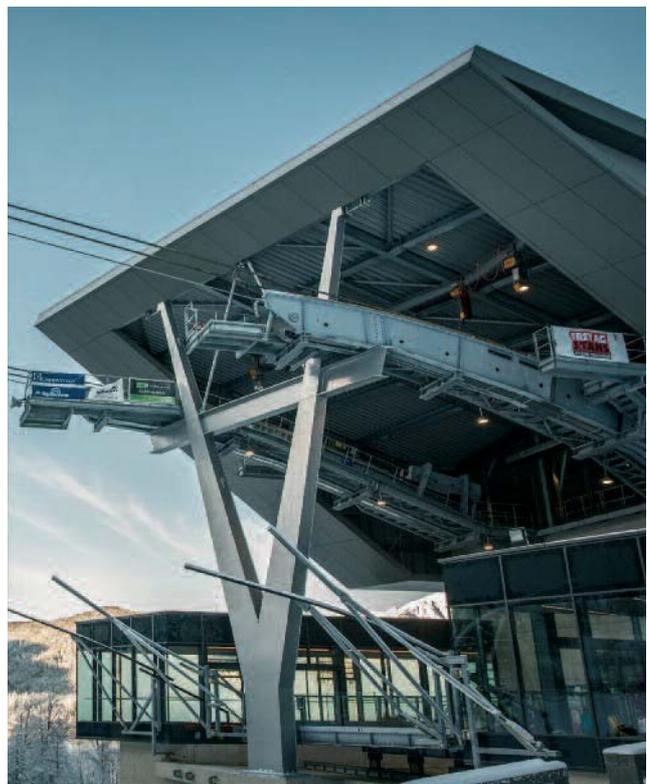


Abb. 11: Markante Y-Stütze der Talstation

Querschnitt von 1,5 mal 2,5 Meter angeschlossen. Sie verläuft zunächst bis in eine Höhe von 2,7 Meter mit konstantem Kastenquerschnitt und verzweigt sich dann Y-förmig bis zur Dachebene. Etwa in einer Höhe von rund 9,8 Meter über dem Verzweigungspunkt der Y-Stütze ist ein Auflagerträger für die Seilschuhe angeordnet. Dort sind die beiden Äste der Y-Stütze mit sich verjüngenden Hohlkastenquerschnitten ungefähr 9,7 Meter weit gespreizt.

Das Untergeschoss bildet mit den steifen Decken- und Wandscheiben sowie den Bodenplatten und Streifenfundamenten einen in sich ausgesteiften Kasten, der die horizontalen Einwirkungen, insbesondere die Seilkräfte, aus den oberirdischen Geschossen und resultierende Erddrücke über die Bodenreibung und entsprechend große Auflasten und die Verzahnung mit dem Baugrund sicher abträgt.

3.3 Stütze

Auf der 4.428 Meter langen (schräge Länge) Seilbahnstrecke ist nur eine gittermastartige, 127 Meter hohe und neun Grad zur Vertikalen tal-

wärts geneigte Stahlstütze gebaut worden. Die Stütze steht 1.190 Meter (Sehnenlänge) oberhalb der Talstation. Sie ist als geschraubte, verzinkte Fachwerkkonstruktion aus HD-Profilen (Eckstützen) und Rundrohren errichtet worden (Abb. 12). Die Stütze wird auf Grund ihrer Höhe mit einer Tages- und Nachtkennzeichnung ausgestattet.

Der im Grundriss nahezu quadratische Querschnitt der Gittermaststütze von 25,5 mal 25,6 Meter an den Fußpunkten verjüngt sich quer zur Fahrbahn konisch bis in eine Höhe von 103,5 Meter auf eine Breite von 5,2 Meter. Parallel zur Fahrbahn endet der konische Verlauf etwa auf sechzig Meter Höhe bei einer Breite von 13,6 Meter. Ab dieser Höhe bleibt der Stützenquerschnitt parallel zur Fahrbahn konstant 13,6 Meter breit.

Der Schaft der gittermastartigen Stütze besteht aus vier Eckstielen (HD-Profile, max. HD 400 x 347: $h = 407 \text{ mm}$, $b = 404 \text{ mm}$, $t_s = 27,2 \text{ mm}$, $t_g = 43,7 \text{ mm}$, $A = 442 \text{ cm}^2$) und den fachwerkartig in den vier Seitenebenen des Gittermastes angeordneten Diagonal- und Horizont-

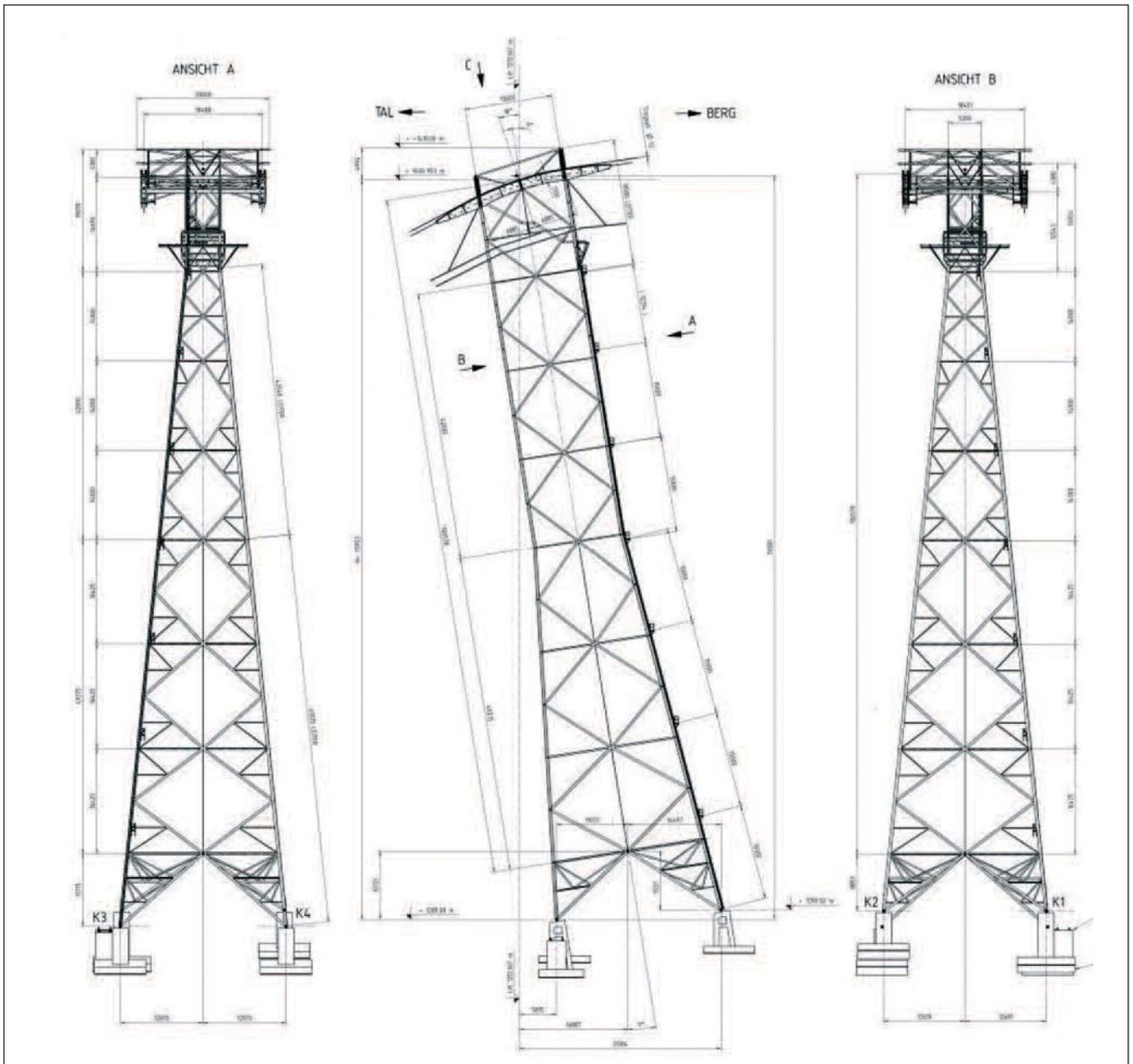


Abb. 12: Konstruktion der Gittermaststütze



Abb. 13: Stahlfachwerk der Gittermaststütze



Abb. 16: Neue Streckenstütze im Montagezustand

talstäben (überwiegend Rohrprofile). Es entsteht ein räumliches, sich nach oben verjüngendes Stahlfachwerk mit quadratischem, beziehungsweise rechteckigem Querschnitt (Abb. 13). Die Eckstiele sind über Fußplatten mit vorgespannten Ankerstangen an den Stahlbetonsockeln der überschütteten Fundamente (Schwergewichtsfundamente) verankert.

Die überschütteten Fundamente bestehen aus 1,0 beziehungsweise 1,2 Meter dicken Fundamentplatten mit den Grundrissabmessungen von acht mal acht beziehungsweise neun mal sieben Meter. Auf den Gründungsplatten sind je zwei siebzig Zentimeter dicke, leicht geneigte Wandscheiben sockelartig angeordnet (Höhe: 5,6 m bzw. 7,7 m, Breite: 2,5 m), die oben über zwei Querbalken zur Verankerung der Stützenfußpunkte verbunden sind. Im Querschnitt ergibt sich näherungsweise die Form des Großbuchstabens A (Abb. 14 und Abb. 15).

Der Stützenkopf besteht aus zwei Sattelträgern und Abhebeböcken, die ebenfalls mit Windverbänden ausgesteift sind (Abb. 16). Alle Verschraubungen werden mit gleitfest vorgespannten HV-Garnituren ausgeführt. Die sogenannten Seilschuhe sind jeweils über zwei Auflager mit dem Stützenkopf verbunden und mit einem konstanten Radius von fünfzig Meter gekrümmt. Die Spurweite auf der Stütze misst 18,5 Meter.

Im Bereich der bergseitigen Stützenfläche sind Aufstiegsleitern mit Ruhepodesten (alle 15 m) und einer Steigschutzeinrichtung angebracht. Entlang der Seilschuhe sind Wartungsstege vorhanden. Die Stützenköpfe sind vom Boden über diese Leitern oder durch Übersteigen aus den Kabinen beziehungsweise Podesten an den Gehängen erreichbar. Ebenfalls kann die Stütze über zwei hydraulische Klapppodeste (Fahrbahn 1 und 2) aus den Kabinen begangen werden.

Ein Windmesser auf der Stütze signalisiert die Windgeschwindigkeit, ab der der Fahrbetrieb eingestellt wird.

Die für die Stützenbemessung maßgebende Lastkombination resultiert im Wesentlichen aus Einwirkungen der Trageile im Falle hoher Querschnittbeanspruchungen wenn der Fahrbetrieb aus Sicherheitsgründen eingestellt ist und die Trageile gleichzeitig vereist sind.

Die resultierende Design-Einwirkung quer zur Fahrtrichtung, also annähernd in Ost-West-Richtung, beträgt etwa 2,8 Meganewton und greift resultierend etwas unterhalb des Stützenkopfes an. Die Resultierende Design-Einwirkung in vertikaler Richtung liegt für die Lastkombinationen zur Ermittlung der größten Stützendruckkraft bei etwa 7,5

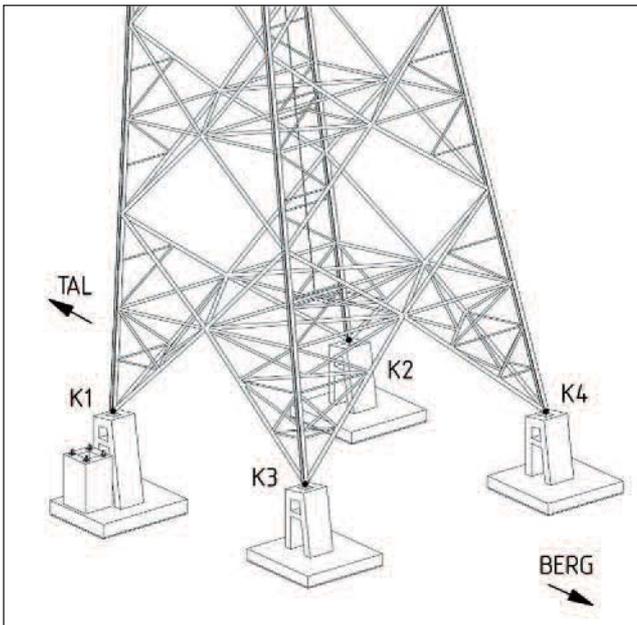


Abb. 14: Konstruktionsprinzip der Stützenfußpunkte



Abb. 15: Schalung und Bewehrung eines Stützenfußsockels

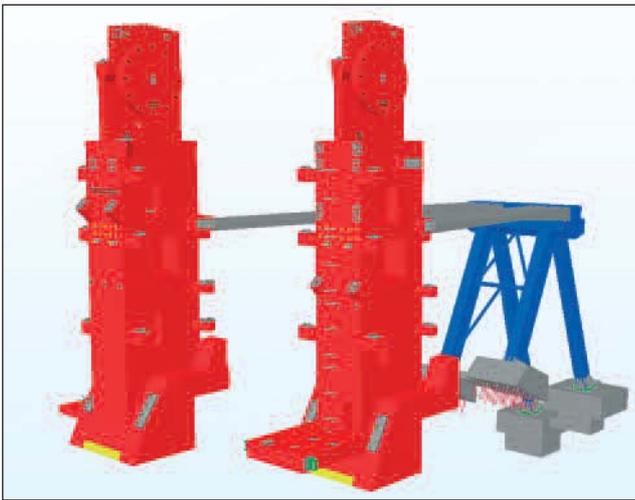


Abb. 17: Haupttragelemente der Bergstation

Meganewton und für die Lastkombinationen zur Ermittlung der größten Stützenszugkraft bei etwa 5,0 Meganewton. Als größte Auflage-reckzugkraft auf Design-Niveau wurden 4,6 Meganewton, als größte Stützendruckkraft an den Auflagern 8,4 Meganewton berechnet. Die größte Kopfverformung beträgt sechzig Zentimeter auf Design-Niveau.

3.4 Bergstation

Zwei rechteckige Stahlbetonkerne (Pollerschächte, in **Abb. 17** rot) mit den Außenabmessungen von rund sechs mal vier Meter, das Rückspannbauwerk (in **Abb. 17** blau) und die beiden sie verbindenden Druckriegel (in **Abb. 17** grau) bilden die Haupttragelemente der neuen Bergstation.

Die beiden Kerne sind rund 18,4 Meter hoch und tragen am Kopf die mittig angeordneten 55 Zentimeter dicken und 7,5 Meter hohen Stahlbetonwandscheiben (Pollerscheiben) zur Einleitung der großen Hori-

zontalkräfte aus den Tragseilen. Für die eigentliche Tragseilverankerung sind die Pollerscheiben beidseits kreisförmig um jeweils fünfzig Zentimeter dicker ausgebildet (**Abb. 17**).

Die Wanddicke der Türme beträgt achtzig Zentimeter für die zum Tal orientierte Nordwand und sechzig Zentimeter für die anderen drei Wände. Diese beiden Kerne sind quer (also in Ost-West-Richtung) zur Seilrichtung im Abstand der Spurweite von 12,6 Meter angeordnet und stehen auch in Seilrichtung (Nord-Süd-Richtung) um circa 8,4 Meter versetzt zueinander.

Die beiden Kerne stehen zwischen den ehemaligen Bahnsteigbuchten der alten Eibsee-Seilbahn, sodass der Betrieb der alten Bahn in der ersten Bauphase der neuen Türme aufrechterhalten werden konnte.

Die großen Horizontalkräfte aus den zwei doppelten Tragseilen werden mittig am Kopf der beiden Stahlbetonkerne über die Stahlbetonwandscheiben (Pollerscheiben) eingeleitet. Zur sicheren und möglichst verformungsarmen Abtragung dieser Lasten wurde auf der Südseite des Bestandsgebäudes das sogenannte Rückspannbauwerk in Form von zwei durch einen Querriegel miteinander verbundene A-Böcke mit einem Achsabstand von circa 6,5 Meter errichtet. Die Kerne werden über vorgespannte, als Druckriegel bezeichnete Stahlbetonbalken mit dem Querriegel dieses Rückspannbauwerks verbunden.

Die Vorspannung der in Hüllrohren geführten, verbundlosen Spannglieder wurde in fünf Stufen aufgebracht. Da in den ersten drei Spann-stufen bis etwa 55 Prozent (Westseite) beziehungsweise etwa 45 Prozent (Ostseite) der Vorspannung aufgebracht war, bestand keine druckkraftübertragende Verbindung zwischen Druckriegel und dem Rückspannbauwerk. Eine wenige Zentimeter breite Fuge war offen ge-lassen worden. Der Druckriegel wurde also bis zu dieser Spannstufe nicht auf Druck belastet, sondern es wirkten circa 17 Meganewton der Vorspannkraft auf den Westkern und 11,5 Meganewton auf den Ostkern in Richtung Süden beziehungsweise jeweils auf das Rückspann-

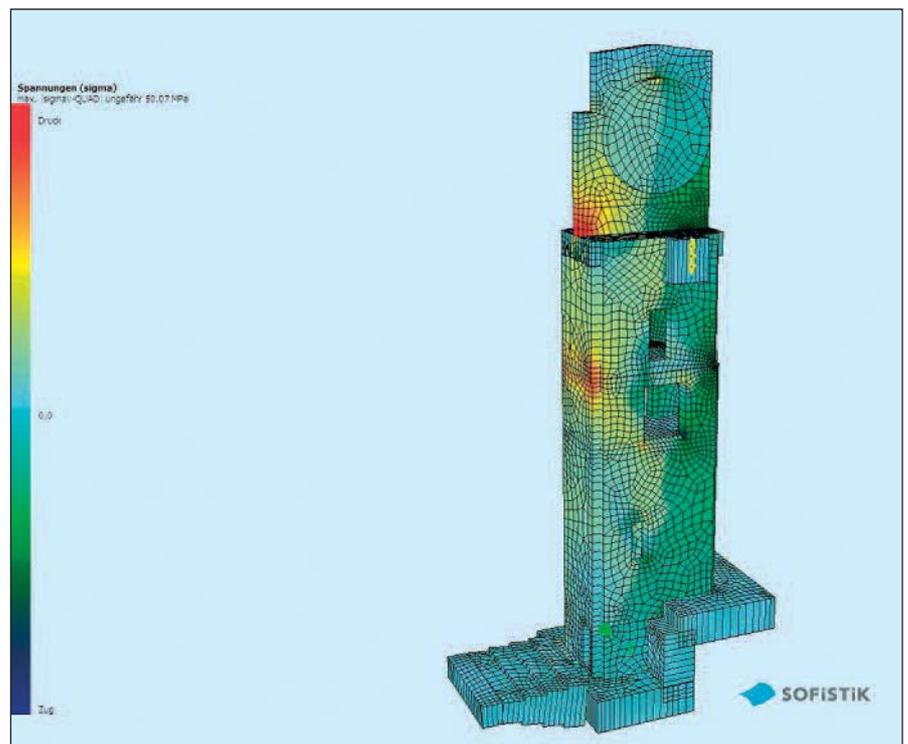
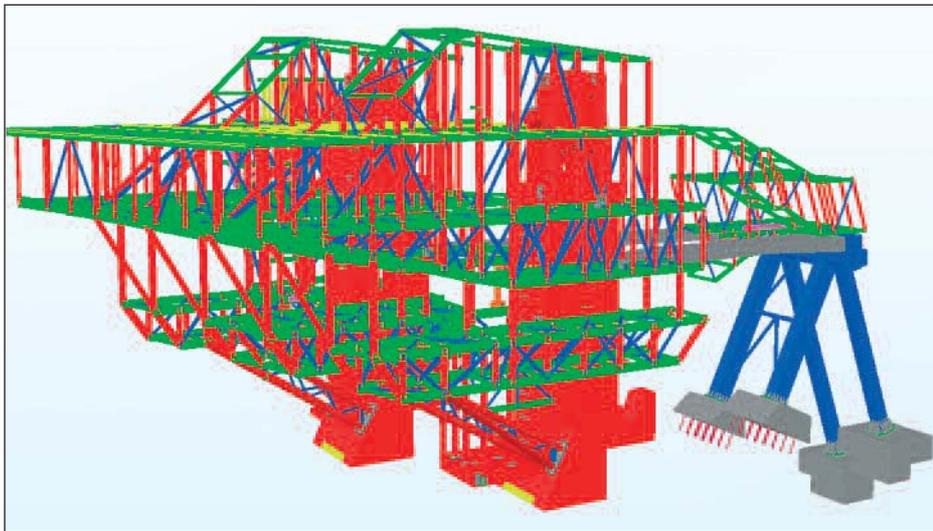


Abb. 18: Druckspannungsverteilung in den Pollerschächten (SOFISTIK-FE-Modell der Vergleichsberechnung)



© BAUCON ZT GmbH

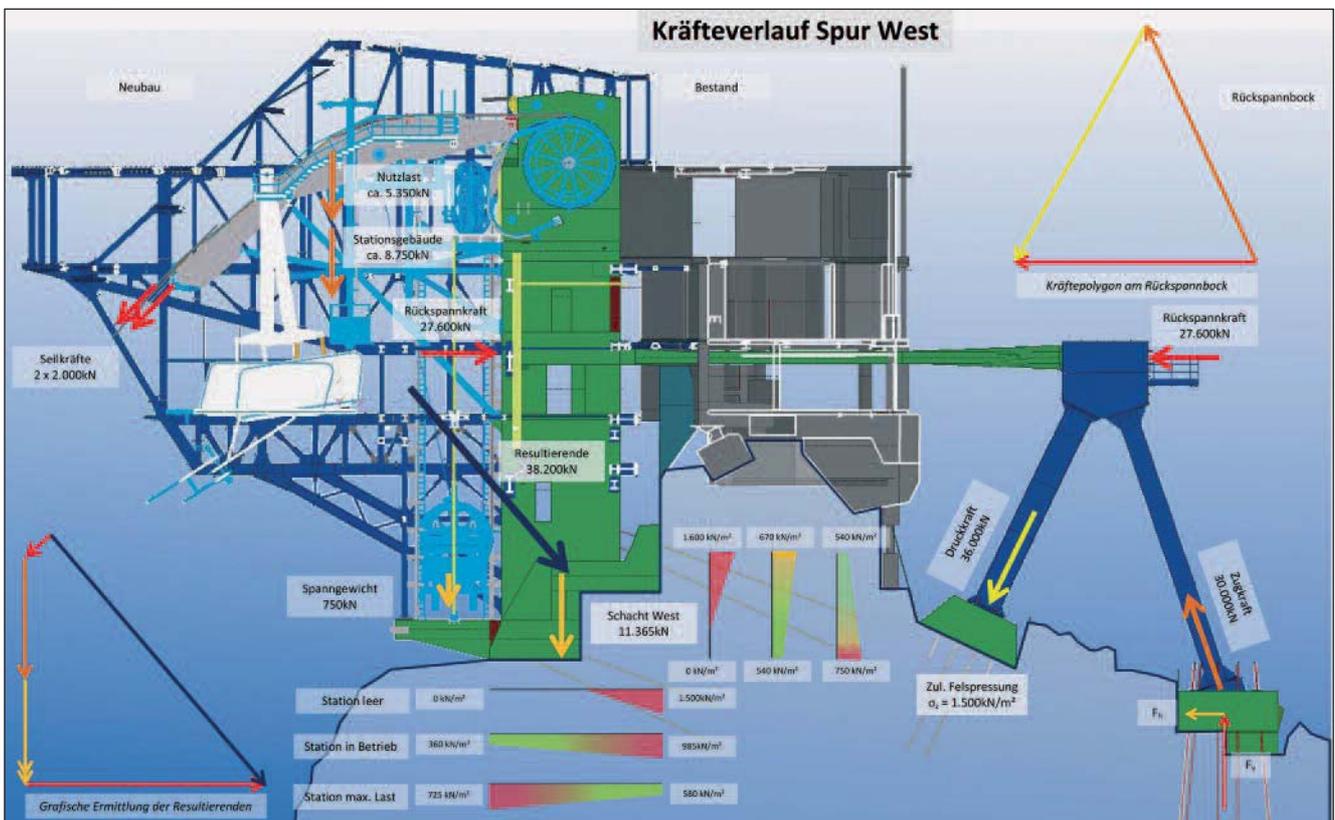
Abb. 19: Modell der Stahlkonstruktion für die Nutzungsebenen der Bergstation

bauwerk in Richtung Norden. Vor den beiden Spannstufen vier und fünf wurde die offen gelassene Fuge mittels Futterblechen geschlossen, sodass nun beide Druckriegel mit etwa 14,5 Meganewton (volle Vorspannkraft: Ostriegel: 26,2 Meganewton; Westriegel: 31,2 Meganewton) vorgespannt wurden. **Abb. 18** verdeutlicht, wie sich die hohe Druckspannungskonzentration (rote Zonen) auf der Nordseite des dargestellten Schachtes durch die Einwirkung der Rückspannkraft und des daraus resultierenden Biegemomentes (Momentenpfeil positiv in Ostrichtung) vergleichmäßig.

In den vier Nutzungsebenen der neuen Bergstation – Bahnsteigebene, Lagerebene, Restaurant- und Terrassenebene – sind zur Abtragung der vertikalen Lasten Stahlträgerroste vorgesehen, die auf weit

auskragenden Stahlfachwerkträgern (**Abb. 19**) lagern. Diese Fachwerkträger verlaufen in sechs Nord-Süd-Achsen; östlich, zwischen und westlich der beiden Stahlbetonkerne. Die Bahnsteigebene wird im Wesentlichen von den Fachwerkträgern unterhalb dieser Ebene getragen, die Lager-, die Restaurant- und die Terrassenebene dagegen von den Fachwerkträgern zwischen Lager- und Restaurantebene.

Die Grundrisse der Nutzungsebenen sind auf der Nordseite schiefwinklig, auf der Ost- und Westseite gerade und auf der Südseite abgetreppt beziehungsweise auch schräg berandet, wobei durch den Einfahrtsbereich der Seilbahn auf der Nordseite noch eine kammartige Auffächerung entsteht. In Ost-West-Richtung misst die maximale Brei-



© BAUCON ZT GmbH

Abb. 20: Kräfteverlauf Spur West der Bergstation

te dieser Ebenen circa 26 Meter, die größte Länge in Nord-Süd-Richtung beträgt etwa dreißig Meter bei einer Auskrägung Richtung Tal von circa 25 Meter bezogen auf die Schwerachse der Stahlbetonkerne. Die statische Höhe der Stahlfachwerkträger für die Bahnsteigebene beträgt etwa 2,7 Meter. Die anderen Fachwerkträger zwischen Lager- und Restaurantebene sind im Bereich der Kerne etwa vier Meter hoch, ihre maximale Auskrägung liegt näherungsweise bei etwa 28 Meter wobei die statische Höhe der Fachwerke zur Kragarmspitze hin näherungsweise gegen Null geht, sie also entsprechend gevoutet sind. Die Höhenkoten der Bahnsteig-, der Restaurant- und der Terrassenebene werden mit ± 0,00, 7,8 und 12,45 Meter angegeben.

Die östlich und westlich der Kerne beziehungsweise zwischen den Kernen vorbeilaufenden Stahlfachwerkträger der Bahnsteigebene und der anderen Ebenen lagern konsolartig im Bereich der vier Ecken der Stahlbetonkerne auf, sodass die vertikalen Lasten aus den vier Nutzungsebenen überwiegend über die Gründung der Kerne in den anstehenden Fels abgetragen werden.

Zur Aussteifung der Stahlkonstruktion in den vier Nutzungsebenen sind die Fachwerkträger, Verbände und biegesteife, rahmenartige Anschlüsse in den horizontalen Ebenen sowie entsprechende Festhaltungen an den Stahlbetonkernen vorgesehen.



Abb. 21: Einbauteile und Spanngliedverankerung Schacht West

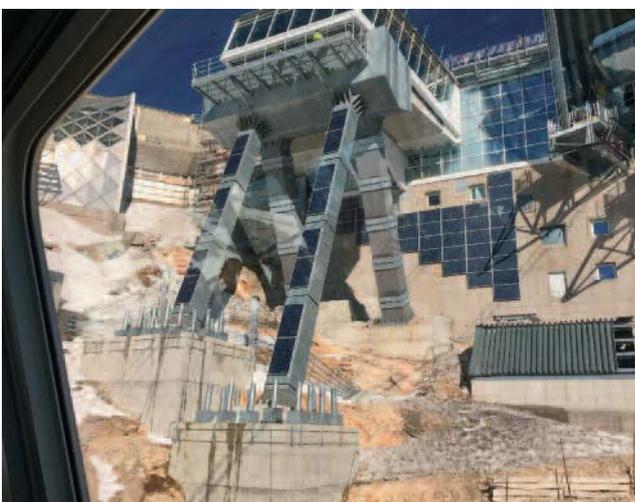


Abb. 22: Rückspannbauwerk auf der Südseite

Abb. 20 zeigt schematisch die einwirkenden Kräfte auf die Tragelemente der Bergstation.

Diese Abbildung verdeutlicht auch, wie nahe die Stahlbetonkerne an der steil abfallenden Felskante auf der Nordseite stehen und daher das Zurückspannen der Kerne gegen das Rückspannbauwerk bei der großen Auskrägung der Nutzungsebenen und den in Richtung Tal einwirkenden Trageilkräften eine weniger kritische Felsbeanspruchung in der Gründungsebene der Kerne bewirkt. Die beiden Abb. 21 und Abb. 22 zeigen die im Bau befindlichen Schachtbauwerke auf der Nordseite und das fertige Rückspannbauwerk auf der Südseite. Die Dimensionen der einwirkenden Kräfte werden deutlich.

4 Seilbahntechnik

4.1 Tragseile, Zugseile – und was noch dazu gehört

Die zwei Fahrbahnen der beiden Kabinen werden von jeweils zwei Tragseilen gebildet, die als dreilagige vollverschlossene Spiralseile (Abb. 23) aus hochfesten Spanndrähten ($f_{p0,1k}/f_{pk} = 1820/2060$ N/mm²) gefertigt wurden, um so eine möglichst glatte Fahrbahn mit hoher Tragkraft zu erreichen. Zur sicheren Datenübertragung der Seilbahnsteuerung ist ein Lichtwellenleiter im Seil integriert.

Technische Daten	72 FLAR-1x210 1820/2016 U Z Tragseil INTEGRA DATA
Seildurchmesser	72 mm
Seilkonstruktion	dreilagig vollverschlossenes Spiralseil mit integrierten Lichtwellenleiter
Drahtfestigkeit	1820 / 2060 N/mm ²
Metallischer Querschnitt	3.572 mm ²
Längengewicht	29,65 kg/m
Seillänge	4.900 m inkl. Verschiebereserve
Mindestbruchkraft	5.960 kN
Seilkraft (Maximal)	1.891 kN
Sicherheitsbeiwert	3,15

Abb. 23: Die Tragseile und ihre technischen Daten

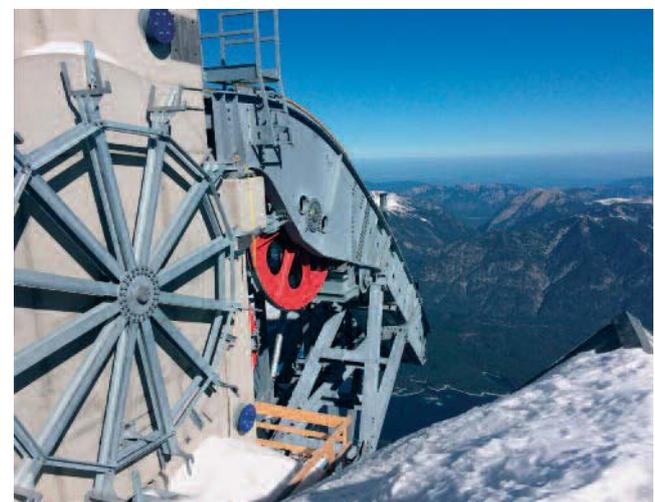


Abb. 24: Seilschuh, Poller und Haspel an der Bergstation



Abb. 25: Sechslitzige Zugseile

Die hohe Festigkeit der Seildrähte und der redundante Seilaufbau aus Einzeldrähten, die gegeneinander verschiebbar sind, erlauben den Einsatz dieser Seile gerade auch bei sicherheitstechnisch anspruchsvollen Anwendungen, wie eben auch der neuen Seilbahn-Zugspitze.

Die vier Tragseile sind in Tal- und Bergstation an jeweils zwei Stahlbetonwandscheiben mit beidseitigen kreisrunden Verdickungen, den sogenannten Pollern, befestigt. Dies bedeutet, dass die Seile den Großteil ihrer Kräfte mittels einer mindestens dreifachen Umschlingung dieser runden Pollerscheiben über Reibschluss abbauen. Die restlichen Kräfte werden über Klemmen am freien Seilende ausgeleitet. Aus der

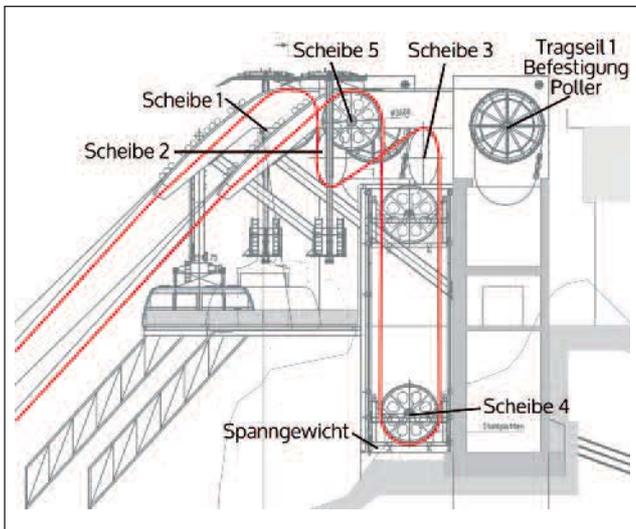


Abb. 26 a: Zugseilumlenkungen in Berg- ...

Seillinienberechnung ergaben sich hier maximal auftretende Zugkräfte im Betrieb von 1,9 Meganewton, die je Tragseil auf die Stationsbauwerke einwirken. An den Verankerungspollern der Bergstation sind noch Seilhaspeln (Abb. 24) angebracht, auf denen die Seilreserve ungespannt lagert. Diese Verankerungsart ermöglicht das kontrollierte Ablassen der Seile während des turnusmäßig vorgeschriebenen Tragseilversetzens.

Über der Stütze liegen die Tragseile in langen metallenen Seilführungsritzen auf dem Stützenschuh auf. So wird ein Längerschieben der Tragseile infolge der Kabinenlasten ermöglicht. Um eine sehr sanfte Überfahrt der Kabinen zu gewährleisten und die Biegebeanspruchungen des Seils an der Stütze klein zu halten, sind die Schuhe in Längsrichtung als Klothoide geformt.

Zwischen beiden Tragseilen der Fahrbahnen sind auch hier in größeren Abständen Seilreiter angebracht. Sie fixieren den Abstand der Tragseile und unterstützen beziehungsweise führen über eine kleine Rolle das Zugseil. Die Zugseilschleife, die die beiden Laufwerke der Kabinen verbindet, besteht aus dem oberen Zugseil ($\varnothing = 47 \text{ mm}$; $G = \text{ca. } 39 \text{ t}$; metallischer Seilquerschnitt = $9,88 \text{ cm}^2$) und dem talseitigen Zugseil ($\varnothing = 41 \text{ mm}$; $G = \text{ca. } 30 \text{ t}$; metallischer Seilquerschnitt = $7,52 \text{ cm}^2$), das mit den zwei Antriebsmotoren in der Talstation verbunden ist. Es handelt sich dabei um sechslitzige Seile (Abb. 25), deren Spann-stahl-drähte eine Festigkeit von 1.860 N/mm^2 haben.

Die Zugseile werden sowohl in der Bergstation als auch in der Talstation über mehrere Scheiben umgelenkt (Abb. 26a und Abb. 26b) und in der Talstation über zwei Antriebsscheiben angetrieben. Das untere, angetriebene Zugseil erfährt je Fahrt sechs Biegewechsel (zweifache Umschlingung der Antriebsscheiben), das obere Zugseil mit dem Spanngewicht erfährt je Fahrt sogar sieben Biegewechsel. Die sechslitzige Seilform hält den sich dabei ergebenden Beanspruchungen besonders lange stand.

Da der Antrieb in der Talstation untergebracht ist, hat auch das untere Seil die unmittelbare Funktion eines Zugseils, da die Zugkraft über das bergseitige Zugseil und die Umlenkscheibe in der Bergstation die aufwärtsfahrende Kabine bewegt. Die Zugseil-Umlenkscheiben werden über vertikal wirkende Spanngewichte (Abb. 26a und 26b) in der

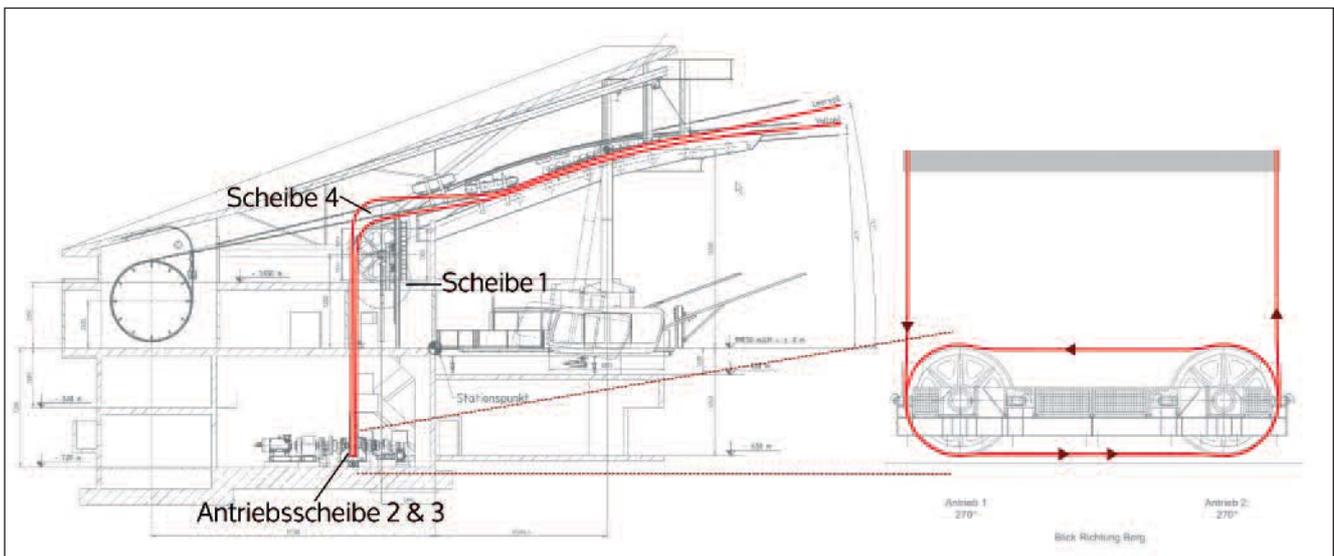


Abb. 26 b ... und Talstation

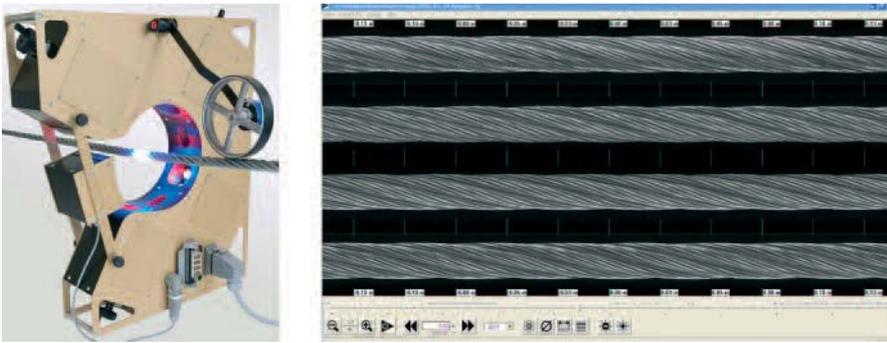


Abb. 27: Visuelles Seilprüfgerät Winspect

Bergstation belastet, so dass eine gleichmäßige Spannung auf Zug- und Gegenseil wirkt. Die größte Zugkraft des oberen Seils beträgt 352 Kilonewton; die Mindestseilbruchkraft liegt bei 1.586 Kilonewton.

4.2 Montagablauf und Prüfungen

Bei der neuen Seilbahn Zugspitze konnten die neuen Tragseile mittels der vorhandenen Tragseile der bestehenden Seilbahn eingezogen werden. Die Zugseile wurden in gleicher Weise durch die Zugseile der Bestandsanlage eingezogen und an den Laufwerken mit einem sogenannten Klemmkopf befestigt.

Die sichere Nutzung der Drahtseile ist davon abhängig, dass ihre Ablegereife rechtzeitig erkannt wird, bevor ein gefährlicher Zustand eintritt. Das wichtigste Ablegekriterium ist die Zahl der gebrochenen Drähte auf Bezugsängen. Die Bezugsänge von zum Beispiel dreißig-fachem Seildurchmesser ist dadurch gerechtfertigt, dass die Drähte

durch die Verseilung nach wenigen Windungen hinter ihrem Bruch wieder vollständig mittragen. Es ist ein wesentlicher Vorteil der Drahtseile gegenüber anderen Zugmitteln, dass ein Teil der Drähte gebrochen sein kann, ohne dass der Sicherheitsabstand zum Versagen in relevanter Größenordnung abnimmt.

Die Seile von Seilbahnen haben jedoch eine endliche Lebensdauer und müssen deshalb im Betrieb in regelmäßigen Abständen sowie nach außerordentlichen Ereignissen inspiziert werden. Hierzu gibt es zwei Inspektionsarten. Zum einen gibt es die visuelle Seilinspektion und zum anderen die magnetinduktive Seilprüfung.

4.2.1 Visuelle Inspektion

Die visuelle Inspektion von Drahtseilen ist in vielen Anwendungen gesetzlich vorgeschrieben und wird meist von zwei Beschäftigten durchgeführt, kann aber auch mit Hilfe eines visuellen Prüfgerätes (Abb. 27) erfolgen. Mit Hilfe des optischen Verfahrens wird mit vier Kameras, die um neunzig Grad versetzt angeordnet sind, das Seil aufgezeichnet und von einer Software analysiert. Die Analyse wird im Anschluss von einer Person ausgewertet und bewertet. Der zugehörige Bericht über den aktuellen Seilzustand geht dem Betreiber und den Aufsichtsbehörden zu.

4.2.2 Magnetinduktive Prüfung

Ist ein Drahtseil entlang seiner Achse magnetisiert, verursachen Störungen im Seilverband, zum Beispiel Drahtbrüche oder lokale Fehlstellen durch äußere Beschädigung, die Ausbildung eines Streufeldes. Die Änderung der radialen Streufeldkomponente induziert während der Messung in der radial angeordneten Induktionsspule eine Spannung, die verstärkt und aufgezeichnet wird. In Abb. 28a und Abb. 28b ist das Messprinzip bei der magnetinduktiven Streufeldprüfung darge-

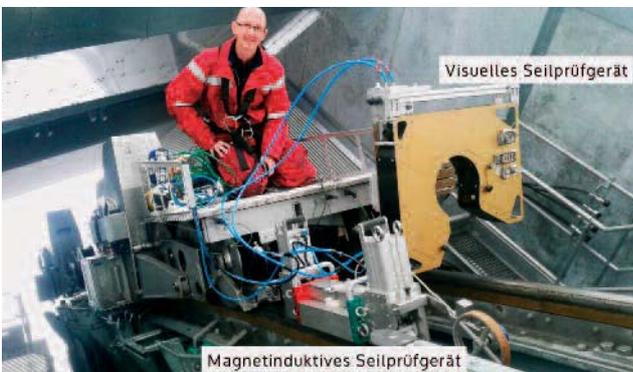


Abb. 28a: Messprinzip bei der ...

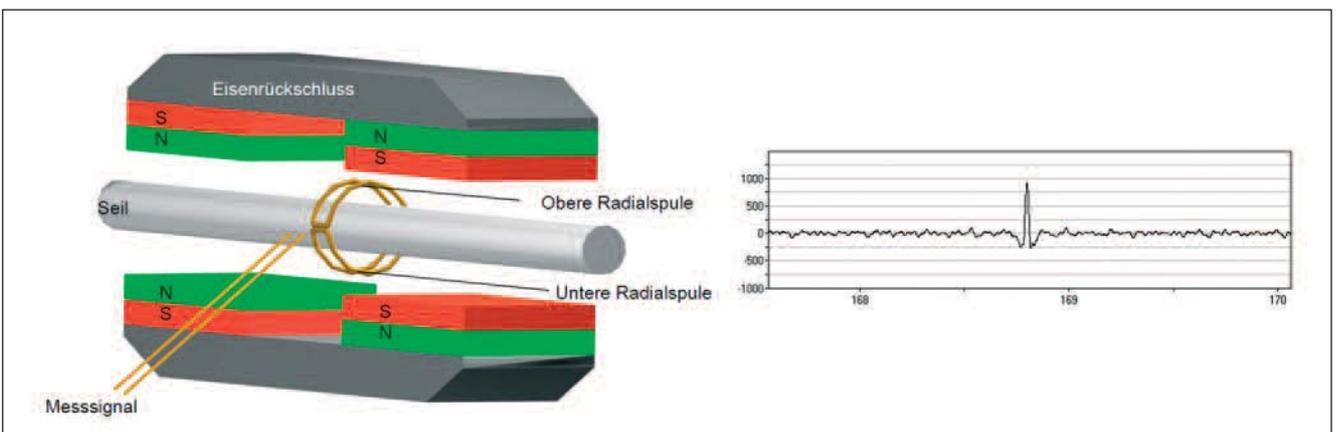


Abb. 28b: ... magnetinduktiven Streufeldprüfung



Abb. 29: Beteiligte Firmen in Nebel, Eis und Schnee

stellt. Diese Prüfung wird durch zugelassene Sachverständigenstellen ausgeführt, die eine Prüfbescheinigung über den Seilzustand an den Betreiber und die Aufsichtsbehörden ausstellen.

5 Bauausführung und Fertigstellung

Die Leistung der bauausführenden Firmen und ihrer Bauarbeiter auf dieser höchsten Baustelle Deutschlands zu beschreiben und ausreichend zu würdigen, ist schwer in Worte zu fassen. Zwei Bilder sagen mehr (Abb. 29 und Abb. 30). Ein derart anspruchsvolles, komplexes Bauvorhaben unter den Witterungsbedingungen im Hochgebirge termingerecht und unter Einhaltung der geschätzten Baukosten fertigzustellen, gelingt nur gemeinsam und ist sicher etwas ganz Besonderes. Zusammen mit den ausführenden Firmen, Planern, Gutachtern und ei-



Abb. 30: Gerüstbau unter härtesten Bedingungen

nem äußerst engagierten Team des Bauherrn der Bayerischen Zugspitzbahn Bergbahn AG konnte die Eröffnung der neuen Seilbahn Zugspitze am 21. Dezember 2017 gefeiert werden (Abb. 31).



Abb. 31: Bergstation im Sommer 2018

Mit adäquaten Ingenieurmethoden können gesellschaftlich akzeptierte Stauzeiten in Schulen nachgewiesen werden Ihre Anwendung bedingt aber die volle Vertrautheit des Ingenieurs mit allen Spezifika der Berechnungsmethode

Bricht in einem Gebäude ein Brand aus, bedeutet das für die Personen, die sich dort aufhalten, häufig unmittelbare Lebensgefahr. Ihre natürliche Reaktion ist die augenblickliche Flucht in einen sicheren Bereich. Bei erhöhtem Personenaufkommen besteht dabei vom allem an Türen, Wegekreuzungen oder an anderen Ballungspunkten die Gefahr einer Stauung, die für die angsterfüllt Flüchtenden zur panischen Zerreißprobe werden kann. Eine erfolgreiche Flucht soll in Form einer Evakuierung durch die adäquate Rettungswegplanung gewährleistet werden. Hierzu können Ingenieurmethoden eingesetzt werden, deren fachkundige Verwendung heute immer mehr an Bedeutung gewinnt. Sie ermöglichen es, die Räumung eines Gebäudes zu simulieren und exakte Zeitwerte für den Ablauf der Flucht zu definieren. Während jedoch die Dauer einer Räumung regelmäßig ermittelt wird, werden die Entstehung, das Verhalten und die Dauer der meistens dabei sich bildenden menschlichen Stauungen ausschließlich sekundär berechnet. Im Bauordnungsrecht werden solche Stauzeiten nicht erwähnt. Um diese darstellen zu können, wird der Schulbau herangezogen, weil in der Muster-Schulbau-Richtlinie die Elemente des Rettungsweges untereinander in Bezug gesetzt wurden. Im folgenden Beitrag wird deshalb die Berechnung und Evaluierung von Stauzeiten aus verschiedenen bauordnungsrechtlich korrekten Geometrien in einem Schulbau und die damit einhergehende Auslotung der gesellschaftlich akzeptierten Grenzen deklariert. Es zeigt sich dabei, dass die Ingenieure die entsprechenden Rechenmodelle sehr genau kennen und korrekt anwenden müssen, um wirklichkeitstreu Simulationen generieren zu können, weil sie wegen differierender Grundannahmen unter jeweils gleichen Bedingungen zum Teil bedeutende Abweichungen ausgeben.



Dipl.-Ing. Carina Peveling

studierte Bauingenieurwesen (konstruktiver Ingenieurbau) an der Technischen Universität Dresden und schloss das Studium 2017 mit dem Erwerb des Diplomgrades über das Thema „Berechnung und Analyse von Stauzeiten in Schulbauten während einer Evakuierung im Brandfall“ ab; seit November 2017 ist sie als Projektingenieurin im vorbeugenden Brandschutz bei der Sacher GmbH in München tätig

1 Einführung

Eine effiziente Evakuierung ist eines der Hauptziele des Personenschutzes, das in Form des dritten Schutzzieles, der Rettung von Mensch und Tier, bauordnungsrechtlich verankert ist [1]. In der Literatur sind differente Betitelungen zu finden, dort wird häufig von *Evakuierung* oder auch von *Räumung* gesprochen. Durch die DIN 18009-1 findet eine inhaltliche Abgrenzung der Begriffe statt, indem die *Evakuierung* als *geplante und organisierte Verlegung von Personen aus einem Bereich mittelbarer Gefahr* [2] definiert wird, eine *Räumung* hingegen die *Leerung einer baulichen Anlage oder eines Teils einer baulichen Anlage aufgrund einer potentiellen oder realen Gefahr für die betroffenen Personen* beschreibt [2].

Begründet durch die reale Gefahr eines Brandes sowie das notwendige kurzfristige Agieren im Brandfall besagt diese Norm, dass es sich bei einer vermeintlichen Evakuierung im Brandfall tatsächlich um eine Räumung handelt [3]. Da diese sowohl die *Selbstrettung* als auch die *Fremdrettung* inkludiert, ist jedoch eine weitere Differenzierung erforderlich, und deshalb wird auf den Begriff der *Entfluchtung* zurückgegriffen, der lediglich das *selbstständige In-Sicherheit-Bringen von Personen* umfasst, bei dem die hier behandelten Stauungen auftreten können [4].

2 Stau

Die Definition eines Staus besagt, dass es sich um eine durch Behinderung des Fließens, Strömens oder um eine durch etwas Ähnliches bewirkte Ansammlung handle [5]. Die Entstehung einer solchen Ansammlung wird im Übergang zwischen zwei verschiedenen Wegelementen lokalisiert und ist auf eine mögliche Änderung der Dichte und des damit verbundenen spezifischen Flusses zurückzuführen. Wird der Hochpunkt des spezifischen Flusses im zugrundgelegten Fundamentaldiagramm überschritten, resultiert eine Stauung [6].

Für eine umfassende Bewertung der entstehenden Stausituationen bedarf es zunächst der Festlegung repräsentabler Stauparameter. Sie erfolgt in Anlehnung an die Stauermkmale, die auf den 29. Braunschweiger Brandschutztagen 2015 von dem für die DIN 18009-2 verantwortlichen Arbeitskreis 2 modellhaft vorgestellt worden sind. Diese Stauermkmale umfassen (1.) die Staugröße, (2.) die Staudauer, (3.) die individuelle Wartedauer und (4.) die Staustelle beziehungsweise den Staubereich [7].

■ Als Definition der *Staugröße* wird die maximale Anzahl der simultan im Stau stehenden Personen angeführt und übernommen [7].

■ Die *Staudauer* kennzeichnet die Zeitpanne zwischen dem Beginn der Stauung und dessen Ende. Diese Zeitspanne wird nachfolgend als *Lebensdauer des Staus* bezeichnet. Diese Begriffsänderung ist auf die notwendige Präzisierung des nächsten, 3. Parameters zurückzuführen.

■ Dieser wird als individuelle Wartedauer tituliert. Bei separater Betrachtung ist die Relation dieses Begriffes zu einer Stauung nicht unmittelbar ersichtlich, sodass diese als *individuelle Stauzeit* in die Charakterisierung einfließt. Zwecks eindeutiger Distanzierung wurde die Bezeichnung Lebensdauer des Staus eingeführt [7]. Die Definition der individuellen Stauzeit entspricht der individuellen Wartedauer und kennzeichnet die maximale Aufenthaltsdauer eines Individuums innerhalb eines Stauereignisses [7].

■ Der vierte Parameter wird als Staustelle oder als Staubereich bezeichnet. Er gibt die örtliche Lage sowie gegebenenfalls die Ausdehnung des Staus an. Seine Bewertung erfolgt durch die *Staulänge* [7].

3 Berechnungsmodelle

3.1 Makroskopisches Berechnungsmodell nach Predtetschenski und Milinski

Die Berechnung nach Predtetschenski und Milinski (P&M) [8] basiert als hydraulisches Modell auf der Wechselwirkung zwischen den zu betrachtenden Verkehrswegen und dem durch einen Flüssigkeitsstrom repräsentierten Personenstrom. Die von der Dichte des Personenstroms abhängige Geschwindigkeit ist dabei dem zugrunde gelegten Fundamentaldiagramm zu entnehmen, und der Grenzpunkt zwischen stabilem und instabilem Bereich leitet sich aus dem Maximalwert des spezifischen Durchflusses ab [8].

Die Berechnung der statuierten Stauparameter erfolgt grundlegend auf dem in **Abb. 1** dargestellten Auszug eines Bewegungsschemas.

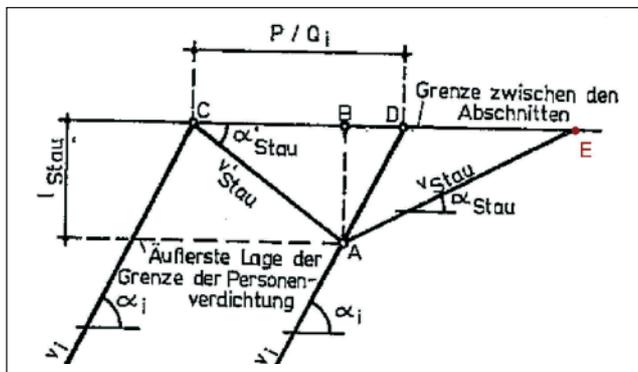


Abb. 1: Bewegungsschema vor einer Öffnung [08]

Die Länge des Staus wird in **Abb. 1** durch die Gerade von A nach B repräsentiert. Der Aufbau des Staus erfolgt bis zum resultierenden Schnittpunkt A, der das Eintreffen des Strom-Endes in der Stauung beschreibt. Der Abbau beginnt unmittelbar im Anschluss, sodass es sich um den maximalen Abstand zwischen der Abschnittsgrenze und der Staugrenze handelt. Da sich die Berechnungsformel aus der Geometrie in **Abb. 1** ableitet, ist ihre Nutzung ausschließlich bei einem Personenstrom mit einheitlicher Dichte möglich. Wird die Öffnung durch aufeinander folgende, unterschiedliche Dichten erreicht, variiert die Geschwindigkeit v_{Stau} und die Staulänge ist dem graphischen Bewegungsschema zu entnehmen, indem sinngemäß die größte Distanz zwischen der Abschnittsgrenze und der Staugrenze gemessen wird [8].

Die maßgebende individuelle Stauzeit ist die der letzten herankommenden Person in Punkt A, die die maximale Staulänge mit der Ge-

schwindigkeit v_{Stau} passieren muss, um die Abschnittsgrenze zu überwinden. Führt die Vereinigung von Personenströmen zu abweichenden Abbaugeschwindigkeiten v_{Stau} , sind die mit der jeweiligen Geschwindigkeit absolvierten Längen aus dem Bewegungsschema abzulesen und die so ermittelten Zeiten zu addieren [8].

Um die *maximale Personenzahl* im Stau zu berechnen, wird der Flächeninhalt des maximalen Staus herangezogen und mit der maximalen Dichte ($D_{max} = 0,92 \text{ m}^2/\text{m}^2$) multipliziert. Abschließend erfolgt der Bezug auf die von einer Person beanspruchten Fläche f [8].

Die *Lebensdauer des Staus* entspricht der Geraden von C nach E in **Abb. 1**. Sie wird unterteilt in die Durchgangszeit des Stroms (CD) und die entstandene Zeit der Verzögerung τ (DE). Als Durchgangszeit des Stroms wird der Zeitraum zwischen dem Eintreffen des Stromkopfes an der Abschnittsgrenze und dem Zeitpunkt des Herankommens des Strom-Endes definiert. Die Einschränkung des Weges findet dabei keine Berücksichtigung. Auch die Berechnung dieses Parameters verkompliziert sich rasant mit differenten, an der Abschnittsgrenze eintreffenden Dichten und folglich Durchlassfähigkeiten. Daher wird die Lebensdauer des Staus aus Personenströmen verschiedener Dichten dem graphischen Bewegungsschema entnommen.

3.2 Mikroskopisches Berechnungsmodell mit dem Programm Pathfinder

Im Programm Pathfinder kann zwischen den Simulationsmodi Steering-Modus, der die Interaktion der Agenten untereinander widerspiegelt, und dem SFPE-Modus gewählt werden, der auf Handrechnungen basiert. Da die Charakteristika eines mikroskopischen Modells berücksichtigt werden sollen, wird der Steering-Modus angewandt. Eine Stauung entsteht gemäß Definition des Programms Pathfinder ab einer Unterschreitung der individuellen Geschwindigkeit eines Agenten von 0,25 Meter pro Sekunde [9].

Um die *maximale Länge* des Staus bestimmen zu können, ist eine Anpassung der Kontur Geschwindigkeit notwendig. Indem die Grundrissfläche, die mit einer Geschwindigkeit von bis zu 0,25 Meter pro Sekunde passiert wird, rot hinterlegt und Bereiche mit höherer Durchschnittsgeschwindigkeit blau gefärbt werden, kann die maximale Staulänge in der Videoausgabedatei optisch bestimmt werden.

Die *individuelle Stauzeit* eines jeden Agenten wird auf Grundlage des ausgegebenen Wertes (jam time total) in der CSV-Datei occupants ermittelt [9]. In einzelnen Räumen spiegelt der Maximalwert unter Beachtung eines gewählten Konfidenzniveaus von 95 Prozent die individuelle Stauzeit unmittelbar wider. Wird ein dynamischer Verlauf aus kombinierten Wegabschnitten betrachtet, bezieht sich die ausgegebene Stauzeit auf den gesamten Fluchtwegverlauf. So wird die maximale Stauzeit eines jeden Stockwerks eruiert und anschließend die CSV-Datei des so ermittelten Agenten ausgewertet, um Aufschluss über die einzelnen Stauungen innerhalb des Fluchtwegs zu erhalten.

Die *maximale Personenzahl* im Stau findet zum zuvor ermittelten Zeitpunkt der maximalen Staulänge statt. Um die einzelnen Werte herauszufiltern, wird die CSV-Datei rooms herangezogen, welche absolute Personenzahlen innerhalb der einzelnen Räume in Bezug auf den zeitlichen Verlauf ausgibt. So kann die Personenzahl zu jenem maßgebenden Zeitpunkt abgelesen werden.

Das Errechnen der *Lebensdauer des Staus* erfolgt für einzelne Räume über die Differenz zwischen der Gesamtentfluchtungsdauer und dem

Zeitpunkt, zu dem sich die erste Person im Stau befindet. Über die Auswertung der CSV-Datei occupants wird der Name des Agenten ermittelt, der in der Spalte jam time total zuerst eine Stauzeit von über einer Sekunde aufweist. Werte unterhalb einer Sekunde werden der Beschleunigung aus dem Stillstand zugeschrieben. Anschließend wird die CSV-Datei der eruierten Person herangezogen und die Sekunde abgelesen, in der die definierte Staugeschwindigkeit von 0,25 Meter pro Sekunde unterschritten wird. Im Rahmen der Auswertung eines aus diversen Wegabschnitten bestehenden Fluchtwegverlaufs erfolgt die Bestimmung der Lebensdauer des Staus optisch, und zwar unter Zuhilfenahme des Pathfinder-Results-Files. Dabei wird der Beginn der Stauung mittels der zuvor angepassten Kontur der Geschwindigkeit ausgemacht, indem der Übergang von einer blauen Hinterlegung zu einer roten identifiziert wird. Die Stauung dauert an, bis die letzte Person den betrachteten Abschnitt passiert hat, sodass die Zeitspanne zwischen diesen Ereignissen als Lebensdauer des Staus deklariert wird.

4 Personencharakteristika

Das geschätzte Durchschnittsalter eines Abiturienten liegt in den G8-Jahrgängen bei 18,74 Jahren und unter G9 bei 19,6 Jahren, sodass die Berechnung unter Annahme junger Erwachsener erfolgt [10]. Während das Modell nach P&M die Fläche einer Ellipse, bestehend aus der Schulterbreite sowie der Breite in Höhe der Brust, abbildet [8], arbeitet das Programm Pathfinder mit einer Zylinderdarstellung. Bei dieser repräsentiert der Durchmesser die Schulterbreite [9].

Für die Oberstufenschüler resultiert nach DIN 33402-2 eine zwischen den Geschlechtern gemittelte Schulterbreite (bideltoid) von 445 Milli-

meter und eine durchschnittliche Körpertiefe von 260 Millimeter [11]. Die mit diesen Achsen berechnete Ellipse besitzt einen Flächeninhalt von 0,091 Quadratmeter und repräsentieren einen Oberstufenschüler ohne Kleidung.

Für die Berechnungen gemäß P&M wird auf der sicheren Seite für einen Oberstufenschüler eine Fläche von 0,100 Quadratmeter angesetzt, die diesen in Übergangskleidung repräsentieren soll [8]. Für die anzugebende Schulterbreite im Programm Pathfinder wird für einen Oberstufenschüler der durchschnittliche Wert von 445 Millimeter eingegeben. Weiterhin ist die Geschwindigkeit festzulegen, die für 18- bis 19-Jährige bei 1,6 Meter pro Sekunde liegt [12].

Die Modellierung der erwachsenen Lehrkörper erfolgte nach demselben Schema und führte bei P&M zu einer Fläche von 0,113 Quadratmeter und im Programm Pathfinder zu einer Schulterbreite von 457,5 Millimeter mit einer an die Schüler angepassten Geschwindigkeit von 1,6 Meter pro Sekunde [8], [12].

5 Aula

5.1 Aula unmöbliert

Die Modellierung der ausschließlich dem Schulbetrieb dienenden Aula folgt aus der maximalen Personenbelegung von 200 Schülern, die somit nicht in den Anwendungsbereich der Muster-Versammlungsstättenverordnung (MVStättVO) fällt [13]. Die Belegungsrate impliziert nach Muster-Schulbaurichtlinie eine lichte Ausgangsbreite von 1,20 Meter [14]. Da durch den Gesetzgeber keinerlei Vorgaben bezüglich der Raumgeometrie statuiert werden, gilt es, variierende Grundrisse

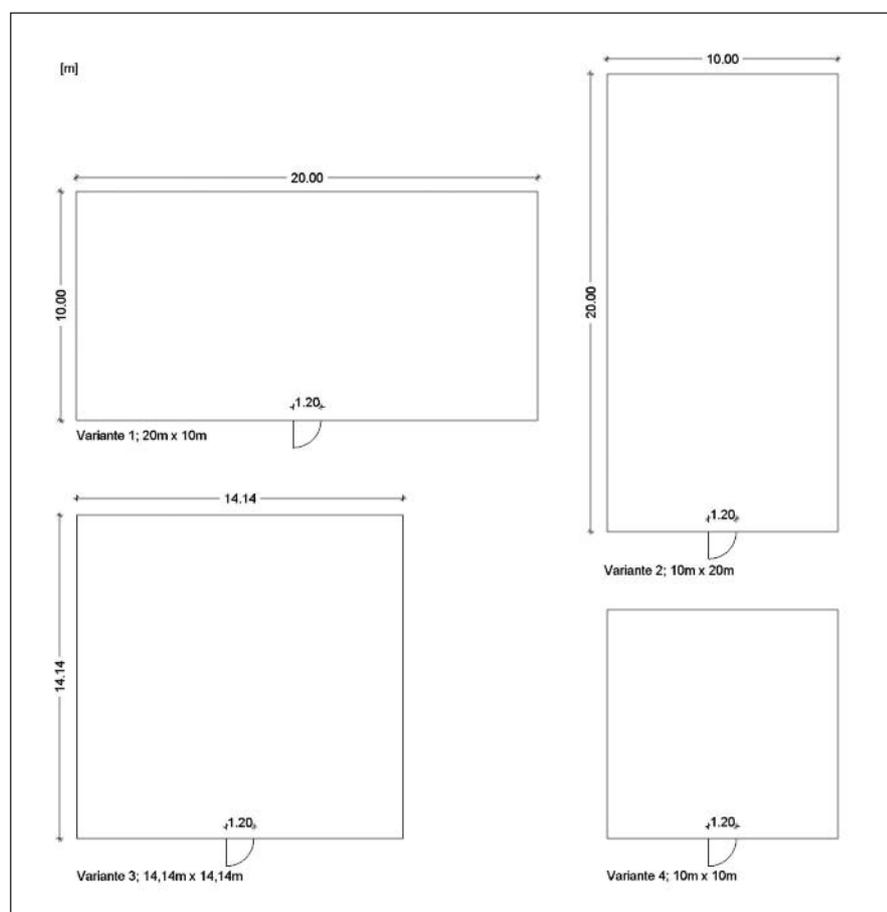


Abb. 2: Vier Grundrissvarianten für eine unmöblierte Aula

	Aula	l_{Stau}	$t_{\text{Stau,ind}}$	P_{Stau}	$t_{\text{Stau,ges}}$
P&M	20 m x 10 m	0,98 m	86,7 s	180	96,3 s
	10 m x 20 m	1,74 m	77,0 s	160	96,3 s
	14 m x 14 m	1,32 m	82,7 s	172	96,3 s
	10 m x 10 m	1,90 m	83,9 s	175	96,3 s
Pathfinder	20 m x 10 m	5,70 m	93,8 s	179	108,3 s
	10 m x 20 m	6,10 m	85,2 s	170	107,8 s
	14 m x 14 m	5,60 m	90,3 s	174	112,1 s
	10 m x 10 m	6,40 m	89,6 s	185	108,9 s

Tab. 1: Stauparameter in den vier Grundrissvarianten der unmöblierten Aula

zu berechnen. Im Hinblick auf eine Ansammlung stehender Personen werden sowohl die Grundfläche durch eine Person je Quadratmeter oder zwei Personen je Quadratmeter modifiziert, als auch die daraus resultierenden geometrischen Abmessungen. Die so abgeleiteten Grundrisse können **Abb. 2** entnommen. Anschließend werden die daraus berechneten Stauparameter in **Tabelle 1** zusammengefasst.

5.1.1 Länge des Staus und Staugröße

Der minimale Wert ist im zwanzig Meter breiten und zehn Meter langen Raum und der maximale in der zehn auf zehn Meter großen Aula zu verzeichnen. Diese Ergebnisse werden jedoch als nicht repräsentabel erachtet, da die Modellvorstellung eines hydraulischen Flusses eine realitätsferne rechteckige Staufläche über die gesamte Breite vorzieht, die in **Abb. 3** veranschaulicht wird.

Die zu diesem Zeitpunkt im Stau befindliche Personenzahl steht rechnerisch in unmittelbarer Relativität zu der aus der Staulänge resultierenden Staufläche. In Bezug zur Abschnittsbreite sowie zur maximalen Personendichte offenbart die Staulänge so eine maximal im Stau befindliche Personenzahl zwischen 160 und 180 Schülerinnen und Schülern.

Die durch das Programm Pathfinder ermittelten Staulängen schwanken zwischen 5,60 und 6,40 Meter. Die entstehenden Staubilder weichen aufgrund der generierten Bogenbildung um die Türöffnung nur unwesentlich voneinander ab. Die Grundrisse 14,14 mal 14,14 Meter und zwanzig mal zehn Meter zeigen, wie in **Abb. 4** dargestellt, einen

vollendeten Halbkreis, sodass die Staulänge mit dem Radius gleichzusetzen ist. Dieser beträgt 5,6 und 5,7 Meter, was einen Durchmesser über zehn Meter generiert. Aufgrund dessen wird die Bogenbildung in den lediglich zehn Meter breiten Räumen durch die Geometrie verhindert. Dort dehnen sich die Anstauungen zusätzlich in die Länge aus, und es entsteht im quadratischen Raum eine Staulänge von 6,40 Meter, während die zwanzig Meter lange Geometrie eine Staulänge von 6,10 Meter bedingt.

Bezüglich beider Berechnungsverfahren ist auszumachen, dass der Zeitpunkt des Eintreffens der letzten Person am Stauende entscheidend ist. Je später diese auftritt, desto mehr Personen haben den Raum bereits verlassen, und aus den weniger simultan im Stau befindlichen Schülern resultiert letztlich eine kürzere Staulänge.

5.1.2 Individuelle Stauzeit

Der maximale Wert wird innerhalb des zwanzig Meter breiten und zehn Meter langen Raums dokumentiert, während dem Pendant von zehn auf zwanzig Meter der minimale Wert zuzuweisen ist. Es resultiert eine Abweichung der individuellen Stauzeit von 11,5 Prozent, die auf das Verhältnis zwischen Türbreite und Raumbreite zurückzuführen ist. Dieses Verhältnis liefert die Grundlage für die Geschwindigkeit des Stauabbaus v_{Stau} und folglich der individuellen Stauzeit. Je größer die Abschnittsbreite in Bezug zur Ausgangsbreite ist, desto langsamer erfolgt der Stauabbau. Bei identischer Dichte und folglich identischer Laufgeschwindigkeit im Raum ist weiterhin festzustellen, dass dieses

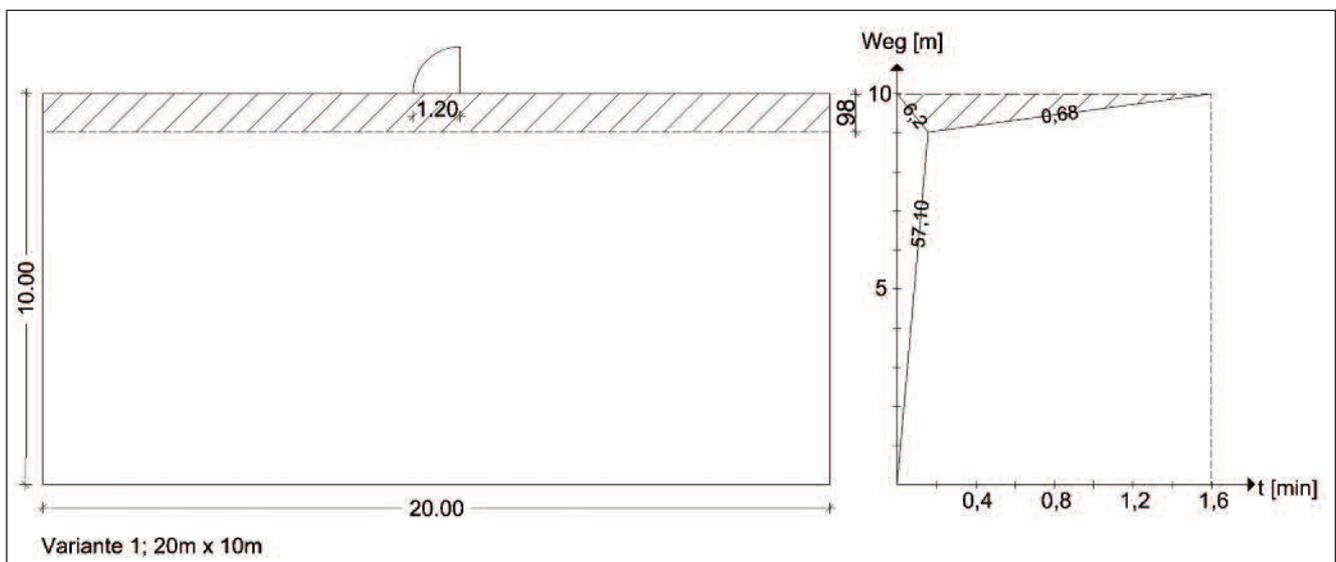


Abb. 3: Staubild in der unmöblierten Aula nach P&M



Abb. 4: Staubild in der unmöblierten Aula nach Pathfinder

Verhältnis mit abnehmendem Wert zu einer gesteigerten Anstaugeschwindigkeit v'_{Stau} führt. Daraus ist zu schlussfolgern, dass sich im makroskopischen Berechnungsmodell nach P&M ein auf das Abschnittsende treffender zwanzig Meter breiter und zehn Meter langer Strom mit konstanter Dichte schneller anstaut und langsamer abbaut als ein zehn Meter breiter und zwanzig Meter langer Strom.

Additional zur Abbaugeschwindigkeit besteht eine Abhängigkeit der individuellen Stauzeit von der Länge des Staus, die mit vorgenannter Abbaugeschwindigkeit v_{Stau} passiert werden muss. Die Länge wird jedoch durch eine gewisse Nichtlinearität charakterisiert, da diese sowohl die Anstaugeschwindigkeit als auch die Bewegungsgeschwindigkeit im Raum berücksichtigt. Aufgrund dessen weisen die zehn Meter breiten Räume eine identische Abbaugeschwindigkeit auf, weichen hinsichtlich der Aufbaugeschwindigkeit jedoch voneinander ab. Aus der geringeren Staulänge im zwanzig Meter langen Raum resultiert letztlich die geringere individuelle Stauzeit von 77 Sekunden.

Das kontinuierliche Simulationsprogramm Pathfinder offenbart höhere individuelle Stauzeiten zwischen 85 und 90 Sekunden. Sowohl der minimale als auch der maximale Wert fallen jedoch den selben Grundrissvarianten zu. Die Differenz ist ebenfalls auf die geometrischen Gegebenheiten zurückzuführen. So benötigt der Schüler in der zwanzig Meter langen Aula eine größere Zeitspanne zum Durchqueren des Raumes und zum Eingliedern in die Stauung, als die Person in der zehn Meter langen Aula. Die längere Strecke führt schlussendlich dazu, dass dieser einerseits später auf das Stauende trifft und andererseits bereits mehr Personen den Raum verlassen haben. Aus diesen Gegebenheiten resultiert insgesamt eine kürzere individuelle Stauzeit.

5.1.3 Lebensdauer des Staus

Die Lebensdauer des Staus beträgt entsprechend der Berechnung nach

P&M und unabhängig von der Grundrissgeometrie für die gewählten Eingangsparameter 96,3 Sekunden. Die benötigte Zeitspanne zum Passieren der Tür durch den davor im Stau befindlichen Personenstrom ist dabei letztlich, wie in **Formel 1** hergeleitet, ausschließlich von der Fläche der Personen in Relation zur Durchlassfähigkeit der Engstelle abhängig.

$$t_{\text{Stau,ges}} = t_{\text{Ende}} - t_{\text{Kopf}} + \tau$$

$$t_{\text{Stau,ges}} = \frac{l_{\text{Ende}}}{v_G} - \frac{l_{\text{Kopf}}}{v_G} + P \cdot f \cdot \left(\frac{1}{q_{\text{Eng,Tür}} \cdot b_{\text{Eng,Tür}}} - \frac{1}{q \cdot b} \right)$$

$$t_{\text{Stau,ges}} = \frac{l_{\text{Strom}}}{v_G} + \frac{P \cdot f}{q_{\text{Eng,Tür}} \cdot b_{\text{Eng,Tür}}} - \frac{P \cdot f}{D \cdot v_G \cdot b}$$

$$t_{\text{Stau,ges}} = \frac{l_{\text{Strom}}}{v_G} + \frac{P \cdot f}{q_{\text{Eng,Tür}} \cdot b_{\text{Eng,Tür}}} - \frac{P \cdot f}{b \cdot l_{\text{Strom}} \cdot v_G \cdot b}$$

$$t_{\text{Stau,ges}} = \frac{l_{\text{Strom}}}{v_G} + \frac{P \cdot f}{q_{\text{Eng,Tür}} \cdot b_{\text{Eng,Tür}}} - \frac{l_{\text{Strom}}}{v_G}$$

$$t_{\text{Stau,ges}} = \frac{P \cdot f}{Q_{\text{Eng,Tür}}}$$

Formel 1: Lebensdauer des Staus bei konstanter Dichte

Diese Abhängigkeit repräsentiert die Ursache für die stets identische Lebensdauer. Sie ist ausschließlich aufgrund der Annahme der makroskopischen Modelle eines zusammenhängenden Stroms sowie der in diesem Fall konstanten Dichte praktikabel. Die Geometrie des Raumes hat dementsprechend keinerlei Auswirkungen auf die Lebensdauer des Staus. Diese suggeriert jedoch die Ausbildung des Staus vor der Öffnung und hat folglich Konsequenzen für die verbleibenden Stauparameter.

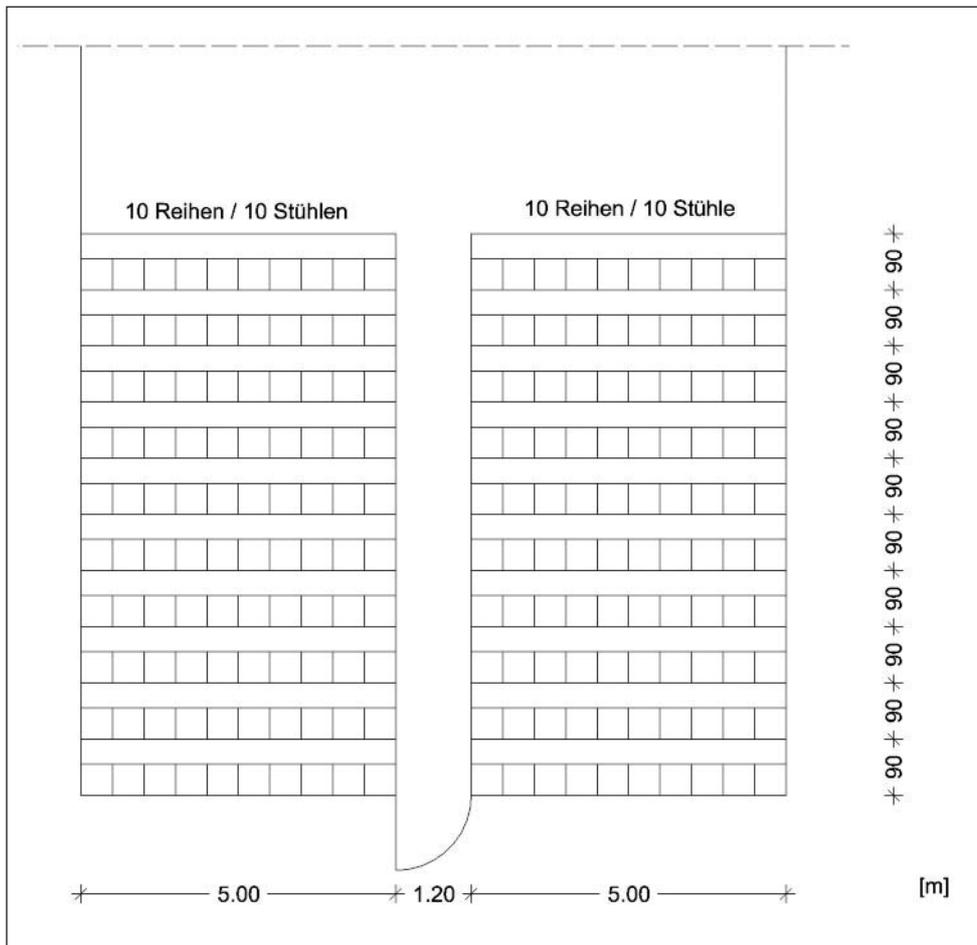


Abb. 5: Grundriss der möblierten Aula

Berechnungsmodell	l_{Stau}	$t_{\text{Stau,ind}}$	P_{Stau}	$t_{\text{Stau,ges}}$
P&M	9,0 m	91,2 s	200	103,3 s
Pathfinder	9,0 m	109,0 s	197	123,8 s

Tab. 2: Stauparameter in der möblierten Aula

Die Eruierung der Lebensdauer des Staus mit Hilfe des mikroskopischen Modells des Programms Pathfinder liefert Werte zwischen 107,8 und 112,1 Sekunden, was eine Abweichung von vier Prozent bedeutet. Diese marginale Schwankung unterstützt die Aussage, dass Raumgeometrien lediglich eine sekundäre Auswirkung auf die Gesamtstauzeit haben.

5.2 Aula möbliert

Um mögliche Auswirkungen eines Interieurs auf die Stauparameter zu eruieren, wird zusätzlich eine möblierte Variante mit gleicher Belegung berechnet. Die Grundrissgeometrie der möblierten Aula resultiert aus dem Aufbau der Stuhlreihen, die in zwei Blöcke mit jeweils 100 Personen und einem Mittelgang geteilt werden. Aus der in **Abb. 5** generierten Geometrie resultieren die in **Tabelle 2** wiedergegebenen Stauparameter.

Bedingt wird die im Vergleich zur unmöblierten Aula erhöhte Lebensdauer des Staus durch das anfängliche, simultane Streben der einzelnen Reihen zum Mittelgang. Dieses Verhalten führt bereits nach 1,2 Sekunden zu einer Staubildung im Mittelgang, sodass die Personen innerhalb der Reihen bis zum Erreichen der maximalen Dichte aufrü-

cken, sich jedoch ab diesem Zeitpunkt im Stau befinden. Aufgrund dieses Verhaltens ist weiterhin zu beobachten, dass sich die Staulänge über die gesamten neun Meter des Mittelganges erstreckt und in dieser Variante keine Aussagekraft besitzt.

Auch das mikroskopische Berechnungsmodell offenbart in Form des visuellen Ergebnisses das beschriebene Verhaltensmuster, wobei die Lebensdauer des Staus den erhöhten Wert von 123,8 Sekunden annimmt. Mit 197 zeitgleich im Stau stehenden Personen wird zudem deutlich, dass sich bereits der letzte Schüler im Stau befindet, während erst drei Personen den Raum verlassen haben. Diese Situation mit den beschriebenen Parametern wird in **Abb. 6** veranschaulicht.

Sowohl die nach P&M berechnete individuelle Stauzeit als auch das durch Pathfinder ermittelte Ergebnis nehmen 88 Prozent der Lebensdauer des Staus ein. Es ist festzustellen, dass die Möblierung in Form von Zuschauerreihen in dieser gewählten Variante einen negativen Einfluss auf die Stauzeiten hat, sodass der Bestuhlungsplan in einer Aula herangezogen und dessen Brisanz ausgewertet werden sollte.

5.3 Klassenraum

Das Ziel der Auswahl eines Modellklassenraums bestand darin, die Parameter eines in Deutschland durchschnittlichen Schulbaus aufzunehmen. So wurde für die Festsetzung der Schüleranzahl eine Erhebung des Statistischen Bundesamtes herangezogen und das Gymnasium mit einer durchschnittlichen Gesamtschülerzahl von 740 und einer Klassenstärke von 26 Schülern zugrunde gelegt. Nach dieser amtlichen Untersuchung waren sie 2014/15 die mit Abstand meistfrequentierte Schulform [15].

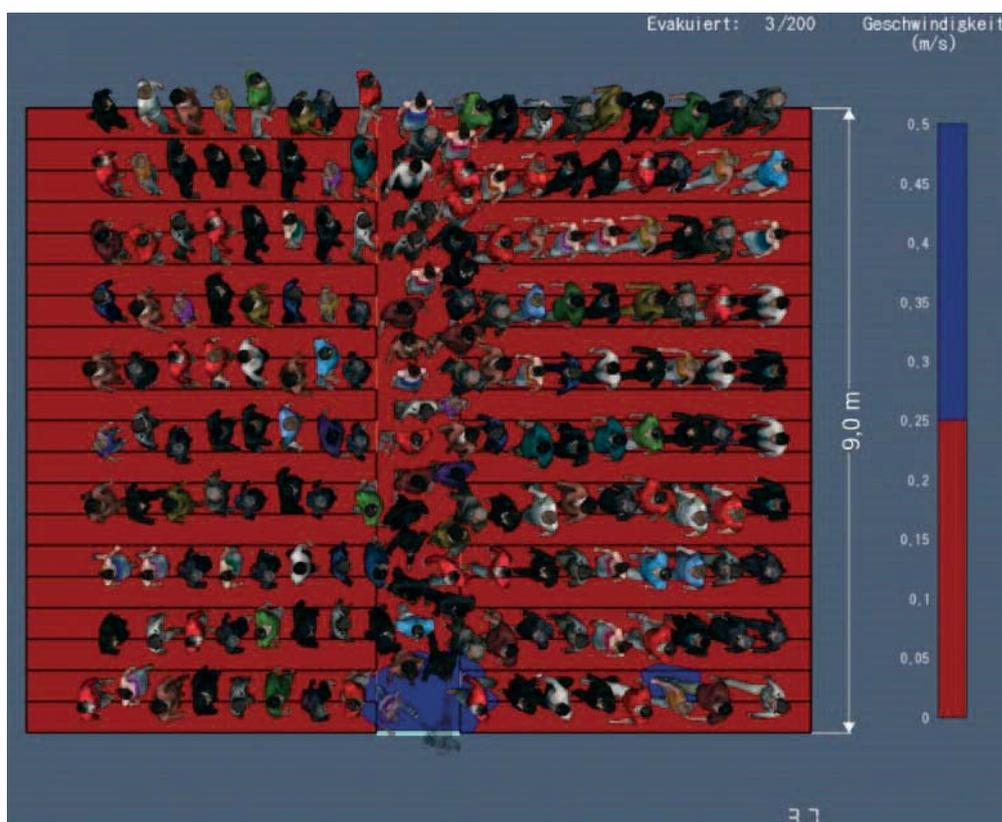


Abb. 6: Staubild der möblierten Aula nach dem Programm Pathfinder

Die MSchulbauR statuiert lediglich die erforderliche Ausgangsbreite eines Klassenraums von 0,90 Meter [14]. Die gewählte Raumgeometrie stützt sich daher auf Angaben aus der bayerischen Schulbauverordnung [16] sowie des Leitfadens Ingenieurmethoden des Brandschutzes der Vereinigung zur Förderung des Deutschen Brandschutzes (vfdb) [3]. Der in **Abb. 7** dargestellte Klassenraum wird sowohl unmöbliert als auch möbliert berechnet, sodass die in **Tabelle 3** festgehaltenen Stauparameter eruiert werden.

Der unmöblierte Klassenraum mit einer Belegung durch 26 Oberstufenschüler und einer Lehrperson führt gemäß beiden Berechnungsmodellen zu einer Lebensdauer des Staus von 17 Sekunden. Die maßgebende individuelle Stauzeit beträgt nach P&M 11,5 Sekunden und 10,4 Sekunden laut Pathfinder.

Die maximale Länge des Staus nimmt nach P&M 0,26 Meter an, wodurch die bereits festgestellte Realitätsferne erneut deutlich wird. Mittels Pathfinder wurden ebenfalls 18 maximal im Stau befindliche Personen bestimmt, die sich jedoch auf eine Staulänge von 1,60 Meter vor der Öffnung verteilen.

Die Möblierung des Klassenraums suggeriert die folgenden Änderungen: Während die Lebensdauer nach P&M absinkt, steigt sie gemäß Pathfinder an. Die individuelle Stauzeit verringert sich laut beiden Be-

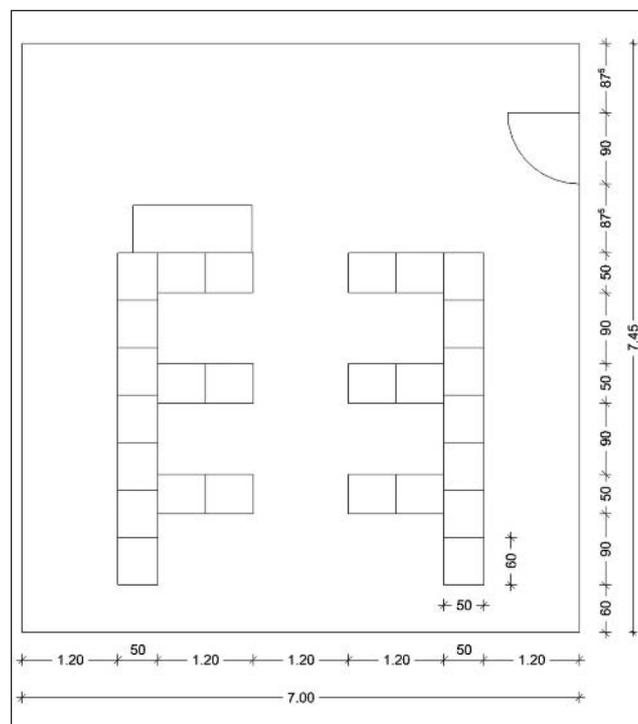


Abb. 7: Grundriss des repräsentativen Klassenraums

Klassenraum	Berechnungsmodell	l_{Stau}	$t_{\text{Stau,ind}}$	P_{Stau}	$t_{\text{Stau,ges}}$
Unmöbliert	P&M	0,26 m	11,5 s	18	17,0 s
	Pathfinder	1,6 m	10,4 s	18	16,7 s
Möbliert	P&M	0,35 m	5,2 s	8	15,2 s
	Pathfinder	1,8 m	7,1 s	15	18,5 s

Tab. 3: Stauparameter im möblierten und unmöblierten Klassenraum

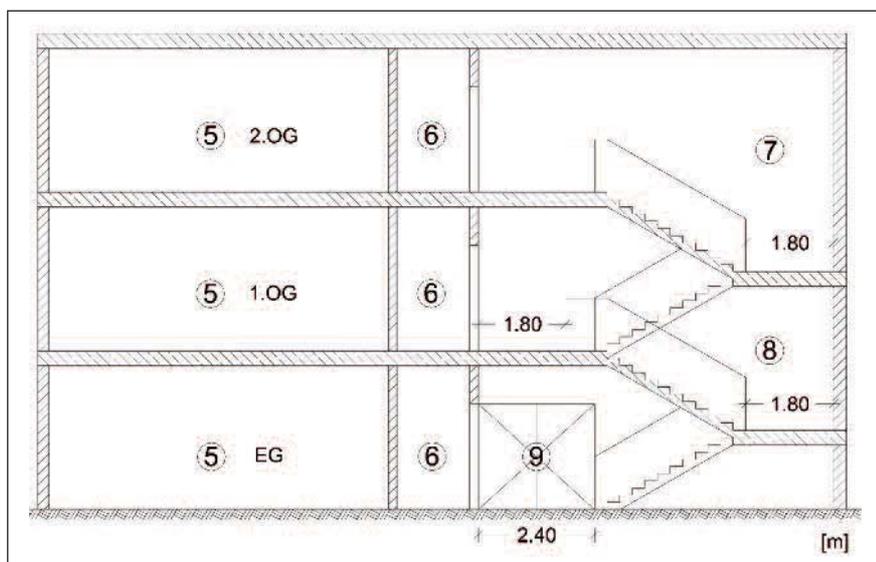


Abb. 9: Schnitt des Rettungsweges

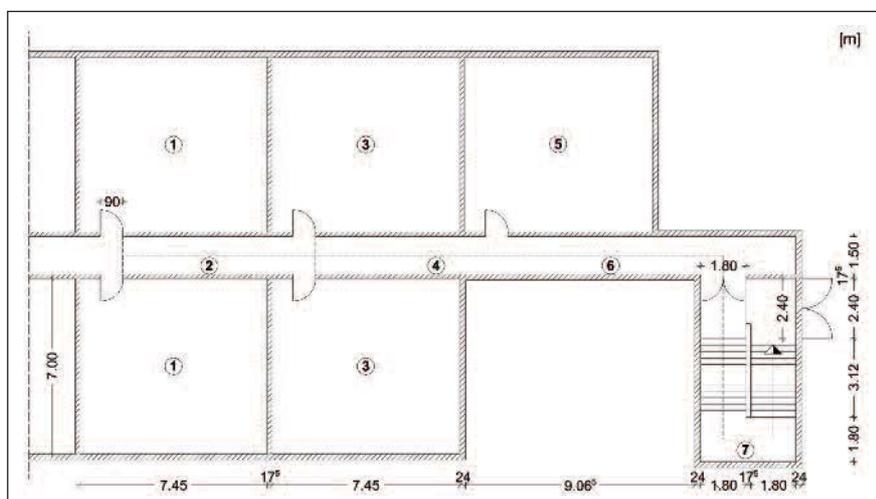


Abb. 10: Grundrissvariante 2

Während P&M in Abschnitt 8 in Bezug auf die Breite eine Verteilung von jeweils 50 Prozent vorsieht, ist bei der Auswertung durch Pathfinder zu erkennen, dass der Personenstrom aus dem ersten Obergeschoss einen deutlich größeren Anteil auf der notwendigen Treppe einnimmt. Begründet wird diese optische Auswertung durch das kontinuierliche Vorrücken des Personenstroms aus dem ersten Obergeschoss, während sich der Personenstrom aus dem zweiten Obergeschoss über die notwendige Treppe hinaus bis in den notwendigen Flur zurückstaut.

Die eben deskribierten Staubilder werden in **Abb. 11** und **Abb. 12** in Form des errechneten Bewegungsschemas nach P&M veranschaulicht, **Abb. 13** zeigt das abweichende Staubild gemäß der mikroskopischen Berechnung durch Pathfinder.

Basierend auf dieser Diskrepanz im Staubild wäre es sinnvoll, die Verteilung der Ströme nach P&M anhand anderer Kriterien als der Breite zu bestimmen, beispielsweise anhand der Durchflussrate, die zu einer abweichenden Verteilung der Ströme im vereinigten Abschnitt führen würde.

5.4.1 Maximale Länge des Staus und Staugröße

Die maximale Länge des Staus ist aufgrund der unterschiedlichen Staubilder in unterschiedlichen Abschnitten auszumachen. So bildet sich im ma-

kroskopischen Modell der längste Stau vor dem notwendigen Treppenraum im ersten Obergeschoss, während die mikroskopische Berechnung die maximale Länge in Abschnitt 7 und dem anschließenden Bereich vor dem notwendigen Treppenraum im zweiten Obergeschoss ausmacht (**Abb. 9**).

Gemäß P&M führt die Grundrissvariante 1 zu einem 5,55 Meter langen Stau, der sich über den 6. bis in den 4. Abschnitt des ersten Obergeschosses erstreckt.

Obschon die maßgebende Länge in Abschnitt 6 ausgemacht wurde, befindet sich die maximale Personenzahl auf der notwendigen Treppe in Abschnitt 7. Begründet wird dies durch die um 0,30 Meter abweichende Abschnittsbreite. So resultiert trotz einer geringeren Staulänge von 5,44 Meter auf der 1,80 Meter breiten Treppe eine größere absolute Personenzahl.

Die zweite Grundrissvariante führt zu einer verkürzten maximalen Stauung von fünf Meter, und zwar ebenfalls in Abschnitt 6 des ersten Obergeschosses. Diese Verringerung ist auf die Umformierung und die resultierende Auflockerung des Stromes im Zuge des verlängerten Abschnitts 6 zurückzuführen. Die an der Öffnung zum notwendigen Treppenraum ankommenden, abweichenden Dichten bedingen ein unter-

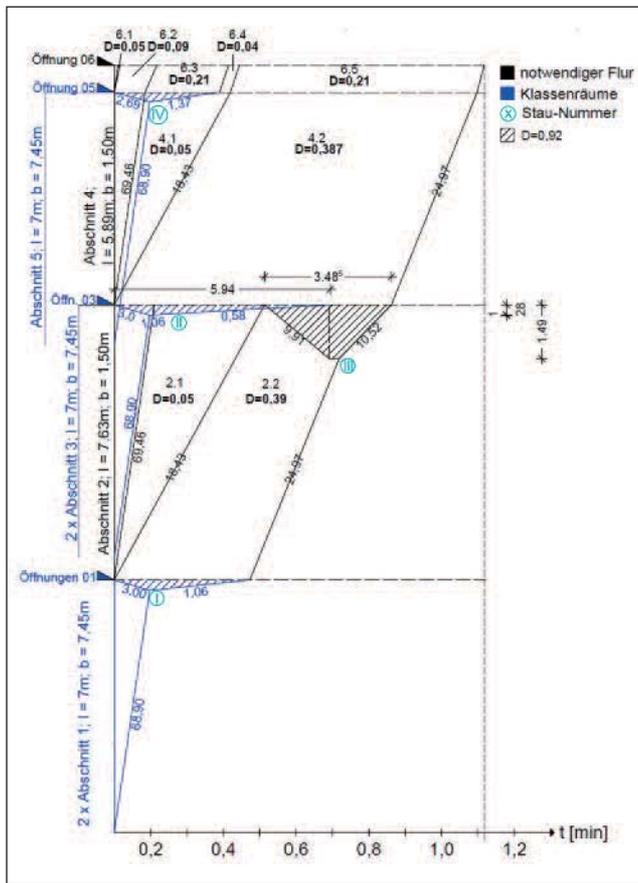


Abb. 11: Staubild mit der Grundrissvariante 1 (siehe Abb. 8) nach P&M mit notwendigem Flur

schiedlich schnelles Anwachsen der Stauung. Mit Herannahen des Stromendes bauen sich somit differente Staulängen auf.

Die Brisanz der aufeinandertreffenden Dichten innerhalb der Ströme wird durch die Abweichung der Staulängen zwischen den Grundrissvarianten (Abb. 8 und Abb. 10) deutlich. Sollte die Vereinigung der Ströme durch Reaktionszeiten versetzt stattfinden, wäre somit eine divergente Staulänge zu erwarten.

Die abweichende Lokalisierung der maximalen Staulänge und der maximalen Personenzahl im Stau ist auch in der Grundrissvariante 2 (Abb. 10) zu beobachten. Die maximale simultan im Stau stehende Schülerzahl beziffert sich in Abschnitt 7 mit 74.

Die nach Pathfinder maximale Stauung beträgt in der Grundrissvariante 1 22,27 Meter, segmentiert in 15,87 Meter des notwendigen Treppenraums und sechs Meter vor diesem im zweiten Obergeschoss. In Grundrissvariante 2 sind 21,87 Meter zu verzeichnen, die ebenfalls die 15,87 Meter des notwendigen Treppenraums implizieren und durch 6,40 Meter im zweiten Obergeschoss ergänzt werden. Auch nach dieser Methode ist in Bezug auf den verlängerten Abschnitt 6 eine Verringerung der Staulänge von 0,40 Meter zu verzeichnen.

Die maximal simultan im Stau stehende Personenanzahl ist gemäß Pathfinder der geometrisch längsten Stauung äquivalent. So befinden sich in Grundrissvariante 1 bis ins zweite Obergeschoss 108 Personen auf der notwendigen Treppe, während die verkürzte Stauung eine Schülerzahl von 104 offenbart. Durch die Auswertung der einzelnen Abschnitte wird konsolidiert, dass die Kapazität der notwendigen Treppen in beiden

Grundrissvarianten vollends ausgeschöpft wird, während sich in Grundrissvariante 2 vier zusätzliche Personen in Abschnitt 6 befinden.

Die 0,40 Meter Differenz fußen auf den angenommenen Körperabmaßen des durchschnittlichen Schülers. Die Schulterbreite von 420 Millimeter bedingt, dass die vier zusätzlichen Personen bei der Flurbreite von 1,50 Meter gezwungen sind, zwei Reihen zu bilden. Ob diese aus jeweils zwei Personen bestehen oder sich aus drei und einer einzelnen Person zusammensetzen, ist bezüglich der Staulänge unerheblich. Die durchschnittliche Körpertiefe von 265 Millimeter bedingt in beiden Fällen eine Zunahme von 0,53 Meter. Wird von einer leicht versetzten Anordnung ausgegangen, ist eine Zunahme von 0,40 Meter als durchaus realistisch einzuschätzen.

5.4.2 Individuelle Stauzeit

Die insgesamt maximale individuelle Stauzeit erfährt laut P&M eine anfänglich im ersten Obergeschoss in Abschnitt 1 befindliche Person. Pathfinder hingegen suggeriert den maßgebenden Agenten im zweiten Obergeschoss in Abschnitt 3. Bereits diese Divergenz stellt die Modellabhängigkeit der individuellen Stauzeit eindeutig heraus.

Die Person aus dem ersten Obergeschoss findet sich laut P&M in Grundrissvariante 1 (Abb. 8) insgesamt 121,4 Sekunden im Stau wieder und benötigt eine gesamte Laufzeit von 183 Sekunden. Für 16,6 Sekunden ist der Schüler oder die Schülerin gezwungen, innerhalb des Klassenraums zu verharren. Anschließend folgt die Stauung auf dem notwendigen Flur, bedingt durch den Zufluss der Ströme aus den Abschnitten 3. Bis zu diesem Zeitpunkt addiert sich die individuelle Stauzeit zu 25,1 Sekunden, die geringer als die für die Abschnitte 3 ermittelte individuelle Stauzeit von 34,7 Sekunden ist.

Dennoch weist ein einziger Schüler aus Abschnitt 1 insgesamt eine höhere Stauzeit auf. Diese Erkenntnis basiert auf dem Eintritt der Stromenden aus Abschnitt 3 vor dem Eintritt des zweiten Abschnitts. Der letzte Schüler aus Klassenraum 3 gerät aufgrund dessen vor dem notwendigen Treppenraum für einen kürzeren Zeitraum in die Stauung. Die angenommene Geometrie, kombiniert mit den gewählten Eingangsparametern, führt zu der Schlussfolgerung, dass die letzte Person aus Abschnitt 1, die ebenfalls die letzte Person vor dem notwendigen Treppenraum in Abschnitt 6 darstellt, eine höhere individuelle Stauzeit erfährt.

Um die Stauung vor dem notwendigen Treppenraum zu passieren, benötigt die genannte Person 96,3 Sekunden, was zugleich die längste individuelle Stauzeit ohne Unterbrechung darstellt. Anschließend ist es möglich, Abschnitt 8 bis ins Erdgeschoss und ins Freie ohne weitere Stauung zu passieren.

Auch in Grundrissvariante 2 (Abb. 10) befindet sich die maßgebende Person zunächst 16,6 Sekunden in der Stauung in Abschnitt 1, woraufhin 8,5 Sekunden Stauzeit in Abschnitt 2 folgen. Vor dem notwendigen Treppenraum wurde die um 10,7 Sekunden abweichende Zeit von 85,6 Sekunden eruiert, bis ohne weitere Einschränkung das Freie erreicht werden kann. Ursache dieser Verringerung ist die bereits aufgeführte, verkürzte Staulänge, die es vor dem notwendigen Treppenraum zu passieren gilt. Diese einzelnen Werte führen zu einer gesamten individuellen Stauzeit von 110,7 Sekunden, welche in eine Laufzeit von 192 Sekunden inkludiert werden.

Die mittels Pathfinder suggerierte Laufzeit bezüglich Grundrissvariante 1 beträgt 141,4 Sekunden mit einer maximalen individuellen Stau-

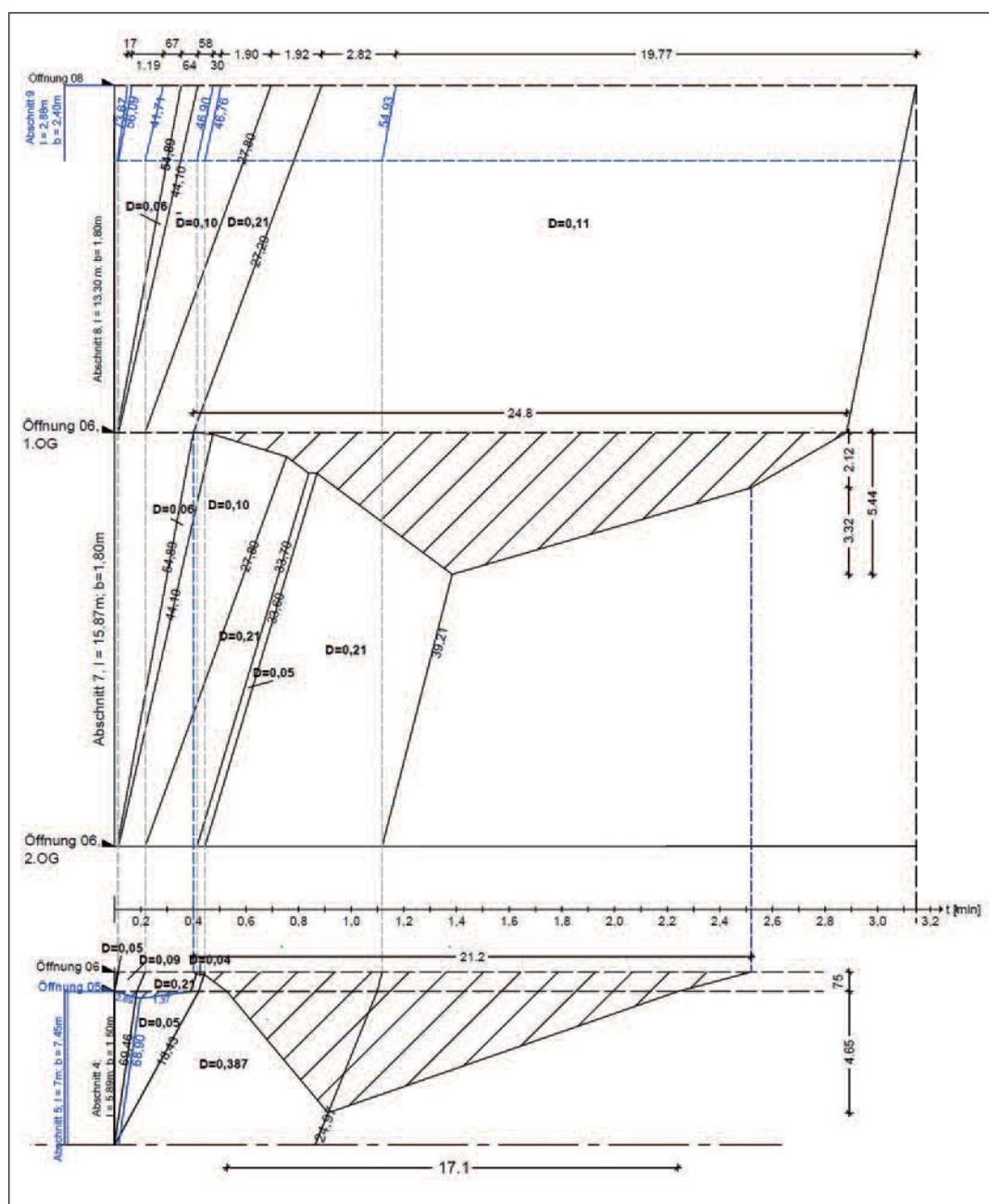


Abb. 12: Staubild mit der Grundrissvariante 1 (siehe Abb. 8) mit notwendigem Treppenraum

zeit von 83,2 Sekunden, die sich aus 25,5 Sekunden innerhalb des Abschnitts 3 sowie aus 56 Sekunden im notwendigen Flur und auf der unmittelbar anschließenden notwendigen Treppe zusammensetzt. Dass die Summe der einzelnen Stauzeiten lediglich 81,5 Sekunden beträgt und somit eine Differenz von 1,7 Sekunden zum ausgegebenen Wert aufzeigt, ist durch die CSV-Ausgabedatei bedingt, die nur Werte in 0,5-Sekunden-Takten ausgibt.

Grundrissvariante 2 hat gemäß Pathfinder eine 91,5 Sekunden lange, in 27 Sekunden innerhalb Abschnitt 3 und 64 Sekunden vor und in dem notwendigen Treppenraum segmentierte individuelle Stauzeit und eine Laufzeit von 169,5 Sekunden. Die Ursache der Differenz liegt zwischen dem Betreten des notwendigen Treppenraums durch die Person im zweiten Obergeschoss und dem des Strom-Endes im ersten Obergeschoss.

Die optische Auswertung zeigt, dass das Strom-Ende in Grundrissvariante 1 nach 85 Sekunden und Grundrissvariante 2 nach 101 Sekunden

den notwendigen Treppenraum betritt. In beiden Fällen stabilisiert sich der Prozess anschließend nach zwanzig Sekunden, sodass der Ursprung der acht Sekunden lange Differenz zwischen den Grundrissvarianten in der vorhergehenden Vereinigung der Personenströme detektiert wird. Zum Zeitpunkt des Eintritts des betrachteten Schülers im zweiten Obergeschoss befinden sich in Grundrissvariante 1 noch 48 Personen im ersten Obergeschoss, die vor Einsetzen des Stabilisierungsprozesses in den Treppenraum eintreten. In Grundrissvariante 2 sind zu diesem Zeitpunkt 55 Personen im ersten Obergeschoss zu verzeichnen, sodass die Vereinigung länger andauern wird.

Die Abweichung zwischen den Werten der zwei Berechnungsmethoden entsteht aufgrund der zwei fundamental unterschiedlichen Annahmen der Staugrenze. Während P&M statuiert, dass die Grenze konstant an einer Stelle verharrt und eine Auflockerung erst hinter dieser Grenze geschieht, zeigt Pathfinder eine Staugrenzenverschiebung. Mit Eintritt der letzten Person aus dem ersten Obergeschoss verschiebt sich die Staugrenze innerhalb des notwendigen Treppenraums in Ab-

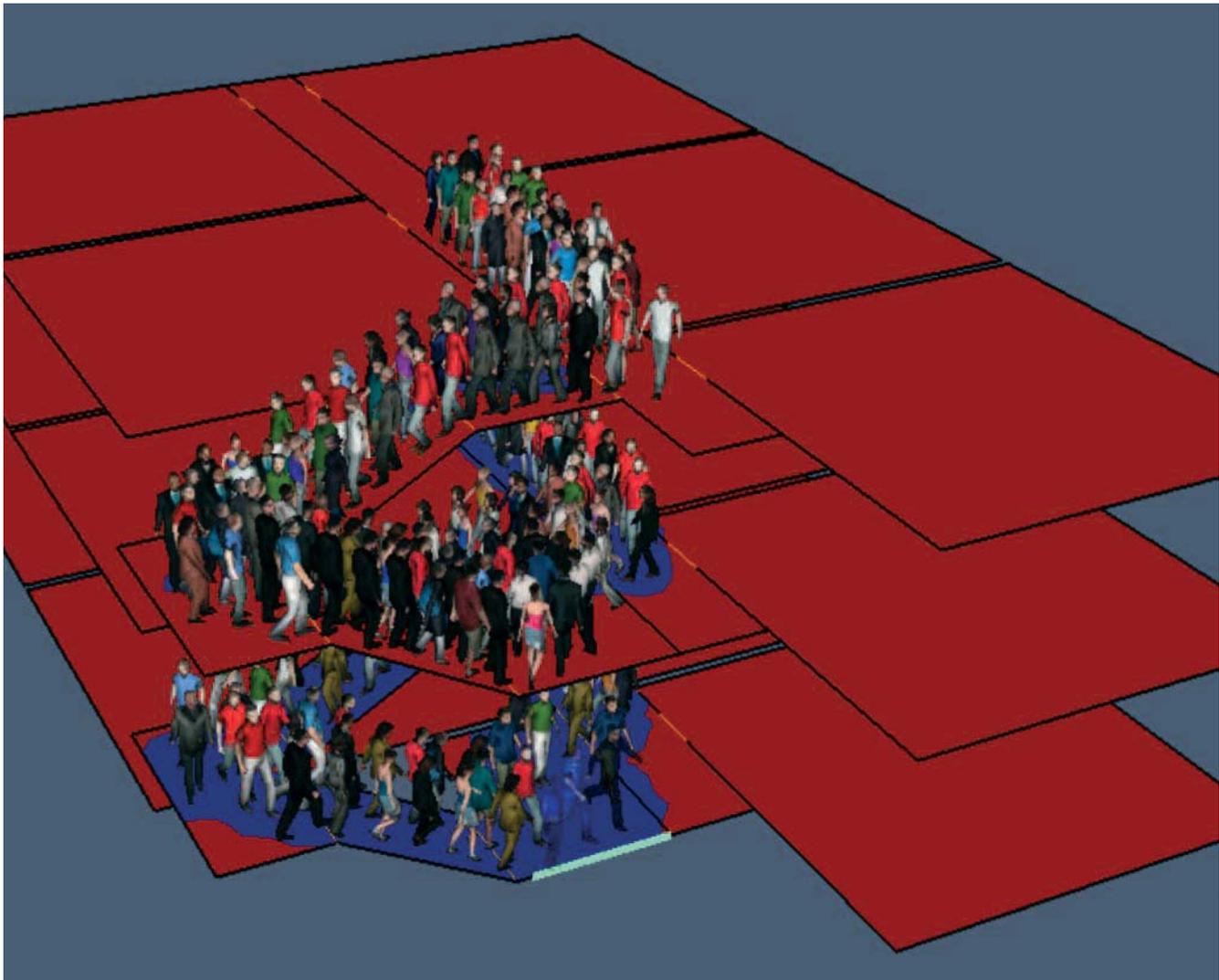


Abb. 13: Staubild mit der Grundrissvariante 1 (siehe Abb. 8) nach dem Programm Pathfinder

schnitt 7 nach oben. Dieses Phänomen führt dazu, dass nicht die letzte das Geschoss verlassende Person maßgebend wird, sondern der Schüler, der sich die längste Zeit im notwendigen Treppenraum in der Stauung befindet.

5.4.3 Lebensdauer des Staus

Die maximale Lebensdauer eines Staus entsteht gemäß beiden Modellen aufgrund des Zusammentreffens der Ströme aus dem ersten Obergeschoss und dem zweiten Obergeschoss im notwendigen Treppenraum. Weiterhin offenbaren beide, dass sich das Ende des Personenstroms aus dem ersten Obergeschoss eingliedert, bevor sich der aus dem zweiten Obergeschoss unter Ausnutzung der gesamten Breite abbaut.

Es resultiert eine längste Gesamtstauzeit nach P&M von 148 Sekunden bezüglich Grundrissvariante 1 (Abb. 8) und die um neun Sekunden kürzere Lebensdauer des Staus von 139 Sekunden in Grundrissvariante 2 (Abb. 10). Pathfinder zeigt hingegen eine deutlich kürzere Lebensdauer von 88 Sekunden in Grundrissvariante 1 und von 118 Sekunden in Grundrissvariante 2 auf. Ein Einflussparameter auf diese Verkürzung ist ebenfalls das Phänomen der Staugrenzenverschiebung nach Eintritt des ersten Obergeschosses, was im Rahmen der Berechnung nach P&M keine Beachtung findet. Außerdem zeigt die optische Auswertung des visuellen Ergebnisses, dass der Staubeginn nicht unmittelbar mit der Vereinigung der Personenströme einhergeht, wie es

bei P&M der Fall ist. Aufgrund dieser zwei Argumente ist die deutlich kürzere Lebensdauer des Staus nach Pathfinder nachvollziehbar.

6 Auswertung

Die maximal aus den materiellen Forderungen des Bauordnungsrechts resultierenden Stauzeiten wurden aufgrund der Vereinigung der Personenströme innerhalb des notwendigen Treppenraums detektiert. Dagegen wurden starke Abhängigkeiten bezüglich des verwendeten Rechenmodells und der in der Realität entstehenden Reaktionszeiten dokumentiert. Beide offenbaren jedoch, dass die Summe der individuellen Stauzeit mehr als die Hälfte der Laufzeit einnimmt.

Den notwendigen Treppenraum ausgenommen, weist die Aula die maßgebenden Stauzeiten auf. Dort wird akzeptiert, dass die Schülerinnen und Schüler unter den festgelegten Eingangsparametern bis zu 94 Sekunden innerhalb der Stauung verharren. Für den gesamten Stauprozess wurde in der Aula eine Lebensdauer von bis zu 112 Sekunden ermittelt. Die Stauzeiten in den übrigen Bereichen sind unterhalb dieser Werte einzuordnen.

Die Aussagekraft der gewählten Parameter bezüglich einer zusätzlichen Charakterisierung des Staus erwies sich sowohl als situationsge-

bunden als auch modellabhängig. Dabei offenbarte sich insbesondere eine Abhängigkeit zwischen der individuellen Stauzeit, der Staulänge und der maximal im Stau befindlichen Personenzahl. Diese ergibt sich aus der Tatsache, dass die Person mit der maßgebenden individuellen Stauzeit exakt diese Staulänge mit der zu diesem Zeitpunkt maximalen Personenzahl passieren muss.

Die weiterführende Charakterisierung der Stauungen durch die Staulänge und maximal im Stau befindlichen Personen führten folglich zu keinen zusätzlichen Erkenntnissen. Situationsgebunden mag ihre Berechnung durchaus sinnvoll sein, doch aufgrund der starken Abhängigkeit der Parameter wird die Aussagekraft der individuellen Stauzeit bezüglich der Bewertung des konkretisierten Schutzziels als ausreichend erachtet. Die genauere Unterteilung der Stauzeit in die individuelle Stauzeit und die Lebensdauer des Staus hingegen generiert zusätzliche konstruktive Informationen, da diese insbesondere in dynamischen Fluchtwegverläufen stark voneinander abweichen.

Bedeutende Abweichungen sind ebenso zwischen den Ergebnissen der beiden Berechnungsmethoden festgestellt worden. Die Ursache dieser Differenz sollte eingehender betrachtet werden und eindeutig hervorgehoben oder im Rahmen des Rechenmodells gar angepasst werden. Diese Abweichung zeigt die Notwendigkeit der Kompetenz, die der Anwender eines Rechenmodells aufweisen muss, um die Ergebnisse adäquat zu interpretieren. So ist die Vertrautheit des Ingenieurs mit den Stärken und Schwächen des Berechnungsmodells zwingende Voraussetzung, um eine fachlich kompetente Bewertung des Sicherheitsniveaus vornehmen zu können.

7 Fazit und Ausblick

Zusammenfassend ist es für die spezifisch festgelegten Eingangsparameter gelungen, die in den materiellen Anforderungen des Bauordnungsrechts indirekt enthaltenen, gesellschaftlich akzeptierten Stauzeiten in konkrete Zahlenwerte zu übersetzen.

Eine Verallgemeinerung des in dieser Arbeit durch die Bestimmung von Stauzeiten konkretisierten Sicherheitsniveaus ist aufgrund der maßgeblichen Bedeutung der statuierten Eingangsparameter jedoch nicht möglich. Bereits die Annahme des Gefahrenfalls ist nicht auf die Gesamtheit der Entfluchtungen anzuwenden. Diese kann ebenfalls aus anderen Gründen eingeleitet werden, die keine unmittelbare Gefahr für die Betroffenen darstellt und unter normalen Bedingungen somit geringere Laufgeschwindigkeiten hervorruft.

In dieser Arbeit wurden weiterhin ausschließlich Berechnungen der Laufzeiten vorgenommen, ohne die Berücksichtigung der Reaktionszeiten der einzelnen Individuen. Die Einbeziehung dieser im Rahmen eines mikroskopischen Modells würde aufgrund des versetzten Aufeinandertreffens der Personen zu verringerten Stauzeiten führen.

Die Wiedergabe allgemein repräsentabler Stauzeiten, die sich aus den materiellen Forderungen des Bauordnungsrechts ergeben und somit die gesellschaftliche Akzeptanz reflektieren, bedarf zahlreicher weiter-

führender Berechnungen mit variierenden Geometrien und Eingangsparametern. Die in diesem Rahmen vorgestellte Arbeit kann aufgrund der erfolgreichen Berechnung möglicher Varianten als Bestandteil dieser letztlich statistischen Auswertung verstanden werden.

8 Literatur und Quellen

- [1] Brandschutzleitfaden - Baulicher Brandschutz für die Planung, Ausführung und Unterhaltung von Gebäuden des Bundes; Bundesministerium für Verkehr, Bau und Stadtentwicklung, Bundesministerium der Verteidigung, 3. Auflage 2006
- [2] DIN 18009-1: 2016-09 Brandschutzingenieurwesen - Teil 1: Grundsätze und Regeln für die Anwendung
- [3] Hossler, Dietmar: Leitfaden Ingenieurmethoden des Brandschutzes; 3., überarbeitete und ergänzte Auflage November 2013
- [4] Richtlinie für Mikroskopische Entfluchtungsanalysen RiMEA e.V., Version 3.0.0, 10. März 2016
- [5] <http://www.duden.de/rechtschreibung/Stau>, 11.08.2017, 10:19 Uhr
- [6] Forell, Burkhard: Personensicherheit in Versammlungsstätten - kritische Analyse und Verbesserungsvorschläge; in: Tagungsband Braunschweiger Brandschutz-Tage 2007, Heft 199, S. 143-170, Braunschweig: Institut für Baustoffe, Massivbau und Brandschutz (iBMB)
- [7] Seyfried, Armin et al.: Normierung von Personensimulationen in DIN 18009-2: in: Tagungsband Braunschweiger Brandschutz-Tage 2015, Heft 227, S.125-144, Braunschweig: Institut für Baustoffe, Massivbau und Brandschutz (iBMB), 2015
- [8] Predtetschenski, W. M., Milinski, A. I.: Personenströme in Gebäuden - Berechnungsmethoden für die Projektierung; Leipzig: BBV Beilicke Brandschutzverlag, 2015
- [9] Pathfinder Unser Manual Manhattan: 2017
- [10] DIW Wochenbericht Nr. 18/2015; DIW Berlin, Deutsches Institut für Wirtschaftsforschung e.V., 29. April 2015
- [11] DIN 33402-2 Ergonomie - Körpermaße des Menschen - Teil 2: Werte
- [12] Weidmann, Ulrich: Transporttechnik der Fußgänger; Zürich, Schriftenreihe des Instituts für Verkehrsplanung und Transportsysteme (IVT) Nr. 90, zweite ergänzte Auflage, 199
- [13] Musterverordnung über den Bau und Betrieb von Versammlungsstätten (Muster-Versammlungsstättenverordnung - MVStättVO) - Fassung Juni 2005 (zuletzt geändert durch Beschluss der Fachkommission Bauaufsicht vom Juli 2014)
- [14] Muster-Richtlinie über bauaufsichtliche Anforderungen an Schulen (Muster-Schulbau-Richtlinie - MSchulbauR), Fassung April 2009
- [15] Malecki, Andrea: Statistisches Bundesamt, Schulen auf einen Blick; Wiesbaden: Statistisches Bundesamt, 2016
- [16] Schulbauverordnung (SchulbauV), (GVBl 1995 S. 61) BayRS 2230-1-1-3-K; 30. Dezember 1994, zuletzt geändert am 17. August 2012
- [17] Musterbauordnung - MBO, Fassung November 2002, zuletzt geändert durch Beschluss der Bauministerkonferenz vom 13.05.2016

Erfahrungen bei der Rückbauplanung einer Autobahnbrücke mit nur einem gewickelten Baur-Leonhardt-Spannglied

Ungeklärte Grundsatzfragen können bei der Bemessung erhebliche Auswirkungen auf die Vorgehensweise haben

Seit circa zehn Jahren wird in Deutschland die theoretische Standsicherheit der Brücken überprüft. Nach den Pilotprojekten entstand 2011 die erste Ausgabe der „Richtlinie zur Nachrechnung von Straßenbrücken im Bestand“, in der die Nachweise der neuen Nachweisgeneration der DIN 1045-1 über DIN-Fachberichte und Eurocodes geregelt werden. Mit der Prioritätenliste des damaligen Bundesministeriums für Verkehr und digitale Infrastruktur (BMVI) wurden Brücken, die besonders im Verdacht standen, nicht ausreichend standsicher zu sein, entsprechend den vereinheitlichten Rechenregeln nachgerechnet und überprüft. Bei diesen Überprüfungen wurde häufig festgestellt, dass sowohl Stahl- als auch Betonbrücken im jeweils aktuellen Zustand nicht uneingeschränkt standsicher waren und dass entsprechende Sicherungsmaßnahmen zu ergreifen seien. Sehr oft konnten solche Brücken zunächst mit Verstärkungsmaßnahmen in Betrieb gehalten werden, oft so lange, bis ein Ersatzneubau stand. Heute, neun Jahre nach dem Erscheinen der Nachrechnungsrichtlinie, werden verstärkt Ersatzneubauten zur Ausführung ausgeschrieben, in denen auch der Abbruch der Bestandsbrücke unter Aufrechterhaltung des Verkehrs enthalten ist. Im folgenden Beitrag sollen einige Erfahrungen bei der Planung eines Brückenrückbaus geschildert werden, einer Brücke mit gewickeltem Baur-Leonhardt-Spannglied, die aufzeigen, dass grundsätzliche Fragen bei der Bemessung eines Rückbaus nicht eindeutig geklärt sind, die aber erhebliche Auswirkung auf die Vorgehensweise beim Rückbau haben.



Dr.-Ing. Alfred Krill

studierte Bauingenieurwesen und promovierte an der RWTH Aachen; er war von 1991 bis 2011 bei Bilfinger & Berger mit der Ausführungsplanung von Brückenbauwerken tätig und ist seither bei der Karlsruher Ingenieurgruppe Bauen mit dem Entwurf, der Nachrechnung und Prüfung und dem Rückbau von Brückenbauwerken beschäftigt; Alfred Krill ist Mitglied etlicher brückenbautechnischer Fach- und Normenausschüsse und Privatdozent für Massivbrücken am Karlsruher Institut für Technologie, (ehemals Technische Universität Karlsruhe).

1 Einführung

Für den Rückbau eines Bauwerkes sind nur sehr wenige Normen vorhanden. In der Vergangenheit wurden die Lastsituationen aus den Normen für den Gerüstbau und den temporären Situationen abgeleitet. Gültige Norm für den Rückbau ist aktuell die DIN-EN 1991-1-6 „Einwirkung Bauausführung“ [1] mit nationalem Anhang; für die notwendigen Gerüste gilt DIN EN 12811 „Temporäre Konstruktionen für Bauwerke“ [2].

In DIN EN 1991-1-6 ist ein informativer Anhang B mit nur elf Absätzen enthalten, der sich mit Einwirkungen auf Tragwerke bei Umbauten, Wiederaufbau oder Abriss beschäftigt. Dieser beinhaltet in Absatz 2 und 8 folgende Regelungen:

(2) Das tatsächliche Tragverhalten des Tragwerks, beeinträchtigt durch Schädigungen, sollte in den Nachweisen für die beim Wiederaufbau und Abriss vorhandenen Bauzustände berücksichtigt werden. Es sollten Untersuchungen für die Tragwerkszustände durchgeführt werden, um die Belastbarkeit des Tragwerks festzustellen und um unvorhersehbares Verhalten bei Wiederaufbau oder Abriss zu vermeiden.

(8) Die Zuverlässigkeit für das verbleibende Tragwerk oder für Teile des Tragwerks sollten beim Wiederaufbau, teilweise oder vollständigen Abriss mit derjenigen übereinstimmen, die in den Eurocodes für das vollständige Tragwerk oder Teile des Tragwerks festgelegt ist.

Mit der Anlage 3 zum Allgemeinen Rundschreiben Straßenbau (ARS 22/2012, Sachgebiet 05.2 Brücken und Ingenieurbau) im Zuge der Einführung der Eurocodes für Brücken vom Dezember 2012 [3] ist diese Norm ohne weitere Anmerkungen im Bereich des BMVI eingeführt worden. Die Bestandsbauwerke sind damit für alle zwischenzeitlichen Situationen beim Rückbau nachzuweisen, um unvorhersehbares Verhalten auszuschließen, und die dazu erforderlichen Standsicherheitsnachweise sind auf der Basis der Neubauvorschriften zu führen.

Die beiden oben zitierten Absätze des Anhangs B der DIN-EN 1991-1-6 sind informativ und damit nicht zwingend normativ. In der Vergangenheit wurden viele Brücken rückgebaut, ohne die Querschnitte des Bestandsbauwerks nachzuweisen. Vielmehr wurde häufig die globale Sicherheit des Tragwerks mit Gerüsten und Unterstützungen so nachgewiesen, dass im Extremfall das Gewicht des Überbaus getragen wurde und die einzelnen Zustände des Bauwerks selbst nicht nach Neubauvorschriften betrachtet wurden.

In der Vergangenheit wurde der Rückbau fast ausschließlich durch den Auftragnehmer geplant. Oft ist der Rückbau pauschal im Bauvertrag vereinbart worden, sei es als Verwaltungsentwurf oder als Nebenangebot. Durch die neue Ausschreibungspraxis, bei der auch die Baubehelfe in der Ausschreibung detailliert angegeben und deshalb vorab geplant werden müssen, und durch die Praxis, in den öffentlichen Aus-

schreibungen von Brückenbauwerken Nebenangebote grundsätzlich auszuschließen, verlagert sich die Verantwortung in Richtung Bauherr. Der Rückbau eines Bestandsbauwerks muss demzufolge nun vom Bauherrn ausführlich geplant werden, die Rückbaumethode wird nicht mehr dem Unternehmer überlassen.

In der jüngeren Vergangenheit sind beim Rückbau häufig Probleme entstanden und Diskussionen darüber aufgekommen, wie die einzelnen Nachweise zu führen sind und darüber, dass gegebenenfalls die zu ergreifenden Maßnahmen nicht mit dem Bauvertrag abgedeckt sind.

Deshalb ist es für die Bauherren wichtig, dass die Ausschreibung immer auf der sicheren Seite liegt und keine Diskussionspunkte offenlässt. Insbesondere die Frage, ob das Bestandsbauwerk in den verbleibenden Teilen zu jedem Zeitpunkt standsicher ist, kann dabei zu einer Frage von besonderer Bedeutung werden. Weitere zu klärende Fragen sind häufig auch, ob die Spannbewehrung ausreichenden Verbund besitzt, um auch nach dem Durchtrennen statisch wirksam zu sein, und ob Defizite des rückzubauenden Bauwerks (zum Beispiel im Schubnachweis) für den Rückbau hinnehmbar sind, oder ob hier ein Nachweis nach neuer Normengeneration erforderlich wird. Aus den notwendigen Nachweisen und den offenen Fragen ergibt sich ein erheblicher Planungsaufwand, der mindestens einer Bauwerksnachrechnung und der Planung einer Verstärkungsmaßnahme gleichkommt. Im nachfolgenden Beispiel wird dieser Zusammenhang deutlich.

2 Das ursprüngliche Konzept des Rückbaus der Brücken der Unterführung Fulda im Zuge der BAB 7

Die beiden Überbauten der Unterführung Fulda im Zuge der BAB A 7 sind Spannbetonhohlkastenbrücken aus dem Jahre 1967 (Abb. 1). Die

Tragwerke spannen mit den Stützweiten 35, 60 und 35 Meter über drei Felder.

Für das Bauwerk wurde 2015 eine Nachrechnung nach Nachrechnungsrichtlinie mit dem Ergebnis durchgeführt, dass für beide Bestandsbauwerke die erforderliche Tragfähigkeit weder für das Ziellastniveau LM1 noch für das Ziellastniveau Bk 60 gegeben ist. Also wurde beschlossen, beide Teilbauwerke zu ersetzen. Um zwischenzeitlich den Verkehr aufrecht erhalten zu können, muss eines der beiden Teilbauwerke während des Ersatzneubaus des anderen Teilbauwerks im 4+0-Verkehr betrieben werden. Für das Teilbauwerk Ost ist deshalb eine Unterstützung von unten vorgesehen (Abb. 2), womit die maßgeblichen Nachweise zur Einstufung in Bk 60 geführt werden können.

Die Unterstützung des Bauwerks erfolgt hauptsächlich, um Schubdefizite abzudecken und um die Überbeanspruchung in Brückenquerrichtung zu kompensieren. Die Defizite sind bei einer Fahrbahnverbreiterung entstanden, welche durch Kürzung der Kappen und Verbreiterung der Fahrbahn in den Kragplattenbereich hinein realisiert worden sind. Die Ausnutzung des Steges auf Biegung beträgt in diesem Zustand aktuell 1,89. Die Überschreitung zeigt sich auch durch eine Rissbildung am Bauwerk selbst. Im jetzt eingeschränkten Zustand wird der Kragarm zwar nicht durch Fahrzeuge befahren, aber für die Freigabe des Teilbauwerks für den 4+0-Verkehr muss hier eine Unterstützung der Kragplatte erfolgen. Die Unterstützungsstruktur ist so vorgesehen, dass die Kragplatte über Querriegel abgestützt wird, welche auf einem globalen Unterstützungsgerüst aufgelegt sind. Damit bewegt sich die Kragplatte mit dem Gesamttragwerk gleichzeitig, sodass weder die Innen-, noch die Außenseite der Stege überbeansprucht werden. Das globale Unterstützungsgerüst wird gleichzeitig genutzt, um die Schubdefizite nach der Nachrechnungsrichtlinie zu beseitigen (Abb. 3).

Da innerhalb der Baumaßnahme eine Unterstützung des Teilbauwerks 1 unerlässlich ist, liegt zunächst die Idee nahe, dieses Unterstüt-

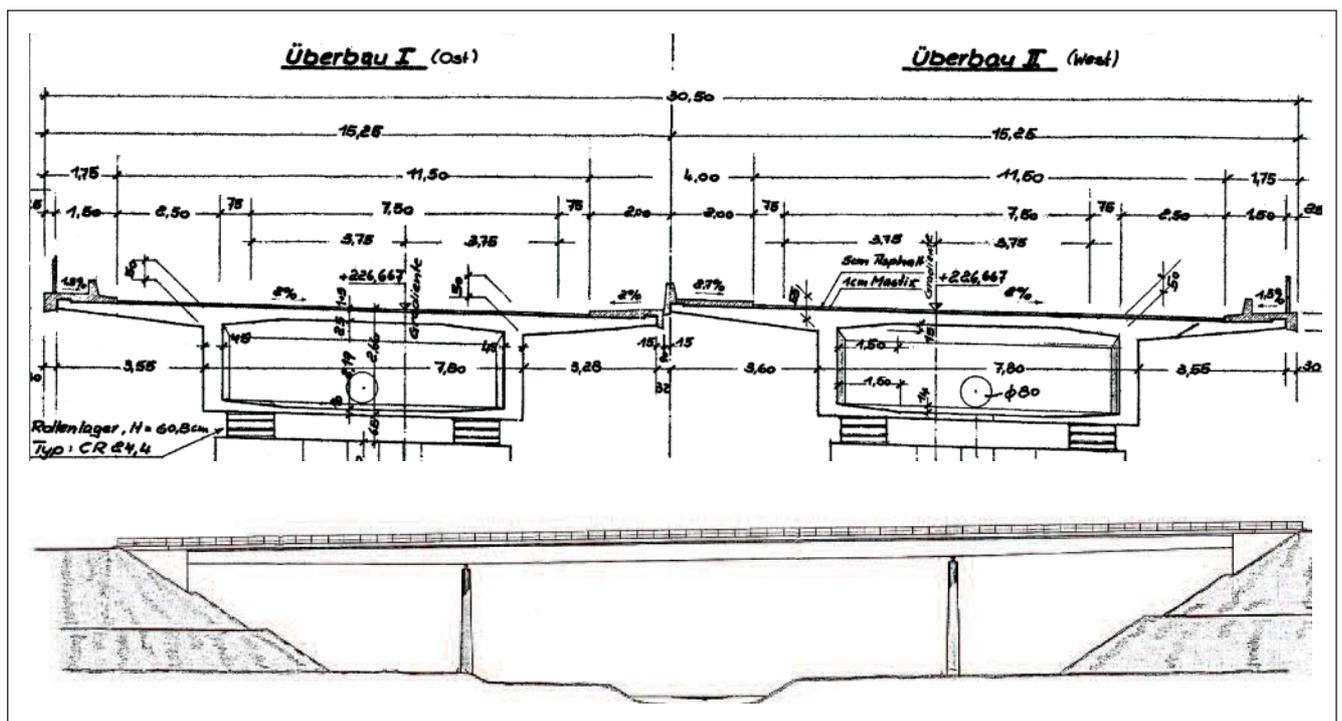


Abb. 1: Querschnitt und Ansicht der Teilbauwerke 1 (oben) und 2 (unten) der Unterführung Fulda im Zuge der BAB 7

den Stützweiten der Brücke bedeutet das, dass die Spannkraft im günstigsten Fall erst an den Mittelstützenquerschnitten verankert ist. Das genaue Verbundverhalten zwischen den großen Spanngliedern und dem Stegbeton ist nicht bekannt. Da hier auf Grund der Spanngliedführung und den Stützweitenverhältnissen die statisch unbestimmte Wirkung der Vorspannung nicht unerhebliche Schnittgrößen erzeugt, wäre aber eine genaue Kenntnis der Verbundwirkung notwendig, um die beiden Spannglieder bei den Tragfähigkeitsnachweisen zumindest im Mittelfeld ansetzen zu können.

Verglichen mit der Tragkraft der beiden Spannglieder ist die Tragwirkung der Betonstahlbewehrung des Querschnitts vernachlässigbar. Der Überbau muss nach dem Durchtrennen der beiden Stegspannglieder nahezu vollständig unterstützt oder verstärkt werden. Wegen der großen statisch unbestimmten Komponente der Vorspannung müssen zur Sicherstellung des Ausgangszustandes beide Spannglieder vollkommen ausgebaut sein. Dies kann zum Beispiel durch ein Durchtrennen des Spannstrangs in Abständen von zehn bis zwanzig Meter in Öffnungen im Steg durch Abbrennen der einzelnen Spannblitzen erfolgen.

4 Ablauf des Rückbaus nach dem ursprünglichen Rückbaukonzept

Der Rückbau des Gesamtsystems auf dem Lehrgerüst erfolgt in den Darstellungen von **Abb. 5** von rechts nach links. Da die in den Zwischenzuständen auftretenden Biegemomente zu groß für die vorhandene schlaffe Bewehrung werden, erfolgt vorab eine Verstärkung des Bestandsüberbaus durch eine ergänzende schlaffe Bewehrung, die mit eingeklebter Bügelbewehrung schubfest an den Bestandsquerschnitt angeschlossen wird.

Wie in **Abb. 5** weiter zu erkennen ist, werden im ersten Schritt die Pressen angefahren, sodass sich der Überbau leicht nach oben wölbt. Beim Durchtrennen der Spannglieder sackt der Überbau in das Lehrgerüst bis der Überbau bei einem weiteren Hub in die Ausgangsposition zum Ausbau des ersten Lagers in Achse 30 gebracht wird. Beim weiteren Rückbau mit dem Ausbau der Lager in Achse 30 erkennt man, dass der Überbau an der Spitze ins Gerüst sackt. Bei jeder weiteren Gewichtsentlastung des Gerüsts im Zuge des Rückbaus federt dann das Gerüst nach oben nach (**Abb. 6**).

Für den Überbau muss durch ständiges Justieren der Pressen sowohl das Nachfedern des Gerüsts als auch das Absacken des Überbaus bei der Wegnahme von Auflagern ausgeglichen werden, um die Biegemomente in einem gewissen Korridor zu halten. Dies ist exemplarisch in **Abb. 7** für die Wegnahme der Segmente 4, 9 und 11 dargestellt.

Es entsteht eine sehr detaillierte Abfolge von Justierungen der Pressenkräfte, die in einer Matrix entsprechend **Abb. 8** zusammengefasst werden kann. Die Werte der Matrix sind hier nicht bedeutend, aber die Anzahl von Arbeitsschritten ist aus der Tabelle gut erkennbar. Die grau unterlegten Felder bedeuten hier, dass die entsprechenden Pressenkräfte durch Hub oder Senkung der jeweiligen Pressen eingestellt werden. Die nicht grau unterlegten Felder bedeuten, dass sich die Pressenkräfte rechnerisch ohne Veränderung des Pressenhubs ergeben.

Bei dieser Berechnung sind Rissbildungen nicht berücksichtigt. Inwieweit in einer späteren Ausführung die Pressenkräfte und Pressenhübe mit den theoretischen Werten übereinstimmen, wird sich in der Aus-

führungsphase zeigen. Gegebenenfalls muss eine baubegleitende Berechnung durchgeführt werden, die auf die Abweichungen reagieren kann. Im vorliegenden Fall ist das Gerüst so dimensioniert, dass der Überbau schlaff im Gerüst liegen kann, sodass ein Versagen der Überbauquerschnitte global von dem Gerüst aufnehmbar wäre. Die aufwendige Pressensteuerung erfolgt nur vor dem Hintergrund der Nachweisnotwendigkeit für die Bestandsquerschnitte. Zur Wahrung der Sicherheit gegen Versagen des Gesamtsystems ist die Pressensteuerung nicht notwendig. Zur sicheren Ausschreibung der Maßnahme empfiehlt sich bei aktueller Normenlage jedoch, die Pressensteuerung vorzusehen, damit ein unvorhergesehenes Verhalten ausgeschlossen ist.

Nach einer Kostenberechnung und der Ermittlung der erforderlichen Bauzeit ist von den beteiligten Personen einvernehmlich beschlossen worden, das Abbruchkonzept zu ändern.

5 Alternative Rückbaumethoden

Grundsätzlich sind folgende Rückbaumethoden bekannt:

- a) Bodengestützter Rückbau mit Bagger,
- b) Rückbau durch Sägen und Ablassen mit Litzenhebern,
- c) sprengen,
- d) ausziehen im Taktschiebeverfahren,
- e) Rückbau auf konventionellem Traggerüst,
- f) Rückbau auf Vorschubrüstung.

Wie zuvor beschrieben, können wegen der eingebauten Baur/Leonhardt-Spannglieder die Verfahren a) und b) nicht ohne umfangreiche Verstärkungen funktionieren. Beim Durchtrennen der Spannglieder sind die Überbauquerschnitte nicht mehr tragfähig. Rückbaumethode c) ist vom Bauherren ausgeschlossen worden, obwohl einige in letzter Zeit durchgeführte Brückensprengungen sehr gut funktioniert haben. Es wird aber befürchtet, dass der bereits defizitäre benachbarte Bestandsüberbau in Mitleidenschaft gezogen werden könnte und dass dann der 4+0-Verkehr auf unbestimmte Zeit unterbrochen werden müsste. Der Rückbau mittels Taktschiebeverfahren kann aus geometrischen Gründen nicht angewendet werden, weil sich der Überbau in einer Wendeklothoide befindet.

Nachdem sich der Rückbau auf Traggerüst im vorliegenden Fall als sehr aufwendig erweist, kann man daraus den Schluss ziehen, dass gleiches auch für den Rückbau mit Vorschubrüstung gilt (vgl. auch [4] und [5]). Eine Vorschubrüstung würde zudem nur einen Teil des Überbaus unterstützen.

Zu den oben genannten Methoden muss hier also eine Alternative entwickelt werden. Dazu werden zunächst einige Grundprinzipien des Verfahrens erarbeitet. Ein aufwendiges Gerüst sollte vermieden werden, der Traganteil des Bauwerks sollte groß im Vergleich zu dem der Unterstützungsmaßnahmen sein. Dazu sollte das Bauwerk zunächst stark geleichtert werden, bevor der erste Schnitt durch ein Längspannglied erfolgt. Zusätzlich sollten die vorhandenen Stützweiten des Überbaus verkleinert werden, um die Schnittgrößen zu reduzieren.

Eine Verstärkung des Biegebalkens ist unumgänglich. Diese sollte vorzugsweise von der Oberseite der Brücke einbaubar sein, um aufwendige Arbeitsgerüste zu vermeiden. Mit der Erzeugung von nur negativen Biegemomenten während des Rückbauprozesses wäre dem genüge getan.

BRÜCKENRÜCKBAU

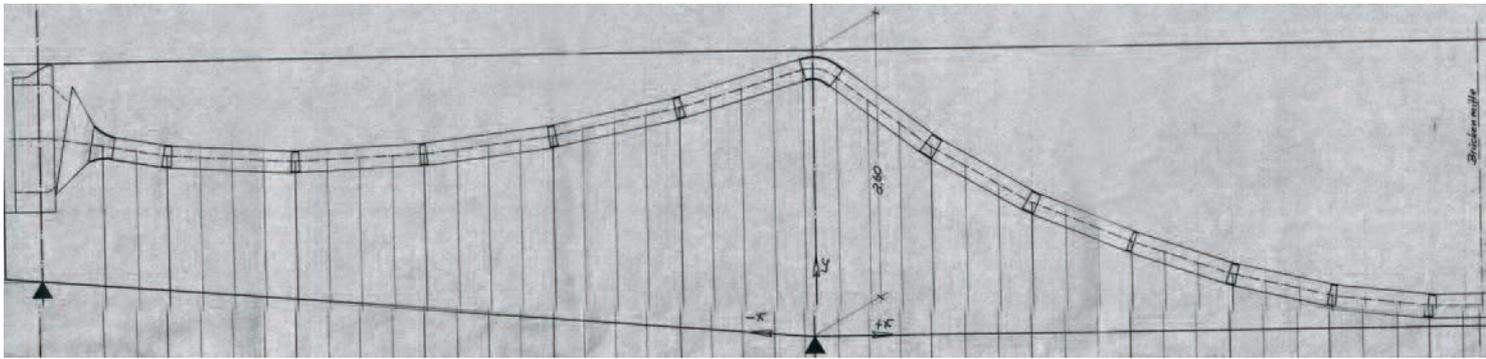


Abb. 4: Spanngliedverlauf des Baur/Leonhardt-Spanngliedes in überhöhter Darstellung

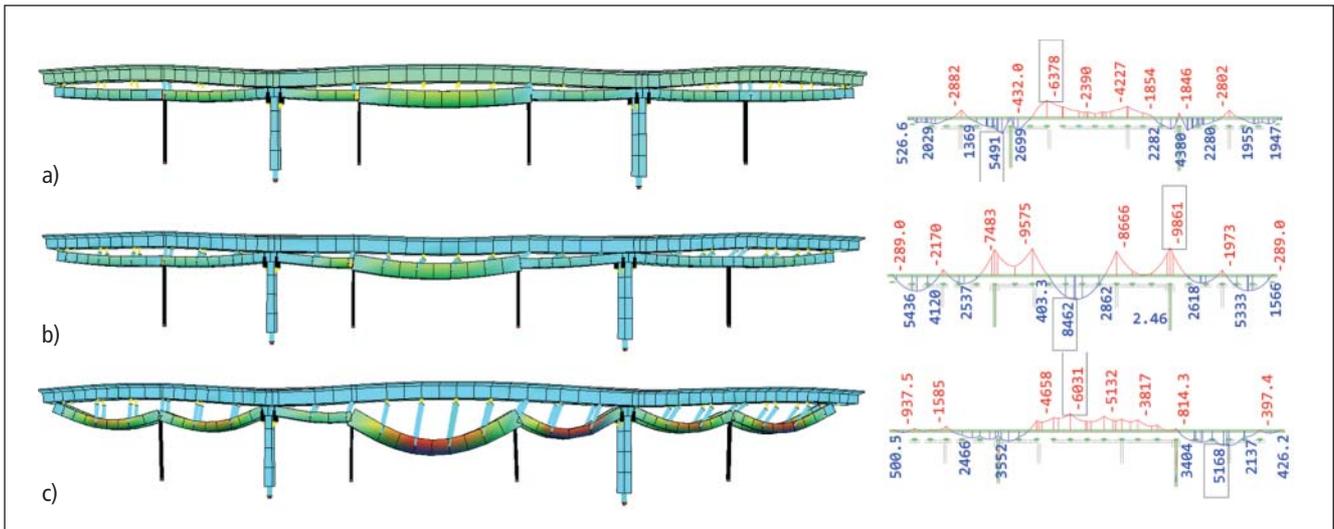


Abb. 5: Durchbiegungen und Biegemomente

a) vor dem Durchtrennen der Spannglieder mit dem 1. Pressenhub, b) nach dem Durchtrennen der Spannglieder und c) nach dem 2. Pressenhub

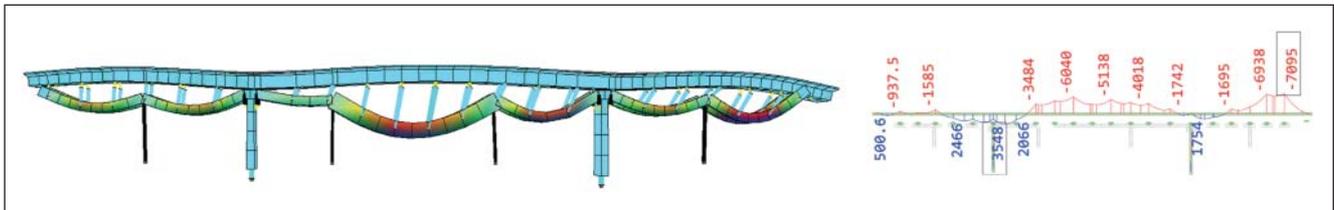


Abb. 6: Durchbiegung und Biegemomente bei Wegnahme des Auflagers und Rückbau Segment 1

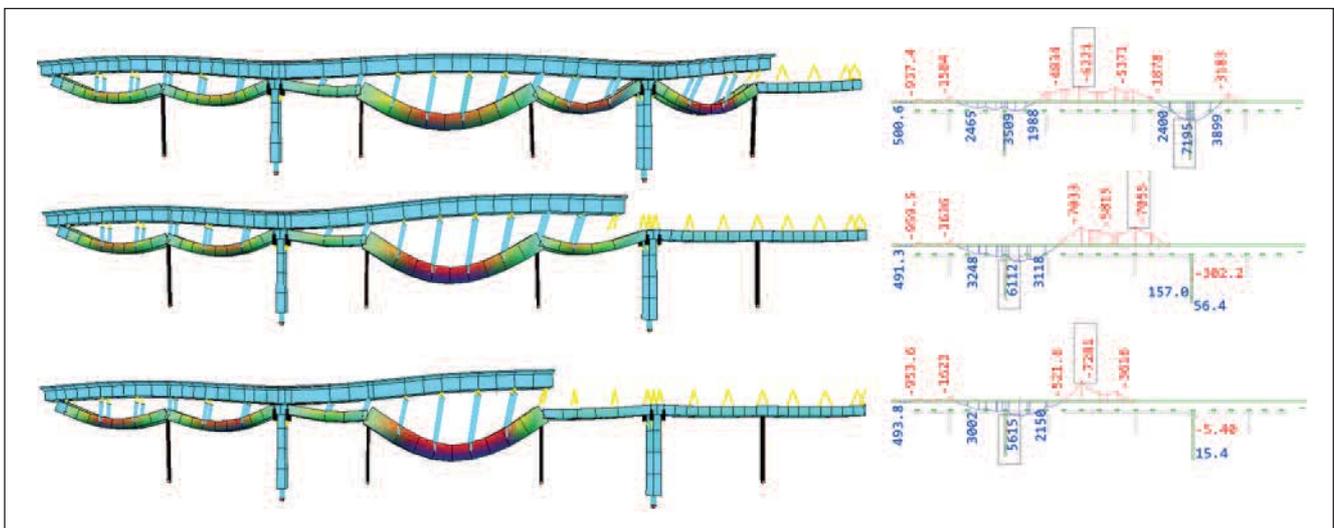


Abb. 7: Durchbiegungen und Biegemomente bei Wegnahme der Segmente 4, 9 und 11

BRÜCKENRÜCKBAU

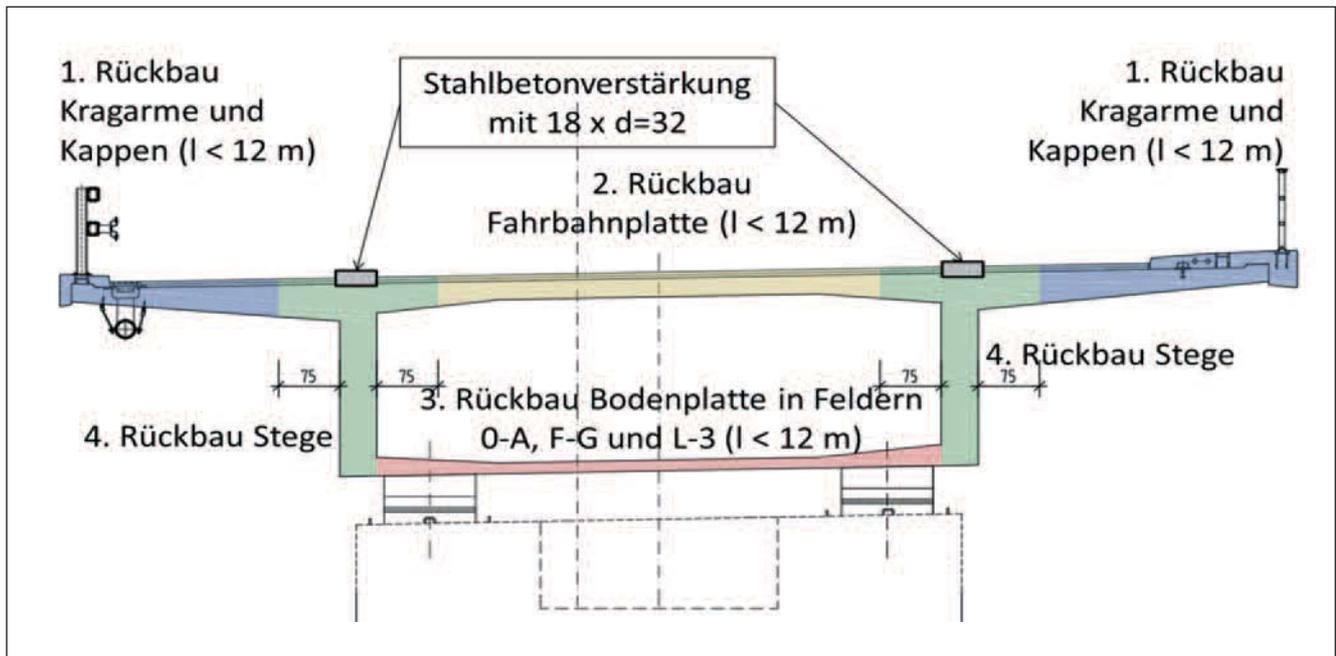


Abb. 9: Phasen der Leichterung des Überbauquerschnitts

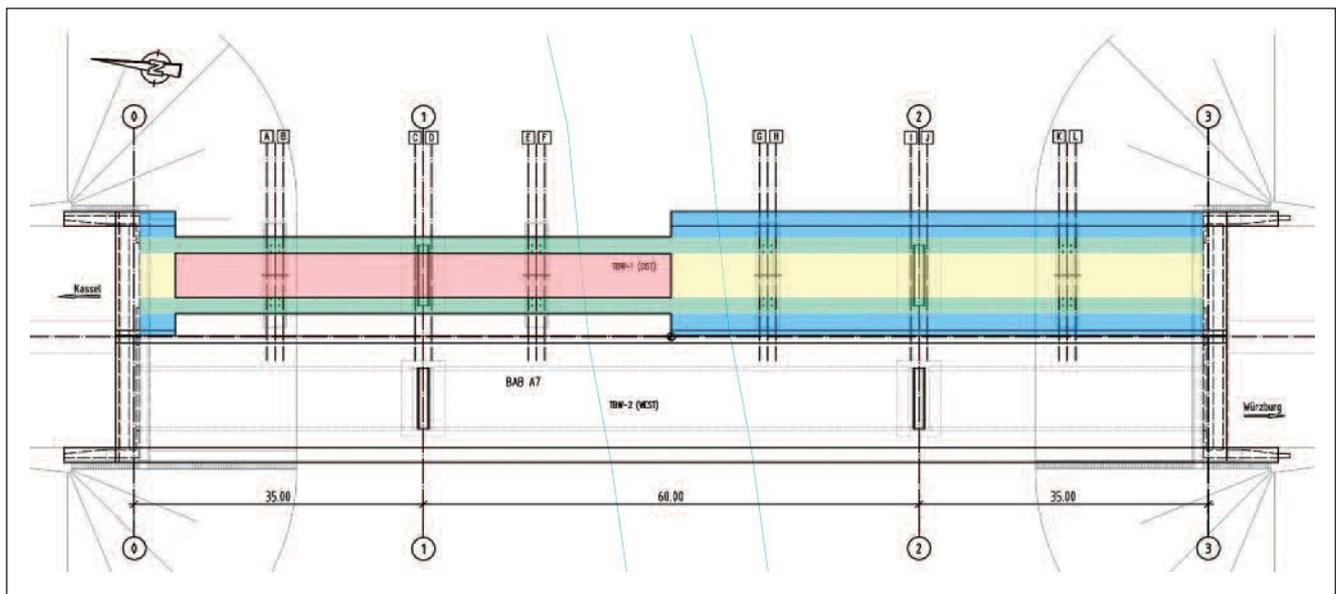


Abb. 10: Rückbauphase 1: Leichterung der Querschnittsteile (Querschnittsteile farblich wie in Abb. 9).

4 (Abb. 12) wird anschließend das System der Waagebalken erkennbar, wenn die Stege zersägt werden und mit den zuvor befestigten Traversen vom Mobilkran am Boden ausgehoben werden. Die maximale Steglänge beträgt zwölf Meter und das Gewicht liegt unter 60 Tonnen. Nach dem Ausbau der Stege verbleiben zwei Balken über je zwei Feldern mit Kragarmen. Diese sind noch gelenkig an den Stützungen gelagert.

In den nächsten Phasen 5, 6 und 7 (vgl. Abb. 12) werden diese beiden Balken jeweils durch die Wegnahme eines Mittelsegmentes zu insgesamt sechs Waagebalken umgebaut. Die gelenkige Lagerung wird jeweils durch eine Einspannung auf den Pfeilerköpfen ersetzt, die über zwei temporäre Lager mit einer Spreizung von zwei Meter erfolgt. Für die reinen Überbaugewichte mit Berücksichtigung der Sicherheitsfaktoren von $\gamma = 0,9$ und $1,1$ werden die Lager zwar nur auf Druck beansprucht, aber durch die anzusetzende Verkehrslast für die Baugeräte

(Beton Sägen) an der Kragarmspitze und einer anzusetzenden abhebenden Windlast unter dem Überbau entstehen geringe abhebende Kräfte, die über entsprechende vertikale Spannstrangen kompensiert werden.

Nach der Herstellung der Waagebalken, die hier wie im Freivorbau typischerweise unsymmetrisch gewählt wurden, können die Überbauscheiben in Breiten von jeweils zwei Meter im Betonsägeverfahren abgetrennt und mit dem Mobilkran ins Tal gehoben werden. Die dabei auftretende Asymmetrie der Belastung entspricht wegen der unsymmetrischen Anordnung des Waagebalkens nur dem Betonquerschnitt eines ein Meter langen Überbaustücks.

Nach dem vollständigen Rückbau des Überbaus können die vorhandenen Hilfsstützen und die Bestandsstützen gegebenenfalls für die Auflagerung und Gründung des Neubaulehrgerüsts genutzt werden.

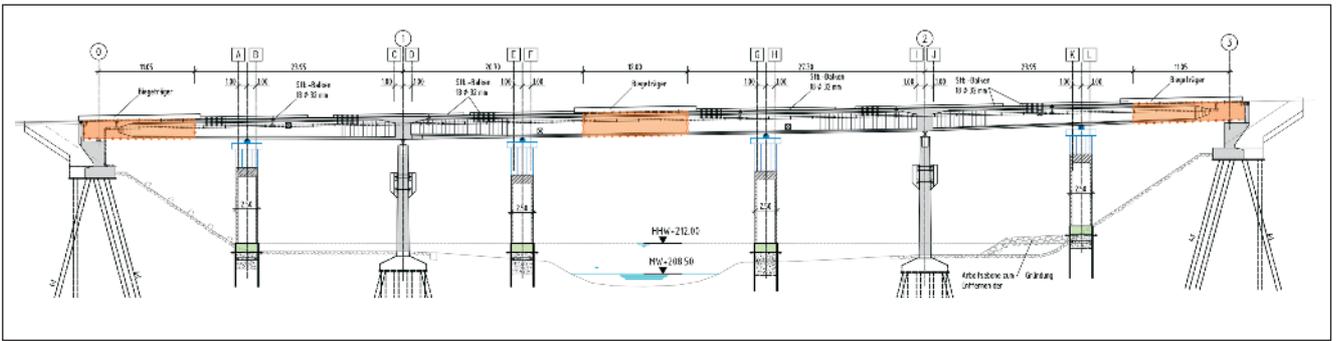


Abb. 11: Rückbauphase 2: Durchtrennen der Spannglieder und Rückbauphase 3: Ausbau der Bodenplatte (orange Bereiche)

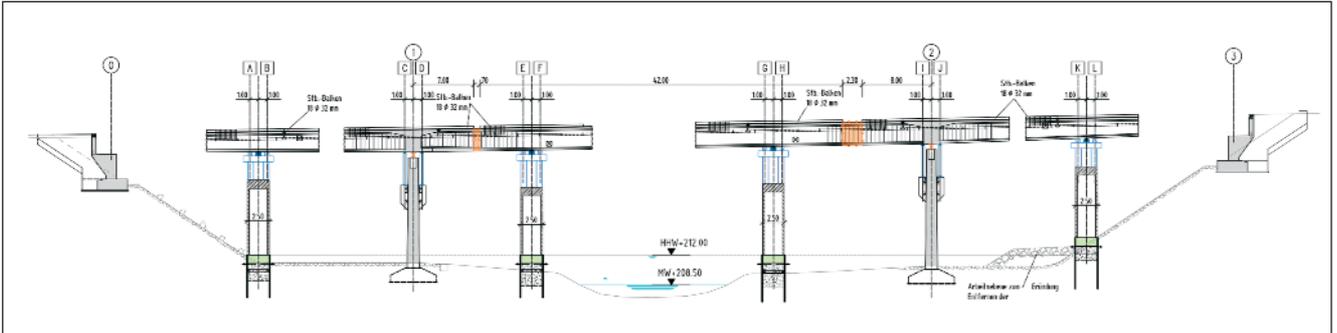


Abb. 12: Rückbauphase 4: Ausbau der Stege im Mittel- und in den Randfeldern, und Rückbauphasen 5, 6 und 7: Umbau zum Waagebalkensystem

Die Nachweise in den einzelnen Rückbauphasen zeigen deutlich, wie die Biegebeanspruchungen des Balkens sukzessive gesenkt werden können, damit ein Minimum an Überbauverstärkung erforderlich wird. In **Abb. 13** ist jeweils das Gewicht der rechten Seite eines Waagebalkens auf 110 Prozent vergrößert und die linke Seite auf 90 Prozent verringert.

Der Aufwand des dargestellten alternativen Verfahrens im Waagebalkenprinzip erweist sich als deutlich geringer, als der Aufwand bei Abbruch auf Lehrgerüst. Insbesondere der hohe Aufwand der Installation eines Traggerüsts unter den Überbauten und die aufwendige Pressensteuerung zur Sicherstellung kleiner auftretender Biegemomente im Bestandsüberbau schlagen beim erstgenannten Verfahren zu Buche. Die Bauzeit und die Belastung der Umgebung kann durch die Anwendung des Betonsägens deutlich reduziert werden.

Zurzeit befindet sich das Gesamtprojekt noch in der Planungsphase, sodass die Anwendung des Verfahrens noch aussteht.

7 Zusammenfassung

Mit den beiden dargestellten Rückbauverfahren der Unterführung Fulda unter der BAB A7 konnte gezeigt werden, wie unterschiedlich aufwendig der Rückbau eines Spannbeton-Bestandsbauwerks aus den 60er Jahren sein kann (**Abb. 14**). Insbesondere das damals verwendete Baur/Leonhardt-Spannsystem mit nur einem Spannglied pro Überbausteg erweist sich dabei als besonders problematisch.

Für den Rückbau existiert außer dem kurzen informativen Anhang zum Eurocode keine verbindliche Normung. Die Frage, inwieweit während

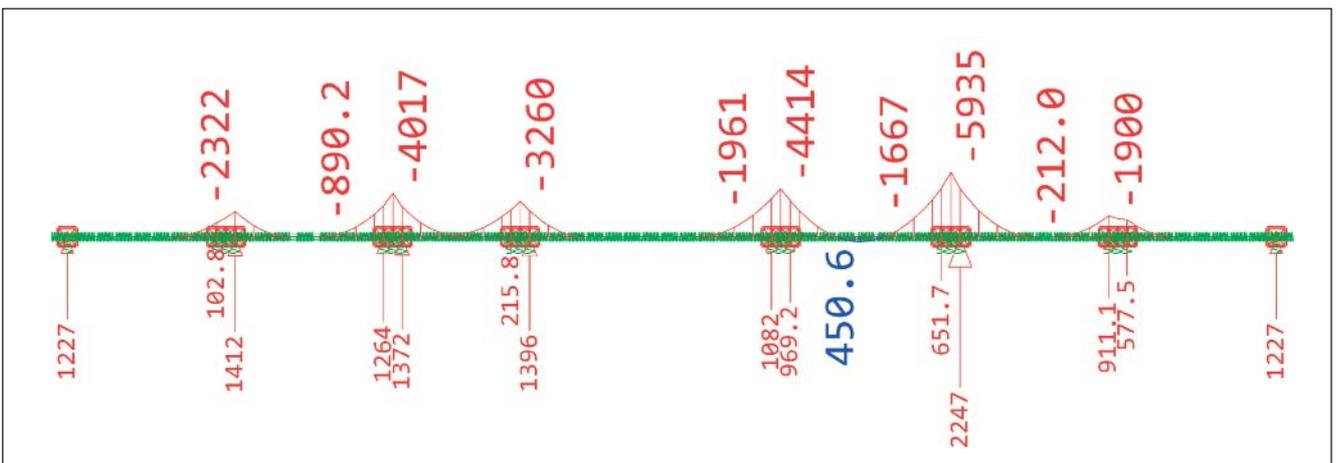


Abb. 13: Typische Biegemomente und Auflagerkräfte der Rückbauphasen



Foto: Ingenieurgruppe Bauen

Abb. 14: Für diese Autobahnunterführung der A7 bei Fulda wurde ein Ersatzneubau geplant, für den eine Planung der Unterstützung und des Abbruchs erforderlich ist. Dabei erwies sich, wie unterschiedlich aufwendig der Rückbau eines Spannbeton-Bestandsbauwerks aus den 60er Jahren sein kann.

des gesamten Rückbaus die verbleibenden Bestandsbauteile stand-sicher bleiben müssen, oder ob eine globale Aufnahme der Lasten durch ein Gerüst ohne besondere Nachweise für den Bestand ausreichend ist, ist mit dem oben zitierten informativen Anhang des Eurocodes [1] nicht eindeutig geklärt. Diese Frage ist aber von besonderer Bedeutung, denn anders als beim Neubau eines Betonbauwerkes belastet hier der bereits erhärtete Beton das Gerüst und muss sich somit über Zwangsbeanspruchungen dessen Bewegungen anpassen. Sind hierbei für die Bestandsquerschnitte die Tragfähigkeitsnachweise nach aktueller Neubaunorm erforderlich, wächst der Aufwand für Planung und Ausführung deutlich, zumal das Bestandsbauwerk im Allgemeinen bereits Tragfähigkeitsdefizite nach Eurocode unter Eigengewichtslast aufweist. Hier könnte zum Beispiel eine Nachweisführung nach der Norm hilfreich sein, die zum Zeitpunkt der Herstellung galt.

Der Aufwand zur Planung eines Rückbaus ist mittlerweile deutlich angestiegen, da die Verantwortung für die Rückbauplanung zum Bauherrn gewechselt hat. Zur vertragssicheren Ausschreibung wird bei der Planung jedes Risiko vermieden. Diskussionen zwischen den am Rückbau Beteiligten können im Planungsstadium vor der Ausschreibung noch nicht stattfinden, weil die Beteiligten zu diesem Zeitpunkt noch nicht bekannt sind. In der Vergangenheit wurden die genannten Risiken meistens von den Baufirmen getragen und mit Prüferingenieur und Bau-

herr ingenieurmäßig ausgehandelt. Daraus entstanden meist gute, sichere und praktikable Ideen für den Rückbau, die nach heutigen Bau-normen im Bestand nicht nachweisbar wären. Ein Abgleich der Kenntnisse und Erfahrungen im Brückenrückbau in Form von Empfehlungen, Richtlinien oder Normen ist für die Zukunft dringend erforderlich.

8 Literatur

- [1] DIN EN 1991-1-6/NA: Nationaler Anhang Eurocode 1 Teil 1-6: Einwirkungen auf Tragwerke – Allgemeine Einwirkungen, Einwirkungen während der Bauausführung; Dez. 2010
- [2] DIN EN 12811: Temporäre Konstruktionen für Bauwerke, März 2004
- [3] ARS 22/2012: Allgemeines Rundschreiben Straßenbau Sachgebiet 05.2 Brücken und Ingenieurbau: Einführung der Eurocodes für Brücken, Dezember 2012
- [4] Lingemann, J.; Däbritz, M.; Wagner, P.; Ranft, A.: Intelligenter Abbruch mit Vorschubrüstung - Rückbau der Döllbachtalbrücke im Zuge der BAB A7, VSVI-Seminar Friedberg, März 2015
- [5] Däbritz, M.; Mertinaschk, A.: Rückbau von Spannbeton-Talbrücken mit Vorschubgerüst, Bautechnik 95 (2018), Heft 1, Ernst & Sohn, Berlin

Das Wissen um die bautechnischen Qualitäten von Holz ist in der Berufspraxis noch nicht weit genug verbreitet

Dabei könnte die oft anspruchsvollere Holzbauplanung mit Hilfe der Holzbauingenieure gut beherrscht werden

Was der Baustoff Holz auf der Grundlage seiner vielen guten Eigenschaften am Bau zu leisten in der Lage ist, hat sich in der Berufspraxis vieler Baufachleute noch nicht so richtig herumgesprochen. Die Gründe dafür, dass dieser natürliche, sehr effiziente, einfach zu bearbeitende, nachwachsende und somit einzigartige Baustoff in Deutschland viel zu wenig eingesetzt wird, hängen bestimmt damit zusammen, dass es für die richtige bauliche Verwendung dieses sensiblen Baustoffs eines intensiveren Planungsablaufs bedarf als es im herkömmlichen Massivbau der Fall ist. Im Zentrum des Holzbaus steht für die Prüflingenieure und Prüfsachverständigen die statische Bemessung von Holzbeton-Verbunddecken, die nach verschiedenen statischen Modellen erfolgen kann. Drei von diesen Modellen werden im folgenden Beitrag vorgestellt, der im Übrigen auch die bautechnischen und gestalterischen Vorzüge des Baustoffs Holz beschreibt – und die Dienstleistung des Holzbauingenieurs, der seine Projekterfahrung mit der Kenntnis der bewährten Schnittstellen zum Massivbau kennt und fachlich beherrscht. Die Erfahrung zeige, so schreibt einer der ihren hier, dass dieses Fachwissen quasi unbezahlbar und für den Erfolg eines Holzbauprojektes unverzichtbar ist.



Dipl.-Holzbauing. (FH) Tobias Götz

studierte als ausgebildeter Zimmermann – nach zweieinhalbjähriger traditioneller Wanderschaft als Mitglied der Gesellenbruderschaft der Freien Vogtländer Deutschlands – von 2001 bis 2005 an der Hochschule für angewandte Wissenschaft und Kunst in Hildesheim Holzbauingenieurwesen; seit 2006 ist er bei der schweizerischen Pirmin Jung Ingenieure für Holzbau AG tätig, zunächst als Projektleiter und Projektmanager und seit 2010 in der deutschen Niederlassung dieses Büros in Sinzig als Geschäftsführender Gesellschafter; Tobias Götz ist seit 2015 auch Lehrbeauftragter im Fachbereich Bauingenieurwesen der Technischen Universität Kaiserslautern.

1 Einführung

Das Bauen mit Holz erlebt seit rund 25 Jahren eine Renaissance. In der Schweiz und in Österreich werden seit Jahren bemerkenswerte mehrgeschossige Holzbauten im Wohnungsbau, im Industrie- und Gewerbebau sowie im Verwaltungs- und Schulbau errichtet. Obwohl in Deutschland das Bauen mit Holz so selbstverständlich und deshalb so weit verbreitet noch lange nicht ist, wie in diesen Ländern, gibt es mittlerweile auch hierzulande beachtenswerte Beispiele für außergewöhnliche Holzbauwerke.

Der Blick in die Vergangenheit zeigt uns, dass Holz als Baustoff seit jeher zum menschlichen Leben gehört. Beeindruckende Funde aus der Stein- und Bronzezeit, beispielsweise in Unteruhldingen am Bodensee, bezeugen, dass erste Holzbauten schon vor mehreren tausend Jahren errichtet worden sind. Und Fachwerkbauten prägten jahrhundertlang und prägen auch noch heute das Gesicht sehr vieler mitteleuropäischer Städte – auch in Deutschland (Abb. 1 a). Bis in die Mitte des 19. Jahrhunderts wurde ein Großteil der städtischen Bauwerke in Holzbauweise ausgeführt.

Erst mit der zunehmenden Industrialisierung gegen Ende des 19. Jahrhunderts wurde es zur Mode, dass massive Häuser errichtet wurden – mit Holzbalkendecken. Die Betondecken starteten ihren Siegeszug erst in den 20er Jahren des 20. Jahrhunderts. Trotz des aufkommenden Massivbaus entwickelte sich der Holzbau weiter. 1906 erlangte Karl Friedrich Otto Hetzer, ein Zimmermeister und Unternehmer aus Weimar, der Anfang des 20. Jahrhunderts mit seinen Erfindungen dem Holzleimbau zum industriellen Durchbruch verhalf, ein Reichspatent zur Herstellung gebogener und verleimter Brettschichtträger aus zwei oder mehr Lamellen. In den 1920er und in den 1930er Jahren wurde der „Fertighausbau“ in Holzbauweise von bekannten Persönlichkeiten wie Walter Gropius und Konrad Wachsmann nahezu perfektioniert. Eines der bekanntesten Objekte dieser Zeit ist das Einsteinhaus in Caputh bei Potsdam aus dem Jahre 1929 (Abb. 1 b).

Als Einschnitt für das Bauen mit Holz muss der Zweite Weltkrieg betrachtet werden. Die lichterloh brennenden Städte veranlassten die Gesetzgeber der Nachkriegszeit, den Einsatz des Baustoffs Holz massiv zu reglementieren. Im Wohnungsbau durften Gebäude nur noch mit bis zu drei Geschossen in Holzbauweise errichtet werden. Zwar wurden in den 1960er und 1970er Jahren viele Einfamilienhäuser in Holzfertigbauweise erstellt, teilweise haftete diesen Gebäuden aber infolge des Einsatzes giftiger PCP-haltiger Holzschutzmittel ein negativer Ruf an. Ferner wurden die Fertighäuser auch gerne als Papphäuser bezeichnet.

Im Zuge der deutschen Einheit und der damit verbundenen Nachfrage nach Wohnraum erlebte der Holzfertigbau einen erneuten Aufschwung. Auf Grundlage der bisherigen Erfahrungen wurden nun aber neue Konstruktionen und Bauelemente entwickelt. Nahezu emissionsfreie Holzwerkstoffe, wie zum Beispiel die bekannten Grobspanplatten



Foto: Heidas/Wikipedia

Abb. 1 a: Fachwerkbauten prägten und prägen auch noch heute das Gesicht vieler mitteleuropäischer Städte: Blick auf den Marktplatz von Hildesheim. Links das Bäckeramtshaus, in der Mitte das Knochenhaueramtshaus, rechts die Stadtschänke.

(OSB-Platten), die aus langen, schlanken Spänen hergestellt werden und ursprünglich ein Abfallprodukt der Furnier- und Sperrholzindustrie waren, stellten eine wegweisende Weiterentwicklung dar. Und auf einen chemischen Holzschutz kann bei fachgerechter Planung und konstruktiv sauberer Ausführung gänzlich verzichtet werden.

Der Baustoff Holz ist gefragter denn je. Architekten und Bauherren entscheiden sich ganz bewusst für den Baustoff Holz. Holz ist „schön“, „angenehm“, „warm“, „komfortabel“, und es reguliert die Raumluftfeuchte. Meistens sind es solche subjektive Aspekte, die immer wieder als Entscheidungsgrund für den Baustoff Holz genannt werden.

2 Der ökologische Nutzen ergänzt die vielseitig dauerhafte Verwendbarkeit und die Wirtschaftlichkeit des Holzes

Neben der Wirtschaftlichkeit und der Dauerhaftigkeit spielt aber auch die Ökologie eine immer größere Entscheidungsrolle. Meistens wird gefragt: Woher kommt der Baustoff? Wieviel Energie wird für die Bearbeitung des Baustoffs benötigt? Wie viele Tonnen CO₂ können während hunderten von Jahren im Gebäudepark gespeichert werden? Wie kann der Baustoff nach der Nutzung entsorgt werden? Auch die Fragen nach einer energie- und ressourcenschonenden Be- und Verarbeitung sowie einer kaskadenartigen Nutzung des Baustoffs Holz haben

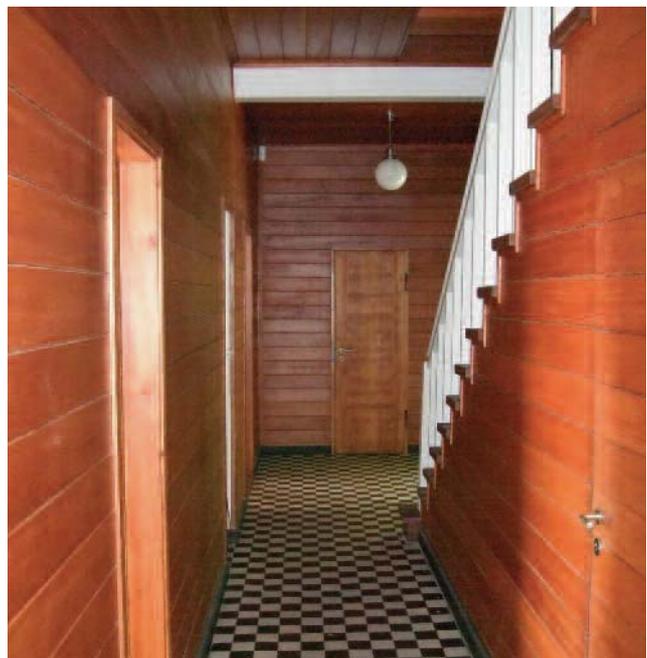


Foto: Stephan M. Höhne/Wikipedia

Abb. 1 b: Das Sommerhaus von Albert Einstein in Caputh bei Potsdam – hier ist der Flur mit dem Aufgang zum Treppenhaus zu sehen – ist eines der ersten Fertighäuser aus Holz, mit denen der Architekt Konrad Wachsmann (1901–1980) seinen Ruf als Pionier des industriellen Bauens begründete.



Abb. 2a: Ein mittlerweile sehr bekanntes Holzbauwerk par excellence ist das Projekt c13 an der Christburger Straße in Berlin (diese Aufnahme entstand während seines Baus), ein siebengeschossiges Familien-, Bildungs- und Gesundheitszentrum, das ...



Foto: Kaden Klingbeil Architekten

Abb. 2b: ... 2013 und 2014 in Holzbauweise in eine der letzten Baulücken des Berliner Stadtteils Prenzlauer Berg hineingebaut worden ist (Architekt: Kaden Klingbeil Architekten, Entwurf: Tom Kaden; Tragwerksplanung: Pirmin Jung Ingenieure).

in den letzten Jahren erheblich an Bedeutung gewonnen. Kein anderer Baustoff kann aus ökologischer Sicht einen derart positiven Beitrag leisten wie der Baustoff Holz. Vor allem im urbanen Bereich ist das Bauen mit Holz auf dem Vormarsch und erfreut sich immer größerer Beliebtheit bei Architekten wie Bauherren (**Abb. 2**).

Eine wirtschaftliche Be- und Verarbeitung der Holzbauteile wurde aber erst durch den Einsatz modernster CAD-/CAM-Technologie ermöglicht. Dreidimensionale Zeichenprogramme erlauben eine millimetergenaue und hocheffiziente Planung. Die akkurate Verwirklichung dieser Planung erledigen modernste, mehrachsige gesteuerte CNC-Maschinen, deren Präzision und Toleranz im unteren Millimeterbereich liegen.

Was der Baustoff Holz auf der Grundlage dieser Eigenschaften zu leisten in der Lage ist, scheint sich in der Berufspraxis vieler Baufachleute aber noch nicht so richtig herumgesprochen zu haben. Die Frage ist deshalb, warum das so ist und warum der Holzbau noch immer nicht großflächig Einzug hält? Die Antwort könnte die Tatsache sein, dass es für die richtige bauliche Verwendung dieses sensiblen Baustoffs eines intensiveren Planungsablaufs bedarf als es im herkömmlichen Massivbau der Fall ist. Damit alle Vorteile der reibungslosen, qualitativ hochstehenden Produktion, der raschen Baustellenmontage und des Trockenbaus im vollen Umfang ausgeschöpft werden können, müssen die beteiligten Planer die Konstruktionen und Details vollständig zu Ende gedacht haben (**Abb. 3**).

An dieser Stelle kommt die Dienstleistung des erfahrenen Holzbauingenieurs zur Geltung, der seine reiche Projekterfahrung mit der Kenntnis der bewährten Schnittstellen zum Massivbau im Keller und eventu-

ell im Treppenhaus kennt und diejenigen zur Haustechnik und zu den Ausbaugewerken (Fensterbau, Trockenbau und Abdichtungen) fachlich beherrscht. Er bringt seine Erfahrung ein und leitet die jeweiligen Planerteams, indem er sie informatorisch über die Relationen ihrer Planung und ihrer Gewerke zu den Eigenarten des spezifischen Baustoffs Holz in Kenntnis setzt. Die Erfahrung zeigt, dass dieses Know-How in einem Planerteam unbezahlbar und für den Erfolg des Holzbauprojektes unverzichtbar ist.

Das grundlegende und fundierte Wissen um die Eigenarten und Eigenschaften des Holzes und der Umgang der am Bauprozess beteiligten Personen mit diesem Baustoff ist also der Schlüssel zur Zukunfts- und Wettbewerbsfähigkeit dieses natürlichen, effizienten, einfach zu bearbeitenden, nachwachsenden und somit einzigartigen Baustoffs.

Dieses Wissen sollte zukünftig in der Ausbildung von Architekten und Ingenieuren in ihrer Funktion als Fachplaner verstärkt vermittelt werden. Solange dies nicht geschieht, erarbeiten sich die an Holzbauprojekten beteiligten Architekten und Fachplaner dieses Wissen meistens nur fragmentär *on the job*. Die Erfahrung zeigt aber: Wer einmal einen Holzbau erfolgreich geplant hat, der wird animiert und motiviert zu mehr und auch zu größeren Projekten.

Holz ist in seinen Eigenschaften nicht veränderbar. Wir müssen also mit den von der Natur gegebenen Voraussetzungen umgehen und unsere Arbeits- und Denkweise an sie anpassen – nicht umgekehrt!

Der moderne Holzbau bedient sich eines äußerst reichhaltigen Sortiments zeitgemäßer Holzprodukte. Technisch getrocknetes, schichtver-

Projekttafelauf mehrgeschoßiger Holzbauten										
Projekt-Merkblatt intern und extern										
- Diese Merkblatt soll dazu beitragen, dass die Planung von Mehrfamilienhäusern möglichst reibungslos und koordiniert abgewickelt werden kann. Im Folgenden ist der Idealbaufah dargestellt. Je nach Projekt kann es sinnvoll sein, davon abzuweichen.										
Bauherr	Architekt	Bauleiter	BS-Ingenieur	Holzbauingenieur	Massivbauingenieur	Elektro-Planer	HLK-Planer	Prüfingenieur	Bauphysiker	Holzbauer
Legende:										
■ Verantwortlich										
○ Beratung/Unterstützung/Information										
Dokument										
LP 1/2: Vorbereitung + Planung										
■										
Projektstudie (Grundrisse / Ansichten / Schnitt)										
Projektpläne										
■										
Kontaktaufnahme mit Holzbaufah: Tel. / Mail / Schriftlich										
○				■						
Grundsatzabklärungen:										
· Holzbau sinnvoll/ nicht sinnvoll bzw. möglich/ unmöglich										
· Kriterien: Normen, Vorschriften, Kosten, Nutzung, ...										
· Schallschutz - Lärmschutz										
· Erdbebengefährdung (Baugrund, Zone, Bauwerksklasse)										
				■						
Besichtigen Referenzobjekte / Kommunikation der Möglichkeiten										
■										
Entscheid: Objekt in Holz bauen										
○	■	○	○	○	○	○	○			
Submission und Vergabe Fachplaner										
Vertrag										
○	○	■	○	○	○	○	○	○		
Kostenschätzung nach DIN 276										
vorläufige Kostenschätzung										
LP 3: Entwurfsplanung										
■										
Entwurfspläne Architekt										
Pläne 1:100										
■	○		○	○	○	○				
Organisation Planungsteam:										
· Meetingzyklus, Datenaustausch, Termine, ...										
■	○		○	○	○	○				
Terminplan										
○	○		■	■						
Toleranzen im Massivbau festlegen										
Betonbau analog DIN 18203-1										
○	○		■	○						
Provisorische Nutzungsvereinbarung Holzbaufah										
prov. Nutzungsvereinbarung										
○		■								
Brandschutzkonzeptpläne / evtl. objektspezifisches Konzept										
prov. Brandschutzkonzept										
○	○		■	○	○	○				
Information der beteiligten Fachplaner zum Holzsystembau										
Details und Merkblätter: HBV, Installationen, ...										
○	○	○	○	○	○	■	■			
Grundkonzept kontrollierte Lüftung und Installationen										
Lüftungskonzepte										
○	○		■	○						
Tragwerkskonzept / Vorstatik / Lastenübergabeplan										
prov. Lastenübergabeplan										
			■	○						
Berücksichtigung d. Anforderungen d. Erdbebensicherheit:										
· Belastungen, Baugrundverhältnisse, Aussteifungskonzept										
prov. Lastenübergabeplan										
			■							
Elementaufbauten / Details										
Details Entwurfsplanung										
			■							
Kostenberechnung Holzbaufah										
Kostenberechnung										
○	■		○							
Konzept und Art der Fassadenbekleidung erarbeiten										
prov. Fassadenkonzept										
■				○	○	○				
Kostenberechnung gesamt										
Kostenberechnung										
○	■									
Bereinigen Architektenpläne (für Genehmigungsplanung)										
Pläne 1:100										
○	■	○	○	○	○	○				
Terminplan Bauablauf erstellen										
Terminplanung										
LP 4: Genehmigungsplanung										
■										
Genehmigungspläne Architekt										
Pläne 1:100										
○	○		■							
Nutzungsvereinbarung bereinigen										
Nutzungsvereinbarung										
○			■							
Tragwerkskonzept / Elementaufbauten / Details										
Details Genehmigungsplanung										
			■	○			○			
Lastübergabeplan für Massivbaufah										
Lastübergabeplan										
■	■									
Definitive Brandschutzkonzeptpläne										
Brandschutzbericht										

Abb. 3: Die richtige bauliche Verwendung des Baustoffs Holz bedarf eines intensiveren Planungsablaufs als er im Massivbau üblich ist. Hier wird dieser Ablauf am Beispiel der Planung eines mehrgeschoßigen Mehrfamilienhauses dargestellt.

klebtes Vollholz findet seinen Einsatz bei Außenwand-, Decken- und Dachkonstruktionen im Ein- und Mehrfamilienhausbau; Brettschichtholz in allen Dimensionen wird für Unterzüge und Stützen, aber auch bei weitgespannten Konstruktionen im Hallen- oder Objektbau eingesetzt; als Fachwerkträger lassen sich Spannweiten von einhundert Meter und mehr erzielen; neuartige Baustoffe wie Brettspertholz (großflächig kreuzweise verklebte Brettlamellen) bieten sich als weitere Variante an, um als großformatige, vorgefertigte Wand-, Dach- und Deckenelemente im mehrgeschoßigen Holzbaufah bis zur Hochhausgrenze

oder darüber hinaus eingesetzt zu werden. Als Abrundung dieser konstruktiven Produktvielfalt bieten Furnierschichtthölzer aus Nadel- oder Laubholz bisher ungeahnte Einsatzmöglichkeiten für Unterzüge, Stützen, Fachwerkträger und vieles mehr.

Zunehmend werden die Holzbaustoffe auch mit anderen Baustoffen kombiniert. Als Deckenkonstruktionen – insbesondere im mehrgeschoßigen Holzbaufah – werden großflächige Holz-Beton-Verbunddecken eingesetzt. Dieser Deckentyp bildet ein äußerst wirtschaftliches

System, welches die Vorteile des Massivbaus im Hinblick auf den Schall- und Brandschutz sowie die Vorteile des Holzbaus im Hinblick auf geringes Gewicht, hochwertige Oberflächen und gutes Raumklima vereint. Aus statischer Sicht teilen sich das Holz und der Beton die Arbeit je zur Hälfte auf.

3 Holz-Beton-Verbunddecken haben statische und bauphysikalische Vorteile von hohem Realwert

Ein besonderes Augenmerk soll hier auf bewährte Konstruktionsprinzipien und Bauteilaufbauten gelegt werden. Insbesondere die Frage nach dem richtigen Deckenaufbau beschäftigt die planenden Holzbauingenieure und Architekten immer wieder aufs Neue. Prinzipiell gibt es keinen richtigen und einzigartigen Deckenaufbau (Abb. 4), wie es sich vergleichsweise im Massivbau mit einer Stahlbetondecke verhält.

Die in Abb. 4 dargestellten Bauteile erfüllen die gleichen Anforderungen im Hinblick auf die Statik (Spannweite sechs Meter), den Schallschutz (Trittschalldämmwert $L_n, w \leq 46\text{dB}$) und den Brandschutz (Feuerwiderstandsdauer R60). Auffallend an dieser Gegenüberstellung ist die Gesamtbauteilhöhe. Die Holz-Beton-Verbunddecke (Abb. 4 links) sticht an dieser Stelle mit dem geringsten statischen Querschnitt hervor und soll aus diesem Grunde nachfolgend intensiviert betrachtet werden. Unser Ingenieurbüro setzt seit mehr als zwanzig Jahren äußerst erfolgreich Holz-Beton-Verbunddecken im mehrgeschossigen Holzbau ein. Aufgrund folgender Vorteile haben sich diese Decken sehr bewährt, und sie haben sich für mehrgeschossige Holzhäuser als äußerst effizient und vorteilhaft erwiesen.

Die Vorteile von Holz-Beton-Verbunddecken sehen folgendermaßen aus:

■ **Geringe Konstruktionsstärke:** Aufgrund des schlanken Deckenaufbaus wird Bauvolumen eingespart oder die lichte Raumhöhe erhöht.

■ **Hohe Steifigkeit:** Holz-Beton-Verbunddecken (HBV) weisen ein ausgesprochen gutes Schwingungsverhalten auf. Eine groß angelegte Studie mit Feldversuchen hat gezeigt, dass HBV-Decken mit Eigenfrequenzen von 5 bis 5,5 Hz aufgrund ihrer hohen Masse ausreichend dynamisch bemessen und unanfällig gegenüber Schwingungsanregungen sind.

■ **Starre und einfache Scheibenausbildung:** Der Überbeton der HBV-Decken ermöglicht die Ausbildung einer sehr steifen Decken-/Dachscheibe analog zum Massivbau. Einerseits können die anzuschließenden Kräfte sauber in die aussteifenden Wandscheiben transportiert werden, andererseits sind die auszubildenden Anschlüsse einfach und kostengünstig herzustellen. Ferner bietet der Überbeton auch im Hinblick auf den Schallschutz und die Scheibenausbildung über verschiedene Nutzeinheiten hinweg einen sehr großen Vorteil im Vergleich mit konventionellen Holz-/Vollholzdecken.

■ **Integrierung von Haustechnikinstallationen:** Der Überbeton bietet die Möglichkeit, Elektro- und/oder Wasserleitungen nach intensiver Planung im Beton zu integrieren. Die Baupraxis zeigt, dass dies immer weniger getan wird, aber im Hinblick auf Deckenaufbauhöhen besteht hier vor allem auch unter Einbeziehung des Schall- und Brandschutzes eine gute Möglichkeit des Leitungsverzugs im tragenden Bauteil.

■ **Einfache Toleranzaufnahme:** Das Einbringen des Überbetons erfolgt vielfach erst auf der Baustelle. Aufgrund dieser Tatsache sind vor allem im Hinblick auf die Nahtstelle zum Massivbau (zum Beispiel Treppenhaus) bauliche Toleranzen gut aufnehmbar.

■ **Schallschutz:** Aufgrund der hohen Masse des Betons werden hervorragende Schallschutzeigenschaften des Deckenaufbaus erzielt. Vor allem im Bereich der tiefen Frequenzen unter 100 Hz konnten anhand vieler Schallschutzmessungen hervorragende Ergebnisse bestätigt werden, die einen Vergleich mit bekannten Stahlbetondecken jederzeit bestehen können.

■ **Brandschutz:** Neben der Heißbemessung und der Erfüllung des Grenzzustandes der Tragsicherheit erfüllt die HBV-Decke aufgrund ih-

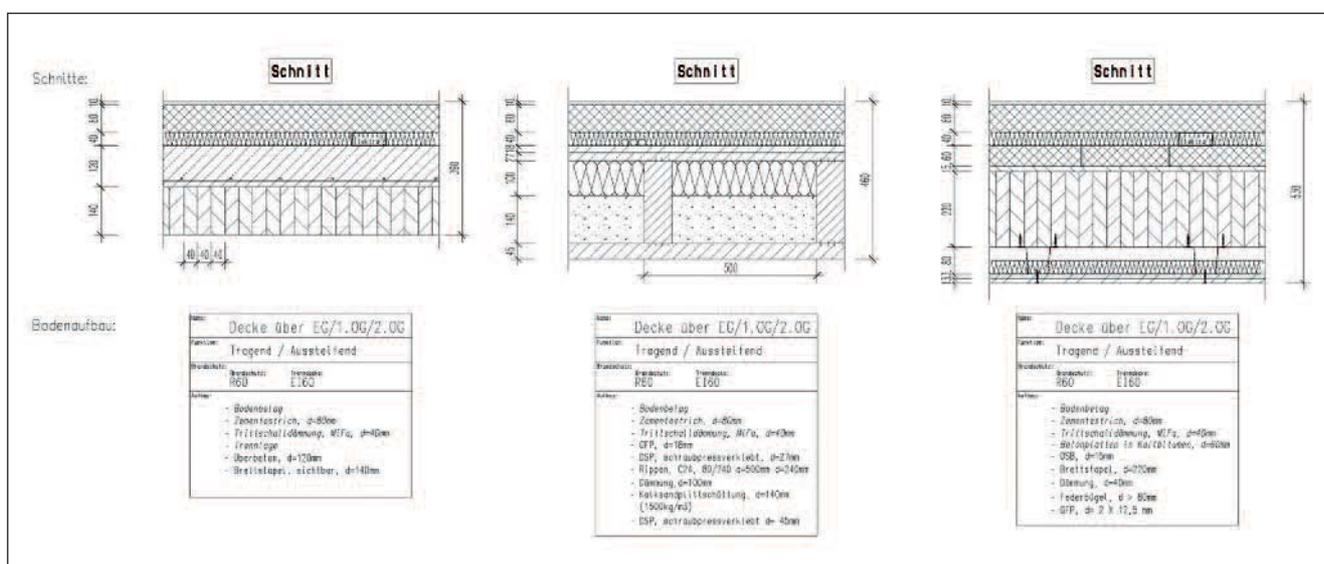


Abb. 4: Gängige Deckenaufbauten im Holzbau: links eine Holz-Beton-Verbunddecke, in der Mitte eine konventionelle Balkenlage als Hohlkasten-decke mit einer Verklebung der ober-/unterseitigen Holzwerkstoffplatte und rechts eine Vollholzdecke (BSH, Bresta oder Brettsperholz)

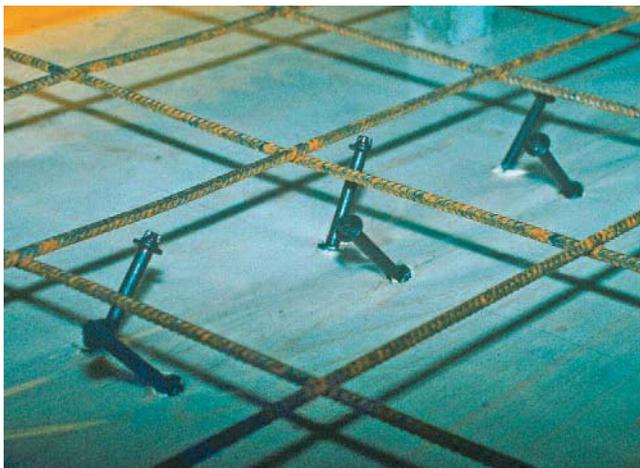


Foto: SFS Intec GmbH, Oberursel/RS

Abb. 5: Voraussetzung für die statische Bemessung von Holz-Beton-Verbunddecken nach dem bewährten Gamma-Verfahren (Anhang B in EC 5) ist eine annähernd gleichmäßige Verteilung der Verbindungsmittel. Dieses Verfahren eignet sich hervorragend zur Herstellung des Verbundes zum Beispiel, wie hier, mit flächig eingedrehten Schrauben.

res flächigen Betonspiegels hervorragend die Anforderungen an die Rauchdichtheit (E-Kriterium) und den Temperaturüberschlag (I-Kriterium). Der mineralische Baustoff Beton spielt an dieser Stelle seine Vorteile voll und ganz aus.

4 Die statische Bemessung von Holz-Beton-Verbunddecken kann nach verschiedenen Modellen erfolgen

Die statische Bemessung von Holz-Beton-Verbunddecken kann nach verschiedenen statischen Modellen erfolgen. In Abhängigkeit von dem

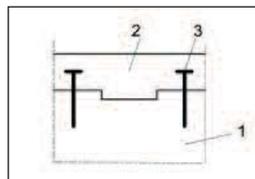


Abb. 6: Punktuelle Schubverbindungen in Form von Kerfen haben sich für die Verbindung von Holz und Beton sehr bewährt (1 = Holz, 2 = Beton, 3 = Verbindungsmittel)

Aus: EC 5, Teil 1, Abbildung 1.1

gewählten Verbundmittel muss das jeweils sinnvolle Modell gewählt werden. Der Eurocode 5 bietet im Anhang B mit dem Gamma-Verfahren (γ -Verfahren) ein seit vielen Jahren bewährtes und bekanntes Bemessungsverfahren für nachgiebig miteinander verbundene Biegestäbe. Die Voraussetzung für den Einsatz dieses Verfahrens ist eine annähernd gleichmäßige Verteilung der Verbindungsmittel. Dieses Verfahren eignet sich hervorragend zur Herstellung des Verbundes zum Beispiel mit flächig eingedrehten Schrauben (Abb. 5).

In der Praxis hat sich der Einsatz von punktuellen Schubverbindungen in Form von Kerfen oder Flachstahlschlössern bewährt. Vor allem die Kerfen lassen sich handwerklich sehr einfach herstellen und sind im Eurocode 5, Teil 1 in Abbildung 1.1 als probates Verbindungsmittel normativ dargestellt (Abb. 6).

Zur Ermittlung der im Verbundsystem wirkenden Kräfte wird ein einfaches Stabwerksmodell in einem gängigen EDV-Programm erstellt. In Abhängigkeit von den Verbindungsmitteln in Form von Kerfen oder Flachstahlwinkeln wird das statische Modell mit den vorhandenen Schubübertragungspunkten eins zu eins im Stabwerksprogramm simuliert, und dann werden die hieraus resultierenden, bekannten Schnittkräfte in Form der Biegemomente, der Querkräfte und der Normalkräfte ermittelt (Abb. 7).

Das Verschiebungsmodell der Kerfen bei vollflächig eingesetzten Brettstapel-/BSH-/Brettsperrholzdecken liegt bei circa 300 bis 1.200 kN/mm bei einem Meter Deckenbreite. Durch Eingabe dieser Ver-

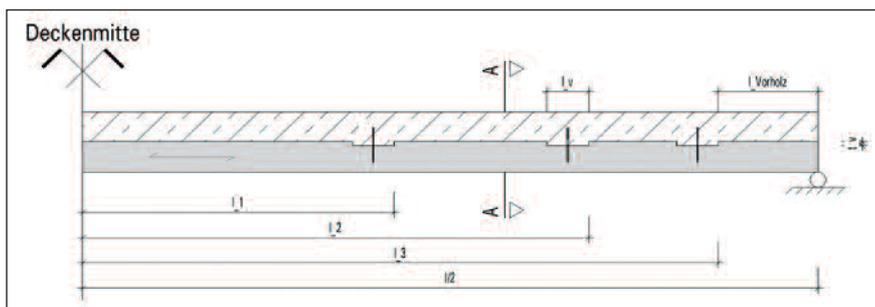


Abb. 7: Mögliche Kerfenanordnung

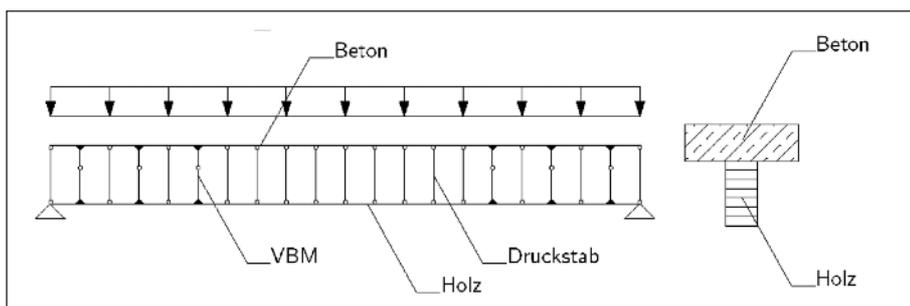
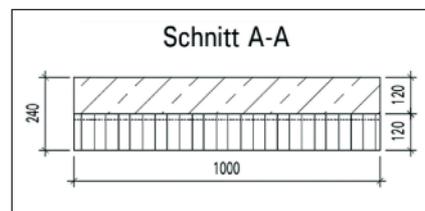
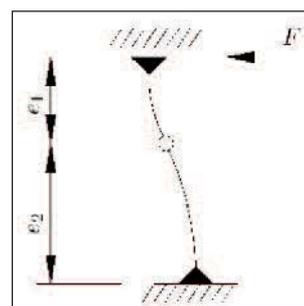


Abb. 8: Stabwerksmodell für die Schnittkraftermittlung



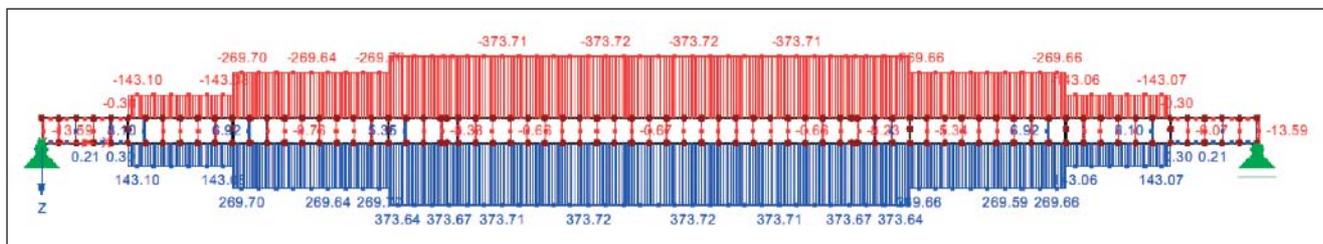


Abb. 9: Normalkräfte (Zug/Druck)

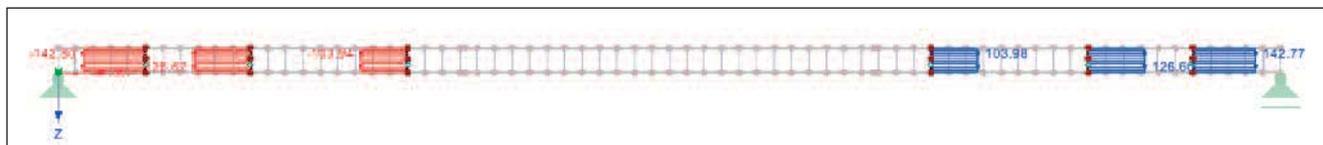


Abb. 10: Querkräfte der Kerfen

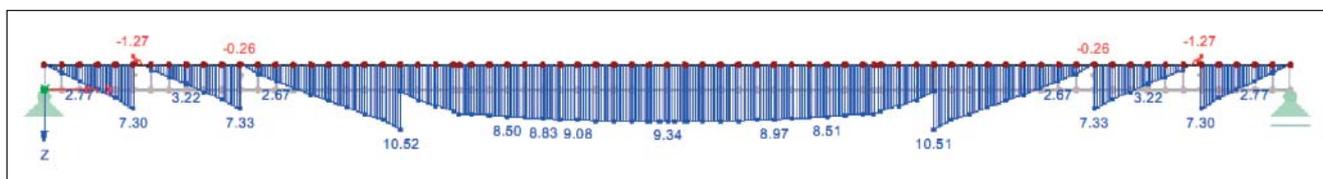


Abb. 11: Biegemomente Beton

schiebung wird die Nachgiebigkeit im Verbund des Gesamtquerschnitts berücksichtigt, sodass gleichermaßen die daraus resultierende Schnittkraftermittlung wie auch die Verformungsberechnung erfolgen können (Abb. 8).

Ausgehend von den ermittelten Schnittkräften können die Bemessungen der beiden Baustoffe im Grenzzustand der Tragfähigkeit nach DIN EN 1992 und DIN EN 1995 durchgeführt werden (Abb. 9, Abb. 10, Abb. 11).

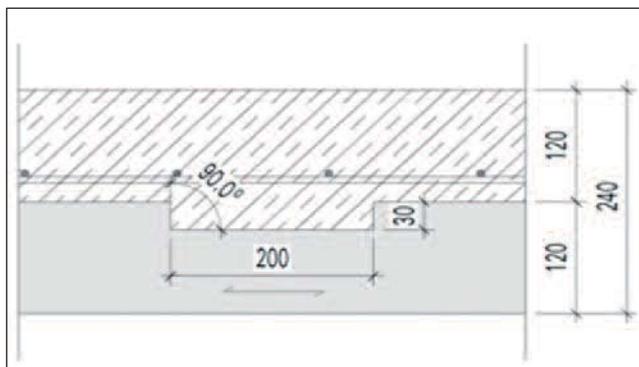


Abb. 12: Kerfenausbildung als CAD-Zeichnung und als Ausführungsbeispiel

Idealerweise werden die einzelnen Kerfen im Stabwerk so angeordnet, dass die auftretenden Querkräfte in allen Kerfen in etwa gleich groß sind.

Zur Bemessung der Kerfen sowie der Kerfentragfähigkeit bieten sich verschiedene Möglichkeiten an. Der Baustoff Holz muss auf das Abscheren des Vorholzes sowie auf den Längsdruck/Flankendruck in den Kerfen nachgewiesen werden. Entsprechende Nachweise für den Grenzzustand der Tragsicherheit finden sich im Eurocode 5 wieder (Abb. 12).

Zum Nachweis des Baustoff Betons im Kerfenbereich bieten sich derzeit verschiedene Möglichkeiten an. Ein durchgängiges, allgemeingültiges Verfahren hat sich in der Praxis noch nicht durchgesetzt. Drei mögliche Berechnungsmodelle sollen deshalb in den Abb. 13 und Abb. 14 sowie in Abb. 15 kurz vorgestellt werden. Die beiden ersten (Abb. 13, Abb. 14) entstammen einer Arbeit, die Dr. Birgit Christiane Michelfelder 2006 den Professoren Dr.-Ing. Ulrike Kuhlmann, Dr.-Ing. Hans Joachim Blaß und Dr.-Ing. Rolf Eligehausen an der damaligen Fakultät für Bau- und Umweltingenieurwissenschaften der Universität Stuttgart zur Erlangung der Würde eines Doktors der Ingenieurwissenschaften (Dr.-Ing.) über das Trag- und Verformungsverhalten von Kerfen bei Brettstapel-Beton-Verbunddecken vorgelegt hatte. Die dritte Berechnungsmethode Abb. 15 entspricht dem Querkraftnachweis nach DIN EN 1992-1-1, Abs. 6.2.2. Abb. 15 und Abb. 16 zeigt einen Riss am Versuchskörper.

Abb. 17 schließlich stellt die Schubkraftübertragung in Fugen entsprechend dem Querkraft-Nachweis nach DIN EN 1992-1-1, Abs. 6.2.5 dar,

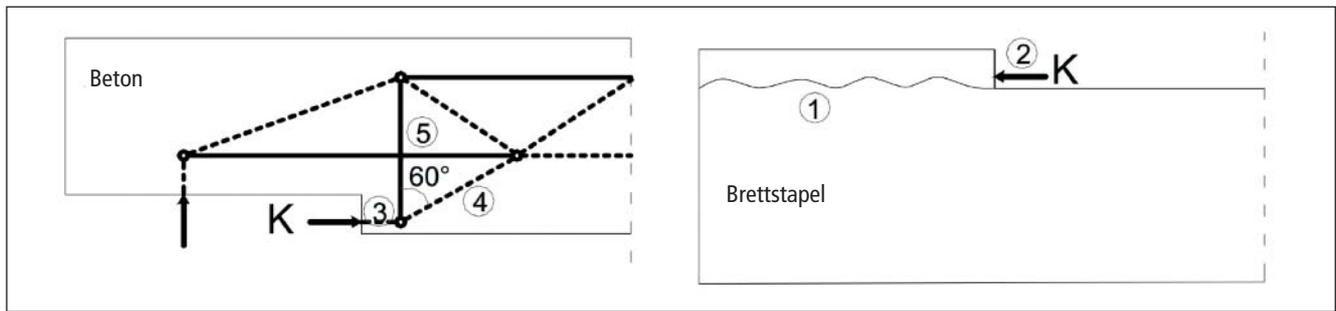


Abb. 13: Maßgebende Stellen zur Berechnung der Tragfähigkeit von Kernen – Aus: Dissertation B.C. Michelfelder, 2006, Bild 2.67

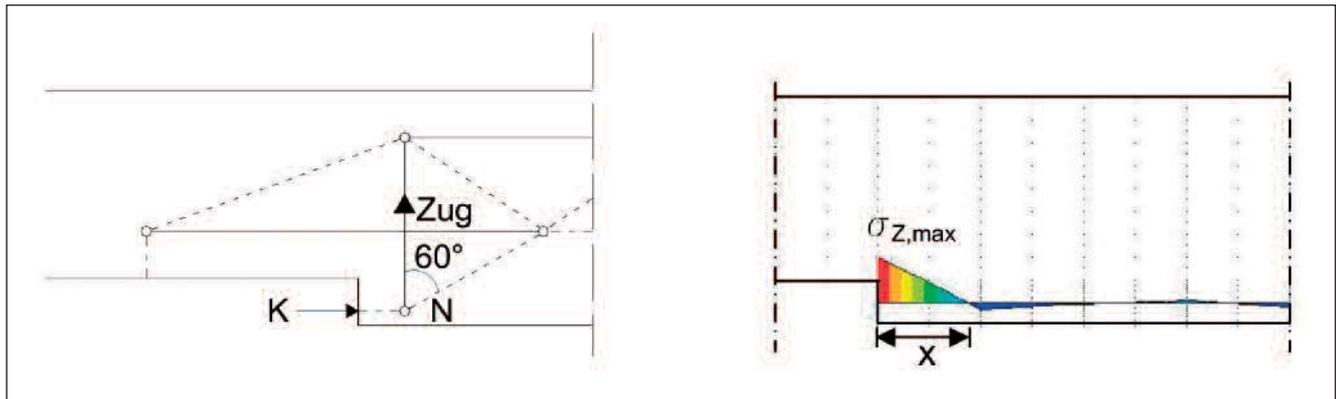


Abb. 14: Zugkraft im Beton: links: Zugstrebe im mechanischen Modell, rechts: Zugspannung im numerischen Modell
Aus: Dissertation B.C. Michelfelder, 2006, Bild 2.70

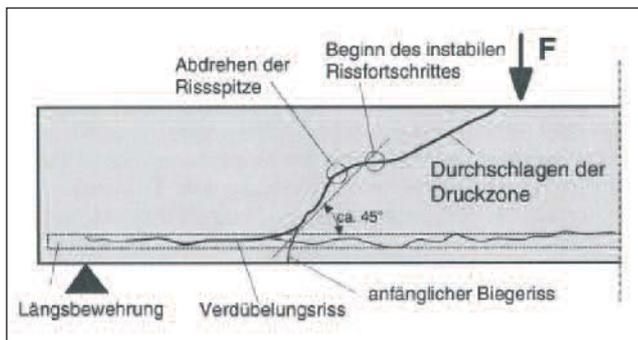


Abb. 15: Querkrachnachweis nach DIN EN 1992-1-1, Abs. 6.2.2: Rissbildung infolge Querkrachversagens



Abb. 16: Querkrachtriss am Versuchskörper

während **Abb. 18** die Übertragung des normativen Modells aus **Abb. 17** auf die HBV-Decke visualisiert.

In den zurückliegenden Jahren konnte in den erwähnten Normenwerken der Eurocodes 2 und 5 wenig bis nichts zum Verbundtragverhalten von Holz-Beton-Verbunddecken nachgelesen werden. Dies wird sich zukünftig mit der Überarbeitung der neuen Normengeneration mit der Zielsetzung bis zum Jahre 2022 ändern.

Die bisher noch nicht gesetzlich bindende entsprechende *Technical Specification** wird die bauliche und konstruktive Durchbildung von

* *Technical Specification – Eurocode 5: Design of Timber Structures – Structural Design of timber-concrete composite structures – common rules and rules for buildings, 2018* (A. Dias, M. Fragiaco, R. Harris, P. Kulík, V. Rajčić und J. Schänzlin)

Holz-Beton-Verbunddecken zukünftig normativ regeln und als wichtige Grundlage der Bemessung solcher Systeme dienen. In dieser Norm ist die Bemessung der dargestellten Kerbe erstmals normativ geregelt, sodass es zukünftig eine einheitliche Vorgehensweise zur Bemessung der Kerventragfähigkeit gibt. Gemäß der Gleichung 10.6 der *Technical Specification* bemisst sich die Tragfähigkeit wie folgt:

$$F_{Rd} = \min \begin{cases} f_{v,c,d} \times b_n \times l_n & \text{Abscheren der Betonnocke} \\ f_{c,d} \times b_n \times h_n & \text{Druckversagen Beton} \\ f_{v,d} \times b_n \times \min(l_v; l_s; 8 \times h_n) & \text{Scherversagen Vorholz} \\ f_{c,o,d} \times b_n \times l_n & \text{Druckversagen Holz} \end{cases}$$

Der Mindestwert der Kerventragfähigkeit ergibt sich aus dem Abscheren des Betons, aus der Druckfestigkeit des Betons an der Kervenflanke, aus dem Abscheren des Holzes (Vorholz) oder aus der Druckfestigkeit

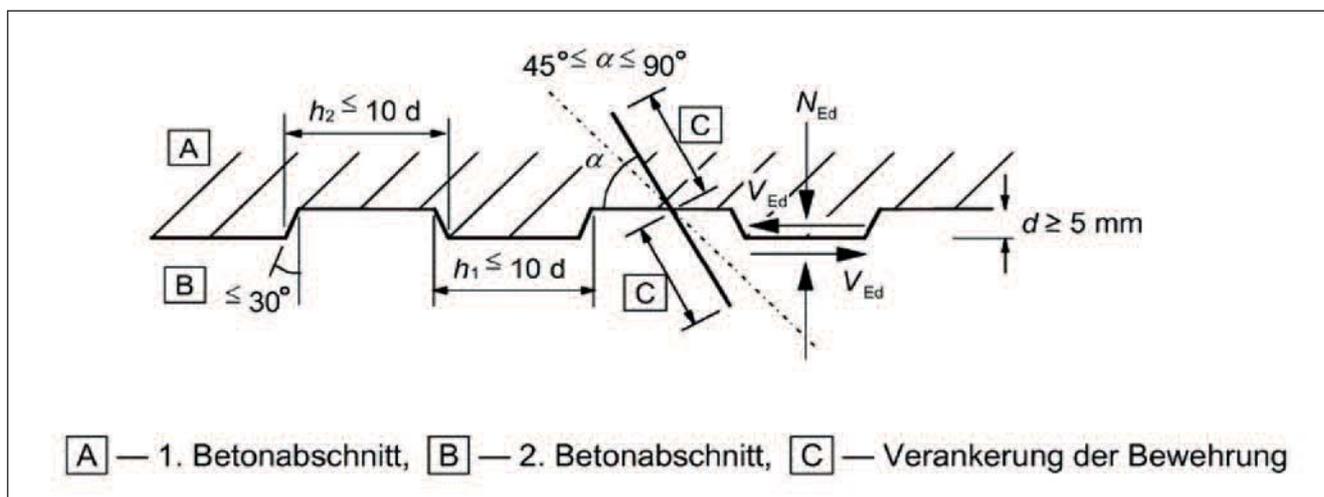


Abb. 17: Querkraft-Nachweis nach DIN EN 1992-1-1, Abs. 6.2.5

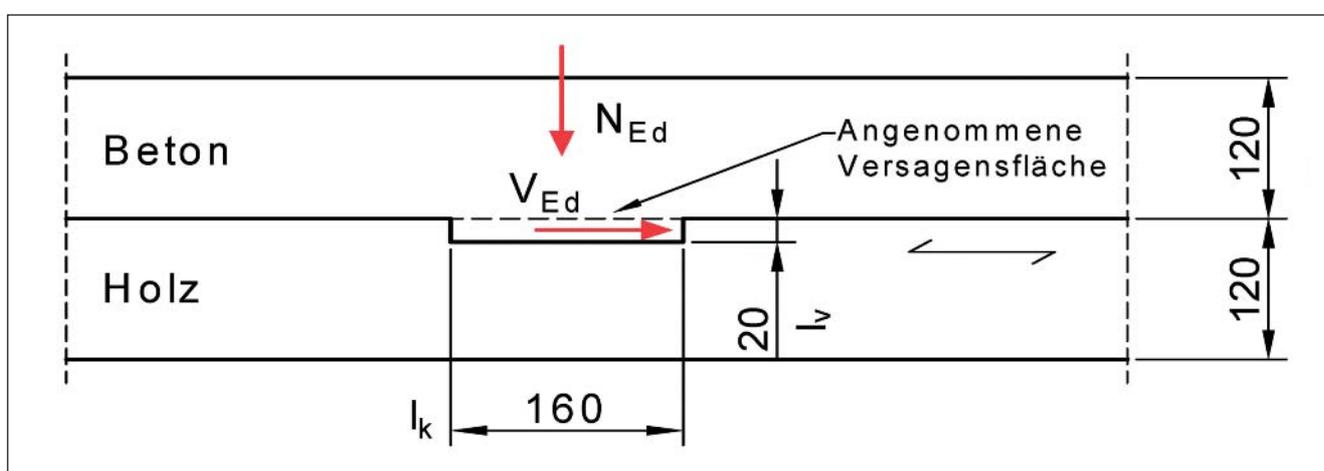


Abb. 18: Übertragung des normativen Modells aus Abb. 17 auf die Holz-Verbund-Decke

des Holzes im Bereich der Kervenflanke. Die Kerventragfähigkeit kann durch den Einsatz von höherfesten Beton und/oder höherfesten Hölzern (zum Beispiel BauBuche) entscheidend beeinflusst werden. Es liegt am Tragwerksplaner selbst, hierfür die richtigen Stellschrauben zu wählen.

Mit der Einführung dieser Berechnungsvorgaben könnte ein leidiges Kapitel der Holzbauplanung endlich ad acta gelegt werden. Denn sehr viele Prüfsingenieure haben sich – aus welchen Gründen auch immer – in den zurückliegenden Jahren mit dem Thema Holz-Beton-Verbunddecken und deren Detailnachweisführung nur selten anfreunden können.

Diese Verhältnisse haben in der Vergangenheit oft dazu geführt, dass holzbauunkundige Prüfsingenieure

- eine unnötige Zustimmung im Einzelfall (ZiE) verlangten,

- fachlich abwegige Rückfragen stellten („Trägt das Holz eigentlich auch?“),
- brachiale Bewehrungen verlangten (zum Beispiel zweilagige Bewehrungsebene oben/unten, Rückverankerungen und vieles mehr) oder
- unsinnige Verschraubungen und
- völlig übertriebene Kervenanzahlen

vorsehen wollten.

Wir planen seit mehr als zwanzig Jahren äußerst erfolgreich Holz-Beton-Verbunddecken mit den dargestellten Vorgehensmethoden in allen denkbaren Varianten. Weit über 400.000 Quadratmeter Decke wurden auf diese Art und Weise bereits realisiert – ohne auch nur einen einzigen Schaden in Form von Tragfähigkeitsverlusten oder erhöhten Verformungen aufzeigen zu können.

Bauen in wenig tragfähigem Untergrund am Beispiel des Ausbaus einer Industriefläche in das „Mühlenberger Loch“ Ein kühner Sondervorschlag mit GEC-Säulen zeitigte enorme technische, zeitliche und materielle Vorteile

Als Erweiterung des Industriegeländes für den Bau des Airbus A 380 in Hamburg-Finkenwerder sollte Anfang der 2000er Jahre auf einer Fläche von 150 Hektar aus seichtem Elbeschlack industriefähig tragfähiges Neuland gewonnen werden. Dabei erwies sich der sehr weiche, leichte Untergrund als schwerwiegendes technisches Problem, das eigentlich mit einer 40 Meter tiefen Spundwand gelöst werden sollte. Sie sollte die Stabilität des Umschließungsdeiches gewährleisten. Leider erwies sich diese Lösung als sehr zeitaufwendig, sehr laut und als technisch außerordentlich kompliziert. Die Rettung waren 60.000 geokunststoffummantelte tragende Sandsäulen (GEC), die als Gründung des Deiches in kurzer Zeit im Schlack verpflanzt wurden. Diese Sandsäulen waren damals noch eine – im Kleinen zwar schon durchaus erprobte – Novität, sie bestand aber hier erst ihre evidente Nagelprobe. Die GEC-Säulenlösung wurde seinerzeit in Fachkreisen weltweit mit Staunen und Bewunderung registriert, weil sie enorme Einsparungen brachte, nämlich: Verzicht auf 35.000 Tonnen Spundwände, Einsparung von 1,1 Millionen Kubikmeter Sandanfüllung und acht Millionen Liter Treibstoffverbrauch, dazu mehr als ein Jahr Bauzeitverkürzung und fünfzehn Hektar zusätzliche Landgewinnung. Wie diese gewaltige technische Aufgabe damals unter erheblichem technischem und unternehmerischem Risiko von der mittelständischen Hamburger Firma Josef Möbius Bau-AG überaus erfolgreich gemeistert werden konnte und was in der Zwischenzeit bis heute aus ihren GEC-Säulen geworden ist, das wird im folgenden Beitrag eindrucksvoll beschrieben.



Dipl.-Ing. Holger Reuß

studierte Bauingenieurwesen an der technischen Universität Braunschweig und arbeitete während und nach seinem Studium in verschiedenen Ingenieurgesellschaften als Projektingenieur, und zwar in den Bereichen Umwelttechnik, Abfallwirtschaft, Baustoffkunde und Geotechnik; 2011 wechselte er zur Werner Möbius Engineering GmbH (Hamburg), wo er 2013 zum Mitgeschäftsführer ernannt wurde; seit dem 1. Januar 2018 ist er Geschäftsführender Gesellschafter der Möbius Ingenieurgesellschaft mbH.

1 Einführung

In den fünfziger, sechziger und siebziger Jahren wurde bei wenig tragfähigem Untergrund im Wesentlichen mit Vollbodenaustausch gearbeitet. Der Boden wurde mit Tieflöffel oder Seilbagger ausgekoffert und durch tragfähigen Boden ersetzt. Ab den sechziger Jahren wurden sowohl die Auskoffierung als auch die Verfüllung mit Sand auch im Spülverfahren ausgeführt. Dies war erst möglich durch die Entwicklung von über Land transportablen Schwimmbaggern.

In der damaligen Hamburger Firma Josef Möbius Bau-AG (seit 2014: Strabag Wasserbau GmbH) kam in den neunziger Jahren durch Dipl.-Ing. Josef Möbius die Idee auf, Sandsäulen, die ja auch schon früher zur Bodenverbesserung genutzt worden waren, mit einem Geotextil zu ummanteln. Seine Firma hatte damals im Erdbau viele innovative und technisch wegweisende Verfahren entwickelt, patentieren lassen und zum Stand der Technik erhoben. Die textilummantelte Säule wurde später als GEC-Säule (*geotextile encased columns*) weltweit bekannt.

2 Innovation textilummantelte Säulen

Die geotextilen Säulen kamen erstmals im Jahr 1996 in einem Nebenangebot zur Verbreiterung der Hafenbahn Waltershof im westlichen Teil des Hamburger Hafens zum Einsatz (**Abb. 1**). Die Sandsäulen hatten hier einen Durchmesser von 1,5 Meter. Dafür wurde ein offenes Rohr bis auf den tragfähigen Untergrund eingerüttelt, ausgekoffert und ein Geotextilsack eingehängt, der dann mit Sand gefüllt wurde. Beim Ziehen des Rohres entstand eine intensive Verdichtung des Sandes, und die Ringzugkräfte im Geotextil wurden aktiviert. Die Baumaßnahme wurde durch horizontale und vertikale Inklinometermessungen begleitet (**Abb. 2**). Diese Messungen dienten dazu, die Auslenkung im Kopfbereich und in der Achse der Säulen festzustellen. Die



Abb. 1: 1996 wurden die geotextilen Säulen der Firma Josef Möbius erstmals für die Verbreiterung dieser Hafenbahn in Hamburg eingesetzt – damals bewiesen sie ihre Praxistauglichkeit.

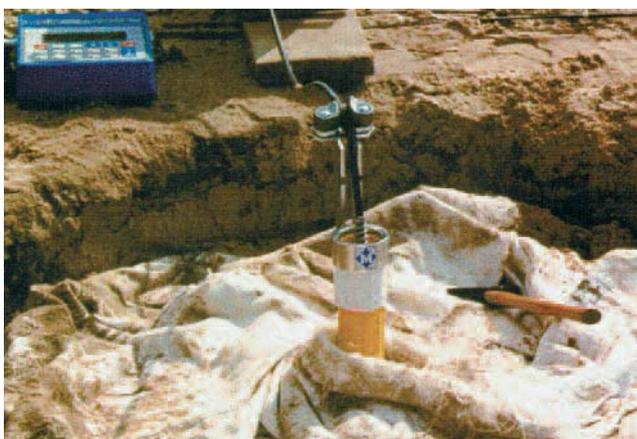
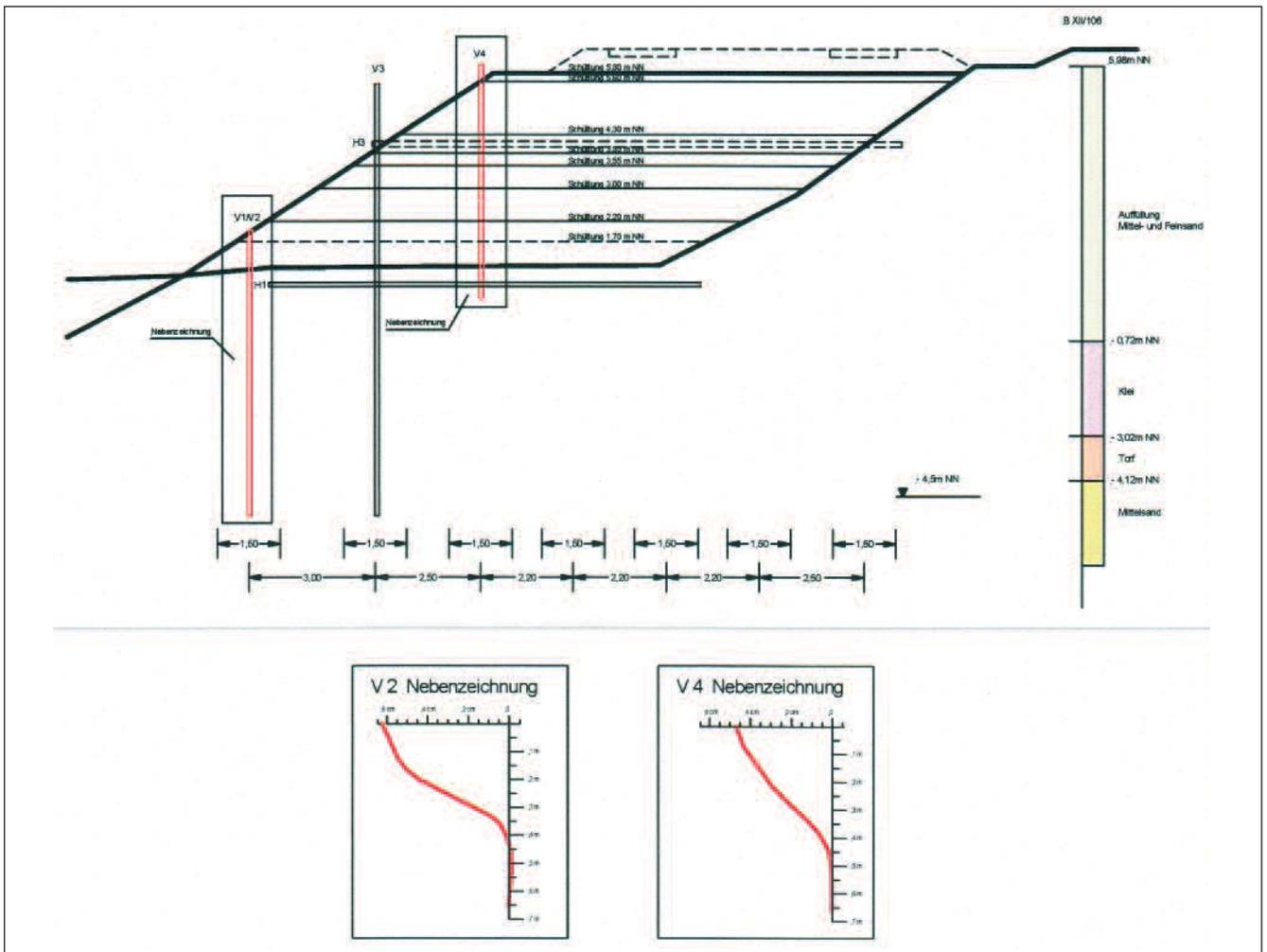


Abb. 2: Um Auslenkungen im Kopf und in der Achse der Säulen festzustellen, wurden horizontale und vertikale Inklinometermessungen durchgeführt, hier im Bild der Vert-Inklinometer in der Achse einer Sandsäule

Messungen wurden mit Unterstützung des Ingenieurbüros von Prof. Dr.-Ing. Hans Georg Kempfert durchgeführt, der damals an der Technischen Universität Hamburg-Harburg Geotechnik lehrte. Hierbei stellte sich heraus, dass im anzunehmenden Belastungsfall – Bahnverkehr mit schweren Containerzügen – eine horizontale Auslenkung von nur wenigen Zentimetern am Kopf der Säule eintrat, was eine durchaus vertretbare Größe war. Damit hatte sich diese neue Bauweise mit geo-

textilummantelten Säulen als Bauverfahren bewährt. Bei späteren Baumaßnahmen wurden die Säulen vorwiegend im Verdrängungsverfahren eingebracht.

3 Enorme technische Herausforderung: Das Großprojekt Mühlenberger Loch für die Produktion des Airbus A 380

Im Jahr 1997 bewarb sich – neben Rostock, Sevilla, Toulouse und St. Nazaire – auch Hamburg um die Endmontage des Airbus A 3XX. Im Jahr 2000 zeichnete sich dann für Hamburg eine große Chance ab: Der Bau des Airbus A 380, des weltweit größten jemals in Serienfertigung produzierten zivilen Verkehrsflugzeugs, sollte in wesentlichen Teilen in Hamburg erfolgen. Voraussetzung dafür war aber die Schaffung von Industrieflächen, die direkt an das vorhandene Werksgelände der *European Aeronautic Defence and Space Company* (EADS, der späteren Airbus-Group) angrenzen.

Die einzige auch nur annähernd realisierbare Möglichkeit, um diese Vorgabe zu erfüllen, war die Erweiterung der bestehenden EADS-Industriefläche um 150 Hektar in das sogenannte Mühlenberger Loch hinein, ein Flussgebiet im Verlauf der Niederelbe unterhalb der ehemaligen Elbinsel Finkenwerder (Abb. 3). Diese Erweiterung war eine große technische Herausforderung. Die Fläche des Mühlenberger Lochs bestand nämlich im Wesentlichen aus Schllick, der in einer



Abb. 3: Um dieses Areal des „Mühlenberger Loches“, eines Flussgebiets im Verlauf der Niederelbe, musste die angrenzende bestehende Industriefläche für die Produktion des Airbus A 330 erweitert werden.

Mächtigkeit von bis zu zwölf Metern über den holozänen, organischen Weichschichten aus Klei, Mudde und Torf liegt, die wiederum von holozänen und pleistozänen Sanden unterlagert werden. Die Scherfestigkeit, der man sich in diesen Bereichen gegenüber sah, war ausgesprochen ungünstig. (undrainierte Scherfestigkeit zum Teil $c_u < 1,0 \text{ kn/m}^2$).

In der Ausschreibung dieses Projekts war nach dem damaligen Stand der Technik (Anfang der 2000er Jahre) eine durch Schrägpfähle rückabgestützte Spundwand von bis zu 40 Meter Tiefe vorgesehen. Dabei wäre aber die Gründung des 3,5 Kilometer langen Umschließungsdeiches (davon 1,2 Kilometer gerammte Hochwasserschutzwand) erst nach einem langen Konsolidierungszeitraum, möglich gewesen. Die Spundwand hätte unter erheblichem Aufwand also voraussichtlich erst 2005 zurückgebaut werden können. Diese Lösung wäre also eine nicht nur sehr teure und zeitlich und technisch sehr aufwendige Lösung gewesen, sie wäre zudem auch mit einer hohen Lärmentwicklung verbunden gewesen.

Das gegenüberliegende Blankeneser Ufer, an dem sich seit jeher die Hamburger Hautevolée angesiedelt hat, wäre sicher nicht beglückt gewesen, wenn sie wegen der Spundwandrammen der Baufirmen keine ruhige Minute mehr gehabt hätten.

4 Eine unternehmerisch und technisch kühne Entscheidung: Das Nebenangebot auf Basis geotextilummantelter Säulen

Technisch und unternehmerisch kam es in der Firma Möbius im Jahr 2000 zu einer kühnen Entscheidung. Ein Nebenangebot auf Basis der geotextilummantelten Säulen sollte erstellt werden. Grundgedanke war, den Randdamm auf den GEC-Säulen zu gründen und damit auf eine rückabgestützte Spundwand völlig zu verzichten. Dazu muss man wissen, dass das Verfahren der GEC-Säule damals bereits patentiert und bei verschiedenen Bahn- und Autobahnbaumaßnahmen bereits erfolgreich angewendet, aber noch nie in einer derartigen Größenordnung eingesetzt worden war.

Nachdem die Fa. Möbius den Einsatz der GEC-Säulen mit Hilfe eines Testfeldes im Segelschiffhafen auch Unterwasser erfolgreich getestet



Abb. 4: In diesem Segelschiffhafen hat die Fa. Möbius den Einsatz der GEC-Säulen auch Unterwasser erfolgreich getestet. Damit konnte der Sondervorschlag eingereicht werden.

hatte (Abb. 4), wurde ein Sondervorschlag eingebracht. Dieser sah vor, den Umschließungsdeich auf 60.000 GEC-Säulen zu gründen.

Die absehbaren Vorteile dieser Vorgehensweise waren enorm. Der Flächenbedarf und die Deckwerksfläche reduzierten sich um 150.000 beziehungsweise um 125.000 Quadratmeter und die benötigten Sandmassen um 1.100.000 Kubikmeter. Außerdem war dieser Vorschlag im Vergleich mit der Ausschreibung ein äußerst geräuscharmes Verfahren, da es bei diesem Verfahren ja nicht nötig war, mit viel Lärmaufwand eine Spundwand einzurammen (Abb. 5).

In den Watt- und Polderbereichen des geplanten Umschließungsdeiches wurden die Säulen in einem 10-%-Raster und im Kernbereich des Deiches in einem 15-%-Raster angeordnet (das heißt: die Säulendraufsichtfläche nimmt fünfzehn Prozent der Kerngründungsdeichfläche in Anspruch).

Eine nicht ummantelte, konventionelle Sandsäule wäre aufgrund der ungenügenden horizontalen Stützung nicht einsetzbar gewesen. Bei der geokunststoffummantelten Säule bestand der Ansatz darin, dass die radiale horizontale Stützung durch die Geokunststoffummantelung im Verbund mit der Stützwirkung der umgebenden Weichschicht sichergestellt wird. Unter Berücksichtigung der unterschiedlichen Baugrundsichten auf der gesamten Deichtrasse wurden aus den verschiedenen Deich- und Baugrundlasten die berechneten Ringzugkräfte in der Geokunststoffummantelung den zulässigen Ringzugkräften der Ummantelung gegenübergestellt.

5 Eine organisatorische Schwierigkeit und ein unternehmerisches Risiko von außerordentlicher Tragweite

Die Firma Möbius war im Jahr 2000 ein mittelständisches Bauunternehmen mit 500 Mitarbeitern und circa 150 Millionen. Euro Umsatz. Die für dieses herausfordernde Projekt erforderlichen Bürgschaften aufzubringen, stellte sie vor große Herausforderungen. Werner Möbius ist damals auch persönlich sehr ins Risiko gegangen und bewies damit einen auch heute noch beeindruckenden unternehmerischen Mut. Selbst die Arbeitsvorbereitung mit der auf die Gegebenheiten anzupassenden Gerätetechnik war – angesichts der fehlenden Erfahrungs-

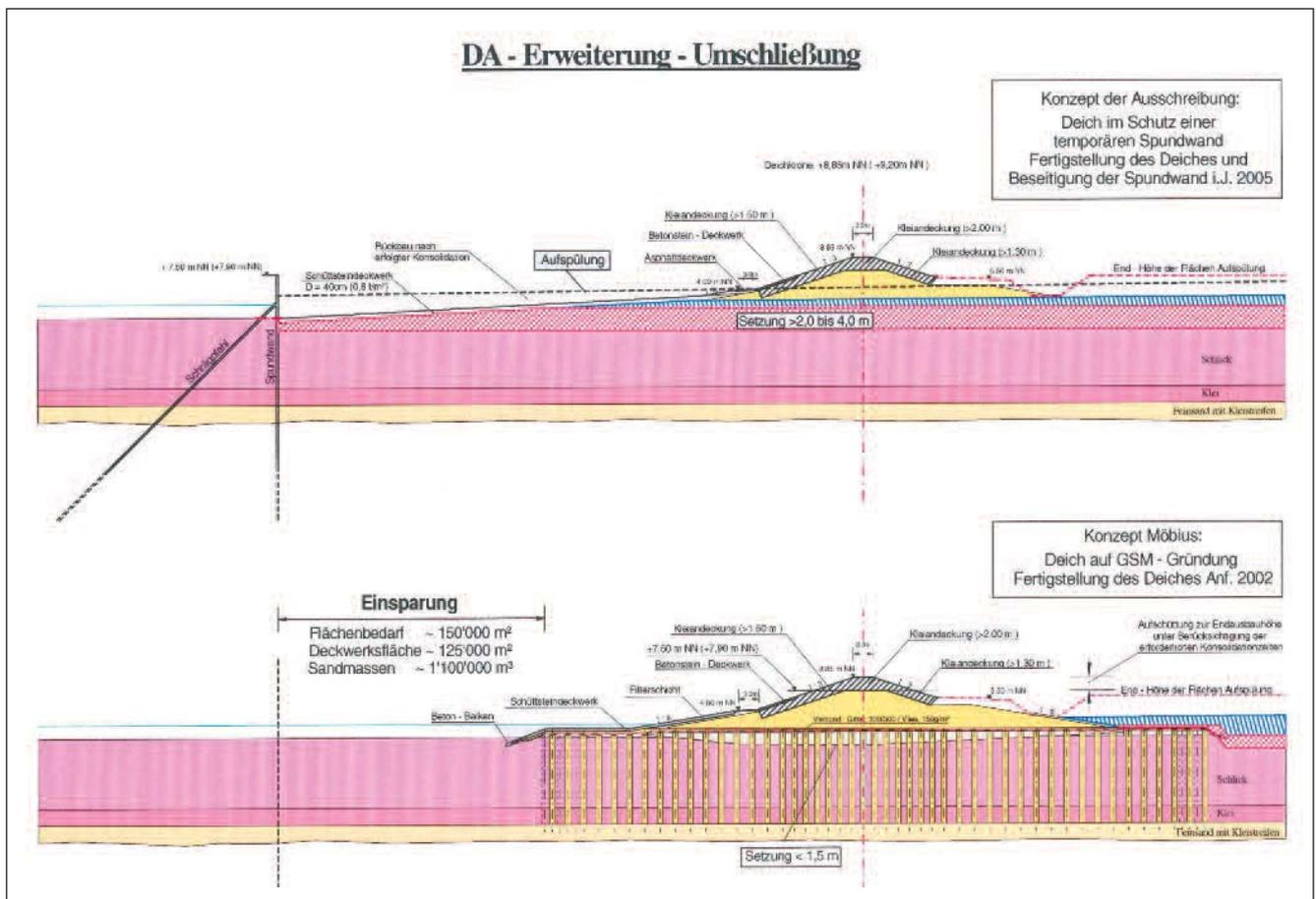


Abb. 5: Die Vorteile des Konzepts Möbius (unten) im Vergleich mit der Ausschreibung waren signifikant.

werte – außergewöhnlich. Um einen reibungslosen Baustart und Bauablauf zu gewährleisten, musste zum Beispiel mit der Beschaffung von über 60.000 rundgewebten Geotextilschläuchen schon vor Auftragserteilung begonnen werden. Das Textilunternehmen Huesker (Gescher) erwarb neue Maschinen, um die geforderten Schläuche nahtlos weben zu können.

Wäre es nicht zur Auftragserteilung gekommen, hätte das in der Firma Möbius zu enormen wirtschaftlichen Problemen geführt. Wäre das Projekt technisch gescheitert, hätte es wohl auch das Ende der Firma Möbius bedeutet.

6 Die Primärsetzungen der geotextilmantelten Säulen bauen sich oft schon während der Bauzeit ab

In der Fachliteratur wird ausgiebig auf die Berechnungsgrundlagen eingegangen. Grundlegend kann man folgende Aussagen treffen: Aus umfangreichen begleitenden Messverfahren sind die Berechnungsgrundlagen entwickelt und ständig ergänzt worden. Ebenso hat sich die optimale Rasteranordnung der Säulen daraus ergeben. Es ist wichtig, dass die geotextilmantelte Säule stabil auf den tragenden Untergrund abgesetzt, beziehungsweise in diesen eingebunden wird. Mit dem Öffnen der hydraulischen Klappen des Verdrängungsröhres und dem gleichzeitigen Ziehen des Rohres werden der eingefüllte Sand verdichtet und die Ringzugkräfte des Geotextils aktiviert. Die Säule kann unmittelbar vertikal und horizontal belastet

werden. Die Primärsetzungen bauen sich meist schon in der Bauzeit ab (Abb. 6).

7 Auftragserteilung und Baufortschritt

Abb. 7 zeigt das Mühlenberger Loch nach erheblichem Baufortschritt. Im Norden ist die Hochwasserschutzwand erkennbar, davor die Sektionsbaufläche. Diese Fläche musste bereits im November 2001 übergeben werden. Die Auftragserteilung erfolgte Anfang 2001, unmittelbar danach wurde ein dreimonatiger Baustopp erlassen. Die Fa. Möbius hat trotzdem die aufwendigen Vorbereitungen durchgeführt, beispielsweise die Bestellung der Geotextilien, die Bereitstellung der Pontons und so weiter.

Die Mäklengeräte agierten von achtzehn schwimmenden Pontoneinheiten aus und waren, mit entsprechenden Auslegern, in der Lage, bis zu fünf Säulenreihen von einer Pontonposition aus zu erstellen (Abb. 8). Die gekoppelten Pontons boten durch ihre Gesamtlänge den Mäklengeräten eine Arbeitslänge von bis zu einhundertzehn Metern. Die Pontons mussten allerdings sehr flach sein und wurden nur bei auflaufendem Wasser manövriert. Bei ablaufendem Wasser mussten sie wieder auf der neuen Arbeitsposition stehen.

Vor dem Säulensetzen mussten umfangreiche geotechnische Drucksondierungen und Bohrungen vorgenommen werden. Dafür standen zwei Pontons zur Verfügung, von denen aus diese Sondierungen durchgeführt wurden. Hierbei stellte sich heraus, dass sich durchaus unterschiedliche Absetztiefen für die Säulen ergaben, da es im Unter-

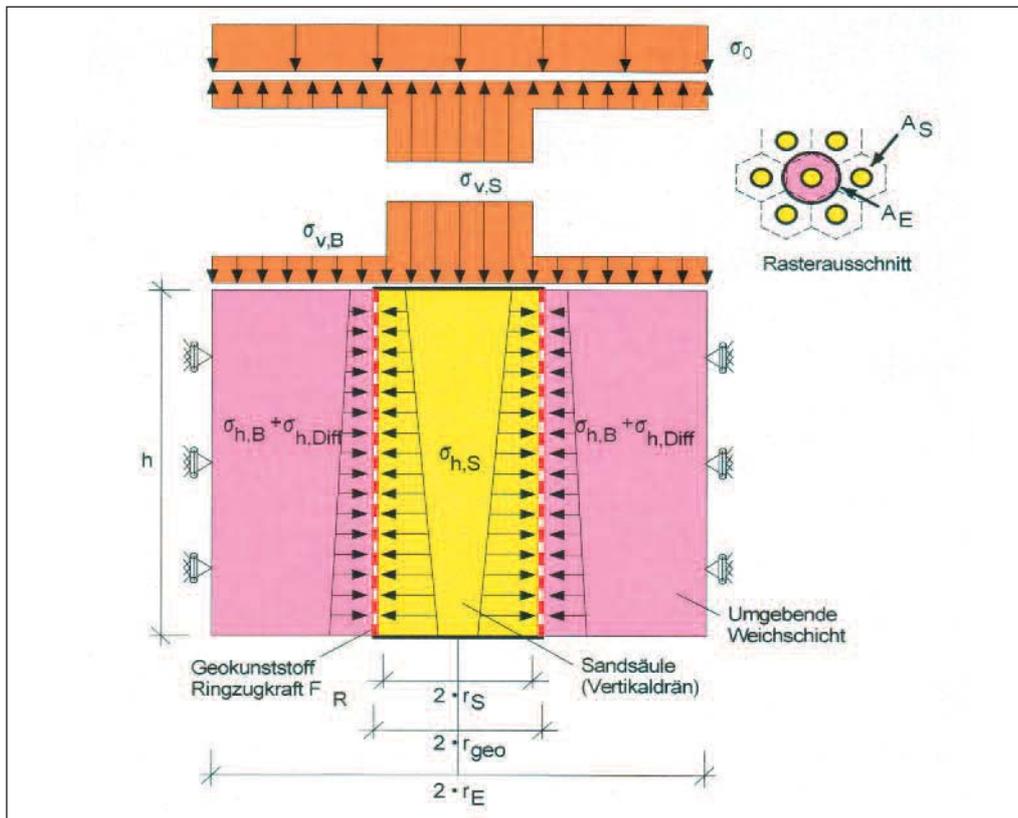


Abb. 6: Die geotextil-ummantelten Säulen können, unmittelbar nachdem sie auf einem stabilen Untergrund abgesetzt worden sind, vertikal und horizontal belastet werden. Die Primärsetzungen bauen sich meist schon in der Bauzeit ab.



Abb. 7: Die entstehende neue Industriefläche im Mühlenberger Loch nach erheblichem Baufortschritt. Im Norden ist die Hochwasserschutzwand erkennbar, davor die Sektionsbaufläche.



Abb. 8: Die Mäklengeräte konnten von den achtzehn schwimmenden Pontoneinheiten aus mit entsprechenden Auslegern bis zu fünf Säulenreihen von einer Pontonposition aus erstellen.

grund Rinnen gab und über die Fläche verteilt auch unterschiedlich hohe Verschlickungsgrade.

Die Ponton-/Gerätemannschaften konnten ursprünglich nur bei Hochwasser zu den Geräteeinheiten gebracht werden. Infolgedessen kam es vor, dass die Mannschaften auch ungewollt auf den Pontons übernachteten. Um diesen Zustand abzustellen, wurden drei Hovercrafts angeschafft (Abb. 9), die in der Lage waren, Mannschaften und Ersatzteile tideunabhängig zu den Arbeitspontons zu bringen.

Nach anfänglichen Schwierigkeiten und nach diversen Optimierungen der Arbeitsabläufe war es dann möglich, bis zu 3.000 Säulen pro Woche herzustellen. Jede Säule benötigte bei zehn Meter Länge und ei-

nem Durchmesser von 0,8 Meter ungefähr fünf Kubikmeter Sand. Um den benötigten Sand bis zu den Pontons zu bringen, wurden bis zu einhundert Leichter und bis zu acht Schubschiffe vorgehalten und bei Tag und Nacht betrieben. Die Leichter hatten eine Tragfähigkeit von bis zu vierhundert Tonnen, konnten aber nur mit maximal zweihundert Tonnen beladen werden, da in manchen Bereichen der Wasserstand bei auflaufendem Wasser nur einen Meter betrug.

Im Mühlenberger Loch kam das Verdrängungsrohr mit von der Fa. Möbius entwickelten hydraulischen Klappen zum Einsatz (Abb. 10). Dieses Rohr wurde durch die Weichschichten in den tragenden Untergrund gerüttelt. Dort öffneten sich die Klappen und das Rohr wurde gleichzeitig unter Rüttelwirkung gezogen. Die GEC-Rohre werden in



Abb. 9: Mit solchen extra angeschafften Hovercrafts wurden die Mannschaften zu den Pontons gebracht und versorgt



Abb. 10: Für die Arbeiten im Mühlenberger Loch wurde ein Verdrängungsrohr mit speziell von der Fa. Möbius entwickelten hydraulischen Klappen verwendet. Dieses Rohr wurde durch die Weichschichten in den tragenden Untergrund gerüttelt, wo sich die Klappen öffneten und gleichzeitig das Rohr unter Rüttelwirkung gezogen wurde.

der Regel mit einer Frequenz von dreißig bis fünfzig Hertz eingerüttelt, wobei der Rüttler mit einem Eigenwicht von circa elf Tonnen zusätzlich auf das Rohr wirkt. Beim Ziehen des Rohres werden Ringzugkräfte in der geotextilen Ummantelung aktiviert. Das Geotextil musste eine Ringzugfestigkeit von 400 kN/m aufweisen. Nach Überflutung der Säulenköpfe durch mehrere Tiden stellte sich heraus, dass sich der Bereich zwischen den Säulen relativ erosionsstabil einstellt (Abb. 11). Auf die Säulenköpfe wurden noch eine Ausgleichsschicht und zur Aufnahme der Lasten und Spreizkräfte Geotextilbahnen quer zum Deichkörper verlegt (comtrac 500N/m, bzw. 1000N/m).

Auf die horizontale Bewehrung wurden im Deichfußbereich Spüldeiche aus Steinmaterial aufgesetzt, die Bestandteil des endgültigen Deckwerkes wurden. Nach Abdeckung des Geotextils mit Sand, erfolgte die Aufspülung des Deichkernes in vorgegebenen Lagenstärken. Der Sand wurde teilweise mit einem Tiefsauger in der Elbe bei Gießensand gewonnen, in Schuten geladen und über einen Schutensauger direkt in die Deichtrasse gespült. Der Deich wurde zunächst auf eine Höhe von drei Meter gebracht und entsprechend mit dem Außendeckwerk gesichert.

Auf einer Länge von ungefähr zweihundertfünfzig Metern erfolgte auf einer Solsicherung aus Sinkstücken der Deichschluss mit einem Damm aus grobem Steinmaterial. Die Oberkante dieses Steinwalles lag zu-



Abb. 11: Nach mehrfacher Überflutung der Säulenköpfe stellte sich heraus, dass sich der Bereich zwischen den Säulen relativ erosionsstabil einstellt.



Abb. 12: Auf die horizontale Bewehrung wurden am Deichfuß Spüldeiche aufgesetzt, die Bestandteil des endgültigen Deckwerkes wurden.

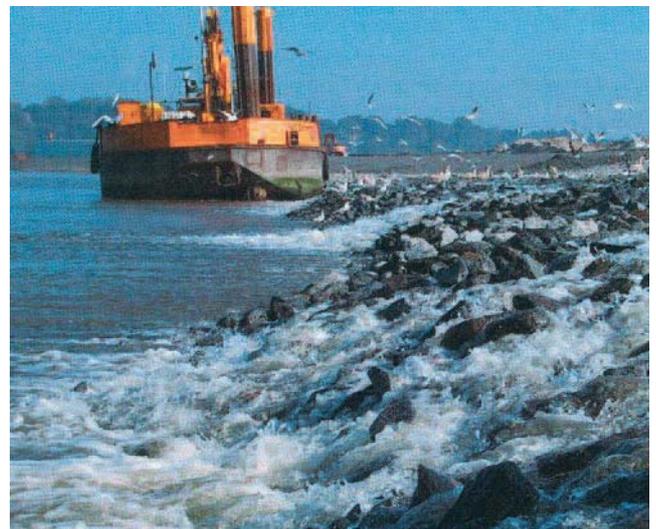


Abb. 13: Der Deichschluss erfolgte auf einer Solsicherung aus Sinkstücken mit einem Damm aus grobem Steinmaterial.



Abb. 14: Die Sektionsbaufläche erforderte einen schnellen Baufortschritt und wurde deshalb mit einem Polderdamm umschlossen, der sich auf 6.000 GEC-Säulen gründete.



Abb. 15: In der Fläche der hier deutlich erkennbaren aufgehöhten Sektionsbaufläche sind die Führungspontons für die Verrieselungsgeräte zu sehen.

nächst auf 2,5 Meter Höhe, damit bei höheren Wasserständen der Überlauf in diesem entsprechend gesicherten Bereich erfolgte (Abb. 12 und Abb. 13).

Da die Sektionsbaufläche (Abb. 14) einen sehr schnellen Baufortschritt erforderte, wurde sie mit Hilfe eines Polderdamms umschlossen, der sich auf weitere sechstausend GEC-Säulen gründete. In der Fläche selbst wurden Geotextilbahnen nach einem in der Fa. Möbius entwickelten Verfahren auf den Schlack gelegt. Auf diese Bahnen wurde in dünnen Lagen Sand aufgebracht. Durch den Einsatz von bis zu drei Vertikaldrainagen pro Quadratmeter und durch eine Erhöhung der Auflast konnten die weiteren Sandmengen im Spülverfahren lagenweise aufgebracht werden. So gelang es, die Fläche bereits im November 2001 auf 6,50 Meter über Normalnull aufzuhöhen und Airbus zur Bebauung zu übergeben (Abb. 15).



Abb. 16: Zwecks sehr präziser Verrieselung wurden mehrere Pontons zum einem „Lineal“ gekoppelt, an dem das Verrieselungsgerät geführt wurde.

8 Für die Aufhöhung der Gesamtfläche wurde ein völlig neues spezielles Verrieselungssystem entwickelt

Nach dem Deichschluss konnte der Wasserstand auf vier Meter über Normalnull gehalten werden. Damit war es möglich, die weiteren Sandmengen im Verrieselungsverfahren aufzubringen. Hierfür hatte die Fa. Möbius ein spezielles Verrieselungsgerät entwickelt. Aufgrund der großen Länge der Schwimmleitung, zeigte sich jedoch, dass die Verrieselungsgeräte nicht genau genug gesteuert werden konnten, um eine gleichmäßige Verrieselung in dünnen Lagen zu gewährleisten. Deshalb entstand die Idee zu einem völlig neuen System. Mehrere Pontons wurden zu einem „Lineal“ gekoppelt, an dem das Verrieselungsgerät geführt wurde (Abb. 16). Der Spüler lieferte aber nur selten ein konstantes Dichtegemisch. Um ein gleichmäßiges Verrieseln gewährleisten zu können, wurde deshalb die Führungsgeschwindigkeit des Verrieselungsgerätes in Abhängigkeit vom Dichtegemisch gesteuert. Somit war eine absolut gleichmäßige Verrieselung in vorgegebenen, dünnen Schichten möglich. Die hohe Genauigkeit der Verrieselung zeigt sich eindrucksvoll am Originalbohrkern (Abb. 17).

Um eine schnelle Konsolidationszeit zu gewährleisten, kamen 25 Stichtergeräte zum Einsatz, die eine extrem hohe Zahl an Vertikaldrains einbauten (Abb. 18).



Abb. 17: Verrieselte Fläche im Originalbohrkern



Abb. 18: Einbau der Vertikaldrains

9 Die Standsicherheitsnachweise wurden nach DIN 4084 erbracht

In der Regel wurden die Standsicherheitsnachweise auf Grundlage der DIN 4084 mit effektiven Scherparametern unter Ansatz des sich aus der jeweiligen Schüttstufe ergebenden Porenwasserüberdruckes mit Kreisgleitflächen durchgeführt. Zusätzlich erfolgten für die maßgebenden Lastfälle Berechnungen mit Starrkörperbruchmechanismen.

Unter Berücksichtigung der geokunststoffummantelten Säule als Vertikaldrain wurde zunächst eine Prognose des Konsolidationsverlaufs und eine Prognose der zeitlichen Folge der einzelnen Schüttstufen vorgenommen. Zur Vermeidung eines Gelände- beziehungsweise Böschungsbruches und zur Reduzierung der Spreizverformung wurde oberhalb der Säulenköpfe eine über den Deichquerschnitt durchlaufende, zugfeste horizontale Geokunststoffbewehrung benötigt. Baubegleitend wurde dann, basierend auf den Messungen des Konsolidationsverlaufes und der Verformungen des Deichkörpers, die Prognose überprüft und, wenn möglich, die Schüttfolge beschleunigt. Zwecks schnellerer Bewertung der einzelnen maßgebenden Bauzustände wurde ein kontinuierliches und konstruktives Zusammenwirken aller Beteiligten (Bauherr, Bauausführung, Statiker und Prüfsingenieure) sowie umfangreiche kurzfristige Messauswertungen und zusätzliche geotechnische Berechnungen erforderlich [1].

10 Messungen

Bei der Erweiterung der Industriefläche in das Mühlenberger Loch wurden die Säulen im Verdrängungsverfahren hergestellt. Dies führte zu einer in der Regel gleichmäßigen Aufwölbung der Schlickoberfläche. Dieser Effekt war bekannt und wurde auch schon in Modellversuchen untersucht. Bei der Säulenherstellung im Mühlenberger Loch wurde ein Aufwuchs zwischen circa drei und acht Prozent der Säulenlänge festgestellt. Nach Auswertungen von Flügelsondierungen vor und nach Herstellung der Säulen war eine Verflüssigung oder Abnahme der Scherfestigkeit infolge der Säulenherstellung nicht feststellbar. Es wurde mehr noch eine Erhöhung der Scherfestigkeit infolge der Verdrängungswirkung beobachtet.

Bedingt durch die unterschiedliche Baugrundsichtung wurden entlang der Deichtrasse sieben Messquerschnitte eingebaut. Insgesamt wurden je Messquerschnitt vier Staffeln mit jeweils einem Erddruck- und einem Wasserdruckgeber über der Weichschicht sowie mit zwei Piezometern in der Weichschicht angeordnet. Jeweils ein Horizontal- und zwei Vertikalinklinometer dienten der Beobachtung des Verformungsverhaltens.

Frühzeitig zeichnete sich ab, dass gegenüber dem Bodengutachten günstigere Bodenkenngrößen insbesondere auf das Konsolidationsverhalten vorliegen [1].

11 Restsetzungsprognosen und tatsächliche Restsetzungen

Die zu erwartenden Restsetzungen wurden auf Grundlage des Hyperbelverfahrens [2] an jedem Standort, der in einem Abstand von fünfzig Metern angeordneten Setzungspegel über die Deichlänge bestimmt. Auf Grundlage der Messungen während der Lastaufbringung wird mit

diesem Verfahren eine Hyperbel definiert, die den zu erwartenden Verlauf der weiteren Setzungen wiedergibt. Hierbei geht die Belastungshistorie, die zum jeweiligen Zeitpunkt gemessene Setzung bei der entsprechenden Deichhöhe und der Zeitpunkt des Überhöhungseinbaus mit der jeweiligen Schütthöhe ein. Der Setzungsverlauf wird mit diesem Verfahren aber nur während der Primärphase befriedigend wiedergegeben. Die Kriechsetzungen in der Sekundärphase wurden insofern getrennt bewertet.

Der Fachliteratur [3] ist zu entnehmen, dass die Kriechverformungen auch eine Funktion der Größe der Belastungsänderung sind, welche die Deformation erzeugt. Durch den Einsatz der geokunststoffummantelten Säulen ist generell von einer Kriechsetzungsreduktion im Vergleich zum unverbesserten Baugrund auszugehen, da die Weichschicht durch die Spannungskonzentration über den Säulenköpfen geringer belastet wird. Daher wurde bei der Abschätzung der Kriechsetzungen und der Festlegung der Überhöhungen für die Deichgründung auf geokunststoffummantelten Sandsäulen pragmatisch näherungsweise nur fünfzig Prozent der Kriechsetzungen eines unverbesserten Baugrundes angesetzt. Die so ermittelten Kriechsetzungen betragen in der Prognose im Zeitraum von fünf Jahren nach Übergabe des Deiches ungefähr fünf bis zehn Zentimeter. Unter Zugrundelegung der Restsetzungsprognosen wurden die Überhöhungsmaße – bei Berücksichtigung eines zusätzlichen Vorhaltemaßes von zehn Zentimetern – mit zwischen dreißig bis fünfzig Zentimeter bestimmt.

Rund einhundert Prozent der Primärsetzungen bauten sich dann tatsächlich bereits innerhalb der Bauzeit ab. Die Restsetzungen nach Übergabe betragen in den nächsten fünf Jahren lediglich maximal fünfzehn Zentimeter. Der Setzungsverlauf wurde noch weitere fünfzehn Jahre beobachtet. Es stellte sich heraus, dass schon nach fünf Jahren keine relevanten Setzungen mehr feststellbar waren. In Bereichen, in denen Bauwerke oder Rollbahnen herzustellen waren, wurden die Restsetzungen durch bis zu fünf Meter hohe temporäre Auflasten vorweggenommen. Diese Auflasten konnten nach relativ kurzer Zeit umgelagert werden. In diesem Zusammenhang wurde damals auf der Baustelle von Wanderdünen gesprochen.

12 Das Systems der GEC-Säulen wurde mit zunehmender praktischer Erfahrung zweckvoll weiterentwickelt

Vor, während und nach dem Projekt Mühlenberger Loch kam die GEC-Säule bei diversen Straßen- und Bahnbauprojekten zum Einsatz. Infolge der Erfahrungen, die mehrere Jahre lang mit ihnen gesammelt werden konnten, kam es immer wieder zu innovativen zweckmäßigen Weiterentwicklungen des Systems. Beispielfhaft sei hier die Dichtung gegen aufsteigendes Grundwasser genannt. Für den Fall eines wasserführenden Sandes oder Kieses als Absatzhorizont der GEC-Gründung entsteht durch die Säulen eine hydraulische Verbindung zwischen der Geländeoberfläche und dem Aquifer, also der Grund- oder Mineralwasser enthaltenden Erdschicht.

Neben einer möglichen Versickerung von grundwassergefährdenden Stoffen im Untergrund kann es bei artesischem Druck des Grundwassers zu einer dauerhaften, aufwärts gerichteten Grundwasserströmung und einem Ausfließen an der Geländeoberfläche kommen. Um eine Minimierung der Wasserdurchlässigkeit der Säule zu erreichen, kann im Säulenkörper ein Sand-Bentonit-Gemisch eingebaut werden,

ERD- UND GRUNDBAU

die dehnsteife Geotextilmantelung begünstigt hierbei den Vorgang. Dieses Verfahren wurde von der Fa. Möbius Bau-AG in umfangreichen Versuchsreihen in situ getestet und bei vielen Straßenbaumaßnahmen in Norddeutschland erfolgreich zum Einsatz gebracht.

Einer ständigen Weiterentwicklung unterliegt auch die Geokunststoffummantelung. Sie beeinflusst signifikant das Trag- und Verformungsverhalten der Säule und des Gesamtsystems. Sehr hoch sind infolgedessen die Anforderungen an das mechanische Verhalten, Integrität, Dauerbeständigkeit, Robustheit etc. Nicht nur die Zugfestigkeit, sondern auch die Dehnsteifigkeit in Ringrichtung spielen eine entscheidende Rolle. Es stehen mittlerweile verschiedene nahtlose *Ringtrac*[®]-Schläuche aus unterschiedlichen Polymeren zur Verfügung. Durchmesser von fünfzig bis einhundert Zentimetern, Kurzzeitfestigkeiten über 400 kN/m im Ring und Ringdehnsteifigkeiten über 8.000 kN/m sind möglich. Hieraus ergibt sich mit der Wahl des jeweiligen *Ringtrac*[®]-Gewebes schon die Möglichkeit zur Systemoptimierung.

Durch die Optimierung der Gerätetechnik, zum Beispiel des Rüttlers, wurden mittlerweile Säulen mit einer Länge von bis zu dreißig Meter eingebaut. Diese Säulen wurden mit einem offenen Rohr und einer verlorenen Fußplatte im Verdrängungsverfahren hergestellt. Zur Reduzierung der Reibungskräfte zwischen Säule und Verdrängungsrohr wurde eine Rohrrinnenschmierung mit einer sehr mageren Bentonit-suspension eingesetzt. Beim Bau der Autobahn A2 zwischen der deutsch-polnischen Grenze nahe Poznan musste zum Beispiel eine dreihundert Meter lange Rinne mit organischen Sedimenten in einer anstehenden Mächtigkeit von bis zu 28 Meter überbaut werden. Hier kamen Säulenlängen von bis zu dreißig Meter zum Einsatz.

13 Einsatz der GEC-Säulen bei Bahnstrecken zur Erhöhung der dynamischen Gebrauchstauglichkeit

Die GEC-Säulen eignen sich insbesondere für Erdbauwerke, die einer zyklischen dynamischen Belastung ausgesetzt sind. Für zyklisch dynamische Einwirkungen infolge Belastung aus Eisenbahnverkehr hat sich zunehmend der Begriff der „dynamischen Stabilität“ eingebürgert. Hierunter wurde mitunter auch das Setzungsverhalten des Gleises infolge dynamischer Belastung aus Eisenbahnverkehr verstanden. Es handelt sich hier aber weniger um ein Stabilitätsversagen, als um einen mit der Zeit auftretenden Verlust der Gebrauchstauglichkeit. In der Literatur und der Ril 836 sind weiche, bindige Böden und organogene Böden, insbesondere Torfe, hinsichtlich der dynamischen Gebrauchstauglichkeit als sehr kritisch einzustufen. Die Ril 836 ist die Richtlinie der DB AG für die Planung, den Bau und die Instandhaltung von Erdbauwerken und sonstigen geotechnischen Bauwerken. Sie ist auch mitgeltende Planungsgrundlage für Stützbauwerke an baulichen Anlagen der DB Station & Service AG.

In der Vergangenheit ist sehr oft das Problem eines nicht regelkonformen Unterbaus in Kombination mit schwingungsempfindlichen Böden im Untergrund aufgetreten. Gerade bei geplanten Erhöhungen der Streckengeschwindigkeiten ist die Beurteilung der „dynamischen Stabilität“ des Untergrundes maßgebend für die Wahl des jeweiligen Sanierungsverfahrens. Die unter dynamischer Belastung im Boden auftretende Scherdehnung nach M. Vucetic (1994) ist das maßgebende Kriterium zur Beurteilung der dynamischen Langzeitstabilität beziehungsweise der dynamischen Gebrauchstauglichkeit. Hierbei wird un-

tersucht, ob unter dynamischer Einwirkung die Scherdehnungsgrenze erreicht wird. Bei Überschreitung der Scherdehnungsgrenze ist mit großen Verformungen schon nach kurzer Zeit zu rechnen. Die Berechnungen hierzu sind sehr komplex und stellen eine Interaktion zwischen gleisdynamischen Berechnungen [4] und bodendynamischen FEM-Berechnungen dar [5].

Eine Verringerung von dynamischen Einwirkungen in schwingungsempfindliche Böden kann durch den Einsatz von GEC-Säulen erreicht werden. Die dynamische Stabilität und die Gebrauchstauglichkeit können hierdurch entscheidend erhöht werden. Der Geokunststoff und dessen linear elastisches Materialverhalten gewährleisten über die gesamte Lebensdauer die Integrität der Säule und ein selbstregulierendes, flexibles Tragverhalten der Säule [5]. Gegenüber starren Systemen, wie Pfählen oder Betonsäulen, ergeben sich infolge der höheren Flexibilität und des angepassten Reaktionsverhaltens des Untergrundes Vorteile für das Fahrwegverhalten im Hinblick auf die Fahrdynamik und die Interaktion mit dem Oberbau. Übergangsprobleme beim Übergang von den ertüchtigten auf nichtertüchtigte Bereiche werden zudem weitgehend minimiert.

Ein weiterer Vorteil der geotextilmantelten Säulen in diesen Bodenverhältnissen besteht darin, dass im Vergleich zu nicht ummantelten, granularen Säulen, wie zum Beispiel Rüttelstopfsäulen, über die gesamte Nutzungsdauer durch die Sicherstellung der Filterstabilität mit der Ummantelung ein Einlagern/Einwandern des umgebenden Bodens auch unter Berücksichtigung der dynamischen Einwirkungen aus dem Zugverkehr vermieden wird. Infolgedessen lässt sich sagen, dass eine Sicherstellung der dynamischen Stabilität und Gebrauchstauglichkeit während der gesamten Nutzungsdauer beziehungsweise Lebensdauer von fünfzig bis einhundert Jahre gewährleistet ist.

14 Normative Regelung GEC

Das Gründungssystem mit geokunststoffummantelten Säulen ist im Abschnitt 10 der aktuellen Ausgabe der Empfehlungen zur Bewehrung mit Geokunststoffen (EBGEO) der deutschen Gesellschaft für Geotechnik (DGGT) geregelt. Hier werden Begriffe, Wirkungsweise, Anwendungsbereiche, Herstellungsverfahren, Entwurfsempfehlungen, Baustoffe, Berechnungen und Prüfkriterien beschrieben.

15 Literatur

- [1] Dipl.-Ing. Volker Küster (Josef Möbius Bau-Aktiengesellschaft, Hamburg), Dr.-Ing. Marc Raithel (Kempfert + Partner Geotechnik, Würzburg), Dr.-Ing. Dimiter Alexiew (Huesker Synthetic GmbH, Gescher): Zum Langzeitverhalten von Gründungen mit geokunststoffummantelten Säulen; Kempfert & Partner Geotechnik, Hamburg (2010)
- [2] Schultze, E. Horn, A: Setzungsrechnung. Grundbau-Taschenbuch Teil, 1, 4. Auflage 1990, Verlag Ernst & Sohn, Berlin
- [3] Edil, T.B.; Fox, P.J.; Lan.-T.: Stress-Induced One-Dimensional Creep of Peat. Advances in Understanding and Modelling the Mechanical Behaviour of Peat, 1994
- [4] Knothe, K. (2001): Gleisdynamik, 1. Auflage; Verlag Ernst & Sohn, Berlin
- [5] Kempfert, H.-G; Raithel, M.; Krist, O. (2010): Fahrweggründungen – Nachweise und Untersuchungen zur dynamischen Stabilität; Eisenbahntechnische Rundschau 08/2010

HERAUSGEBER

Bundesvereinigung der Prüfmgenieure für Bautechnik e.V.
Dr.-Ing. Hartmut Kalleja, Kurfürstenstr. 129, 10785 Berlin
E-Mail: info@bvpi.de, Internet: www.bvpi.de

ISSN 1430-9084

REDAKTION

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

TECHNISCHE KORRESPONDENTEN

Baden-Württemberg: Dr.-Ing. Ralf Egner, Freiburg

Bayern: Dr.-Ing. Markus Staller, Gräfelfing

Berlin: Prof. Frank Prietz, 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. Martin Hofmann, Mainz

Saarland: Dipl.-Ing. Gerhard Müller, Eppelborn

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

vpi-EBA: Dr.-Ing. Markus Hennecke, München

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 Prüfmgenieure für Bautechnik gehalten worden sind.

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

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

Auflage: 5000 Exemplare

