



Der Prüferingenieur

36 April 2010

Seite 4

Die Regel der Deregulierung

Seite 15

Berechnungsmodelle für Betongelenke

Seite 27

Statik am Gesamtmodell: Modellierung,
Berechnung und Kontrolle

Seite 35

Der Brandschutz bei der energetischen Sanierung von Bildungsstätten

Seite 41

Die Geotechnische Normung auf dem Weg zum Eurocode 7

Seite 55

Eine neue Strategie für die Ertüchtigung alter Straßenbrücken

INHALT

EDITORIAL

Dr.-Ing. Hans-Peter Andrä:
Die Regel der Deregulierung **4**

NACHRICHTEN

- Prüfingenieure in Nordrhein-Westfalen wollen 200.000 Euro in eine praxisgerechte Normung investieren **6**
12. Sachverständigentagung des Eisenbahn-Bundesamtes diskutierte über den Wandel der Bauaufsicht **8**
- vpi-EBA-Mitgliederversammlung bestätigt ihren Vorstand im Amt **9**
- Seminar in Bayern: Fazit: Regelmäßige Überprüfungen durch qualifizierte Ingenieure sind notwendig **10**
6. Zertifizierungslehrgang zum Sachkundigen Planer für die Beton-Instandsetzung erfolgreich beendet **11**
- Eisenbahn-Verrechnungsstelle bvs-EBA steht jetzt allen Prüfern zur Verfügung **12**
- BVPI Arbeitstagung Anfang September in Landau in der Pfalz **12**
- Landesvereinigung NRW rüstet sich mit neuem Vorstand für die Zukunft **13**
- Dipl.-Ing. Otto A. Sasse † **14**
- Internationale Mauerwerkskonferenz vom 4. bis 7. Juli in der Altstadt von Dresden **14**
- Tagung der Prüfingenieure in Baden-Württemberg Ende Juni in Baden-Baden **14**

MASSIVBAU

Prof. Dr.-Ing. Steffen Marx/Dipl.-Ing. Gregor Schacht:
Berechnungsmodelle für Betongelenke **15**

TRAGWERKSPLANUNG

Prof. Dr.-Ing. Manfred Robert Bischoff:
Statik am Gesamtmodell: Modellierung,
Berechnung und Kontrolle **27**

BRANDSCHUTZPLANUNG

Dipl.-Ing. Sylvia Heilmann:
Der Brandschutz bei der energetischen Sanierung
von Bildungsstätten **35**

ERD- UND GRUNDBAU

Univ.-Prof. Dr.-Ing. habil. Christian Moormann:
Die Geotechnische Normung auf dem Weg zum Eurocode 7 **41**

BRÜCKENBAU

Ministerialrat Dipl.-Ing. Joachim Naumann:
Eine neue Strategie für die Ertüchtigung alter Straßenbrücken **55**

IMPRESSUM **67**

Die Regel der Deregulierung

*Liegt der Irrtum nur erst wie ein
Grundstein unten im Boden,
immer baut man darauf,
nimmermehr kommt er an Tag.*

Goethe und Schiller, Xenien

Auch die Abwesenheit von Markt- und Verhaltensregeln unter dem ausschließlichen Primat des billigsten Angebots stellt eine Regel dar.

Dieser deregulierte Preiswettbewerb hat im Bauwesen den Betrug zur Regel gemacht. Der Verzicht auf ethische Handlungsmaxime der Marktteiligten hat die Bauqualität ruiniert und zu erheblichem wirtschaftlichem Schaden geführt.

Zum Zeitpunkt des Verkaufs bereits fertig hergestellter Serienprodukte sind die Qualität und die Herstellkosten eine eindeutige, auch im Zuge eines Preiswettbewerbs nicht mehr veränderbare Größe.

Der Konflikt zwischen den Interessen des Käufers (hohe Qualität, geringer Preis) und denjenigen des Verkäufers (geringe Qualität, hoher Preis) und die damit verbundenen Risiken können daher von beiden Parteien nachvollziehbar ausgeglichen werden.

Bei einer vertraglichen Vereinbarung über in der Zukunft zu erbringende intellektuelle und kreative Planungs- und/oder Bauleistungen sind die Qualität und die Herstellkosten dieser Leistungen bei Vertragsabschluß keine real meßbaren, sondern nur beschreibbare Größen.

Qualität und Verkaufspreis beruhen auf einer gegenseitigen Zusage, von deren materiellen Konkretisierung sich beide Parteien unterschiedliche Vorstellungen machen können.

Auch die Richtigkeit der Annahmen, die dieser Zusage zugrunde liegen, bewahrheitet sich erst im Zuge der Konkretisierung. Beispielsweise lässt selbst der rechnerische Nachweis der Standsicherheit und der Gebrauchstauglichkeit nach bauaufsichtlich eingeführten technischen Baubestimmungen Interpretationsspielräume offen.

Bei einem Preiswettbewerb sind daher über die präzise Leistungsbeschreibung und die technischen



Dr.-Ing. Hans-Peter Andrä
Präsident der Bundes-
vereinigung der Prüfingenieure
für Bautechnik (BVPI)

Baubestimmungen hinaus Verhaltensregeln der Beteiligten erforderlich, die mit den Begriffen „Treu und Glauben“ und dem ungeschriebenen Verhaltenskodex eines „ehrbaren Kaufmanns“ umschrieben werden können.

Demgegenüber ist heute in vielen Fällen ein auf Zockermentalität begründetes, kaufmännisch-juristisch unübersichtliches Vertrags- und Verhaltensgeflecht die Regel, das zu unpräzisen funktionalen Ausschreibungen, ruinösem Marktverhalten, unterverpreisten Angeboten, bewußter Qualitätsunterschreitung und aggressivem Nachtragsmanagement geführt hat [1].

Qualifiziertes Fachpersonal der Bauverwaltungen und der Bauaufsicht wird dabei häufig nur noch in eine Statistenrolle gedrängt, in der formaljuristische Verfahrensabläufe und Entscheidungen wider besseres Wissen mitgetragen werden müssen.

Mit der Häufung spektakulärer Schadensfälle in der jüngsten Vergangenheit werden die aus diesem deregulierten Preiswettbewerb resultierenden Fehlentwicklungen offenkundig.

Schadensrelevante Fehler bei Planung, Bauausführung und Instandhaltung lassen sich nicht nur auf Irrtum, Ignoranz, Sorglosigkeit und Fahrlässigkeit zurückführen, die mit den bekannten Methoden der bautechnischen Prüfung entdeckt werden könnten, sondern auch auf eine mittlerweile gesellschaftlich akzeptierte betrügerische Grundhaltung.

Aber auch der Fehlerprävention durch die bautechnische Prüfung ist immer mehr durch Freistellung, Aufgabe der Unabhängigkeit und Unterwerfung unter einen Preiswettbewerb die Grundlage entzogen worden.

Die viel gepriesene Stärkung der Eigenverantwortlichkeit der Beteiligten hat sich bei Bauherren und bei Auftragnehmern als Lippenbekenntnis herausgestellt, weil unter dem Diktat des Preiswettbewerbs keine dementsprechenden Anreizsysteme für die handelnden Personen herausgebildet wurden. Anreizsysteme für die handelnden Personen sind nämlich für einen fairen Interessensausgleich dann kontraproduktiv, wenn sie nur auf individuelle Vorteilsnahme hin ausgerichtet sind, beispielsweise auf Seiten des Bauherren auf eine finan-

zielle Beteiligung des Einkäufers am Verhandlungserfolg.

Kontraproduktiv ist es gleichermaßen, wenn als innerbetrieblich honorierter Erfolg des Projektleiters des Bauherrn nur die Minimierung der Kosten und der Planungs- und Bauzeiten bewertet wird, und beim Projektleiter des Bauunternehmens nur die Maximierung der Preise und das erfolgreiche Behinderungs- und Claimmanagement. Vergleiche mit Gladiatorenkämpfen drängen sich auf, bei denen jeder Beteiligte gezwungen ist, nur noch die eigene Haut zu retten.

Ein auf Überzeugung begründetes Interesse an qualitativvoller Arbeit und der Einhaltung erprobter technischer Baubestimmungen besteht nur noch in Ausnahmefällen und wird auch von den Geschäftsleitungen der beteiligten Institutionen allenfalls in Sonntagsreden artikuliert.

Die für öffentliche Bauvorhaben haushaltsrechtlich geltenden Regeln der Sparsamkeit und Wirtschaftlichkeit werden durch diese derzeitige Praxis in grober Weise verletzt.

Sowohl im Sinne des Gemeinwohls als auch im Sinne wirtschaftlicher Prosperität von Bauherren, Bauunternehmen und Planungsbüros ist es daher geboten, die derzeitige Praxis grundhaft zu reformieren und den deregulierten und daher häufig betrügerischen Preiswettbewerb im Bauwesen mit allen seinen Fehlentwicklungen zu eliminieren.

Der Lösungsansatz für das Problem kann nur darin bestehen, dass zwischen allen Beteiligten Vertrauen durch Transparenz und gegenseitiges Verständnis herbeigeführt wird.

Diese Transparenz bedeutet auch bei der Preisgestaltung ein für beide Parteien nachvollziehbares Spiel mit weitestgehend offenen Karten, wie es ja schon weltweit in einer Reihe von Ländern erfolgreich ausgeübt wird.

Zweifellos wird hierfür auch eine Reform des Vergaberechts notwendig sein, was insbesondere in Anbetracht der EU-Rahmenbedingungen nicht einfach sein wird. Andererseits gilt aber auch und gerade für das Vergaberecht der biblische Grundsatz, dass die Gesetze den Menschen dienen müssen, und nicht die Menschen den Gesetzen, wenn diese offenkundig zu Fehlentwicklungen geführt haben.

Gemeinsame Anstrengungen und Überzeugungsarbeit von öffentlichen Bauherren, Bauwirtschaft, Kammern und Verbänden sind daher dringend geboten, um weiteren Schaden abzuwenden.

Zur Herbeiführung eines Interessensausgleichs bei wirtschaftlich erfolgreichen, qualitativvollen und fairen Bauprozessen spielen auch unabhängige Mediatoren und Koordinatoren eine wichtige Rolle.

Diese Rolle wird auch heute schon von vielen Prüfingenieuren und Prüfsachverständigen wahrgenommen. Dies gehört zwar von Haus aus nicht zu ihrem vorgegebenen Aufgabengebiet, es ist aber im Sinne der Risikoanalyse und Fehlervermeidung durch die Sicherstellung eines ungestörten Planungs- und Bauablaufs eine mindestens gleichbedeutende Aufgabe wie die Prüfung der rechnerischen Nachweise und die Bauüberwachung.

Der erweiterte Vorstand ruft als Ergebnis einer Klausurtagung im Februar 2010 die Mitglieder der Bundesvereinigung der Prüfingenieure für Bautechnik (BVPI) dazu auf, neben der wirtschaftlichen Unabhängigkeit, Integrität und der fachlichen Qualifikation auch die Pflege partnerschaftlichen Verhaltens, lösungsorientierter Herangehensweise, Offenheit und Kommunikationsfähigkeit als Ziel zu verfolgen, um damit einen wichtigen Beitrag für ethisch begründetes baukulturelles Handeln und die Wiedererlangung eines wirklichen Wettbewerbsvorteils für das deutsche Bauwesen in Europa und in der Welt zu erzielen.

Die BVPI steht den öffentlichen Bauverwaltungen, der Bauwirtschaft und allen am Bau Beteiligten dabei als Berater und Partner zur Verfügung.

Vielleicht sollten wir beim allzusehr auf individuellen Vorteil zielenden Zeitgeist unseres Verständnisses des deutschen Wortes „Wettbewerb“ mehr an die englische Übersetzung „competition“ denken, die aus dem lateinischen „competere“, also „sich einigen“, „übereinstimmen“, „zu etwas fähig sein“, abgeleitet ist. Darin ist ja auch der Begriff „Kompetenz“ enthalten.

Und auf die kommt es an.

[1] VDI Initiative Partnerschaft am Bau; Bauingenieur, Band 85, Februar 2010, S.A6

Beschluss der Landesvereinigung nahm beim 18. Bautechnischen Seminar in Ratingen seinen Anfang

Prüfingenieure in Nordrhein-Westfalen wollen 200.000 Euro in eine praxisgerechte Normung investieren

Themen in Ratingen: Geotechnische Bemessung, Stahlfaser- und Textilbeton und die Statik am Gesamtmodell

Als ein Dialogforum der besonderen Klasse haben wohl alle dreihundert Teilnehmer auch diese 18. Ausgabe der Bautechnischen Seminare Ende Oktober 2009 in Ratingen empfunden, die von der Landesvereinigung der Prüfingenieure für Baustatik in Nordrhein-Westfalen und vom dortigen Landesministerium für Bauen und Verkehr zusammen mit dem VBI-Landesverband NRW seit vielen Jahren für Prüfingenieure, Bauaufsichtsbehörden und Tragwerksplaner durchgeführt werden. In diesem Jahr kam aber noch eine ergiebige Debatte über die Beteiligung der Ingenieure an der Normenarbeit hinzu.

Die Stimmung, in der auf der Mitgliederversammlung der Prüfingenieure von NRW ein Beschluss gefasst worden war, entsprach sehr genau der Intention jener thematisch passenden Bemerkungen, die Prof. Dr.-Ing. Josef Hegger von der RWTH Aachen als einer der Referenten dieses 18. Bautechnischen Seminars in Ratingen am Ende seines Vortrags über den Einsatz von Stahlfaser- und Textilbeton einige Zeit zuvor gemacht hatte. Er ging darin auf den Unmut der Ingenieure über die aufgeblähte und in vielen Teilen nicht zu verstehende neue Normengeneration ein. Der Vorwurf: Schwer zu durchschauende, komplexe Bemessungsformeln mit diversen zu berücksichtigenden Einwirkungskombinationen. Der Computer teile zwar Ergebnisse mit, deren Richtigkeit und Plausibilität seien aber unmittelbar nicht prüfbar. Die dem Ingenieur vertraute Handrechnung sei praktisch nicht mehr möglich. Verschärften Lastansätzen stehe nunmehr ein verminderter Bauteilwiderstand gegenüber. Ein Vergleich der Bemessungsergebnisse nach alter und neuer Norm werfe nicht nur

die Frage auf, ob die bisher errichteten Gebäude überhaupt ausreichend standsicher seien, vielmehr gerieten Tragwerksplaner und Prüfingenieure in eine Art Bewertungsnotstand, wenn es bei Umbauten um die Leistungsfähigkeit verbleibender Altsubstanz ginge.

Auch der Vorsitzende der Vereinigung der Prüfingenieure von Nordrhein-Westfalen, Dr.-Ing. Jörg Erdmann, meinte in einem Statement, die neuen Normen seien zu theorielastig und nicht für die tägliche Arbeit der praktizierenden Ingenieure gemacht und geeignet. Er brachte seinen Unmut und den vieler seiner Kollegen über die seiner Ansicht nach „monströs geratenen neuen Normen“ auf den Punkt. Unverkennbar nachteilig wirke sich das Fehlen der Tragwerksplaner und Prüfingenieure als aktiv Mitarbeitende in den Normenausschüssen aus.

Hegger teilt diese Sicht offensichtlich, denn er appellierte in diesem Zusammenhang an die Berufsverbände, Finanzmittel für jene Kollegen zur Verfügung zu stellen, denn die Arbeit in Normen-

ausschüssen sei nicht nur mühsam, sondern darüber hinaus auch sehr zeitaufwendig. Ohne finanzielle und sachdienliche Unterstützung werde es kaum möglich sein, geeignete Kollegen für diese professionell zu erledigende Arbeit zu gewinnen. Wie die Arbeiten des Arbeitskreises Normung der Bayerischen Ingenieurekammer-Bau zeigen, sei eine Überarbeitung der neuen Normengeneration auch wegen der Angemessenheit der Einwirkungen sowie der Abschläge des Bauteilwiderstandes erforderlich (siehe Heft 10-2009 der *Bautechnik*).

Die Normung sei den Praktikern aus den Händen geglitten, stellte Erdmann fest und hat dies deshalb auch am 4. November 2009 in der ordentlichen Mitgliederversammlung der Vereinigung der Prüfingenieure NRW thematisiert. Ergebnis: Mit überwältigender Mehrheit stimmte die Versammlung zu, 200.000 Euro für eine „Initiative Praxisgerechte Normung“ zur Verfügung zu stellen. Die Möglichkeiten der Mitwirkung müssen allerdings noch geklärt werden. Am Ende könnten, so die erklärte Hoffnung der anwesenden Ingenieure, aus den vom Gesetzgeber verordneten neuen Normen vielleicht doch noch allgemein anerkannte Regeln der Bautechnik werden.

Immer schon haben den Bautechnischen Seminaren in Nordrhein-Westfalen renommierte Ingenieurwissenschaftler und die

Repräsentanten der Obersten Bauaufsicht von Nordrhein-Westfalen ein überdurchschnittlich hohes fachliches Niveau garantiert. Dies haben auch die Referate des 18. Seminars bewiesen.

Dort hat zunächst Prof. Dr.-Ing. Martin Ziegler von der RWTH Aachen den Entwurf des EC 7 „Geotechnik“ resp. der DIN V-ENV 1997 „Ausgewählte geotechnische Bemessungsverfahren“ erläutert (siehe hierzu auch den ausführlichen Beitrag ab Seite 41). Zieglers Fazit: Von anwenderfreundlich kann keine Rede sein. Die beabsichtigte Zusammenfassung der drei Normen in einem Band sei nur ein schwacher Trost, denn das Blättern bleibe dem Benutzer nicht erspart. Anhand ausgesuchter Beispiele stellte Ziegler dann auch exemplarisch die Besonderheiten der Nachweisführung vor.

Mit der ihm eigenen Professionalität berichtete Prof. Dr.-Ing. Josef Hegger von der RWTH Aachen, wie schon erwähnt, über die Vorteile und die Besonderheiten des Einsatzes von Stahlfaser- und Textilbeton. Nicht nur könne bei Zugabe von Stahlfasern die Zugfestigkeit von Beton verbessert werden, sondern außerdem sei der Verzicht auf Einbau von Querkraftbewehrung in vielen Fällen möglich. Statisch bestimmte Tragwerke aus reinem Stahlfaserbeton seien bei überwiegender Biegebeanspruchung nicht zulässig. Weitere Vorteile seien die Reduzierung der Dicke der Bauteile und die Verbesserung der Duktilität. Im Gegensatz zu unbewehrtem Beton trete schlagartiges Versagen der Bauteile nicht auf.

Die Bemessung und Konstruktion von Stahlfaserbeton ist in der in diesem Jahr zu erwartenden Richtlinie des DAfStb „Stahlfaserbeton“ geregelt. Anders als beim Stahlfaserbeton, wo die Zugabe der Stahlfasern (ca. 60 kg/m³) zum Beispiel über ein Rüttelsieb er-

folgt, würden beim Textilbeton meist sogenannte Gelege in Abstimmung mit dem Betonierfortschritt eingebaut. Allein die Einbautechnik und die Engmaschigkeit des Textilgewebes wiesen auf den Einsatz von Feinbetonen, Größtkorndurchmesser ≤ 5 mm, und die Herstellung von Fertigteilen hin. Je nach Bauteilabmessung, Art des Textils, Carbon- oder AR-Glasgelegen mit und ohne Tränkung, seien Bauteildicken von ≥ 20 mm möglich. Eine auf der Grundlage einer Zustimmung im Einzelfall errichtete mehrfeldrige Fußgängerbrücke in Albstadt mit Stützweiten bis $L = 17,20$ m habe, so Hegger, eindrucksvoll die Vielfalt der Anwendung von Textilbeton bestätigt.

Ob nun Stahlfaser- oder Textilbeton: In beiden Fällen sollte sich der Tragwerksplaner mit den Besonderheiten dieser Betonvarianten und deren unterschiedlichen Herstellungsverfahren gründlich vertraut machen, so Heggers Fazit.

„Jedem, der ein entsprechendes Programm bedienen kann, ist es möglich, statische Berechnungen und Bauteilbemessungen mit Hilfe eines Computers durchzuführen. Ein vertieftes Verständnis der Modellbildung, also der Übertragung des realen Bauwerks in eine baustatische Systemskizze, sowie die dem Rechenprogramm zugrunde liegenden physikalischen und mathematischen Grundlagen sind nicht erforderlich. In dieser einfachen Handhabung liegt eine große Verführung. Es ist natürlich falsch und gefährlich anzunehmen, die statische Berechnung, selbst des komplexesten Tragwerks, könne von jedermann leicht und auf Knopfdruck bewältigt werden.“ Mit diesen Sätzen erläuterte Prof. Dr.-Ing. habil Manfred Bischoff vom Institut für Baustatik und Baudynamik der Universität Stuttgart an einigen Beispielen falsche Modellierungen. Die Kopplung von Elementen diverser Dimensionalität (z. B.: Stäbe an Scheiben

oder Platten) anzuschließen, führe wegen der unterschiedlichen Freiheitsgrade oft zu falschen Ergebnissen. Baufortschrittsmodelle, welche die Etappen der Errichtung eines Bauwerks sowie die sukzessive Realisierung der Lasteintragen einschließlich der Spannungsumlagerungen in den Bauteilen infolge Relaxation der Baustoffe berücksichtigen, sind nach Meinung Bischoffs noch nicht etabliert. Bei kompliziert aufgebauten Tragwerksstrukturen sowie Hochhäusern sollte auf die Überprüfung von Grenzfällen nicht verzichtet werden. Die vorgestellten Beispiele falscher Modellierung mahnten nachdrücklich zu sorgfältiger Analyse der Umsetzung des realen Bauwerks in eine in sich schlüssige statische Strukturskizze (siehe hierzu auch den Beitrag auf Seite 27).

Prof. Dr.-Ing. Markus Held von der Bergischen Universität Wuppertal berichtete sodann anhand aktueller Praxisbeispiele über Besonderheiten bei der Standsicherheitsprüfung. Die Beispiele betrafen Bereiche von Spannungskonzentration, wie dies zwangsläufig bei punktgestützten Flachdecken, Decken-/Stützenknoten und Teilflächenbelastungen der Fall ist. Obgleich Druckfugen für Ortbeton um Stützenanschnitte in FT-Betonplatten nicht geregelt seien, dürfe auf keinen Fall auf Fugen, $B \geq 5$ cm, verzichtet werden, da sonst ein ausreichender Kraftschluss in der unteren Druckzone nicht erreicht werde. Zudem sei generell, besonders aber bei Verwendung von FT-Platten, darauf zu achten, dass die unteren Ankerköpfe der Distanzbewehrung aus Doppelkopfbolzen bis zur Unterkante der untersten Bewehrungslage und der obere Ankerkopf bis zur Oberkante der obersten Bewehrungslage reichen müssen. (Einzelheiten dazu enthält ein Schreiben des Deutschen Instituts für Bautechnik an die Prüflingenieur vom 26. September 2008.)

In die behördlichen Aufgaben der Bauüberwachung, die das nächste Thema dieser Tagung war, sind die Prüfm Ingenieure als staatlich anerkannte Sachverständige eingebunden. Die Durchsetzung der Beseitigung von aufgedeckten Mängeln ist jedoch in letzter Konsequenz ausschließlich Sache der Bauaufsichtsämter. Was soll, was darf der Prüfm Ingenieur? Darüber zu berichten, oblag dem in Fachkreisen geachteten Stadtbaudirektor Dipl.-Ing. Rolf Gabriel vom Bauaufsichtsamt der Stadt Köln.

Bauaufsichtliche Überprüfungen seien auf Gefahrenabwehr, Personenschutz und Schonung der Umwelt gerichtet, die stichprobenhaft durchzuführen sind. Die Intensität und Dichte des jeweiligen zu überprüfenden Stichprobenumfangs liege im Ermessen des Prüfm Ingenieurs. Nicht weniger wichtig

sei aber die Überprüfung der Einhaltung der erlassenen Verordnungen, dazu gehörten insbesondere die neuen Verordnungen über bauordnungsrechtliche Regelungen für Bauprodukte und Bauarbeiten (HA VO, ÜT VO, PÜZÜ VO und WasBauP VO).

In der ÜT VO (Überwachung von Tätigkeiten mit Bauprodukten und Bauarten) sind Tätigkeiten aufgelistet, deren Überwachung oder Fremdüberwachung zwingend erforderlich sind. Eine Marktüberwachung für harmonisierte Bauprodukte, die in Europa zur Anwendung kommen dürfen, sei in Deutschland erst im Stadium eines Organisationsaufbaus. Die Überwachung der Bauausführung werde zunehmend noch umfangreicher und noch wichtiger als bisher.

Zu Recht forderte deshalb Erdmann in seiner Eigenschaft als

Vorsitzender der Landesvereinigung der Prüfm Ingenieure in NRW die Oberste Bauaufsichtsbehörde auf, den Prüfm Ingenieuren und staatlich anerkannten Sachverständigen einen *Leitfaden Bauüberwachung* zur Verfügung zu stellen.

Ministerialrat Dipl.-Ing. Ernst Schmieskors vom Ministerium für Bauen und Verkehr NRW hatte es auch diesmal übernommen, die Hinweise der Obersten Bauaufsichtsbehörde zur neuen Systematik bei Anforderungen an Bauprodukte und Bauarten sowie bei Sonderbauvorschriften, aber auch Aktuelles aus der Liste der Technischen Baubestimmungen vorzutragen. Sehr hilfreich ist zudem auch seine didaktisch sehr gut aufgebaute Übersicht zum neuen Gesetz „Energetische Anforderungen im Gebäudebereich“.

Dipl.-Ing. Josef Dumsch

vpi-EBA-Mitglieder berichteten über Projekte und Erfahrungen

12. Sachverständigentagung des Eisenbahn-Bundesamtes diskutierte über den Wandel der Bauaufsicht

vpi-EBA intensiviert die Kontakte mit Verbänden und Behörden des Eisenbahnwesens

Die diesjährige Sachverständigentagung des Eisenbahn-Bundesamtes, es war bereits die 12. ihrer Art, fand am 16. und 17. Februar 2010 in Fulda statt. An beiden Tagen wurden, im Rahmen des Gesamthemas „Wandel der Bauaufsicht im Bereich der Eisenbahn-Verkehrsverwaltung des Bundes“, fachlich hochattraktive und richtungweisende Vorträge geboten.

Zum Beispiel wurde am ersten Tag dieser zweitägigen Vortragsveranstaltung über das technisch-wissenschaftliche Spannungsfeld referiert, in dem sich der Eisenbahn-Ingenieur befindet, darüber hinaus aber auch über die sogenannten Common Safety Methods (CSM), über vielfältige Aspekte der Sicherheit bei der Pla-

nung und beim Bau von Anlagen der Leitungs- und Sicherheitstechnik, über die eisenbahnrelevante Telekommunikationstechnik, über die neueste E-Technik und über die Qualifizierung mit Zulassung von elektrischen Triebfahrzeugen hinsichtlich der elektromagnetisch verträglichen Festigkeit gegenüber ortsfesten Gleissensoren.

An der inhaltlichen Ausgestaltung der Tagung war auch die Vereinigung der Sachverständigen und Prüfer für bautechnische Nachweise im Eisenbahnbau (vpi-EBA) maßgeblich beteiligt. Das kann man allein daran ablesen, dass am zweiten Veranstaltungstag verschiedene vpi-EBA-Mitglieder über sehr interessante und von der Zuhörerschaft sehr aufmerksam aufgenommene Themen referierten.

Zum einen stellte Dr.-Ing. Heinrich Hochreither von der Hochreither-Vorndran Ingenieur-

gesellschaft in Aschaffenburg eines seiner derzeitig bedeutendsten Projekte vor, die Eisenbahnbrücke Grümpental, zum anderen gab Prof. Dr.-Ing. Karsten Geißler von der GMG-Ingenieurgesellschaft in Dresden anhand zahlreicher Beispiele einen tiefen Einblick in die Technik der Planung von Netzwerkbogenbrücken im Eisenbahnbereich und ihre Besonderheiten. Über die sogenannte modifizierte Bauaufsicht und die Erfahrungen, die man bisher mit ihr gemacht habe, trug Dr.-Ing. Dietmar H. Maier vor, einer der Partner der Ingenieurbau in Karlsruhe.

Betreffend der im Rahmen des Pilotprojektes Berlin-Brandenburg seit dem 1. September 2009

fest installierten bvs-EBA gewährte der Geschäftsführer dieser in Mainz ansässigen neuen Bewertungs- und Verrechnungsstelle für die Abrechnung von Prüfaufträgen im Eisenbahnbereich, Dipl.-Ing. Karsten Loche, detaillierte Einblicke in die zukünftigen Verfahrensabläufe und das derzeitige Prozedere. Ausführlich bezog er Stellung zu den „anzeigefreien“, „anzeigepflichtigen“ und zu den „vorlagepflichtigen“ Verfahrensabläufen bei der Bewertung und Verrechnung von Prüfaufträgen der Deutschen Bahn bei Bauvorhaben gemäß den Paragraphen 17 bis 19 der neuen „Verwaltungsvorschrift für die modifizierte Bauaufsicht im Ingenieurbau, Oberbau und Hochbau (VVBau)“ (siehe auch Seite 12).

Wie der Geschäftsführer der Bundesvereinigung der Prüfingenieure für Bautechnik (BVPI), Dipl.-Ing. Manfred Tiedemann, ergänzend berichtete, war die vpi-EBA in diesem Jahr beim 12. EBA-Sachverständigentagung sogar mit einem eigenen Ausstellungsstand vertreten. Positiv anzumerken sei auch, dass im Verlauf dieser Tagung einige neue Mitglieder für die vpi-EBA haben gewonnen werden können. Und durch die Arbeit der vergangenen Monate sowie durch das Zusammentreffen maßgebender Vertreter der vpi-EBA mit Repräsentanten von Verbänden und Behörden des Eisenbahnwesens, konnten die bislang geknüpften Kontakte ausgebaut und intensiviert werden.

vpi-EBA-Mitgliederversammlung bestätigt ihren Vorstand im Amt

Erfolgreiche Kontakte zum EBA, zum BMVBS, zur DB AG und zum VDEI

Einstimmig sind in der jüngsten Mitgliederversammlung der Vereinigung der Sachverständigen und Prüfer für bautechnische Nachweise im Eisenbahnbau (vpi-EBA) Ende Februar in Fulda deren Vorsitzender und deren stellvertretenden Vorsitzenden, nämlich Dr.-Ing. Dietmar H. Maier, Dr.-Ing. Jörg Erdmann und Dr.-Ing. Dieter Winselmann, in ihren Ämtern bestätigt worden.

Die Vorstandswahlen der vpi-EBA fanden am 17. Februar im Rahmen der 3. ordentlichen Mitgliederversammlung der vpi-EBA statt, die im Anschluss an die diesjährige 12. Sachverständigentagung des Eisenbahn-Bundesamtes (EBA) durchgeführt worden war (siehe auch Seite 8).

In seinem „Bericht des Vorstandes“ erstattete Dr.-Ing. Dietmar H. Maier als Vorsitzender der vpi-EBA auf dieser Sitzung einen ausführlichen Bericht über die Verbandsarbeit in den vergangenen Jahren und nahm dezidiert Stellung zu den Arbeitsschwerpunkten und Ergebnissen der vergangenen Amtsperiode. Er er-

wähnte vor allem die seiner Ansicht nach „sehr erfolgreiche Kontaktpflege“ seiner Vereinigung zum Eisenbahn-Bundesamt, zum Bundesministerium für Verkehr, Bau und Stadtentwicklung (BMVBS), zur Deutschen Bahn AG und zum Verband Deutscher Eisenbahn-Ingenieure (VDEI).

Im Rahmen der Kontaktpflege wurde, so berichtete Maier weiter, seitens der vpi-EBA sowie im Zuge der Verbändeanhörung auch ausführlich Stellung genommen zu der sogenannten Mantelverordnung des BMVBS und des EBA; auch hat die vpi-EBA maßgeblich an der Ausgestaltung der seit dem 1. September 2009 gültigen

„Verwaltungsvorschrift für die modifizierte Bauaufsicht im Ingenieurbau, Oberbau und Hochbau (VVBau)“ mitgearbeitet.

Durch den Koordinierungsausschuss der vpi-EBA, in welchem vertreten sind die Leiter der vpi-EBA-Arbeitskreise, Vertreter des Eisenbahn-Bundesamtes sowie Vertreter der Deutschen Bahn, wurde auch, worauf Maier besonders hinwies, maßgeblich an der Aufstellung der Fachberichte 100 bis 104 mitgewirkt. Außerdem wurden im Rahmen der vpi-EBA-Arbeitskreise viele technische Anfragen der Deutschen Bahn AG beantwortet.

Ganz besonders erwähnte Maier die Infobriefe der Vereinigung, mit denen die Mitglieder der vpi-EBA über technische Fragen und Veranstaltungen stets ausführlich und aktuell unterrichtet werden.

Aktuelle Lösungswege zur Beseitigung der Gefährdungspotenziale im Bauwerksbestand

Fazit: Regelmäßige Überprüfungen durch qualifizierte Ingenieure sind notwendig

VPI Bayern beteiligte sich an einem Seminar, das die Probleme bei der Bauwerksuntersuchung diskutierte

Gefährdungspotenziale im Bauwerksbestand hat ein Seminar aufgezeigt, das der Bayerische Gemeindetag, der Bayerische Städtetag, der Landesverband Bayern im Verband Beratender Ingenieure (VBI) und die Landesvereinigung Bayern der Bundesvereinigung der Prüfeningenieure für Bautechnik durchgeführt haben, um zusammen mit der Obersten Baubehörde im Bayerischen Staatsministerium des Innern auf konstruktions- und materialabhängige Probleme bei der Bauwerksuntersuchung hinzuweisen und Lösungswege für sie aufzuzeigen. Rund 150 Teilnehmer, vor allem Vertreter der Kommunen, waren der Einladung ins Münchner Literaturhaus gefolgt.

In zwei Vortragsblöcken gingen die Referenten auf die zahlreichen Aspekte der Bauwerksprüfung ein. Sie zeigten sowohl die Eigenheiten unterschiedlicher Konstruktionsarten als auch die rechtlichen Grundlagen sowie die organisatorischen Konsequenzen auf, die sich insbesondere nach dem Einsturz der Eislaufhalle in Bad Reichenhall ergeben haben.

Die Besonderheiten des Stahlbaus stellte Dr.-Ing. Robert Hertle vor. Hier bedürften insbesondere die Schweißverbindungen sowie die Maßnahmen des Korro-

sionsschutzes der erhöhten Aufmerksamkeit bei Bauwerksuntersuchungen. Feuchtigkeit sei auch eines der Hauptprobleme im Holzbau, wie Dipl.-Ing. Markus Bernhard erläuterte. Die Knotenpunkte einzelner Konstruktionen seien daher die für die Bauwerksuntersuchung besonders relevanten Bereiche. Zusätzlich müsse auf mögliche Rissbildungen und auf den Zustand der Verleimungen geachtet werden. Anders stellt sich, darauf wies Dr.-Ing. Andre Müller hin, die Kontrolle massiver Konstruktionen dar, da die Tragelemente oft nicht sichtbar seien. Zu überprüfen sei daher unter ande-

rem, ob diese, beispielsweise durch nachträgliche Veränderungen, Installationen oder Durchbrüche, beschädigt oder zerstört wurden.

In jedem Fall müsse bei der Bauwerksprüfung, da waren sich die Experten einig, „handnah“ untersucht werden. Eine bloße Inaugenscheinnahme reiche nicht aus, um den Zustand eines Bauwerks korrekt beurteilen zu können. Wichtig sei außerdem, dass die untersuchenden Personen nachweislich über die entsprechenden Qualifikationen und über die notwendige Erfahrung verfügen, um fundierte Aussagen treffen zu können.

Einheitlich forderten die Referenten, die Ergebnisse der Untersuchung in einem Bauwerks- oder Tragwerksbuch festzuhalten und diese Dokumentation permanent fortzuschreiben.

Dr.-Ing. Wolfgang Schubert von der Obersten Baubehörde (OBB) erläuterte auch die Rechte und Pflichten der Eigentümer und Verfügungsberechtigten von Bauwerken: Sie allein trügen die Verantwortung für einen sicheren Zustand ihres Bauwerks. Nach dem Halleneinsturz in Bad Reichenhall habe ein Expertenkreis unter der Leitung der Obersten Baubehörde eine Empfehlung für regelmäßige Bauwerksuntersuchungen erarbeitet. Diese sei mittlerweile in weiten Zügen bundesweit übernommen worden und diene als wichtige Hilfe bei der Organisation und Durchführung von Bauwerksuntersuchungen im Hochbau.



Rund 150 Ingenieure waren gekommen, um Informationen, Meinungen und Argumente über regelmäßige Bauwerksprüfungen auszutauschen.

Die Maßnahmen, die die Stadt München ergriffen hat, um ihre weit gespannten Bauwerke zu untersuchen und um künftig insbesondere die auftretenden Schneelasten zu überwachen, erläuterte Eva Meisner vom Baureferat. Die Landeshauptstadt konnte hier auf bereits seit 15 Jahren regelmäßig erstellte Zustandsberichte aufbauen. Angelehnt an die DIN 1076 werden nun für jedes Bauwerk Tragwerksbücher er-

stellt und fortgeschrieben. Zudem findet ein Schneelast-Monitoring statt.

Was ist zu tun, um die Sicherheit insbesondere weit gespannter Bauwerke künftig weiter zu erhöhen? Dr.-Ing. Robert Schmiedmayer forderte als Fazit der Veranstaltung: Es müssen regelmäßige Überprüfungen durch qualifizierte Ingenieure, material- und bauwerksgerecht durchgeführt

und in Bauwerksbüchern dokumentiert werden - diese Maßnahmen seien geeignet, so Schmiedmayer, um das Risiko von Unglücksfällen wie dem in Bad Reichenhall deutlich zu minimieren. Grundvoraussetzung hierfür sei jedoch, dass sich die Eigentümer und Verfügungsberechtigten ihrer Verantwortung für die Sicherheit bewusst seien und geeignete Experten mit der Bauwerksuntersuchung beauftragen.

6. Zertifizierungslehrgang zum Sachkundigen Planer für die Beton-Instandsetzung erfolgreich beendet

Die Planung für die Lehrgänge im nächsten Jahr sind bereits angelaufen

Mit der Überreichung des Zertifikats, nun ein „Sachkundiger Planer für den Schutz und die Instandsetzung von Betonbauteilen“ (SIB) zu sein, ist Ende Februar in München der 6. SIB-Zertifizierungslehrgang zu Ende gegangen, den der Arbeitskreis „Bauwerkserhaltung, -instandsetzung und -überwachung“ des Bau-Überwachungsvereins (BÜV) zusammen mit der Bayerischen Ingenieurkammer-Bau und der DPÜ-Zertifizierungs-GmbH seit einigen Jahren durchführt.

Die Teilnehmer auch dieser Veranstaltung konnten von den zahlreichen fachlich sehr hochstehenden Vorträgen partizipieren und ihren spezifischen Wissenshorizont wesentlich und mit dem Ziel erweitern, ab Lehrgangsende neue Auftraggeber und Kunden im Bereich der SIB-Planung und -Beratung akquirieren zu können und zu dürfen.

Durch die Auswahl der Fachthemen dieser Lehrgänge werden nahezu alle Bereiche der Betoninstandsetzung abgedeckt. Referenten sind zum Teil auch Mitglieder des BÜV, zu einem guten Teil aber auch renommierte Vertreter der Forschung und der Fachbehörden. Kennzeichnend für die Vermittlung des für die Erlangung des Zertifikats erforderlichen Wissens ist und war deshalb auch bei die-

sem 6. SIB-Lehrgang die konstante Untermauerung der theoretischen Fachinhalte mit vielfältigen plastischen Beispielen aus der Praxis erfahrener Instandsetzungsplaner.

In sechs Prüfgruppen hatten sich am Ende des Lehrgangs alle Teilnehmer nach der schriftlichen Prüfung gegenüber der Prüfungskommission, deren Vorsitz Prof. Dr.-Ing. Michael Raupach von der RWTH Aachen innehat, ihr Wissen auch durch eine mündliche Prüfung beweisen müssen, nach deren Bestehen die Aushändigung des Zertifikates vollzogen werden konnte.

Hintergrund dieser Zertifizierungslehrgänge ist die „Richtlinie für Schutz und Instandsetzung von Betonbauteilen“ (Ausgabe 10/2001) des Deutschen Ausschusses für Stahlbeton (DAfStb),

die in ihrem Teil 1 bekanntlich vorsieht, dass die untersuchenden und planenden Tätigkeiten bei der Betoninstandsetzung nur von *Sachkundigen Planern* durchgeführt werden dürfen.

Nach der Einführung dieser Richtlinie hatte es sich der BÜV-Arbeitskreis „Bauwerkserhaltung, -instandsetzung und -überwachung“ zur Aufgabe gemacht, Mindestanforderungen an die Ausbildung und an die Qualität des betreffenden Personenkreises zu definieren und mit Leben zu erfüllen.

Der hohe qualitative Standard dieser Veranstaltungsreihe und ihrer jeweiligen Referenten hat sich offenbar als eindeutige Empfehlung bundesweit herumgesprochen. Kurz nach Veröffentlichung der Veranstaltungsdaten im letzten *Prüfingenieur* jedenfalls waren nach Auskunft der Geschäftsstelle des Bau-Überwachungsvereins in Berlin „alle Teilnehmerplätze für den 6. Lehrgang innerhalb kürzester Zeit vergeben“. Darauf fußend haben bereits jetzt die Vorbereitungen für den Zertifizierungslehrgang im kommenden Jahr begonnen.

Pilotprojekt in Berlin Brandenburg erfolgreich beendet

Eisenbahn-Verrechnungsstelle bvs-EBA steht jetzt allen Prüfern zur Verfügung

Die vpi-EBA bittet alle Beteiligten, Prüfaufträge jetzt nur noch über die bvs-EBA abzuwickeln

Seit dem 1. März 2010 steht allen Prüfern, die in Deutschland bautechnische Nachweise im Eisenbahnbau erbringen, in Mainz eine Bewertungs- und Verrechnungsstelle zur Verfügung. Diese bvs-EBA hat ihre Arbeit am 1. September 2009 aufgenommen, kurz zuvor war (mit Datum vom 19. Juni 2009) auch eine neue „Verwaltungsvorschrift für die modifizierte Bauaufsicht im Ingenieurbau, Oberbau und Hochbau (VVBau)“ in Kraft getreten, die sich von ihren Vorgängerinnen vor allem dadurch unterscheidet, dass die Eisenbahnen des Bundes (EdB) die Prüfer direkt beauftragen müssen.

Eine Bewertungs- und Verrechnungsstelle (BVS) – nach dem Muster der BVS in vielen Bundesländern im bauaufsichtlichen Bereich des Hochbaus gemäß Landesbauordnungen – auch für die

Prüfaufträge im Eisenbahnbau einzurichten, waren bekanntlich die Vereinigung der Sachverständigen und Prüfer für bautechnische Nachweise im Eisenbahnbau (vpi-EBA) und das Eisenbahn-Bundes-

amt (EBA) vor einiger Zeit übereingekommen.

Die konkrete Arbeit der neuen Bewertungs- und Verrechnungsstelle in Mainz wurde, was zwischen der vpi-EBA und dem EBA seinerzeit auch so abgesprochen worden war, mit einem Testlauf in Berlin-Brandenburg begonnen, wo seit dem 1. September 2009 alle entsprechenden Aufträge über die bvs-EBA abgewickelt worden sind. Von September bis Dezember 2009 wurden rund 100 Baumaßnahmen von der bvs-EBA in Mainz be-

BVPI Arbeitstagung Anfang September in Landau in der Pfalz

Geplant: Ein Forum mit Diskussionen über aktuelle Themen rund ums Prüfen

Die diesjährige Arbeitstagung der Bundesvereinigung der Prüfengeure für Bautechnik findet vom 9. bis 11. September nicht, wie geplant in Neustadt an der Weinstraße statt, sondern im benachbarten Landau in der Pfalz. Die Veranstaltung beginnt am Donnerstag, dem 9. September, mit der Mitgliederversammlung der BVPI.

Für die Fachvorträge am Freitag und Samstag, dem 10. und 11. September, sind folgende Themenblöcke vorgesehen:

- Normung,
- Baurecht,

- Bauproduktenverordnung,
- Prüfen im Verkehrswegebau.

Aufgrund der entsprechenden positiven Erfahrungen der Arbeitstagung 2009 möchten der Vorstand und die Geschäftsstelle der Bundesvereinigung ihren Mitgliedern auch in diesem Jahr wieder die Möglichkeit bieten, in einem Forum aktuelle fachliche, berufspolitische und berufsrechtliche Themen zu diskutieren, die sich auf dem weiten Feld des Prüfens ergeben. Gerade unter dem Eindruck der Ereignisse beim U-Bahnbau in Köln dürfte es,

so vermuten die Veranstalter, reichlich Zündstoff und ergiebig diskutabile Gesprächspunkte geben.

Die Geschäftsstelle in Berlin nimmt ab sofort Vorschläge aus der Mitgliedschaft zu diesem Programm entgegen, entweder als Fragen oder als Angebote für Kurzvorträge.

► BVPI
Kurfürstenstraße 129
10785 Berlin
Tel.: 030/31 98 914-0
Fax: 030/31 98 914-19
info@bvpi.de
www.bvpi.de

wertet und teilweise auch abgerechnet. Dadurch konnten sehr viele wertvolle Erfahrungen gesammelt werden. Gleichzeitig konnte die bvs-EBA sich auf diese Weise in kurzer Zeit als Anlaufstelle für alle Abrechnungsfragen etablieren, die hinsichtlich der Prüfung von bautechnischen Nachweisen nach der neuen VVBau bisher aufgetaucht sind. Während dieser Zeit wurden auch von allen Prozessbeteiligten ausschließlich positive Rückmeldungen geäußert.

Gelegentliche Schwierigkeiten während der Einführungsphase waren nach Auskunft des Geschäftsführers der bvs-EBA, Dipl.-Ing. Karsten Loche, in der Regel nur auf einen unzureichenden Informationsfluss zwischen den verschiedenen Stellen zurückzuführen, seien aber, so Loche, immer schnellstmöglich und in kollektiver Atmosphäre beseitigt worden. Loche und die für die bvs-EBA tätigen Experten haben auch keinen Zweifel daran, dass die Zusammenarbeit in den nächsten Monaten auf allen Seiten mit wachsender Erfahrung noch reibungsloser erfolgen wird.

Die bvs-EBA arbeitet zurzeit noch ohne eigenes Personal. Um die Kosten niedrig zu halten, werden die Dienstleistungen der bvs-EBA über einen Dienstleistungsvertrag von der BVS Hessen/Rheinland-Pfalz/Saar erbracht.

Seit Anfang März steht die bvs-EBA nun allen Prüfern im Bundesgebiet zur Verfügung. Auch die Arbeit am Einführungsbeschluss des EBA ist nach Auskunft

des EBA in Vorbereitung und dürfte in absehbarer Zeit abgeschlossen werden können.

Die vpi-EBA bittet jetzt als Gesellschafterin der bvs-EBA, alle Beteiligten, ihre Prüfaufträge im Eisenbahnbau nur noch über die bvs-EBA abzuwickeln, um die Abläufe zu verschlanken und zu beschleunigen sowie die bvs-EBA auf wirtschaftlich gesunde Füße zu stellen.

► **Bewertungs- und Verrechnungsstelle der Prüfer für bautechnische Nachweise im Eisenbahnbau**
 bvs-EBA GmbH & Co. KG
 Hintere Bleiche 38
 55116 Mainz
 Tel.: 061 31/90 62 00-30
 Fax: 061 31/90 62 00-62
 E-Mail: info@bvs-eba.de
 www.bvs-eba.de

Dr.-Ing. Jörg Erdmann wiedergewählt

Landesvereinigung NRW rüstet sich mit neuem Vorstand für die Zukunft

Die Mitgliederversammlung der Landesvereinigung NRW der Prüfsingenieure für Baustatik hat anlässlich ihrer alljährlichen Sitzung turnusgemäß die Wahlen des in den nächsten beiden Jahren tätigen Vorstandes durchgeführt. Mit Blick auf die künftig anstehenden besonderen Herausforderungen und die erforderlichen Neuausrichtungen im baustatischen Prüfbereich erfolgte die Zusammensetzung des neuen Vorstandes wie folgt: Als 1. und 2. Vorsitzender wurden Dr.-Ing. Jörg Erdmann und Dipl.-Ing. Dipl. Wirtsch.-Ing. Karl-Theo Reinhart wiedergewählt; in den Erweiterten Vorstand wurden Dr.-Ing. Hans-Frank Hogeweg, Dr.-Ing. Titus Klöcker, Dipl.-Ing. Winfried Neumann, Dipl.-Ing. Linus Peuckert und Dipl.-Ing. Alexander Pirlet gewählt.



Der neue Vorstand der Landesvereinigung der Prüfsingenieure in NRW (v.l.n.r.): Dr.-Ing. Titus Klöcker, Dipl.-Ing. Linus Peuckert, Dr.-Ing. Hans-Frank Hogeweg, Dr.-Ing. Jörg Erdmann, Dipl.-Ing. Dipl. Wirtsch.-Ing. Karl-Theo Reinhart, Dipl.-Ing. Winfried Neumann und Dipl.-Ing. Alexander Pirlet.

Mit diesem deutlich verjüngten Gremium ist nach Ansicht des neuen Vorstandes der Übergang zu jenem Führungspersonal des Verbandes sichergestellt, das die Landesvereinigung mit ihren 84 Mitgliedern in die

Zukunft führen kann. Die Mitglieder des neuen Vorstandes dankten dem ausgeschiedenen Vorstandsmitglied Dr.-Ing. Uwe Thormählen für seinen langjährigen Einsatz in der Landesvereinigung.

Dipl.-Ing. Otto A. Sasse †

Im 82. Lebensjahr ist kürzlich der Gründer des seit Jahrzehnten bekannten und renommierten Bremer Ingenieurbüros Sasse + Dr. Arend, Partnerschaft Beratender Ingenieure {vormals Sasse + Partner} gestorben.

Sasse hat von 1949 bis 1954 an der TU Braunschweig und der TH Hannover Bauingenieurwesen studiert und sich 1960 als Berater der Ingenieur mit einem Ingenieurbüro für Bauwesen selbstständig

gemacht, das er 38 Jahre lang geführt hat, bevor er als Partner ausgeschieden ist. Zu den von ihm betreuten Projekten in Bremen gehörten z. B. das Arbeitsamt in Bremen, diverse Bauvorhaben im Bereich der Universität, die Oberpostdirektion sowie zahlreiche Bauvorhaben für die Bremer Straßenbahn AG und die Stadtwerke Bremen AG. Einen besonderen Wirkungsschwerpunkt der Arbeit Sasses stellte die statische Bearbeitung von mehr als 40 Schwimmhallen und-

bädern im gesamten norddeutschen Raum dar.

Von 1964 bis 1996 war Sasse auch als Prüfsachverständiger tätig und gleichzeitig von 1973 bis 1987 als Landesvorsitzender der Prüfsachverständigen in Bremen aktiv.

Seine Tätigkeit als öffentlich bestellter und vereidigter Sachverständiger für Schäden an Gebäuden sowie Statik übte er bis weit über sein 70. Lebensjahr hinaus aus.

Internationale Mauerwerkskonferenz vom 4. bis 7. Juli in der Altstadt von Dresden

Die Geschäftsstelle der Bundesvereinigung der Prüfsachverständigen für Bautechnik (BVPI) erinnert daran, dass vom 4. bis 7. Juli die 8. Internationale Mauerwerks-Konferenz stattfindet, die die internationale Mauerwerksgesellschaft (International Masonry Society IMC, London) alle vier Jahre durchführt, dieses Jahr aber nicht, wie sonst, in Großbritannien, sondern erstmals in Dresden, und zwar in der Altstadt, quasi direkt unter der Frauenkirche.

Die Konferenz steht unter der Schirmherrschaft der TU Dresden und wird vom Vorsitzenden der Landesvereinigung der Prüfsachverständigen in Sachsen, Prof. Dr.-Ing. Wolfram Jäger, mitorganisiert, der den Lehrstuhl für Tragwerksplanung an der TU Dresden innehat.

Die Konferenz bietet Wissenschaftlern, Ingenieuren, Architekten, Unternehmern und anderen Interessierten aus aller Welt ein

(englischsprachiges) Forum für die fachliche Diskussion über neueste Entwicklungen im Mauerwerksbau, vor allem über „Innovative Lösungen für tragende nachhaltige Mauerwerkskonstruktionen“ (so das Leitthema der Konferenz).

► Tel.: 0351/83 296-32
 Fax: 0351/83 296-40
 8imc@jaeger-ingenieure.de
 www.masonry-conference.com

Kontakte, Freundschaft und Gesellschaft

Tagung der Prüfsachverständigen in Baden-Württemberg Ende Juni in Baden-Baden

Die vpi-Landesvereinigung Baden-Württemberg wird am 25. und 26. Juni in Baden-Baden ihre diesjährige Arbeitstagung durchführen. Dabei sollen „Kontakte, Freundschaft und die kollegiale Gesellschaft“ gefördert werden, wie ihr Vorsitzender, Dr.-Ing. Frank Breinlinger, notierte, und gleichzeitig soll das Fachliche einen hohen Stellenwert einnehmen.

Neben aktuellen technischen und wissenschaftlichen Vorträgen sei das Ziel dieses Treffens, schreibt Breinlinger, im Umfeld der Tagung und des Veranstaltungsortes Baden-Baden wichtige Kontakte zu vertiefen und Gespräche mit der Bauaufsicht, mit Repräsentanten der Politik, der Wirtschaft und der Wissenschaft von Baden-Württemberg zu führen. Es werde, weil die

Einführung der Euro-Codes immer näher rücke und die Komplexität in allen Bereichen des Planens und Bauens zunehme, „immer wichtiger“, ergänzt Breinlinger, „sich auf solchen beruflich intendierten Tagungen wie der Arbeitstagung der Prüfsachverständigen auszutauschen und abzustimmen“.

► www.vpi-bw.com

Berechnungsmodelle für Betongelenke

Gelenkige Verbindungen können im Betonbau auch mit der heutigen Normengeneration geplant werden

Betongelenke sind im Brücken- und Hochbau in den vergangenen Jahrzehnten selten geworden, obwohl sie kostengünstig und dauerhaft sind und mit ihnen der Kraftfluss in Tragwerken sehr gut gesteuert werden kann. Mit der Einführung des Teilsicherheitskonzeptes wurde die Anwendung zusätzlich erschwert, da das in Deutschland gebräuchliche halbempirische Bemessungsmodell für Betongelenke noch auf dem Konzept zulässiger Spannungen basiert. Der folgende Beitrag zeigt deshalb die Übertragung dieses Modells auf die heutige Normengeneration. Ergänzend werden die international üblichen Modelle erläutert und erste Überlegungen zu einem neuen Modell präsentiert.

Prof. Dr.-Ing. Steffen Marx



Bauingenieurstudium an der Bauhaus-Universität Weimar; bis 2007 Arbeitsgebietsleiter Konstruktiver Ingenieurbau der NLSO der DB ProjektBau GmbH Leipzig; seit 2007 Honorarprofessor für Mess- und Versuchstechnik, Lehrbeauftragter im Massivbau und Brückenbau am Institut für

Massivbau der Technischen Universität Dresden, Mitglied des Brückenbeirats der DB AG

Dipl.-Ing. Gregor Schacht



Bauingenieurstudium an der Technischen Universität Dresden, Vertiefung Konstruktiver Ingenieurbau; seit 2009 wissenschaftlicher Mitarbeiter am Institut für Massivbau der Technischen Universität Dresden

1 Einführung

Betongelenke stellen erprobte und nahezu wartungsfreie Konstruktionen dar. Sie werden bereits seit ca. 100 Jahren erfolgreich im Brückenbau eingesetzt.

Die optimale konstruktive Durchbildung von Betongelenken wurde im Rahmen mehrerer Forschungsarbeiten, insbesondere an der Universität Stuttgart (1965) [1] und an der EMPA Zürich (1967) [2] mit Hilfe umfangreicher versuchstechnischer Untersuchungen gefunden.

Die Bemessung der Betongelenke erfolgt auch heute noch auf Basis dieser Versuche nach empirischen „Gebrauchsformeln“, da zum einen ein befriedigendes mathematisches Bemessungsmodell bisher nicht entwickelt werden konnte und weil zum anderen die empirische Auslegung in vielen Fällen ausreichende Ergebnisse liefert.

Die in Deutschland üblicherweise verwendeten Bemessungsregeln sind in [1] und [3] zusammengefasst, die Eingangswerte für die Bemessung basieren noch auf dem Sicherheitskonzept der zulässigen Spannungen der damaligen Normengeneration und den zugehörigen Materialparametern.

Im Rahmen eines vom Deutschen Beton- und Bautechnik-Verein (DBV) unterstützten Forschungsvorhabens werden die vorhandenen Erfahrungswerte sowie die verwendeten Bemessungsmodelle von Betongelenken im Brückenbau in Deutschland und Europa recherchiert und zusammengefasst. Ziel dieses Vorhabens ist eine Übertragung der Bemessungsregeln für Betongelenke auf die heutige Normengeneration, um die unkomplizierte Anwendung dieser Baukonstruktionen im modernen Brückenbau auf Basis eines anerkannten Bemessungsmodells zu ermöglichen.

2 Historische Entwicklung

Gelenkige Verbindungen im Massivbau wurden erstmals 1880 von Köpcke (Dresden) beim Bau der Pirna-Berggießhübler Eisenbahn bei Langenhen-

nersdorf eingesetzt. Er verwendete für eine Gewölbebrücke sogenannte Wälzgelenke, um die unvermeidbaren Scheitelsenkungen beim Ausrüsten ohne Zwang und damit ohne Rissbildung zu ermöglichen.

Die Wälzgelenke bewährten sich gut, sodass sie nachfolgend in vielen Brückenbauwerken erfolgreich eingesetzt wurden. Die Herstellung der Gelenke war jedoch sehr aufwendig, weil hohe Anforderungen an die Genauigkeit der Kontaktflächen erfüllt werden mussten. In Stuttgart entwickelte von Leibbrand deshalb bereits 1885 [4] eine alternative Form der Gelenkausbildung, indem er schmale Bleiplatten zwischen Betonquadrern anordnete. Eine Weiterentwicklung der Wälzgelenke folgte nochmals 1933. Regierungsbaurat Burkhardt berichtete in [5] über eine von ihm erfundene Neuerung, die Betongelenke mit gepanzelter Wälzfläche auszuführen. Diese beseitigen seiner Meinung nach die Mängel, die bei der Ausführung von Betonwälzgelenken aufgrund der umständlichen und ungenauen Ausführung entstehen.

Der Durchbruch in der Entwicklung dauerhafter und gleichzeitig einfach herzustellender Gelenkstrukturen im Stahlbetonbau gelang jedoch bereits zu Beginn des zwanzigsten Jahrhunderts zunächst Mesnager, der, ausgehend von seinen Untersuchungen umschnürter Stahlbetonstützen, sogenannte Betonfedergelenke entwickelte, bei denen die Kraftübertragung durch sich im Gelenkhals kreuzende Bewehrungsstäbe realisiert wird. 1910 konnte dann Freyssinet nachweisen, dass auf eine Bewehrung des Gelenkhalses vollständig verzichtet werden und die Übertragung der Druckkräfte ausschließ- lich über die Teilflächenpressung und Umschnürung des Betons erfolgen kann. Die erste mit Betongelenken ausgeführte Brücke (Le Pont du Veurdre) wurde im zweiten Weltkrieg zerstört und nur die baugleiche Schwesterbrücke (Le Pont Boutiron) existiert noch heute (Abb. 1).

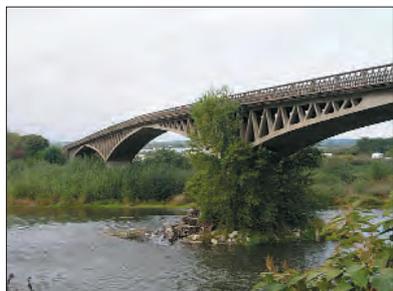


Foto: J. Roster (www.structure.de)

Abb. 1: Le Pont Boutiron

schließlich über die Teilflächenpressung und Umschnürung des Betons erfolgen kann. Die erste mit Betongelenken ausgeführte Brücke (Le Pont du Veurdre) wurde im zweiten Weltkrieg zerstört und nur die baugleiche Schwesterbrücke (Le Pont Boutiron) existiert noch heute (Abb. 1).

Diese Ausbildung von Betongelenken ist auch eng mit dem Namen Fritz Leonhardt verbunden, der das heute in Deutschland üblicherweise verwendete Bemessungsmodell dafür entwickelte.

Die guten Erfahrungen bezüglich der Funktionalität und die wirtschaftlichen Vorteile führten in Frankreich zu einem intensiven Einsatz von Betongelenken in der Praxis, vor allem beim Bau von Stahl-

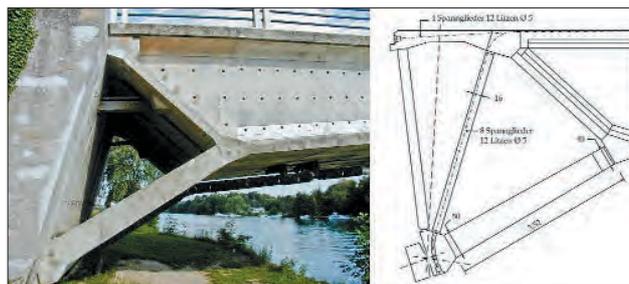


Foto: J. Mossot (www.structure.de); Zeichnung nach [18]

Abb. 2: Auflagerbereich der Marne-Brücken mit Betongelenk nach Freyssinet

betonbogenbrücken und von massiven Dreigelenkbögen für Hallentragwerke. Aber auch in Deutschland, in den USA und vor allem in der Schweiz wurden Betongelenke eingesetzt. Freyssinet verwendete die Gelenke in den meisten seiner Bauwerke. Besonders eindrucksvoll demonstriert der Pont de Luzancy die Einsatzmöglichkeiten von Betongelenken (Abb. 2).

Eine ausführliche Darstellung der geschichtlichen Entwicklung der Betongelenke kann in [6] nachgelesen werden. Demnach lassen sich die Gelenke aus Beton wie aus Abb. 3 ersichtlich klassifizieren.

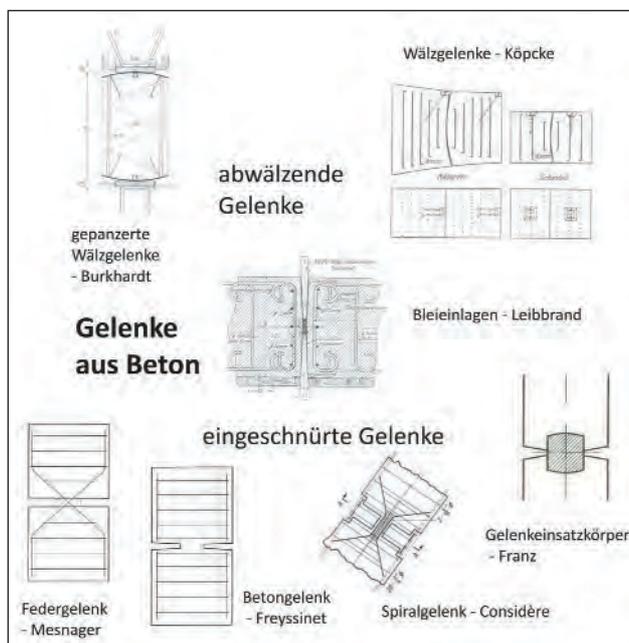


Abb. 3: Klassifikation der Gelenke aus Beton

3 Prinzipielle Versagensmechanismen von Betongelenken

Für die nachfolgenden Erläuterungen wird sich auf die in Abb. 4 dargestellten Definitionen und Formelzeichen bezogen, welches der von Leonhardt in [1] und [3] bzw. der in einschlägigen DIN-Normen bzw. Eurocodes verwendeten Symbolik entspricht.

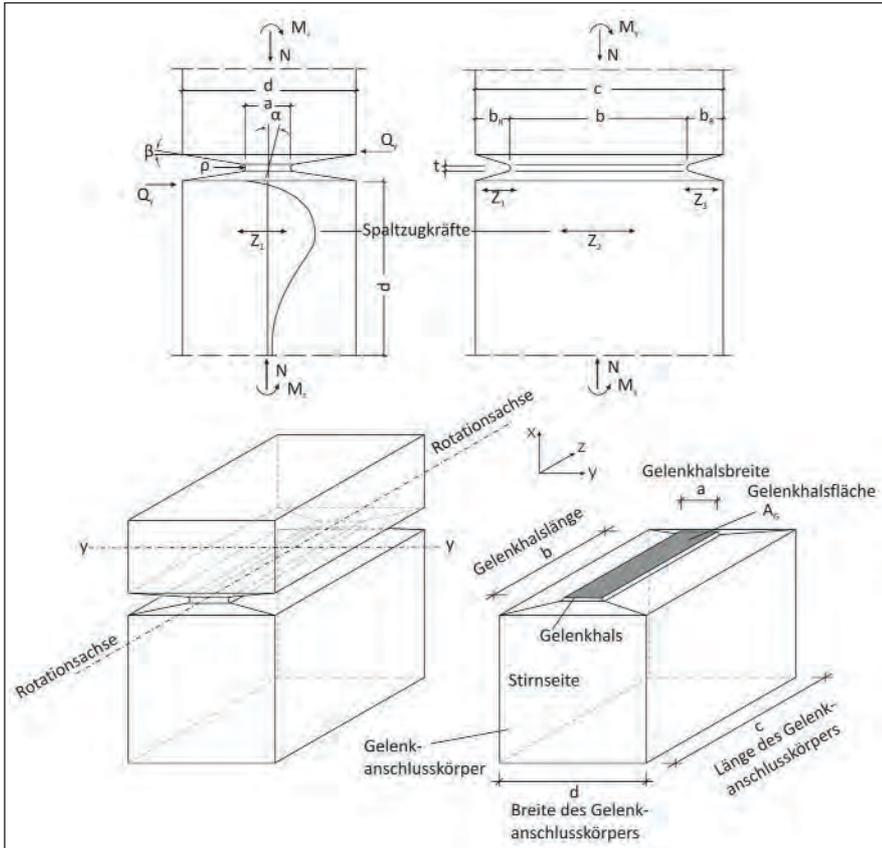


Abb. 4: Definitionen und Formelzeichen am Betongelenk (nach [1])

Das Tragverhalten von Betongelenken ist gekennzeichnet durch eine starke Einschnürung des Druckspannungsfeldes aus der Normalkraft im Bereich des Gelenkhalses. Diese Einschnürung bewirkt einerseits die Verdrehbarkeit des Gelenks. Andererseits führt sie zur Ausbildung eines dreiaxialen Druckspannungszustands im Gelenkhals und damit zu einer starken Erhöhung der Druckfestigkeit in diesem Bereich. Im Gelenkanschlusskörper treten dabei aus Gleichgewichts- und Verträglichkeitsgründen Zugspannungen auf. Diese können mit Hilfe eines Fachwerkmodells leicht ermittelt werden.

Für Betongelenke, die durch Drucknormalkräfte N und (moderate) Verdrehungen α beansprucht werden, können drei grundsätzliche Versagensmechanismen unterschieden werden. Der im konkreten Fall eintretende Mechanismus ist vor allem abhängig von der vorhandenen Spaltzugbewehrung in den Gelenkanschlusskörpern. Gelenke ohne jegliche Spaltzugbewehrung versagen, wenn sich durch Überschreitung der Zugfestigkeit der erste Spaltzugriss bildet. Dieser Versagensmechanismus 1 (Abb. 5, links) ist bei den in der Vergangenheit gebräuchlichen Natursteinwälgelenken häufig beobachtet worden. Bei den

modernen Betongelenken tritt dieser Versagensfall jedoch nicht auf, da die Spaltzugbewehrung in allen internationalen Bemessungsmodellen nach den zu übertragenden Gelenknormalkräften bemessen wird. Die Zugfestigkeit des Betons darf dabei nicht angesetzt werden.

Bei vorhandener Bewehrung wird die im Spaltzugriss frei werdende Zugkraft durch den Bewehrungsstahl aufgenommen, so dass der Gleichgewichtszustand im Gelenkbereich gewährleistet bleibt. Bei weiterer Laststeigerung steigt die Spannung in der Spaltzugbewehrung an, bis deren Fließgrenze erreicht wird. Die Überschreitung der Fließgrenze leitet den Versagensmechanismus 2 (Abb. 5, Mitte) ein, der bei fortschreitendem Bruch auch mit einer Zerstörung des Betons im Gelenkhalsbereich einhergeht, da der für die Festigkeitssteigerung verantwortliche dreiaxiale Spannungszustand durch starke Rissbildung der Gelenkanschlusskörper verlorengeht.

Die Tragfähigkeit von Betongelenken kann jedoch durch Erhöhung des Bewehrungsgrades der Spaltzugbewehrung nicht beliebig gesteigert werden, da auch die mögliche Druckkraftübertragung des Betons im Gelenkhals begrenzt ist. Wird trotz des dreiaxialen Spannungszustands die Druckfestigkeit im Gelenkhals überschritten, tritt der Versagensmechanismus 3 ein (Abb. 5, rechts). Dieser ist gekennzeichnet durch ein „grundbruchartiges“, muschelförmiges Ausbrechen des Gelenkhalsbetons. In der Praxis ist dieses Versagen bisher nur bei extremen Teilflächenbelastungen beobachtet worden, niemals jedoch bei Betongelenken. Dies liegt in der Tatsache begründet,

Die Tragfähigkeit von Betongelenken kann jedoch durch Erhöhung des Bewehrungsgrades der Spaltzugbewehrung nicht beliebig gesteigert werden, da auch die mögliche Druckkraftübertragung des Betons im Gelenkhals begrenzt ist. Wird trotz des dreiaxialen Spannungszustands die Druckfestigkeit im Gelenkhals überschritten, tritt der Versagensmechanismus 3 ein (Abb. 5, rechts). Dieser ist gekennzeichnet durch ein „grundbruchartiges“, muschelförmiges Ausbrechen des Gelenkhalsbetons. In der Praxis ist dieses Versagen bisher nur bei extremen Teilflächenbelastungen beobachtet worden, niemals jedoch bei Betongelenken. Dies liegt in der Tatsache begründet,

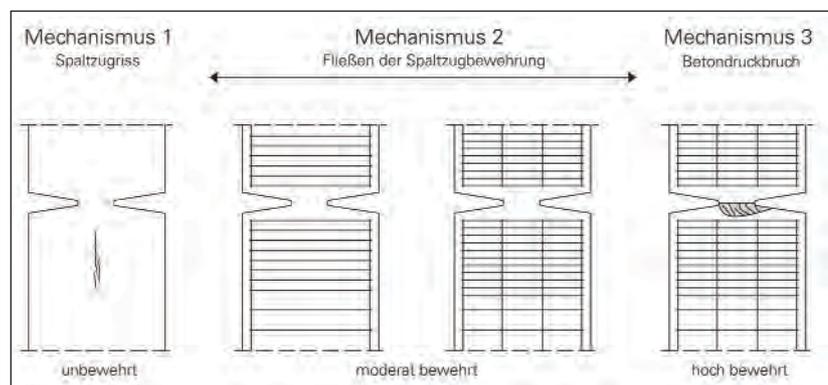


Abb. 5: Versagensmechanismen bei Normalkraftbeanspruchung

dass der Spaltzugbewehrungsgrad durch einbautechnische Gründe (minimale Stababstände, Rüttellücken etc.) begrenzt ist.

Betongelenke sind auch in der Lage, erhebliche Querkräfte zu übertragen, sofern diese mit ausreichend großen Drucknormalkräften verbunden sind. Die Kraftübertragung im (gerissenen) Gelenkhals wird dabei vor allem über Reibung realisiert, wobei der Reibbeiwert in Analogie zur Schubübertragung in unbewehrten Fugen festgelegt werden kann.

Weitere Beanspruchungen können in Betongelenken durch Torsion oder durch Querbiegung auftreten, wobei die Versagensmechanismen bzw. -modelle jedoch auf die erstgenannten zurückgeführt werden können.

Max Herzog zeigte in [7] mit Hilfe von Goodman-Diagrammen, dass bei Betongelenken grundsätzlich keine Ermüdungsgefahr für den Beton besteht. Er führte für die von Fessler [2] durchgeführten Ermüdungsversuche auch die analytischen Ermüdungsnachweise für Beton und Bewehrung. Das Gelenk widerstand 37 Millionen wechselseitigen Verdrehungen bis zu 24 ‰ ohne ein Anzeichen der Baustoffermüdung.

4 Existierende Berechnungsmodelle

4.1 Das deutsche Modell nach Leonhardt

Zwischen 1958 und 1960 führte Leonhardt in Stuttgart Versuche an drei unbewehrten Betongelenken nach Freyssinet durch. In den Versuchen wurden analog zu den Forschungsarbeiten anderer Wissenschaftler die mehraxialen Druckspannungszustände und die damit verbundene sehr hohe zulässige Druckbeanspruchbarkeit des Gelenkhalses festgestellt. Ein Versagen trat ausschließlich durch das Fließen der Spaltzugbewehrung in den Gelenkanschlusskörpern ein.

Da die mehraxialen Druckspannungszustände damals nur wenig erforscht waren, legte Leonhardt die Belastbarkeitsgrenzen empirisch fest. Danach erhöht sich die Beanspruchbarkeit des Gelenkhalses mit steigender Einschnürung und geringerer Verdrehung. Die zulässige „mittlere Spannung“ $\sigma_0 = N : A_G$ wird bei zentrischer Ruhelast und starker Einschnürung bis zur 1,8-fachen Höhe der Prismenfestigkeit β_p und bei Auftreten von Drehwinkeln bis zur Höhe von β_p ausgenutzt. Für die erforderliche Gelenkhalsfläche wurde folgende Bestimmungsgleichung angegeben:

$$\text{erf } A_G = a \cdot b = \frac{\max N}{0,85 \cdot \beta_w} \cdot \frac{\text{zul } \alpha}{(1 + \lambda) \cdot \text{zul } \alpha - \lambda \cdot \text{vorh } \alpha} \quad (4-1)$$

1969 vereinfachten Mönning und Netzel [8] diese Gleichung durch direkte Berücksichtigung der zulässigen Verdrehung. Aufgrund der veränderten Basiseinheiten und zur besseren Anpassung des empirischen Ausdruckes an die Versuchsergebnisse ergibt sich daraus für die Bemessung der Gelenkhalsfläche der in den Massivbauvorlesungen Teil 2 [3] veröffentlichte Ausdruck:

$$\min A_G = \frac{10 \cdot \max N}{0,85 \cdot \beta_{wN} \left[1 + \lambda \left(1 - 0,47 \cdot \frac{\text{vorh } \alpha}{\sqrt{\beta_{wN}}} \cdot \eta \right) \right]} \quad (4-2)$$

[cm²; kN; ‰; N/mm²]

Aus den Dehnungsmessungen in den Versuchen wurde außerdem ein Modell zur Beschreibung der Verdrehung der Gelenke entwickelt (**Abb. 6**).

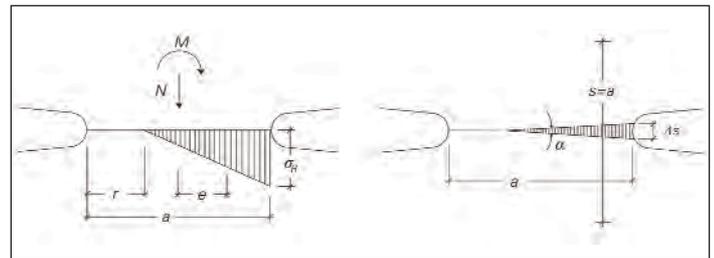


Abb. 6: Modell zur Gelenkverdrehung (nach [1])

Dabei wurde von einer linearen Verteilung der Druckspannungen im Gelenkhals ausgegangen. Zugspannungen können nicht übertragen werden, sodass bei stärkerer Verdrehung ein Aufreißen des Gelenkhalses erfolgt. Unter der Annahme, dass der an der Verdrehung mitwirkende Gelenkhalsbereich die Abmessungen $s = a$ besitzt, sowie mit der Definition der Grenzbedingung, dass der Gelenkhals maximal bis zur Mitte aufreißen darf, konnte aus den Gleichgewichtsbedingungen die maximale Verdrehung bestimmt werden:

$$\text{zul } \alpha_i = \pm \frac{25,3 \cdot N_i}{A_G \cdot \sqrt{\beta_{wN}}} \quad (4-3)$$

[cm²; kN; ‰; N/mm²]

Aus den Dehnungsmessungen und den mit der Zeit sinkenden Rückstellmomenten schlussfolgerte Leonhardt analog Base [9], dass infolge des Betonkriechens die Spannungsspitzen an den Gelenkhalsrändern abnehmen. Diese Tatsache wurde berücksichtigt, indem die einmaligen Verdrehungen nur mit dem halben Wert des E-Moduls angesetzt werden.

$$\text{vorh } \alpha = \frac{1}{2} \cdot \alpha_1 + \alpha_0 \quad (4-4)$$

Aus Gl. (4-3) ergibt sich direkt die Beziehung für die maximale Gelenkhalsfläche:

$$\max A_G = \frac{10 \cdot N_D}{0,4 \cdot \text{vorh } \alpha \cdot \sqrt{\beta_{WN}}} \quad (4-5)$$

Die gelenkige Wirkung beim Betongelenk ist unvollkommen. Das Rückstellmoment hat für die Bemessung keinen Einfluss, zeigt aber, dass das gefundene Modell das Tragverhalten der Betongelenke ausreichend gut beschreibt. Die Darstellung in **Abb. 7** ist [8] entnommen und stellt zahlreiche Versuchswerte der analytischen Lösung gegenüber.

Querkraftbeanspruchungen des Gelenkes hat Leonhardt nicht selbst untersucht, doch existieren britische Versuchsergebnisse von Base [9], bei denen selbst extreme Querkraft-Normalkraft-Verhältnisse von 1,0 nicht zum Versagen der Gelenke führten. Leonhardt schlug daraufhin eine Begrenzung der Querkraft auf $Q \leq 0,25 \cdot N$ vor. Ab Verhältnissen von $Q \geq 0,125 \cdot N$ sollen die Gelenke verdübelt werden. Auch für auftretende Zugkräfte und Quermomente sind in [3] Bemessungsvorschläge angegeben.

Für die Ausbildung von Gelenke wurden aus den Versuchen Konstruktionsempfehlungen abgeleitet, die vor allem den dreiaxialen Spannungszustand im Gelenkhals sicherstellen sollen. Demnach sollen die Gelenke mindestens eine Einschnürung von $a/d = 0,3$ aufweisen, der Gelenkhals maximal 2 cm hoch sein und die Kerbenneigung maximal 1/10 betragen. Die Stirnflächen sollen mit $b_R \geq 0,7 \cdot a \geq 5$ cm eingekerbt werden.

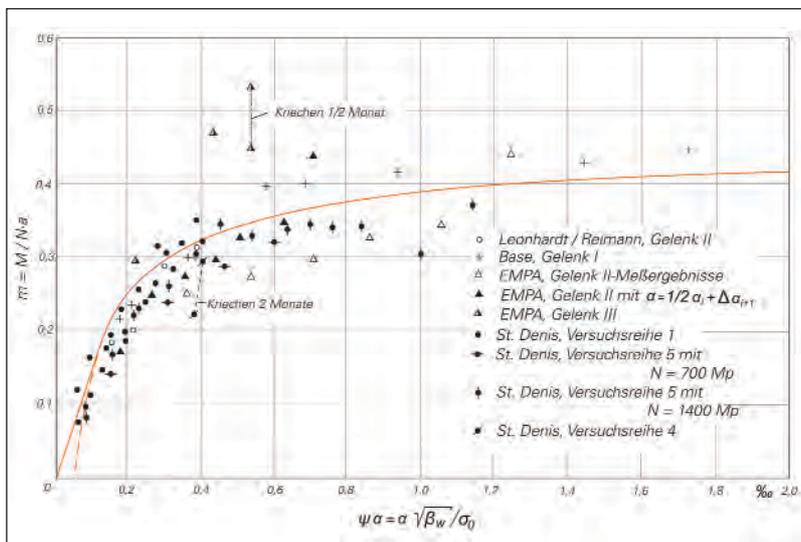


Abb. 7: Analytisches Modell im Vergleich mit Versuchsergebnissen (nach [8])

Um ein vorzeitiges Versagen des Gelenkhalses durch das Öffnen von Spaltzugrissen bei großen Stahldehnungen auszuschließen, wurde nur der Ansatz einer zulässigen Stahlspannung von 180 N/mm² erlaubt. Die Größe der Spaltzugkräfte soll nach den folgenden Gleichungen bestimmt werden:

$$Z_1 = 0,3 \cdot N_{\max} \quad (4-6)$$

$$Z_2 = 0,3 \cdot \left(1 - \frac{b}{c}\right) N_{\max} \quad (4-7)$$

$$Z_3 \approx 0,03 \cdot a^2 \cdot \sigma_0 \quad (4-8)$$

4.2 Das britische Modell

In den 1960er Jahren führte Base [9] im Rahmen der Erweiterung des britischen Autobahnnetzes zahlreiche Versuche mit verschiedenen Betongelenktypen durch. Aus diesen Versuchen leiteten Sims und Bridle Bemessungsregeln für unbewehrte Betongelenke nach Freyssinet ab, die abschließend im „Technical Memorandum (Bridges) – Rules for the Design and Use of Freyssinet Concrete Hinges in Highway Structures“ [10] veröffentlicht wurden. Die dort aufgestellten Bemessungsregeln sind den von Leonhardt angegebenen grundsätzlich ähnlich. So werden auch im britischen Modell die einmaligen Verdrehung nur mit dem halben Wert berücksichtigt. Auch die zusätzliche Einkerbung der Stirnflächen wird gefordert.

Die Normalkräfte der Liniengelenke werden als Streckenlasten $P = N/b$ betrachtet und die Bemessung erfolgt ausschließlich für die erforderliche Gelenkhalsbreite a_1 . Im Unterschied zu Leonhardts Modell bleibt das Einschnürungsverhältnis unberücksichtigt, allein die absolute Gelenkhalsbreite ist maßgebend. Diese Breite lässt sich durch die Einhaltung der vier nachfolgenden Bedingungen bestimmen. Dabei wird die zulässige Druckbeanspruchung des Betons im Gelenkhals auf die zweifache Würfeldruckfestigkeit des Betons u_w bzw. 105 N/mm² beschränkt. Um eine entsprechende Verdrehung zu ermöglichen, darf die Gelenkhalsbreite nicht größer werden als nach Gleichung (4-12) definiert.

Die Normalkräfte der Liniengelenke werden als Streckenlasten $P = N/b$ betrachtet und die Bemessung erfolgt ausschließlich für die erforderliche Gelenkhalsbreite a_1 . Im Unterschied zu Leonhardts Modell bleibt das Einschnürungsverhältnis unberücksichtigt, allein die absolute Gelenkhalsbreite ist maßgebend. Diese Breite lässt sich durch die Einhaltung der vier nachfolgenden Bedingungen bestimmen. Dabei wird die zulässige Druckbeanspruchung des Betons im Gelenkhals auf die zweifache Würfeldruckfestigkeit des Betons u_w bzw. 105 N/mm² beschränkt. Um eine entsprechende Verdrehung zu ermöglichen, darf die Gelenkhalsbreite nicht größer werden als nach Gleichung (4-12) definiert.

$$(a) \quad a_1 \geq 50 \text{ mm} \quad (4-9)$$

$$(b) \quad a_1 \geq \frac{P}{2 \cdot u_w} \quad (4-10)$$

$$(c) \quad a_1 \geq \frac{P}{105 \text{ N/mm}^2} \quad (4-11)$$

$$(d) \quad a_1 \leq \sqrt{\frac{380 \cdot P}{E \cdot (\phi_s + \phi_L / 2)}} \quad (4-12)$$

[mm, N/mm, rad]

Gl. (4-12) berücksichtigt dabei, dass bei Verdrehungen der Wert der Randspannungsordinate auf der Zugseite des Gelenkhalses nicht größer als Null wird (keine Zugspannungen im Zustand I). Die zulässige Querkraftbeanspruchung Q wird auf $1/3 \cdot N$ begrenzt.

Die Umschnürung des Betons wird durch eine reichlich dimensionierte und nach vorgeschriebenen Regeln eingebaute Bewehrung sichergestellt (**Abb. 8**). Die Ermittlung der Spaltzugkräfte erfolgt nach folgenden Bestimmungsgleichungen:

$$Z_1 = \frac{3}{8} \cdot \left(\sqrt{N^2 + Q^2} \right) = \frac{3}{8} \cdot R \quad (4-13)$$

$$Z_2 = \frac{1}{3} \cdot Z_1 \quad (4-14)$$

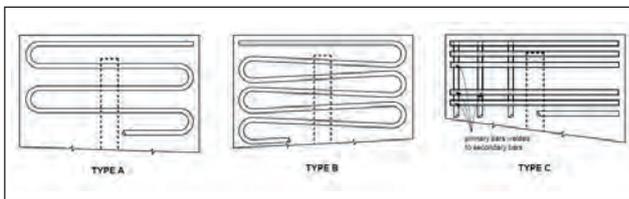


Abb. 8: Mögliche Bewehrungsformen des britischen Modells (aus [10])

4.3 Das französische Modell

In Frankreich ist die Bemessung von unbewehrten Betongelenken in der französischen Norm BAEL 91 modifiés 99 [11] geregelt. Demnach werden Betongelenke hauptsächlich durch Normalkräfte belastet, und Querkräfte sollten auf $1/4 \cdot N$ begrenzt werden.

Die Gelenke sollen mindestens um $1/3$ eingeschnürt werden und die Gelenkhalshöhe darf analog Leonhardt nicht größer als 2 cm sein.

Für die Bemessung im Grenzzustand der Tragfähigkeit wird die minimale Gelenkhalsfläche mit einer Begrenzung der mittleren Gelenkhalsspannung bestimmt.

$$\sigma_m \leq 3 \cdot f_{ck} \quad (4-15)$$

$$A_G \geq A_{G,\min} = \frac{N_{d,\max}}{3 \cdot f_{ck}} \quad (4-16)$$

Die Verdrehung wird für den Grenzzustand der Gebrauchstauglichkeit, mangels fehlender aussagekräftiger Versuchsergebnisse auf $1/20$ begrenzt.

$$\alpha_{\max} = 0,05 \text{ rad} = 5\% \quad (4-17)$$

Die Gelenkanschlusskörper sind durch Schlaufenbewehrungen senkrecht und parallel zur Rotationsachse zu bewehren. Der Volumenbewehrungsgrad der Umschnürungsbewehrung sollte senkrecht zur Rotationsachse mindestens 1% und parallel mindestens 0,8% betragen. Ab einer Entfernung von 0,6 mal der Breite bzw. Länge, kann der Volumenbewehrungsgrad um 40% verringert werden.

Das französische Modell gestattet sowohl hinsichtlich der Normalkräfte als auch der zulässigen Verdrehungen die höchste Beanspruchung der Betongelenke (**Abb. 9** und **Abb. 15**).

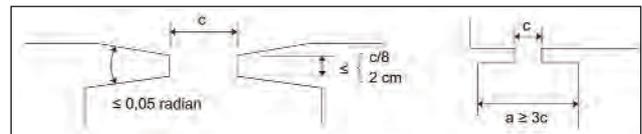


Abb. 9: Konstruktive Forderungen der französischen Norm (nach [11])

4.4 Das niederländische Modell

In den Niederlanden ist die Bemessung von Betongelenken in der NEN 6723:1995 in Kapitel „9.2 Betonscharnieren“ [12] geregelt und wird im Grenzzustand der Gebrauchstauglichkeit geführt.

Die holländische Bemessung orientiert sich an der Bemessung in Großbritannien und den Bemessungsvorschlägen von Leonhardt. Die Bemessungsgleichungen bzw. Konstruktionsempfehlungen sind aus beiden Modellen entwickelt worden.

So ergibt sich die größte, hier positiv definierte Druckspannung im Gelenkhals zu

$$\sigma'_{\text{Rand}} = \frac{N'_d}{a_1 \cdot b_1} \cdot \frac{3 \cdot \alpha - 2}{\alpha} + \frac{0,6 \cdot E'_b \cdot \Theta \cdot a_1}{2 \cdot h_e} \quad (4-18)$$

Die Spannung an der anderen Gelenkhalsseite (Zugseite) wird demnach

$$\sigma'_{\text{Rand}} = \frac{N'_d}{a_1 \cdot b_1} \cdot \frac{3 \cdot \alpha - 2}{\alpha} - \frac{0,6 \cdot E'_b \cdot \Theta \cdot a_1}{2 \cdot h_e} \quad (4-19)$$

σ'_{Rand} Betondruckspannung am Gelenkhalsrand in N/mm^2

N'_d Rechenwert der Gelenknormalkraft im GZG in N

α Verhältnis a/a_1

E'_b Elastizitätsmodul des Betons in N/mm^2

Θ Verdrehung in rad

Die Größe der Randspannungen wird begrenzt, indem getrennt für die mit den Gl. (4-18) und (4-19)

ermittelten Spannungsordinaten ein Maximalwert festgelegt wird.

$$\text{Druckseite: } \sigma'_{\text{Rand}} \leq 2,0 \cdot f_b \quad (4-20)$$

$$\text{Zugseite: } \sigma'_{\text{Rand}} \geq -f_b \quad (4-21)$$

Für weitere Informationen wird in der Norm auf die Veröffentlichungen [1] und [3] verwiesen.

4.5 Das Modell nach Max Herzog

Im Zuge des Baus der Aarebrücke Ruppoldingen beschäftigte sich Herzog intensiv mit den vorhandenen Versuchsergebnissen, rechnete diese nach und leitete Bemessungsgleichungen ab, die die Ergebnisse annähernd genau abbilden [7].

Herzog entwickelte aus diesen Versuchen eine eigene Modellvorstellung zur Beschreibung des Tragverhaltens der Betongelenke. Er definierte eine untere und obere Schranke der Tragfähigkeit, die sich aus dem Bewehrungsgrad der Gelenkanschlusskörper ergeben.

Die Auswertung der einzelnen Versuchsergebnisse führte Herzog in empirischen Bemessungsgleichungen zusammen, die eine gute „Näherung zu den gemessenen Werten“ darstellen.

4.6 Das schwedische Modell

In Skandinavien erfolgt die Bemessung von Betongelenken vor allem auf der Grundlage des von Leonhardt in [3] angegebenen Modells. In Schweden sind Betongelenke aber auch in der Norm BBK Boverket Handbok in Abschnitt 3.11 geregelt. Nach [13] werden drei Varianten der Gelenkausbildung unterschieden, die entsprechend den aufzunehmenden Lasten und den vorhandenen Umwelteinwirkungen ausgebildet werden (**Abb. 10**).

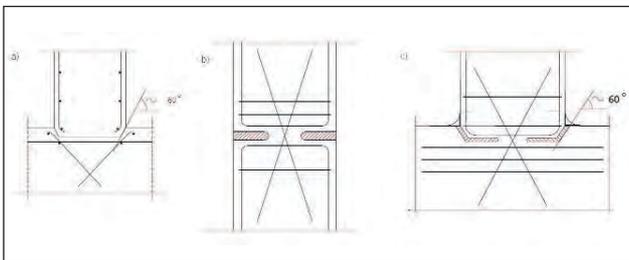


Abb. 10: Varianten der Gelenkausbildung in Schweden

Im GZT sollen die Druckspannungen in der Kontaktfläche $2 \cdot f_{cc}$ und an den schrägen Kanten f_{cc} nicht überschreiten. Verdrehungen sind bis 15‰ zulässig (**Abb. 11**).

Im GZG sollten die Gelenke in der häufigen Lastkombination nicht mit mehr als 0,2 MN/m bela-

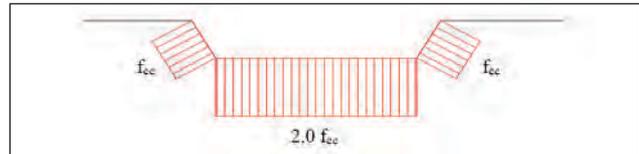


Abb. 11: Zulässige Pressungen des Betons

stet werden und die Verdrehungen maximal 10‰ betragen.

5 Übertragung des Modells von Leonhardt auf die heutige Normengeneration

Um Betongelenke nach den heute gültigen Bemessungsvorschriften anwenden zu können, ist eine Übertragung des Bemessungsmodells von Leonhardt erforderlich. Dies betrifft sowohl das Sicherheitskonzept (zulässige Spannungen → Grenzzustand der Tragfähigkeit) als auch die verwendeten Materialkennwerte.

Die Übertragung der Druckspannungen aus dem Gelenkhals in die Gelenkanschlusskörper kann als Teilflächenpressung des Betons aufgefasst werden, für die die ansetzbare erhöhte Druckbeanspruchbarkeit gemäß [14] wie folgt dargestellt werden kann:

$$F_{\text{Rdu}} = A_{c0} \cdot f_{cd} \cdot \sqrt{A_{c1} / A_{c0}} \leq 3,0 \cdot f_{cd} \cdot A_{c0} \quad (5-1)$$

Unter Vernachlässigung der geringen Einkerbung der Stirnseiten ergibt sich für die geforderte Mindesteinschnürung von 0,3 der Grenzwert der ansetzbaren Teilflächenbelastung bzw. „mittleren“ Spannung im Gelenkhals zu:

$$\sigma_0 = \sqrt{3} \cdot f_{cd} \quad (5-2)$$

Vergleicht man den heute zulässigen Ansatz mit der Festlegung Leonhardts für den Wert der zulässigen Flächenpressung, so zeigt sich eine sehr gute Übereinstimmung.

$$\sigma_0 = \sqrt{3} \cdot \alpha \cdot \frac{f_{ck}}{\gamma_c} = \sqrt{3} \cdot 0,85 \cdot \frac{f_{ck}}{1,5} = 0,9815 \cdot f_{ck} \quad (5-3)$$

$$\sigma_0 \cong f_{ck} = \beta_p = 0,85 \cdot \beta_w \quad (5-4)$$

Wird der empirische Term zur Berücksichtigung der mehraxialen Druckspannungszustände bei noch stärkerer Einschnürung im Gelenkhals nach Mönig und Netzel [8] übernommen und für die zulässige Verdrehung (5-13) eingesetzt, ergibt sich

die Bestimmungsgleichung für die minimale Gelenkhalsfläche zu:

$$A_{G,\min} = \frac{10 \cdot N_{d,\max}}{\sqrt{3} \cdot f_{cd} \cdot \left[1 + \lambda \cdot \left(1 - \alpha_d \cdot \frac{E_{c0m}}{12800 \cdot \sqrt{3} \cdot f_{cd}} \right) \right]} \quad (5-5)$$

Berücksichtigt man, dass die Übertragung eine Bemessung für den GZT darstellt, Leonhardt seine Bemessung jedoch auf Gebrauchslastniveau führte, ergibt sich eine zusätzliche Sicherheit von rund 1,4. Dies liegt vor allem in der relativ konservativen Begrenzung der Teilflächenpressung im EC 2 bzw. DIN 1045-1 begründet. Für viele praktische Anwendungsfälle liefert die vorgeschlagene Bemessungsgleichung jedoch befriedigende Ergebnisse.

Die Modellannahmen Leonhardts zur Bestimmung der maximalen Verdrehung wurden bereits im vorhergehenden Abschnitt erläutert. Die Verdrehung des Gelenkes lässt sich demnach wie folgt beschreiben:

$$\tan\left(\frac{\alpha}{2}\right) = \frac{\Delta s / 2}{0,5 \cdot a} \quad (5-6)$$

Für kleine Winkel α gilt $\tan \alpha \cong \alpha$, sodass sich folgende Beziehung ergibt:

$$\alpha = \frac{2 \cdot \Delta s}{a} = \frac{2 \cdot \varepsilon \cdot a}{a} = \frac{2 \cdot \sigma_R}{E_{c0m}} \quad (5-7)$$

Nun gilt weiterhin, dass bei angenommener dreieckförmiger Spannungsverteilung und halb aufgerissenem Gelenk die Randspannung viermal so groß ist, wie die „mittlere“ Spannung.

$$\sigma_R = 4 \cdot \sigma_0 = 4 \cdot \frac{N_d}{a \cdot b} \quad (5-8)$$

Damit kann die „zulässige“ Verdrehung berechnet werden:

$$\alpha_{Rd} = \frac{8 \cdot N_d}{a \cdot b \cdot E_{c0m}} \quad (5-9)$$

[rad, N, mm, N/mm²]

Die „zulässige“ Verdrehung ist damit genau der Wert der Verdrehung, bei welcher der Gelenkhals unter einer gleichzeitig wirkenden Normalkraft bis maximal zur Hälfte aufreißt. Dieser Wert ist demzufolge weder Gebrauchstauglichkeits- oder Tragfähigkeitskriterium, sondern dient lediglich der Absicherung der Modellannahmen Leonhardts.

In Übereinstimmung mit den Empfehlungen aus DIN 1045-1 3.3 wird die Formel so umgeformt, dass die üblichen Einheiten eingesetzt werden können.

$$\alpha_{Rd} = \frac{128000 \cdot N_d}{a \cdot b \cdot E_{c0m}} \quad (5-10)$$

[%o, kN, cm, N/mm²]

Für die einmaligen, dauerhaften Verdrehungen kann der positive Einfluss des Kriechens wie folgt berücksichtigt werden:

$$\alpha_d = 0,5 \cdot \alpha_G + \alpha_Q \quad (5-11)$$

$$N_d = N_{G,d} + N_{Q,d} \quad (5-12)$$

Durch Mönning und Netzel [8] wird 1969 erstmals die Bestimmungsgleichung für die maximale Gelenkhalsfläche angegeben. Diese ergibt sich direkt durch Umstellen der Bestimmungsgleichung der maximalen Verdrehung. Dabei muss beachtet werden, dass N_d und α_d zu ein und derselben Beanspruchungssituation gehören.

$$\alpha_d \leq \alpha_{Rd} = \frac{128000 \cdot N_d}{a \cdot b \cdot E_{c0m}} \quad (5-13)$$

$$a \cdot b \leq A_{G,\max} = \frac{128000 \cdot N_d}{\alpha_d \cdot E_{c0m}} \quad (5-14)$$

Das Rückstellmoment (**Abb. 12**) lässt sich getrennt für Zustand I und Zustand II wie folgt definieren.

$$m = \begin{cases} m_I & 0 \leq m \leq \frac{1}{6}; \quad 0 \leq \Psi \cdot \text{vorh } \alpha \leq 9 \\ m_{II} & \frac{1}{6} \leq m \leq \frac{1}{3}; \quad 9 \leq \Psi \cdot \text{vorh } \alpha \leq 36 \end{cases} \quad (5-15)$$

$$m_I(\Psi \cdot \text{vorh } \alpha) = \frac{\Psi \cdot \text{vorh } \alpha}{54} \quad (5-16)$$

$$m_{II}(\Psi \cdot \text{vorh } \alpha) = \frac{1}{2} - \sqrt{\frac{1}{\Psi \cdot \text{vorh } \alpha}} \quad (5-17)$$

$$\Psi = \frac{9 \cdot E_{c0m} \cdot A_G}{20000 \cdot N_d} \quad (5-18)$$

[kN, N/mm², cm², %o]

Die von Leonhardt angegebenen konstruktiven Empfehlungen zur geometrischen Ausbildung des Gelenkes wie zur Dimensionierung der Spaltzugbewehrung bleiben bestehen. Es wird vorgeschlagen, den Bemessungswert der Stahlspannung auf

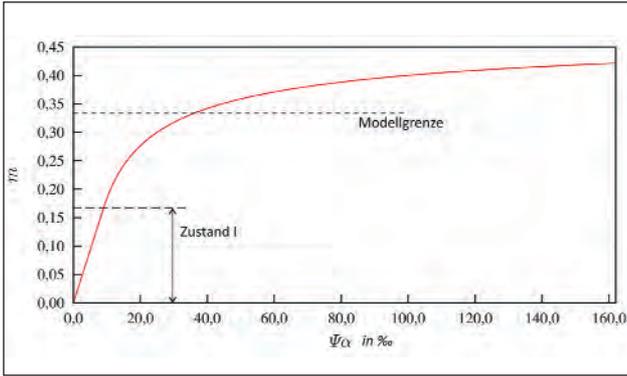


Abb. 12: Beziehung zwischen (bezogenem) Rückstellmoment und Verdrehung

250 N/mm² zu begrenzen, was bei einem mittleren Sicherheitsbeiwert der Belastung von 1,4 der in der Praxis bewehrten Forderung Leonhardts ($\sigma_s \leq 180$ N/mm² unter Gebrauchslast) entspricht. Durch die damit entstehende Umschnürungswirkung wird die Ausbildung des mehraxialen Druckspannungszustandes im Gelenkhals sichergestellt.

Auch die Bemessung für Querkraft, Quermomente und eventuell auftretende Zugkräfte erfolgt weiterhin nach den Vorschlägen Leonhardts. Die auf

die heutige Normengeneration übertragenen Bemessungsvorschläge Leonhardts sind in **Tafel 1** zusammengefasst.

6 Überlegungen zu einem neuen Modell

Freyssinet dimensionierte und konstruierte sein Gelenk allein nach Gefühl und Erfahrung. Erst Leonhardt [1] konnte anhand seiner in Stuttgart durchgeführten Versuche ein Modell entwickeln, mit dem es möglich war, das Tragverhalten der Gelenke in einer Bemessung zu berücksichtigen. Bezüglich der übertragbaren Druckspannungen im Gelenkhals enthält dieses Modell jedoch empirische Ausdrücke, da die Festigkeitssteigerung bei dreiaxialer Druckspannung noch nicht ausreichend untersucht war. Heute ist das mehraxiale Tragverhalten des Betons weitgehend erforscht, und es bestehen anerkannte Modellvorstellungen, die eine Beschreibung der Zustände im Gelenk ermöglichen.

Für ebene Systeme und Beanspruchungszustände werden die Gelenke im Grenzzustand der

Geometrie und Belastung 	1. Konstruktive Regeln $a \leq 0,3 \cdot d$ $t \leq 0,2 \cdot a \leq 2 \text{ cm}$ $\tan \beta \leq 0,1$ $b_g \geq 0,7 \cdot a \geq 5 \text{ cm}$
	2. Minimale Gelenkhalbsfläche $A_{G,min} = a \cdot b = \frac{10 \cdot N_{d,max}}{\sqrt{3} \cdot f_{ct,d} \cdot [1 + \lambda \cdot (1 - \alpha_g) \cdot \frac{E_{t,min}}{12800 \cdot \sqrt{3} \cdot f_{ct,d}}]} \quad [kN; cm^2; N/mm^2; \%]$ $\lambda = 1,2 \cdot d \cdot \frac{a}{d} \leq 0,8$
Anordnung der Spaltzugbewehrung 	3. Maximale Gelenkhalbsfläche $A_{G,max} = a \cdot b = 128000 \cdot \frac{N_d}{\alpha_g \cdot E_{t,din}} \quad [kN; cm^2; N/mm^2; \%]$
„Panzerung“ von Betongelenken 	4. zulässige Verdrehung $\alpha_{rel} = 128000 \cdot \frac{N_d}{a \cdot b \cdot E_{t,din}} \geq \alpha_g = 0,5 \cdot \alpha_s + \alpha_c \quad [kN; cm^2; N/mm^2; \%]$
	5. Rückstellmoment $m = \frac{M}{N \cdot a} = \begin{cases} m_1 & 0 \leq m \leq 1/6 & 0 \leq \psi \cdot \alpha_g \leq 9 & m_1 = \frac{\psi \cdot \alpha_g}{54} \\ m_2 & 1/6 \leq m \leq 1/3 & 9 \leq \psi \cdot \alpha_g \leq 36 & m_2 = \frac{1}{2} \cdot \sqrt{\frac{1}{\psi \cdot \alpha_g}} \end{cases} \quad \psi = \frac{9 \cdot E_{t,min} \cdot A_G}{20000 \cdot N_d}$
	6. Spaltzugkräfte $Z_{1,d} = 0,3 \cdot N_{d,max} \quad Z_{2,d} = 0,3 \cdot (1 - b/c) \cdot N_{d,max} \quad Z_{3,d} = 0,03 \cdot a/b \cdot N_{d,max}$ <p>mit $\sigma_{ct,d} = 250 \text{ N/mm}^2$</p>
	7. Querkraft, Quermomente und Zugkräfte $Q_{rd} > 1/4 \cdot N_d$ <i>nicht zugelassen</i> $Q_{rd} \leq 1/8 \cdot N_d$ <i>ohne besondere zusätzliche Maßnahmen</i> $Q_{rd} \leq 1/4 \cdot N_d$ <i>Verdübelung durch mittige Stäbe durch den Gelenkhals, Einbindlänge > 30 · Ø, grob bemessen mit:</i> $A_z [cm^2] \geq \frac{Q_{rd} [kN]}{8}$ $M_{rd} \leq 1/6 \cdot b \cdot N_d$ <i>ohne besondere zusätzliche Maßnahmen</i> $M_{rd} \geq 1/6 \cdot b \cdot N_d$ <i>„Panzerung“ durch glatte Stäbe in den Enden des Gelenkes, Verbundwirkung durch Mütter an den Stabenden, Wendel zur Aufnahme lokaler Spaltzugkräfte</i> Zugkräfte <i>mittige Vorspannung mit: $P \approx 1,2 \cdot N_{d,zug}$</i>

Tafel 1

Tragfähigkeit durch Normalkräfte N_d , Querkkräfte Q_d , sowie durch Verdrehungen um die Gelenkachse α_d beansprucht. Die möglichen Versagenszustände sind bereits im *Abschnitt 3* beschrieben. Alle bekannten Versuche zeigen, dass die Gelenke stets durch ein Fließen der Spaltzugbewehrung in den Gelenkschlusskörpern versagen. Die Bruchlasten weisen eine direkte Proportionalität zu den Bewehrungsgraden auf. Die obere Schranke des theoretischen Betonbruchs im Gelenkhals konnte bisher noch nie erreicht werden. Offensichtlich ist die Festigkeitssteigerung des im Gelenkhals dreiaxial beanspruchten Betons wesentlich höher als in den bisherigen Modellen angenommen.

Die Festigkeitssteigerung im Gelenkhals kann somit auf zwei grundsätzliche Effekte zurückgeführt werden. Zum einen ist dies die Teilflächenpressung infolge der Einschnürung im Gelenkhals, zum anderen die Umschnürungswirkung durch die Spaltzugbewehrung. Beide Effekte lassen sich in einem summarischen Ansatz gemäß [14] und [15] wie folgt berücksichtigen:

$$N_{Rd} = F_{Rdu} + \Delta F_{cd} \quad (6-1)$$

bzw.

$$f_{cd}^* = f_{cd,t} + \Delta f_{cd} \quad (6-2)$$

N_{Rd}	Bemessungswert der übertragbaren Gelenknormalkraft
F_{Rdu}	Bemessungswert der Betondruckkraft im Bereich von Teilflächenbelastung
ΔF_{cd}	zusätzlich übertragbare Betondruckkraft infolge der Umschnürungswirkung
f_{cd}^*	Bemessungswert der mehraxialen Druckfestigkeit des Betons
$f_{cd,t}$	Bemessungswert der erhöhten Druckfestigkeit des Betons bei Teilflächenpressung
Δf_{cd}	zusätzlich übertragbare Druckfestigkeit des Betons infolge der Umschnürung

Wie bereits in der Übertragung der Bemessungsvorschläge Leonhardts gezeigt, ergibt sich die *maximal ansetzbare Erhöhung der Betondruckfestigkeit infolge Teilflächenpressung* für eine Betonliniengelenke zu:

$$f_{cd,t} = \sqrt{3} \cdot f_{cd} \quad (6-3)$$

Für die Bestimmung der *zusätzlich übertragbaren Betondruckkraft infolge der Umschnürungswirkung* ist die Berechnung der vorhandenen Querdruckspannungen σ_2 erforderlich (**Abb. 13**). Dafür gibt es verschiedene Berechnungsansätze. In der Novellierung des Model Codes ist geplant, das von Sigrist [16] vorgeschlagene, auf der Plastizitätstheorie

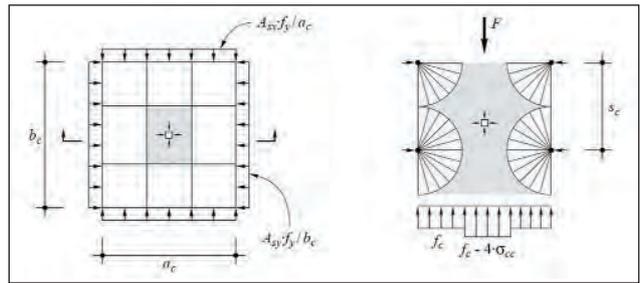


Abb. 13: Modell der Querdruckspannung infolge der Umschnürung (aus [16])

beruhende Konzept zu verwenden. Dieses vereinfachte und für Betongelenke deutlich auf der sicheren Seite liegende Berechnungsmodell wird z. B. auch in der Schweizer Norm [17] angewendet.

Demnach ergibt sich die Querdruckspannung $\sigma_2 (= \sigma_3)$ zu

$$\sigma_2 = \omega_c \cdot f_{ck} \cdot \left(1 - \frac{s_c}{a_c}\right) \cdot \left(1 - \frac{s_c}{b_c}\right) \quad (6-4)$$

worin ω_c den mechanischen Bewehrungsgrad darstellt und die Klammerausdrücke die Wirksamkeit der Umschnürung in Abhängigkeit des Bügelabstands s_c beschreiben.

In Betongelenken sind die Querdruckspannungen σ_2 im Gelenkhals im GZT aufgrund der geometrischen Verhältnisse grundsätzlich größer als $0,05 \cdot f_{ck}$. Damit darf die Festigkeitserhöhung Δf_{cd} gemäß [14] wie folgt ermittelt werden:

$$\Delta f_{cd} = f_{cd} \left(1,125 + 2,5 \cdot \frac{\sigma_2}{f_{ck}}\right) \quad (6-5)$$

Fasst man beide Traglastanteile additiv zusammen und bezieht diese auf die Gelenkhalsfläche, so stellt sich die erhöhte mittlere Betondruckfestigkeit wie folgt dar:

$$f_{cd}^* = f_{cd,t} + \Delta f_{cd} = \left(\sqrt{3} + 0,125 + 2,5 \cdot \frac{\sigma_2}{f_{ck}}\right) \cdot f_{cd} \leq 4 \cdot f_{cd} \quad (6-6)$$

mit:

$$\frac{\sigma_2}{f_{ck}} = \omega_c \cdot \left(1 - \frac{s_c}{a_c}\right) \cdot \left(1 - \frac{s_c}{b_c}\right) \quad (6-7)$$

Der mechanische Bewehrungsgrad ω_c entspricht dem Verhältnis der geschnittenen Umschnürungsbewehrung und der auf Spaltzug beanspruchten Betonfläche. Maßgebend ist der kleinste mechanische Bewehrungsgrad der beiden Richtungen y und z:

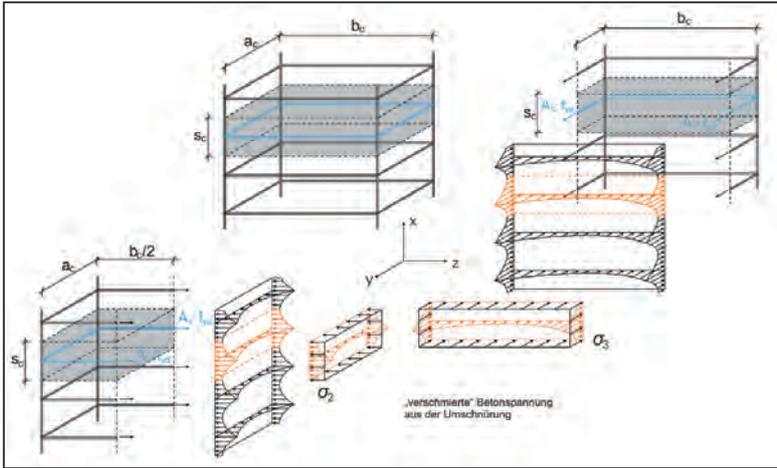


Abb. 14: Modellvorstellungen zur Umschnürungswirkung

$$\omega_c = \min \left(\omega_y = \frac{A_{sy} \cdot f_{yd}}{s_c \cdot b_c \cdot f_{cd}}, \omega_z = \frac{A_{sz} \cdot f_{yd}}{s_c \cdot a_c \cdot f_{cd}} \right) \quad (6-8)$$

Die für die Umschnürungswirkung ansetzbare Bewehrung ergibt sich bei einem Betongelenk im Minimum aus der Spaltzugbewehrung in den Gelenkanschlusskörpern (Abb. 14). Unter Berücksichtigung der von Leonhardt vorgeschlagenen Bewehrungsanordnung ergeben sich die mechanischen Bewehrungsgrade wie folgt:

$$A_{sy} = \frac{Z_1}{\sigma_s} \quad Z_1 = 0,3 \cdot N_{d,max} \quad \omega_y = \frac{0,3 \cdot N_{d,max}}{0,7 \cdot d \cdot b_c \cdot f_{cd}} \cdot \frac{f_{yd}}{\sigma_s} \quad (6-9)$$

$$A_{sz} = \frac{Z_2}{\sigma_s} \quad Z_2 = 0,3 \cdot \left(1 - \frac{b}{c}\right) \cdot N_{d,max} \quad \omega_z = \frac{0,3 \cdot \left(1 - \frac{b}{c}\right) \cdot N_{d,max}}{0,7 \cdot d \cdot a_c \cdot f_{cd}} \cdot \frac{f_{yd}}{\sigma_s} \quad (6-10)$$

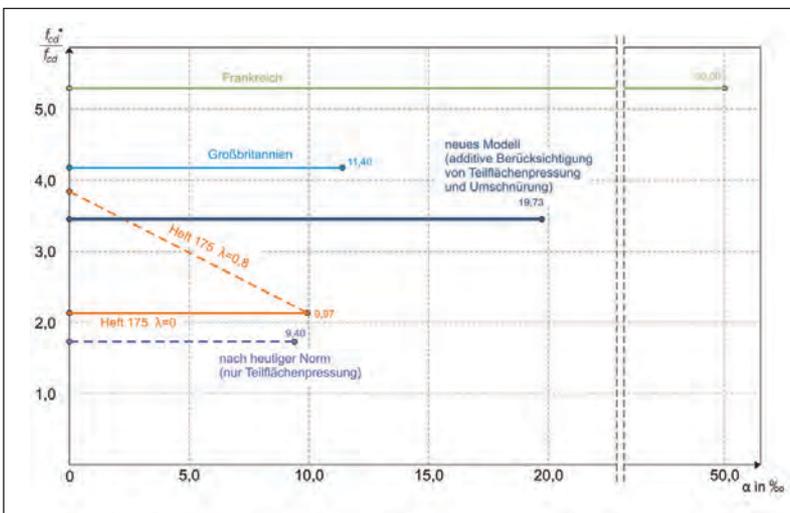


Abb. 15: Vergleich verschiedener Berechnungsmodelle

In Abb. 15 ist ein Vergleich der verschiedenen nationalen und internationalen Berechnungsmodelle mit dem auf die heutige Normung übertragenen sowie mit dem neuen Modell dargestellt. Die Berechnungen wurden für eine fiktive Gelenkgeometrie durchgeführt, aufgetragen sind die übertragbaren Spannungen in Abhängigkeit des Gelenkdrehwinkels.

Das von Sigrist [16] angegebene Modell zur Erfassung der Umschnürungswirkung wurde vorrangig für quadratische und gedrungene Stützenquerschnitte entwickelt und liefert für lange wandartige Tragwerke zu konservative Ergebnisse.

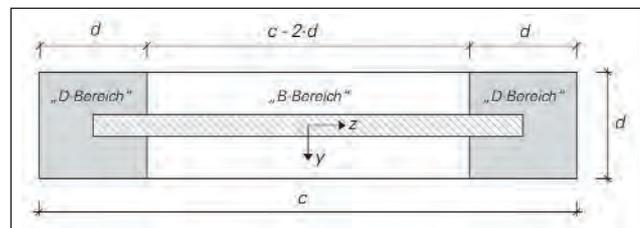


Abb. 16: Unterteilung des Gelenkes in „B- und D-Bereiche“

Aus diesem Grund soll für Betonliniengelenke ein alternativer Vorschlag für die Bemessung entwickelt werden. Bei zunehmender Länge der Gelenke stellt sich mit steigender Entfernung von den Stirnseiten in der z-Ebene des Gelenks ein ebener Dehnungszustand („B-Bereich“) ein. Im Gelenkhals müssten wegen der sehr hohen Druckspannungen viel größere Querdehnungen auftreten, als in den Gelenkanschlusskörpern. In Richtung der Gelenkachse sind unterschiedliche Querdehnungen aufgrund der Verträglichkeitsbedingungen jedoch nicht möglich, so dass entsprechend im Gelenkhals Druckspannungen und im Gelenkanschlusskörper Zugspannungen auftreten müssen. Der Bereich der Randstörung infolge der Stirnflächeneinkerbung („D-Bereich“) kann in guter Annahme gleich der Gelenkhalsbreite d bestimmt werden (Abb. 16).

Es ist geplant, das vorgeschlagene Modell durch numerische Simulationen unter Berücksichtigung der nichtlinearen Materialbeziehungen des Betons zu verifizieren und über eine Parameterstudie für unterschiedliche Gelenkgeometrien und Belastungssituationen die Gültigkeit der getroffenen Annahmen nachzuweisen. In diese Untersuchungen sollen auch die Interaktionen von Normalkraft, Querkraft und Verdrehung sowie weitere Beanspruchungssituationen einbezogen werden.

7 Literatur

- [1] Leonhardt/Reimann: Betongelenke; Heft 175 des DAfStb; Berlin; 1965
- [2] Fessler, E. O.: Die EMPA-Versuche an armierten Betongelenken für den Hardturm-Viadukt, Schw. BZ Vol. 85, 1967
- [3] F. Leonhardt u. E. Mönnig: Sonderfälle der Bemessung im Stahlbetonbau; Vorlesungen über Massivbau Teil 2; 3. Auflage; Springer-Verlag; 1986
- [4] von Leibbrand: Gewölbte Brücken; Fortschritte der Ingenieurwissenschaften; 2. Gruppe; 7. Heft; Leipzig; 1897
- [5] Burkhardt: Betongelenke mit gepanzerter Wälzfläche; Die Bautechnik 11. Jg.; 10. Nov. 1933; Heft 48; S. 651-658
- [6] Marx, S. und Schacht, G.: Gelenke im Massivbau; Beton- und Stahlbetonbau 105 (2010); Heft 2
- [7] Herzog, M: Wirtschaftliche Stahlbeton- und Spannbetonbemessung; Band 5 Spezialprobleme; Bauwerk; Berlin; 2005; Kapitel 31; S. 1-25
- [8] Mönnig/Netzel: Zur Bemessung von Betongelenken; Der Bauingenieur 44 (1969); Heft 12
- [9] Base, G.D.: Tests on Four Prototype Reinforced Concrete Hinges; Res.Rep. No.17; May 1965
- [10] BE 5/75 Technical Memorandum (Bridges) - Rules for the Design and Use of Freyssinet Concrete Hinges in Highway Structures; 1975
- [11] Règles BAEL 91 modifiées 99; Règles techniques de conception et de calcul des ouvrages et constructions en béton armé suivant la méthode des états-limites; Editions Eyrolles
- [12] NEN 6723: Vorschriften beton. Bruggen (VBB 1995) - Constructieve eisen en rekenmethoden
- [13] BVVVTk Bro 08; VV Publ 2008; <http://documents.vsect.chalmers.se/structural-engineering/SorenLindgren/bro/Bro08.pdf>
- [14] EN 1992-1-1: 2004 – Bemessung und Konstruktion von Stahlbeton- und Spannbetontragwerken
- [15] Schlaich/Schäfer: Bemessen und Konstruieren mittels Stabwerkmodellen; Betonkalender 2001
- [16] Sigrist, V.: Zum Verformungsvermögen von Stahlbetonträgern, Institut für Baustatik und Konstruktion; ETH Zürich; IBK Bericht 210; Birkhäuser Verlag; Basel Juli 1995
- [17] SIA 262: 2003; Schweizer Norm SN 505 262: Betonbau

Statik am Gesamtmodell: Modellierung, Berechnung und Kontrolle

Erst eine gute Ausbildung ist der Führerschein des Bauingenieurs für die Anwendung von Rechenprogrammen

Der folgende Beitrag diskutiert einige Aspekte der statischen Berechnung von Tragwerken mit dreidimensionalen Modellen des Gesamtsystems. Der Schwerpunkt liegt auf computerorientierten Berechnungsmethoden, wie sie heute routinemäßig in allen Ingenieurbüros eingesetzt werden. Möglichkeiten und Grenzen sowie typische Fehlerquellen der dreidimensionalen Tragwerksmodellierung werden beispielhaft aufgezeigt, und es wird die Frage nach einer geeigneten Prüfung beantwortet. Es wird außerdem verdeutlicht, welche theoretischen Grundlagen eine moderne Statikausbildung an den Universitäten vermitteln sollte, um einen verantwortungsvollen Umgang mit komplexen Computerprogrammen und eine sichere Interpretation der Ergebnisse zu gewährleisten.

Prof. Dr.-Ing. Manfred Robert Bischoff



ist Professor für Baustatik und Baudynamik an der Universität Stuttgart und geschäftsführender Direktor des gleichnamigen Instituts; an der Uni Stuttgart hat er auch von 1988 bis 1993 Bauingenieurwesen studiert und bis 1999 als wissenschaftlicher Mitarbeiter gearbeitet; 1999/2000 ging er als Gastwissenschaftler an die Universität von Kalifornien in Berkeley und 2001 bis 2005 war er Akademischer Rat und stellvertretender Lehrstuhlleiter am Lehrstuhl für Statik der TU München, 2005 folgte die Habilitation *venia legendi* für das Fach Statik; er ist Mitglied des Ausschusses für die Anerkennung von Prüfingenieuren für Baustatik in Baden-Württemberg und des Vorstandes der „German Association for Computational Mechanics“ (GACM).

ist Mitglied des Ausschusses für die Anerkennung von Prüfingenieuren für Baustatik in Baden-Württemberg und des Vorstandes der „German Association for Computational Mechanics“ (GACM).

1 Einführung

Es soll vorweggeschickt werden, dass sich die folgenden Überlegungen auf die Ermittlung von Schnittgrößen und Verschiebungen sowie auf die Beurteilung des Tragverhaltens konzentrieren und dass die Bemessung nur am Rande behandelt wird. Dies entspricht dem Verständnis von „Baustatik“ im Sinne eines typischen Fächerkanons einer Universität, in dem die Fragen von Bemessung und Konstruktion von anderen Instituten (Entwerfen und Konstruieren, Stahlbau, Holzbau, Massivbau, usw.) behandelt werden. Eine ausführliche Diskussion von Aspekten der Bemessung auf der Basis von Finite-Elemente-Berechnungen findet man beispielsweise bei Rombach [3].

1.1 Mathematisches Modell und Rechenmodell

Das Ziel einer statischen Berechnung ist die Bemessung des Tragwerks im Hinblick auf Standsicherheit, Gebrauchstauglichkeit und Wirtschaftlichkeit. Dafür wird das reale Bauwerk in ein Modell überführt, das die Realität möglichst zutreffend abbilden sollte. Den Prozess der Modellbildung kann man in zwei Schritte aufspalten, nämlich

1. die Abbildung des realen Bauwerks in einem mathematischen Modell und
2. die Abbildung des mathematischen Modells in einem Rechenmodell (**Abb. 1**).

In Zusammenhang mit baupraktischen Aufgaben kann man in einem dritten Schritt auch noch von einem Bemessungsmodell sprechen, da die Dimensionierung, Bewehrung, Verbindungsmittel usw. nicht eindeutig aus den Schnittgrößen und Spannungen folgen, sondern von der Bemessungsmethode und den Vorschriften abhängen.

Die einzelnen Modellierungsschritte sind in der Regel mit Annahmen und Vereinfachungen verbunden, deren Gültigkeit jeweils durch einen Vergleich mit der realen Situation überprüft werden müssen (Validierung).

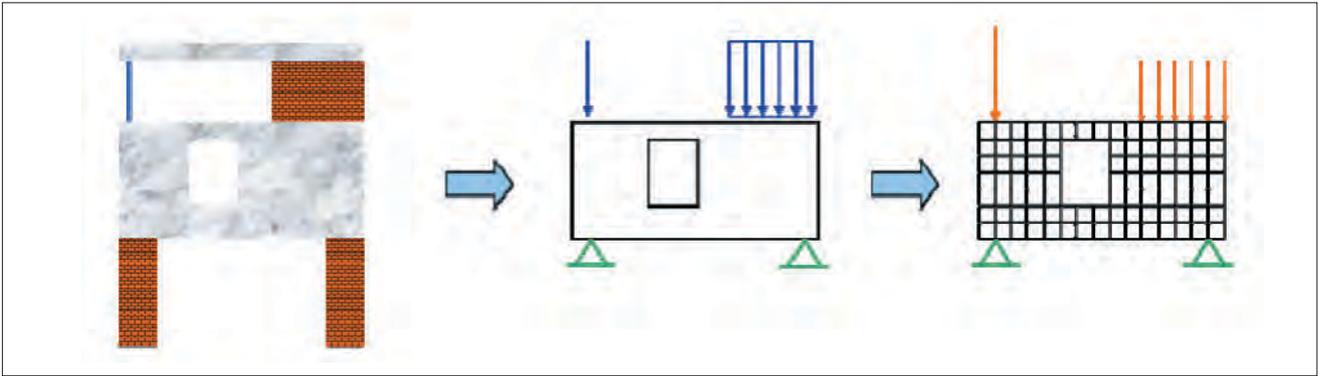


Abb. 1: Modellbildung in der Strukturmechanik: wirkliches Problem, mathematisches Modell und Rechenmodell (Diskretisierung)

Das mathematische Modell wird häufig auch als mechanisches Modell bezeichnet; in der Baustatik nennt man es das statische System. Durch vereinfachende Annahmen (z. B. Ebenbleiben der Querschnitte, linear elastisches Materialverhalten) erhält man einen Modellierungsfehler. Der Begriff „Fehler“ drückt hier eine bewusste Abweichung von der Realität im Sinne einer Näherung aus und verweist nicht etwa auf einen Irrtum oder eine grundsätzlich falsche Vorgehensweise.

Bei klassischen Handrechnungen, z. B. nach der Balkentheorie, kann man die Gleichungen des mathematischen Modells häufig exakt lösen. Bei Computerberechnungen, z. B. für die Berechnung von Platten auf der Basis der Methode der finiten Elemente (FEM), aber auch bei empirischen Formeln oder Tabellenwerten, werden die Gleichungen jedoch nur näherungsweise gelöst, und zum Modellierungsfehler des mathematischen Modells gesellt sich der Fehler des Rechenmodells (der Diskretisierung).

Hinweise zur Modellierung von Tragwerken mit finiten Elementen findet man z. B. bei Kemmler und Ramm [2] sowie Werkle [5].

1.2 Die Rolle des Computers

Tragwerksberechnungen von Hand sind mühsam und zeitaufwendig. Für Flächentragwerke ist man ggf. auf Tabellenwerte und recht grobe Näherungen angewiesen. Dasselbe gilt für geometrisch und materiell nichtlineare Berechnungen. Konrad Zuses Traum, diese lästigen Aufgaben von einer programmierbaren Maschine übernehmen zu lassen, ist heute Wirklichkeit geworden.

Das hat die Kunst der Baustatik jedoch nicht überflüssig, sondern, im Gegenteil, anspruchsvoller und interessanter gemacht.

Die Rolle des Computers besteht nämlich nur zum Teil darin, bisher von Hand durchgeführte Rou-

tineaufgaben, wie die Grundrechenarten, Gleichungslösung und Integration, schneller, automatisch und ohne Flüchtigkeitsfehler durchzuführen. Neue Berechnungsmethoden, allen voran die FEM, haben uns neue Anwendungsbereiche erschlossen. Mithilfe von Computern ist es heute möglich, Berechnungen durchzuführen, die früher nicht nur aufwendig, sondern ganz unmöglich waren. Zu dieser Problemklasse gehören auch räumliche Tragwerke und Flächentragwerke mit beliebiger Geometrie und Belastung.

Es ist natürlich falsch (und gefährlich) anzunehmen, die statische Berechnung selbst des komplexesten Tragwerks könne nun von jedermann leicht und auf Knopfdruck bewältigt werden, wenn er ein geeignetes Computerprogramm zur Verfügung hat und dieses bedienen kann. Das scheint eine triviale Erkenntnis zu sein, jedoch wird zuweilen genau das aus kommerziellen Gründen suggeriert.

Die Aufgabe des Ingenieurs hat sich vielmehr vom Rechnen hin zur Modellbildung, die früher ein natürlicher Bestandteil der Berechnung war, verlagert. Die eigentlich selbstverständliche Voraussetzung, dass ein Ingenieur sämtliche Theorien und Modelle, die seinen Prognosen und Urteilen zugrunde liegen, kennt, ist dadurch nicht immer erfüllt.

2 Statik am Gesamtmodell – Möglichkeiten und Grenzen

2.1 Möglichkeiten wecken Ansprüche

Traditionell wird ein Tragwerksplaner bei der Beurteilung des Tragverhaltens eines räumlichen Tragwerks zunächst versuchen, die Lastabtragung in ausgewählten Richtungen und Ebenen zu betrachten (Eigengewicht und Verkehrslasten „von oben nach unten“, Aussteifung für Windlasten in ausgewählten Ebenen, usw.). Neben dem Verständnis für das Trag-

verhalten ist diese Betrachtungsweise auch für eine wirtschaftliche und übersichtliche Berechnung hilfreich.

Mithilfe von Computerprogrammen ist es jedoch auch möglich, das gesamte Tragwerk dreidimensional abzubilden. Das geht unter Umständen sogar schneller und bietet überdies die Möglichkeit, Tragreserven zu nutzen und damit wirtschaftlicher zu bemessen. Wenn ein Programm solche Möglichkeiten bietet und die Eingabe bequem ist, dann werden diese Optionen auch genutzt – unabhängig davon, welche Ideale bezüglich einer behutsamen Annäherung an das Tragwerk und auf profunder Analyse fußendem tieferem Verständnis von dessen Tragverhalten im Raum stehen mögen.

Möglichkeiten wecken Ansprüche. Die moderne Architektur macht sich zunutze, dass man heute „alles“ rechnen kann. In Extremfällen wird kein Tragwerk mehr entworfen, sondern eine Skulptur, die man dann unter Ausnutzung all dessen, was moderne Normen und Berechnungsverfahren hergeben, „hinrechnet“.

Modellierung am Gesamtmodell kann auch ein Mittel zur Gewichtsersparnis sein. Das Verhältnis zwischen Eigengewicht des Tragwerks und den Verkehrslasten wird dadurch jedoch kleiner (also ungünstiger), was sich in reduzierten Tragreserven auswirken kann.

Die Statik am Gesamtmodell wird also weiter an Bedeutung gewinnen und muss deshalb thematisiert werden, ob man sie nun mag oder nicht.

2.2 Räumliche Modelle

In manchen Fällen sind räumliche Modelle notwendig, z. B. dann, wenn ein echtes räumliches Tragverhalten vorliegt oder das Tragwerk sich nicht in Ebenen zerlegen lässt (z. B. beim Neubau des Daimler-Benz-Museums in Stuttgart). **Abb. 2** zeigt

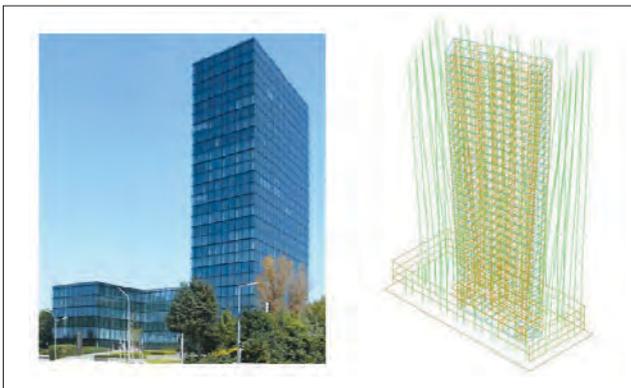


Abb. 2: Räumliche Eigenform
(Quelle: cbp Tragwerksplanung GmbH)

die dritte Eigenform eines Modells des Hochhauses des Süddeutschen Verlags in München, die im Rahmen einer Erdbebenbemessung ermittelt wurde. Die globale Torsionswirkung kann mit einem ebenen Modell nicht abgebildet werden.

Bei der Modellbildung mit Hilfe von Computerprogrammen ist es dann besonders wichtig, sich davon zu überzeugen, dass das Modell die Realität zutreffend abbildet (Validierung). Ein Faltwerk kann beispielsweise vorab durch ein räumliches Balkenmodell angenähert werden.

Besonders wichtig ist die Kopplung zwischen einzelnen Tragwerksteilen, vor allem dann, wenn sie eine unterschiedliche Dimensionalität haben (z. B. Verbindung eines Balkens mit einer Scheibe). Entsprechende Fehlerquellen bei statischen Berechnungen werden in Kapitel 3 aufgezeigt (siehe auch Bischoff und Bletzinger [1]). In diesem Zusammenhang muss besonders darauf geachtet werden, dass nur planmäßige Tragwirkungen auftreten, also z. B. keine Biegung in Mauerwerk in Rechnung gestellt wird.

2.3 Modellierung am Gesamtmodell und reales Tragverhalten

Eine Betrachtung am Gesamtmodell ist keine Garantie dafür, dass die Tragwirkung besser abgebildet wird, als bei einfachen Modellen, die auf einer gedanklichen Zerlegung des Tragwerks beruhen. **Abb. 3** zeigt ein stark vereinfachtes Hochhausstragwerk mit einem innen liegenden Aussteifungskern. Die in diesem Kern eingespannten Platten sind am gegenüberliegenden Ende auf Stützen gelagert.

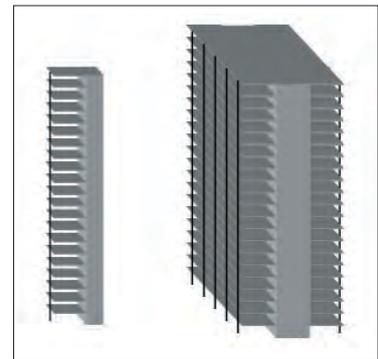


Abb. 3: Hochhausstragwerk (vereinfacht)

Wir nehmen an, dass jede Platte die Lasten näherungsweise einachsrig (als Balken) abträgt und extrahieren ein Segment aus dem Gesamttragwerk (**Abb.3**, links).

Nimmt man weiter an, dass der Kern starr und die Dehnsteifigkeit der Stützen im Vergleich zur Biegesteifigkeit der Platten (unendlich) groß ist, dann bekommt man als Näherung für den Verlauf der Biegemomente in den Platten den Momentenverlauf eines einseitig eingespannten Einfeldträgers. In **Abb. 4** sind die entsprechenden Zahlenwerte für den Lastfall Eigengewicht angegeben.

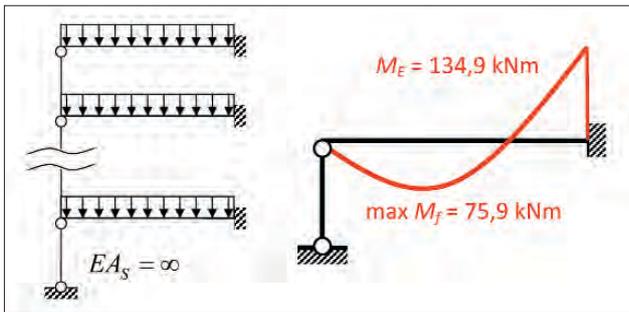


Abb. 4: Handrechnung an einem vereinfachten statischen System

Auf der Basis der gleichen Modellannahmen – einachsige Lastabtragung, starrer Kern – wird nun eine Berechnung am Gesamttragwerk mit Hilfe eines Stabwerkprogramms (SOFISTIK) durchgeführt. Dabei wird die Nachgiebigkeit der Stützen berücksichtigt. **Abb. 5** zeigt die Ergebnisse für die Momentenverläufe in den unteren Stockwerken (links) und ganz oben (Mitte).

Beim Vergleich der Feldmomente stellt man fest, dass die Ergebnisse im unteren Stockwerk recht gut zur Handrechnung passen (74,0 kNm im Vergleich zu 75,9 kNm), in der obersten Platte aber stark abweichen (56,0 kNm). Um zu verstehen, woher diese Abweichung kommt, betrachten wir die Verformungsfigur (**Abb. 5**, rechts). Durch die Nachgiebigkeit der Stützen sind die Vertikalverschiebungen oben

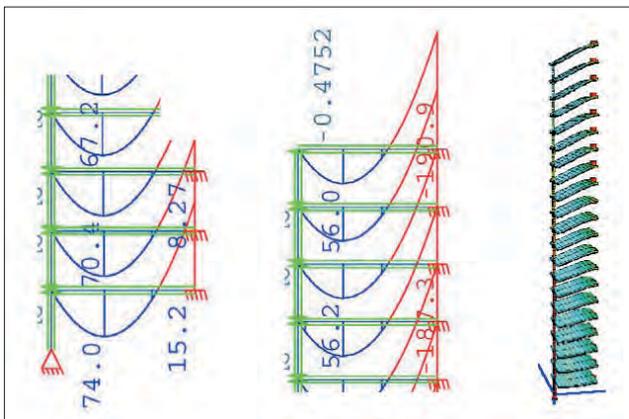


Abb. 5: Computerberechnung an einem Stockwerkrahmen

deutlich größer als unten. Dadurch werden die Feldmomente in den Platten verringert und die Stützmomente erhöhen sich (hier auf 190,9 kNm im Vergleich zu 134,9 kNm bei der Handrechnung).

Die Vermutung, dass dieses Ergebnis wegen der aufwendigeren, dreidimensionalen Modellierung besser sei als die Handrechnung ist jedoch falsch. Bei der Modellierung des Gesamttragwerks sind wir davon ausgegangen, dass das unverformte Tragwerk spannungsfrei ist. Die Zusammendrückungen der einzelnen Stützen akkumulieren sich über die Höhe des

gesamten Tragwerks und führen so zu den stark unterschiedlichen Ergebnissen in den unteren und oberen Ebenen. Das entspricht der Annahme, dass das Bauwerk zunächst komplett erstellt, und danach das Eigengewicht aktiviert würde. In Wirklichkeit wird jedoch während des Bauprozesses jedes neue Stockwerk neu eingemessen – das Eigengewicht wirkt von Anfang an und die weiter oben liegenden Stützen werden automatisch etwas „zu lang“ eingebaut. Hinzu kommen die Effekte aus Schwinden und Kriechen. Das reale Tragverhalten liegt irgendwo zwischen dem aus der Computerberechnung und dem aus der Handrechnung. Eine bessere Abbildung liefern so genannte Baufortschrittsmodelle, die jedoch bisher noch nicht etabliert sind.

3 Gedanken zur Prüfung einer „Computerstatik“

3.1 Paradigmenwechsel bei der Modellbildung

Bei statischen Berechnungen von Hand sind die Wahl eines statischen Systems, die Systemerkennung und das Treffen geeigneter Annahmen und Vereinfachungen die Voraussetzung für eine sinnvolle Berechnung. Man kann sagen, dass, wer ein System von Hand berechnen und bemessen kann, dieses System meist auch im Hinblick auf die Modellbildung verstanden hat.

Bei der Anwendung von Computerprogrammen ist das nicht der Fall. Im Grunde kann jeder rechnen und bemessen, der das Programm bedienen kann. Die Qualität der Ergebnisse hängt aber nur in zweiter Linie von der Qualität des angewandten Programms ab; sie ist in erster Linie ein Abbild der Modellbildung.

Diese Modellbildung geschieht implizit, und deshalb möglicherweise unbewusst, durch die Auswahl von Elementtypen, Programmmodulen, Algorithmen usw. Hinzu kommt, dass Computermodelle meist komplexer sind, als solche, die bei Handrechnungen eingesetzt werden können.

Es ist deshalb heute sogar wichtiger als früher, dass die theoretischen Grundlagen, auf denen Statikprogramme aufgebaut sind, beherrscht werden, und dass der Ingenieur weiß, welche Modelle und Methoden dabei verwendet werden.

Damit sind nicht Kenntnisse der Informatik gemeint, sondern Kenntnisse in der Baustatik und Baudynamik (Strukturmechanik). Auch hier gilt das in Kapitel 1.1 Gesagte: Mathematisches Modell und Re-

chenmodell müssen getrennt bewertet werden. Im Bauwesen werden für Näherungslösungen, z. B. für Flächentragwerke, heute fast ausschließlich finite Elemente eingesetzt. Die Grundzüge dieser Methode sollte jeder kennen, der entsprechende Programme anwendet.

3.2 Gute und schlechte Modelle

Erfahrene Prüfengeure warnen in Aufsätzen und Vorträgen zu Recht immer wieder vor einer unkritischen „Computergläubigkeit“ und weisen auf die Gefahren einer falschen Modellierung mit Rechenprogrammen hin (siehe z. B. Tompert [4]).

Bei der Beurteilung einer „Computerstatik“ müssen das mathematische Modell (z. B. das statische System, Annahmen bzgl. Lagerbedingungen und Verbindungen) und das Rechenmodell (z. B. das Finite-Elemente-Netz) getrennt voneinander betrachtet werden. Für eine zutreffende Beurteilung von Rechenergebnissen ist das unerlässlich. Sätze wie „Singularitäten sind ein typisches Problem von finiten Elementen“ führen auf die falsche Fährte. Singularitäten treten beispielsweise auf, weil die Elastizitätstheorie eingesetzt wird, wo sich der Werkstoff in Wirklichkeit nichtlinear verhält und natürlich keine unendlichen Spannungen zulässt. Sie sind also aus der Sicht des mathematischen bzw. mechanischen Modells zu bewerten (z. B. durch das Bilden von Resultierenden unter Beachtung von Umlagerungsmöglichkeiten). Keinesfalls sollte man in einem solchen Fall dem Rat folgen, das Netz „nicht zu fein“ zu machen. Das würde bedeuten, ein Problem im mathematischen Modell durch eine Veränderung des Rechenmodells zu beheben, was sicher ein Irrweg ist.

Ob ein Modell „gut“ oder „schlecht“ ist, hängt davon ab, was man modellieren möchte. Für die statische Berechnung eines Hochhauses werden nichttragende Fassadenteile im statischen System nicht (bzw. nur als Lasten) berücksichtigt. Für Untersuchungen bezüglich der Gebäudeaerodynamik sind jedoch gerade diese Elemente von zentraler Bedeutung.

Das bedeutet, um ein weiteres Beispiel zu nennen, dass ein dreidimensionales Gesamtmodell, das zunächst für eine Erdbebenbemessung entwickelt wurde, möglicherweise nicht optimal, oder sogar ganz ungeeignet ist, wenn es um die Knicksicherheit einzelner Stützen oder um Durchstanznachweise bei Flachdecken geht. Hier ist die Strategie, alles in einem einzigen Modell zu integrieren, kritisch – auch deshalb, weil es um verschiedene Größenskalen geht, die unterschiedliche Anforderungen an das mathematische Modell und das Rechenmodell (FE-Netz) stellen. Mehrskalenmodelle und Substrukturtechnik können hier methodisch hilfreich sein. Auf jeden Fall muss die Modellbildung auf die Zielsetzung der Berechnung abgestimmt sein.

Eine typische Fehlerquelle bei statischen Systemen, die mit Computerprogrammen erstellt wurden, ist die Kopplung von Elementen unterschiedlicher Dimensionalität, z. B. Stab- oder Balkenelemente mit Scheiben- oder Plattenelementen. Ein solcher Fall wird im Folgenden beispielhaft dargestellt.

Eine quadratische Platte ist auf vier Einzelstützen gelagert und wird durch eine Gleichlast beansprucht (**Abb. 6**). Weil die Stützen verhältnismäßig dick (50 cm x 50 cm) und kurz (2,5 m) sind, werden sie als eingespannte Biegebalken modelliert und biegesteif an die Platte angeschlossen, d. h., alle Freiheitsgrade an den gemeinsamen Knoten werden gekoppelt.

Wir vergleichen zwei Varianten:

1. Diskretisierung der Platte mit Plattenelementen und
2. Diskretisierung der Platte mit Schalenelementen.

In beiden Fällen kommt eine schubweiche Theorie zum Einsatz. Bei den Verschiebungsverläufen in der Platte sind qualitativ keine Unterschiede zu erkennen (**Abb. 6** zeigt die Ergebnisse der zweiten Variante), allerdings ist bei Variante 1 (Plattenelemente) die maximale Verschiebung ca. 10 % größer als bei der Berechnung mit Schalenelementen. Die maxima-

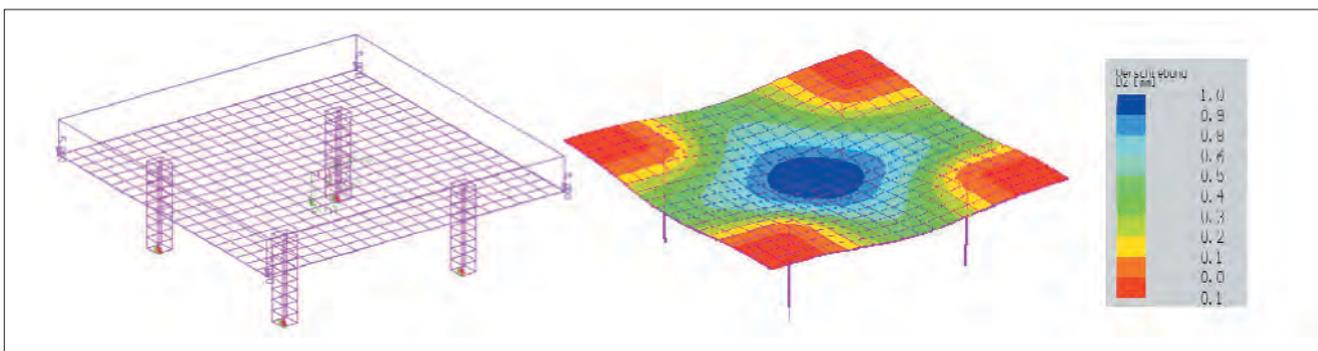


Abb. 6: Platte auf Einzelstützen, System und Verschiebungsverlauf (Variante 2, Schalenelemente)

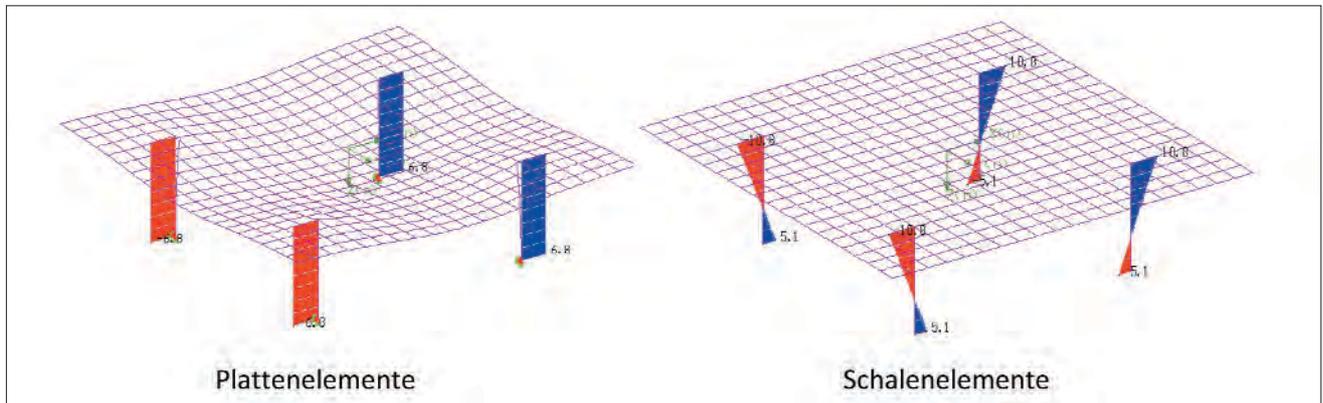


Abb. 7: Platte auf Einzelstützen, Vergleich der Momentenverläufe in den Stützen

len Stützmomente unterscheiden sich um knapp 20 % und sind bei Variante 2 größer (Zahlenwerte anzugeben erübrigt sich, weil diese Werte über der Einzelstütze singular und damit netzabhängig sind).

Da eine schubweiche Theorie zum Einsatz kommt und jede Stütze nur an einem Knoten angreift, sind in der analytischen Lösung sogar die Verschiebungen unendlich. Weil es sich dabei jedoch um eine verhältnismäßig schwache Singularität handelt, kommt dieser Effekt erst bei extrem feinen Netzen zum Vorschein und wird hier nicht weiter diskutiert.

Der augenfälligste Unterschied offenbart sich beim Betrachten der Momentenverläufe in den Stützen (**Abb. 7**).

Hier treten nicht nur quantitative, sondern auch deutliche qualitative Unterschiede auf: Bei der Diskretisierung der Platte mit Plattenelementen sind die Momente in der Stütze konstant, während sie bei der Modellierung der Platte mit Schalenelementen linear verlaufen und dabei sogar das Vorzeichen wechseln.

Bei der Ursachenforschung verrät ein genauerer Blick auf das Verformungsbild bei Variante 1, dass sich der Stützenkopf horizontal in Richtung Plattenmitte verschiebt (wegen der Auflösung in **Abb. 6** nicht zu sehen).

Das erscheint zunächst verwunderlich, da die Stütze ja fest mit der Platte verbunden sein soll und deshalb alle Freiheitsgrade gekoppelt wurden. Es liegt auf der Hand, dass die Ursache damit zusammenhängt, dass Plattenelemente nur Biegung und Belastungen quer zu ihrer Ebene abbilden können, wäh-

rend Schalen diese Biegewirkung mit der Scheibenwirkung (Membrananteil) kombinieren.

Plattenelemente haben pro Knoten nur drei Freiheitsgrade: die Vertikalverschiebung und zwei Rotationen. Verschiebungen in der Plattenebene (die „Scheiben-Freiheitsgrade“) treten nicht auf. Die entsprechenden Verschiebungen der Balkenelemente in der Stütze bleiben frei. Dadurch ergibt sich für die Kombination Balkenelement – Plattenelement mit Kopplung aller verfügbaren Freiheitsgrade eine verschiebliche Einspannung!

Die zweidimensionale Veranschaulichung in **Abb. 8** verdeutlicht auch, warum deshalb das Moment in der Stütze konstant ist: Es kann keine Querkraft eingetragen werden.

Man mag sich damit trösten, dass solche Stützen in der Regel nicht planmäßig auf Biegung ausgenutzt werden und die Momente klein genug sind, dass sie mit der Mindestbewehrung abgedeckt werden. Trotzdem stellt der beschriebene Effekt eine Fehlerquelle dar, die bei komplexen Tragwerken mit vielen verschiedenen Elementen und komplizierten Kopplungsbedingungen leicht übersehen wird und ggf. auch ernstere Konsequenzen haben kann, als in unserem kleinen Demonstrationsbeispiel.

Zum Schluss sei noch bemerkt, dass es für das hier vorgestellte Modell nicht notwendig ist, Schalen-

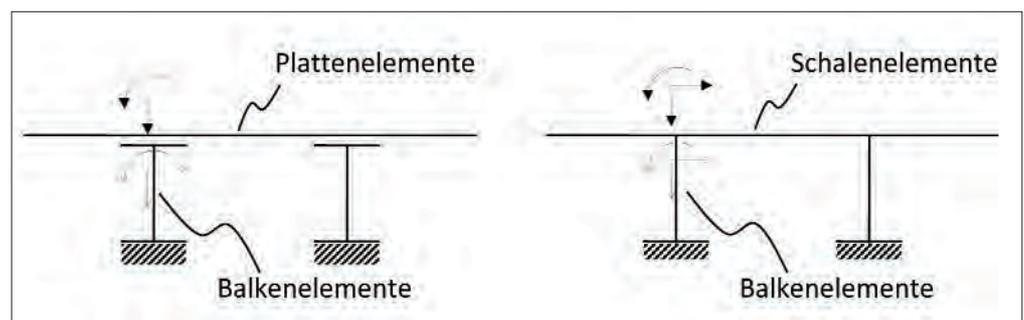


Abb. 8: Zweidimensionale Veranschaulichung der Freiheitsgrade und Kopplungsbedingungen

elemente einzusetzen, um die Beanspruchung der Stützen korrekt zu ermitteln, zumal diese in vielen kommerziellen Programmen gar nicht zur Verfügung stehen. Es genügt, die horizontale Verschiebung des Stützenkopfes durch zusätzliche Lager festzuhalten. Das entspricht der in diesem Fall berechtigten Annahme einer starren Scheibe in Plattenebene. Die numerischen Ergebnisse sind bei dem gewählten Beispiel dann praktisch identisch zu denen, die mit Schalenelementen erhalten wurden.

3.3 Fehlersuche und Plausibilitätskontrollen

Das kleine numerische Experiment im vorigen Kapitel demonstriert, dass es für die Beurteilung einer statischen Berechnung entscheidend ist, zu erkennen, wie das statische System tatsächlich aussieht. Dazu gehört beispielsweise die Kenntnis der in einem Element zur Verfügung stehenden Freiheitsgrade und deren physikalischer Bedeutung. Dabei muss auch beachtet werden, dass bestimmte Freiheitsgrade aus algorithmischen Gründen eingeführt werden und keine physikalische Bedeutung haben. Das ist beispielsweise bei den Drillrotationen von Schalenelementen der Fall, die eine Rotation um die Achse senkrecht zur Schalenebene beschreiben. In der (kontinuierlichen) Schalentheorie treten diese Rotationen nicht auf, bei finiten Elementen werden sie aus technischen Gründen jedoch häufig verwendet. Die ihnen zugewiesene Steifigkeit hat aber keine physikalische Bedeutung und hängt von der Elementgröße ab. Diese Freiheitsgrade dürfen keinesfalls zum biege- oder torsionssteifen Anschluss von Balkenelementen verwendet werden! Besonders tückisch ist, dass die Ergebnisse oft plausibel aussehen und realistische Größenordnungen haben. An dieser Stelle wird besonders deutlich, dass für die Modellbildung sowohl Kenntnisse der Strukturmechanik (Schalentheorie, mathematisches Modell) als auch der Finite-Elemente-

Technologie (Schalenelemente, Rechenmodell) notwendig sind.

Den Modellierungsfehler in Kapitel 3.2 findet man jedoch auch leicht mit Hilfe einer einfachen Plausibilitätskontrolle. Eine Skizze des qualitativen Momentenverlaufs an einem ebenen Rahmensystem (vgl. **Abb. 8**) liefert bereits ohne Rechnung die Information, dass das Moment in den Stützen nicht konstant sein kann. Kennt man diesen Momentenverlauf nicht „auswendig“, so kann man sich ihn leicht aus dem Krümmungsverlauf einer Verschiebungsfigur herleiten.

Schließlich muss bemerkt werden, dass die Berechnung in diesem Fall in Ordnung war. Das FEM-Programm hat sich absolut richtig verhalten (möglicherweise wäre eine Warnung an den Benutzer sinnvoll, wenn an gemeinsamen Knoten benachbarter Elemente die Freiheitsgrade nicht zusammenpassen; bei komplexen Tragwerken wird dies jedoch praktisch immer zu Warnungen führen, die dann routinemäßig weggeklickt werden).

Auch am Rechenmodell ist nichts auszusetzen; das Netz war fein genug. Es handelt sich hier also weder um einen Rechenfehler noch um ein numerisches Problem, sondern um ein falsches statisches System bzw. mathematisches Modell.

Für die Prüfung der Berechnung von Schnittgrößen und Verschiebungen ist es deshalb entscheidend, sich ein Bild davon zu machen, was überhaupt berechnet wurde. An dieser Stelle brauchen wir eine neue Art der Dokumentation, in der das statische System auch im Hinblick auf die oben diskutierten Gesichtspunkte dokumentiert wird. Einem Screenshot des FEM-Netzes bzw. des Computermodells ist oft nicht anzusehen, ob es sich bei den „Strichen“ um

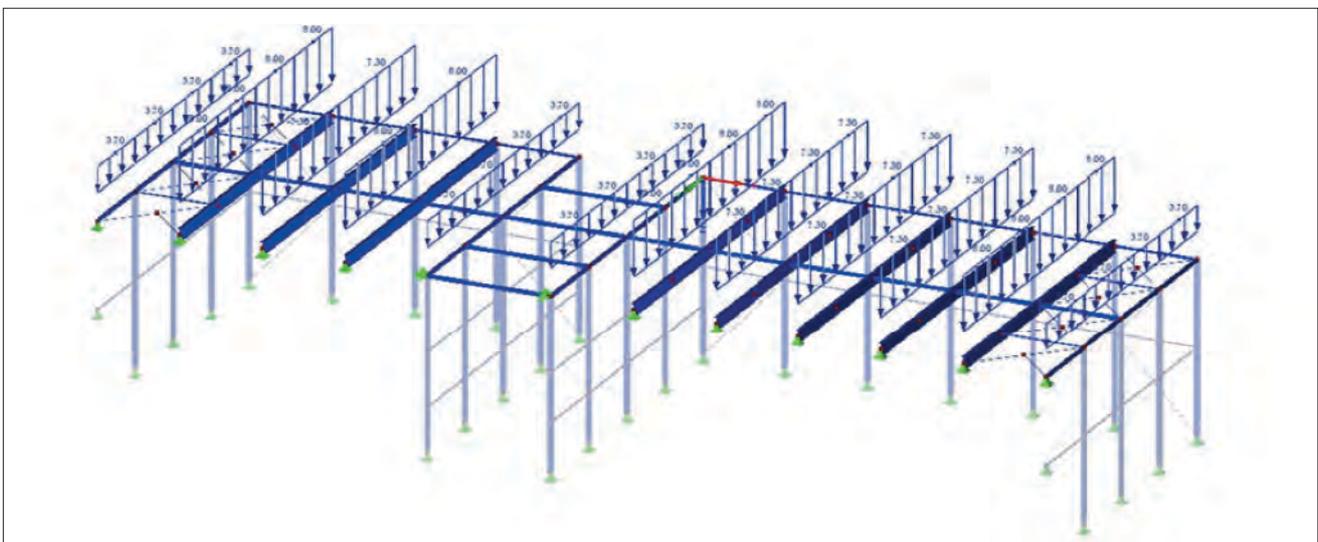


Abb. 9: Finite-Elemente-Modell eines Stahl-Rahmentragwerks (Quelle: cbp Tragwerksplanung GmbH)

Balken oder Fachwerkstäbe handelt, ob eine schubweiche oder schubstarre Theorie verwendet wurde, ob Verbindungen gelenkig oder biegesteif sind usw.

Abb. 9 zeigt ein Computermodell einer Stahlbaukonstruktion. Es ist ein positives Beispiel, bei dem Lasten sowie Rand- und Übergangsbedingungen eindeutig dargestellt sind. Trotzdem sind insbesondere die Kopplungsbedingungen (Gelenke bzw. biegesteife Ecken) auf dem Gesamtbild praktisch nicht zu erkennen. Und auch beim genauen Hinsehen muss der Anwender die Bedeutung der Symbole kennen, die das jeweilige Programm verwendet, um die Darstellung richtig interpretieren zu können.

In vielen Fällen bleibt dem Prüfer nichts anderes übrig, als die statische Berechnung mit einem eigenen Programm zu wiederholen. Besonders bei komplexen räumlichen Tragwerken gibt es jedoch mehrere Möglichkeiten, ein brauchbares Modell zu entwickeln und eine sinnvolle Bemessung durchzuführen. Es kann deshalb leicht passieren, dass die Ergebnisse des Prüfers stark von denen des Aufstellers abweichen. Eine geeignete Dokumentation des statischen Systems hilft in solchen Fällen, die Ursachen der Unterschiede zu ergründen und zu entscheiden, ob es sich um echte Fehler handelt oder um eine zulässige alternative Modellierung.

Generell gilt die Priorität

1. Überprüfen des mathematischen (mechanischen) Modells,
2. überprüfen der Bemessung,
3. überprüfen des Rechenmodells.

In der Regel wird man davon ausgehen können, dass die Programme richtig rechnen und nicht etwa bei der Gleichungslösung oder Integration von Flächenlasten Fehler begehen. Eine Plausibilitätskontrolle der Lasteingabe, die zu Punkt 1 gehört, entlarvt ggf. übrigens auch solche Fehler. Ein zu grobes Netz oder stark verzerrte Elemente bei FEM-Berechnungen sind vermeidbare Fehler, die sich jedoch nicht so dramatisch auswirken, wie ein falsches statisches System oder Fehler bei der Bemessung.

4 Baustatik und Baudynamik in der Ingenieurausbildung

In Fällen, bei denen mit modernen Computerprogrammen offensichtlich falsche Rechenergebnisse erhalten werden (vgl. Kapitel 3.2) liegt die Forderung nach besseren Programmen oder gar „Expertensystemen“ nahe. Solche Systeme werden jedoch nie die

Arbeit des Ingenieurs, dessen Erfahrung und kritische Urteilsfähigkeit ersetzen können. Was stattdessen notwendig ist, ist ein verantwortungsvoller Umgang mit dem Computer und den der Berechnung zugrundeliegenden komplexen Theorien sowie eine kritische Beurteilung der Ergebnisse. Ein Computerprogramm wird nie in der Lage sein, das Tragverhalten eines Bauwerks zu „verstehen“.

Wegen der rasanten Entwicklung von Programmen und Berechnungsmethoden ist lebenslanges Lernen für den praktisch tätigen Ingenieur heute noch wichtiger als früher. Das spricht für eine Ausbildung, die auf flexibel anwendbares Grundlagenwissen abzielt, die kritische Urteilsfähigkeit schult und lehrt zu lernen.

Die Anwendung einer Theorie, ohne deren Voraussetzungen und Grenzen zu kennen, ist gefährlich. Theoretische Kenntnisse sind deswegen im Computerzeitalter – in dem immer komplexere Theorien durch Computerprogramme praktisch anwendbar werden – wichtiger geworden. Das Gegenteil von „praktisch“ ist „unpraktisch“, nicht „theoretisch“. Nicht nur Wissenschaftler benötigen eine wissenschaftliche Ausbildung. Jeder praktisch tätige Ingenieur, der erfolgreich neue Wege beschreitet und über den Tellerrand bereits vielfach erprobter Standardlösungen hinausblickt, bedient sich wissenschaftlicher Methoden.

Eine gute Ausbildung im Fach Baustatik ist der Führerschein des Bauingenieurs für die Anwendung von Rechenprogrammen. Zu lernen, Auto zu fahren, bedeutet nicht, ein bestimmtes Fahrzeug mit all seinen Funktionen kennenzulernen, sondern die Fähigkeit zu erwerben, sich sicher und verantwortungsvoll im Straßenverkehr zu bewegen. Dasselbe gilt für die Anwendung von Statik-Programmen. Computer helfen uns, Fragen zu beantworten, die Fragen stellen müssen wir selbst.

5 Literatur

- [1] Bischoff, M., Bletzinger, K.-U., Statik am Gesamtmodell – Möglichkeiten und Ansprüche. Tagungsband Baustatik-Baupraxis 10, Universität Karlsruhe (2008).
- [2] Kemmler, R., Ramm, E., Modellierung mit der Methode der Finiten Elemente. Beton-Kalender I, Ernst und Sohn, (2001).
- [3] Rombach, G., Anwendung der Finite-Elemente-Methode im Betonbau. 2. Auflage, Wiley (2006).
- [4] Tompert, K., Einige Problemfälle bei FE-Berechnungen aus der Sicht eines Prüfindgenieurs. Tagungsband Finite Elemente in der Baupraxis (FEM95) Stuttgart, Ernst und Sohn (1995).
- [5] Winkle, H. Finite Elemente in der Baustatik. 3. Auflage, Vieweg (2007).

Der Brandschutz bei der energetischen Sanierung von Bildungsstätten

Die sicherheitstechnische Ertüchtigung ist von den verantwortlichen Planern für jeden Einzelfall festzulegen

Kindergärten, Hochschulen und Schulen unterliegen häufig einem Sanierungstau, der im Zuge der im Konjunkturpaket II der Bundesregierung Deutschland enthaltenen energetischen Sanierung der Gebäude aufgelöst werden soll. Energetische Sanierungen besitzen hohe politische und gesellschaftliche Relevanz, gleichwohl unterliegt die sicherheitstechnische Sanierung der öffentlichen Gebäude einem ebenso hohen, wenn nicht gar höheren gesellschaftlichen Anspruch. Der Umfang der sicherheitstechnischen Ertüchtigung ist – wie der nachfolgende Beitrag zeigt – für jeden Einzelfall von den verantwortlichen Planern festzulegen. Der Prüfenieur für Brandschutz prüft in Sonderbauten gemäß § 66 MBO die Übereinstimmung der Planung mit den öffentlich-rechtlichen Vorgaben. Hierbei müssen alle Beteiligten das richtige Maß finden, was eine komplexe Aufgabe ist, die sich nicht allein auf das bloße Umsetzen abstrakter Vorschriften beschränken lässt.

Dipl.-Ing. Sylvia Heilmann



studierte von 1987 bis 1992 Bauingenieurwesen an der TH Leipzig und gründete nach einigen angestellten Tätigkeiten als Bauingenieurin 1997 ihr eigenes Ingenieurbüro für Brandschutz und Baustatik in Pirna; sie ist Prüfenieurin für Brandschutz, öffentlich bestellte und vereidigte Sachverständige

für baulichen Brandschutz, Lehrbeauftragte für Brandschutz der TU Dresden und Honorar Dozentin verschiedener Weiterbildungseinrichtungen und Ingenieur- und Architektenkammern.

1 Einführung

Bei der Prüfung der Brandschutznachweise gilt der Grundsatz: Die Vollkommenheit im Brandschutz entsteht keinesfalls dann, wenn man nichts mehr hinzufügen könnte, sondern sie ist dann erreicht, wenn auf nichts mehr verzichtet werden kann. Werden die Entscheidungen zum Umfang brandschutztechnischer Sanierungen von Bildungseinrichtungen auf dieser Basis getroffen, scheint ein vertretbares Niveau erreichbar.

Die allgemein bekannten Schutzziele nach § 14 MBO gelten bei der Sicherheitsüberprüfung von Kindergärten, Schulen und Hochschulen als Aufgabenstellung (**Abb. 1**).

2 Ermessenspielraum und Handlungsgebot

Bei der Sanierung von Kindergärten, Schulen und Hochschulen ist ein eigenverantwortliches, planerisches Ermessen über zwingende Notwendigkeiten von materiell-rechtlichen Forderungen und technischen Regeln, über mögliche konstruktive Abschlüsse und über nutzungsspezifische Einschränkungen erforderlich.

Von einem Architekten, Ingenieur oder einem Brandschutzsachverständigen kann und muss erwartet werden, dass er die Grenzen eines Handlungs- und Ermessensspielraums im konkreten Einzelfall erkennt und in Hinsicht auf Zweck und Ziel der entsprechenden Vorschrift einzuschätzen vermag.

Dazu gehört, dass unverzichtbare Notwendigkeiten durchgesetzt werden; dazu gehört auch, dass von einer unzumutbaren bzw. nicht zielführenden Regel Abstand genommen wird.

Leider zeigt sich in der Praxis, dass die am Bau Beteiligten gerade unter dem Eindruck einer Recht-

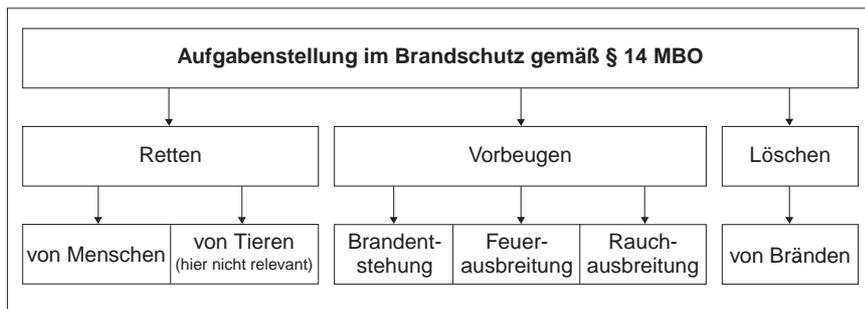


Abb. 1 Schutzziele nach § 14 MBO

sprechung, die den DIN-Vorschriften einen weit größeren Respekt einräumt als den ungeschriebenen allgemein anerkannten Regeln der Technik und dem eigenverantwortlichen planerischen Ermessen, diesem Anspruch nicht mehr gerecht werden können oder wollen. Insofern muss der risikogerechte und schutzzielorientierte Planungsansatz weiter diskutiert und praktisch angewendet werden.

Grundsätzlich ist es aus Sicht des Gesetzgebers nicht entscheidend, wie eine rechtliche Forderung technisch umgesetzt wird, sondern dass sie erfüllt wird.¹

Diesem Grundsatz folgend, werden in der MBO in der Fassung von 2002 vorrangig Schutzziele definiert. Diese Schutzziele sind als Aufgabenstellung (Abb. 1) zu verstehen. Jede Maßnahme, jede Argumentationskette, jede Entscheidung, jeder Verzicht, jede andere Lösung müssen sich am Erfüllungsgrad dieser Schutzziele messen lassen.

Eine sachverständige Beurteilung des Bestandsschutzes, die letztlich in der belastbaren Erkenntnis über die tatsächlich vorhandene konkrete Gefahr mündet, ist für jeden Einzelfall unabdingbar. Nur die im Einzelfall nachgewiesene, konkrete Gefahr rechtfertigt ein nachträgliches Anpassungsverlangen.

2 Fristen für das Anpassungsverlangen

Dem Anpassungsverlangen bzw. der Nachrüstungspflicht ist innerhalb einer angemessenen Frist nachzukommen. Häufig wird dabei das unverzügliche Handeln verlangt. Wie lange ein konkret gefährdender Zustand geduldet werden kann bzw. wie schnell *unverzüglich* ist, wird durch die Legaldefinition² dieses unbestimmten Rechtsbegriffes gemäß § 121 (1) Satz 1 BGB klargestellt.

Demnach bedeutet unverzügliches Handeln „ohne schuldhaftes³ Verzögern“, wobei die „subjektivi-

ve Zumutbarkeit des alsbaldigen Handelns“⁴ zu berücksichtigen ist. Unverzügliches Handeln ist nicht gleichbedeutend mit sofortigem Handeln. Beispielsweise ist das Hinzuziehen juristischen Beistands oder die notwendige Planungs- und Arbeitsvorbereitung in ausreichendem Umfang einzuräumen. Die im allgemeinen Zivilrecht häufig angesetzte Frist von zwei Wochen scheint in brandschutzrechtlichen

Dingen zu kurz gefasst zu sein, hier sind Fristen von zwei bis drei Monaten praktikabel (Abb. 2).

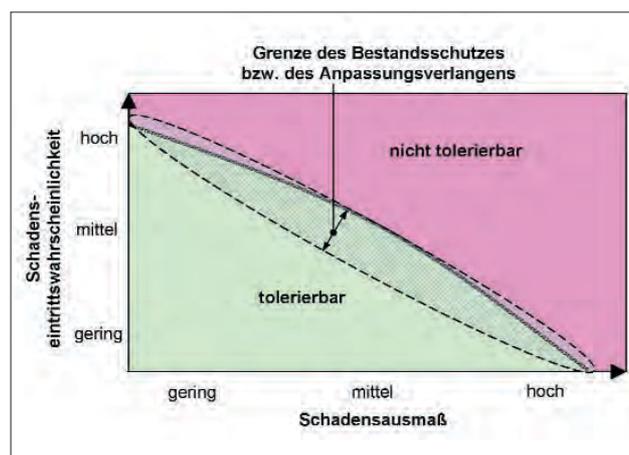


Abb. 2 Risikomatrix zur Einschätzung eines Handlungsgebotes nach DBV Merkblatt „Bauen im Bestand“ [5].

3 Rechtliche Einordnung der Bildungseinrichtungen

Für Kindergärten, Schulen und Hochschulen sind zunächst eine bauordnungsrechtliche Klassifizierung und Einordnung vorzunehmen. Grundsätzlich ist dabei die jeweilige Landesbauordnung⁵ maßgebend. Darin werden im § 2 (3) MBO die fünf Gebäudeklassen⁶ sowie in § 2 (4) MBO die 18 Sonderbauten definiert. Kindergärten und Schulen sind Sonderbauten nach § 2 (4) Nr. 10 und Nr. 11 MBO.

Sodann ergibt sich die Notwendigkeit, den Geltungsbereich der infrage kommenden Sonderbauvorschriften genau mit der geplanten Nutzung zu vergleichen. Dieser Vergleich muss auf einer Nutzer- bzw. Nutzungsbeschreibung basieren.

Die Nutzerangaben in Kindergärten sind sicher in typischer Weise eindeutig. Schwieriger stellt sich die Situation in multifunktional nutzbaren Bereichen dar, wie etwa Mehrzweck- oder Turnhallen, Aulen, Foyers, Club-, Veranstaltungs- oder Ausstellungsräu-

men sowie überdachten Lichthöfen. Nicht selten soll die gesamte Nutzungsvielfalt erhalten, aber die Anwendung der Versammlungsstättenverordnung ausgeschlossen werden. Dieses Nutzerbegehren resultiert nicht allein aus dem möglichen Verzicht auf die damit verbundenen vermeintlich höheren Brandschutzanforderungen, sondern auch aus den nicht unerheblichen sonstigen baurechtlichen Konsequenzen, die mit einer Einordnung als Versammlungsstätte verbunden sind.

Die häufig antragsgegenständlichen „199 Besucher“⁷ in der Mehrzweckhalle oder der Aula sind unter diesem Blickwinkel möglicherweise verständlich, hinsichtlich der Nutzungseinschränkungen aber sicher langfristig fragwürdig.

Für Kindergärten und Schulen sind meist folgende Vorschriften maßgebend:

- Musterbauordnung (bzw. die in jedem Bundesland bekanntgemachte Landesbauordnung)

- MSchulbauR

Der Anwendungsbereich umfasst nur allgemein- und berufsbildende Schulen, an denen Kinder und Jugendliche unterrichtet werden (entspricht den ersten drei Stufen des insgesamt vierstufigen Bildungssystems der Bundesrepublik), wie zum Beispiel Grundschulen, Hauptschulen, Realschulen, Gymnasien, Gesamtschulen, Sonderschulen, Berufsschulen und vergleichbare Schultypen.⁸ Bildungseinrichtungen für Erwachsene fallen nicht unter den Anwendungsbereich der MSchulbauR.

Der Nutzung durch Behinderte ist hierbei in besonderer Weise Aufmerksamkeit zu schenken. In [1] wird darauf explizit eingegangen.

- MVStättV

Die Anwendung der MVStättV für Schulen oder für Teile von diesen Gebäuden ist notwendig, wenn Räume vorhanden sind, in denen bestimmungsgemäß Veranstaltungen für Besucher stattfinden und die mehr als 200 Personen fassen. In der Praxis treten bei der Festlegung, welche Räume tatsächlich Versammlungsräume sind und ob sie dem Geltungsbereich der MVStättV unterliegen, immer wieder Schwierigkeiten auf. Daher werden in [1] im Kapitel 2.2.7 typische Anwendungen und praktische Hinweise zusammengefasst.

Die Versammlungsstättenverordnung gilt ebenso für einen Versammlungsraum wie für mehrere, soweit die maßgebende Personenzahl von 200 überschritten wird!

Praxistipp: Der Status eines Versammlungsraumes ist bei zwei Ausgangstatbeständen gegeben: Es müssen Veranstaltungen bzw. Bewirtungen stattfinden, an denen viele (aber nicht zwingend 200!) Besucher teilnehmen. Das Status einer Versammlungsstätte ist bei zwei Tatbeständen gegeben: Es müssen Veranstaltungen bzw. Bewirtungen stattfinden, an denen viele Besucher, das heißt mehr als 200, teilnehmen.

Für die bauordnungsrechtlich korrekte Klassifizierung von Bildungseinrichtungen oder Teilen davon wird in [1] ein Bearbeitungsschema zu Anwendung empfohlen, das sich in der Praxis bewährt hat (**Abb. 3**).



Abb. 3: Hörsaal mit loser Bestuhlung und einer bestimmungsgemäßen Belegungsdichte von 1 Person pro Quadratmeter

4 Prüfeningenieure für Brandschutz

In der MBO wird neben den Aufgaben zur Gefahrenabwehr⁹ auch der Umfang des Vorsorgeaufwandes zur Gewährleistung der erforderlichen Sicherheit von Gebäuden definiert, der von jedem Bauherrn, Eigentümer und Nutzer verlangt wird.

Ein Ausdruck für den Vorsorgeaufwand ist insbesondere das in § 66 MBO verankerte Vier-Augen-Prinzip, dem insbesondere die Sonderbauten nach § 2

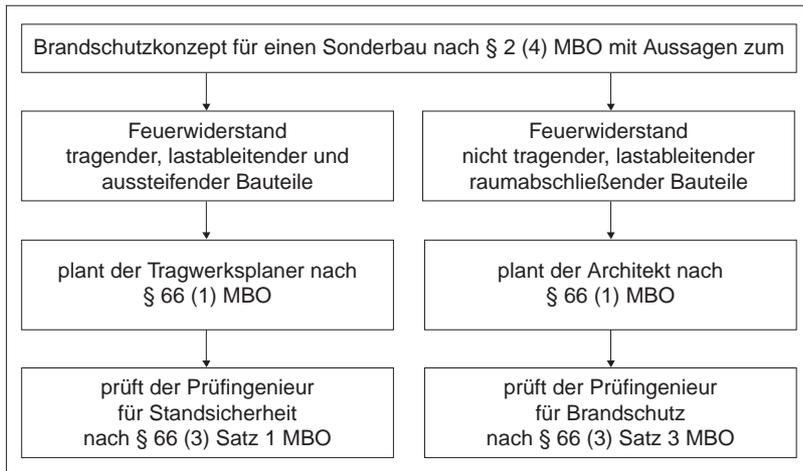


Abb. 4: Zuordnung Planungs- und Prüfumfang tragender und nicht tragender Bauteile.

(4) MBO unterzogen werden müssen. Das Vier-Augen-Prinzip umfasst auch die hoheitliche Brandschutzprüfung durch die Prüfmgenieure für Brandschutz!

Mit der Einführung des Prüfmgenieurs für Brandschutz wurden bewährte Wege bei der Privatisierung von hoheitlichen Aufgaben beschränkt. So wie der Prüfmgenieur für Baustatik im Baugenehmigungsverfahren seit 80 Jahren¹⁰ die bautechnische Sicherheitspolitik in Deutschland unparteiisch, gewissenhaft und auf höchstem fachlichen Niveau wesentlich geprägt hat, soll auch der Prüfmgenieur für Brandschutz (oder wie beispielsweise in Thüringen oder Sachsen die befugten Prüfmämter) bei unverändertem Sicherheitsanspruch die Tätigkeit der Behörden auf notwendige Verwaltungsarbeiten reduzieren helfen.

In einigen Bundesländern hat sich die Prüftätigkeit durch einen Beliebenen Unternehmer im bauaufsichtlichen Genehmigungsverfahren hinsichtlich des vorbeugenden baulichen Brand-schutzes durchgesetzt und, wie zum Beispiel in Sachsen, auch schon seit mehr als 10 Jahren bewährt.

Der Prüfmgenieur für Brandschutz

- ist eigenverantwortlich und unabhängig frei-

beruflich als Beratender Ingenieur tätig,

- bietet seiner Persönlichkeit nach Gewähr dafür, dass er die Aufgaben ordnungsgemäß erfüllen wird,
- muss die erforderliche Fachkenntnis und Erfahrung in der Planung und Ausführung von baulichen Anlagen besonderer Art oder Nutzung besitzen,
- muss über eingehende Kenntnisse der geltenden Vorschriften verfügen (Abb. 4).

Beispiel Kindergarten

In Kindertageseinrichtungen resultieren die Hauptrisiken vor allem aus der Nutzung durch die besondere Personengruppe der Kinder, die auf fremde Hilfe angewiesen sind und deren Verhalten im Brandfall unvorhersehbar, panisch, desorientiert, auch unkontrolliert oder irrational sein kann (sie verstecken sich vor den Flammen).

Da diese Eigenschaften der Kinder nicht beeinflussbar oder veränderbar sind, muss die Brandschutzkonzeption diesem besonderen Gefährdungspotenzial Rechnung tragen. Erfahrungsgemäß ist in Kindergärten mit geringeren als den normalen Brandlasten zu rechnen.¹¹ Die normalen Brandentstehungsrisiken können durch Sicherheitsaufklärung des Personals

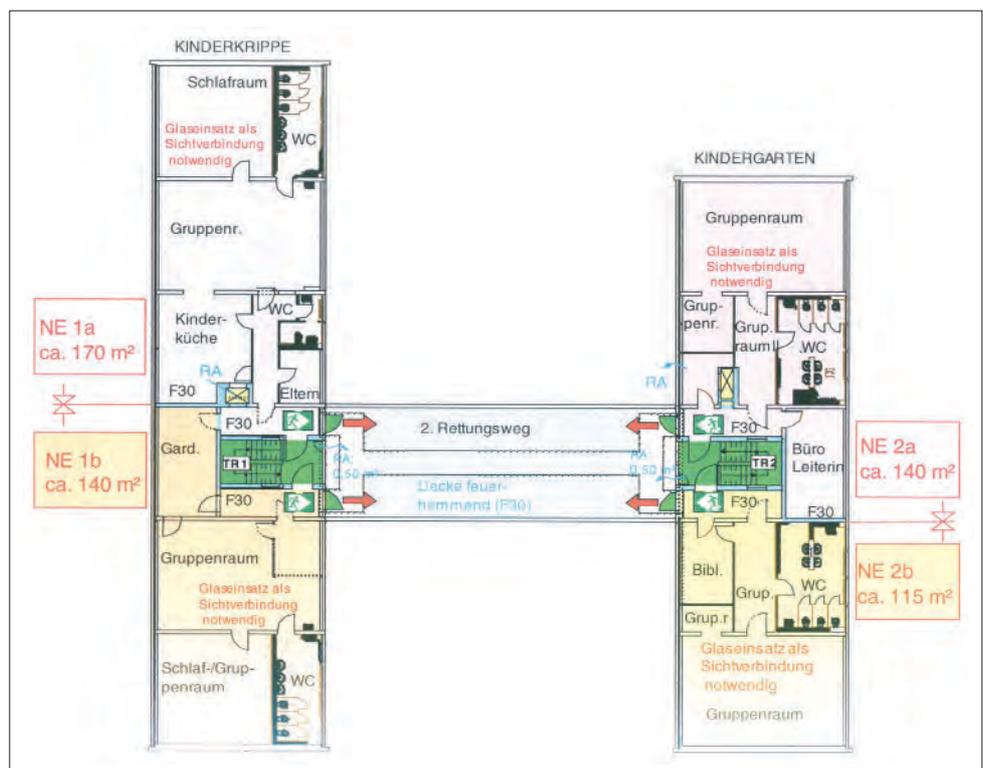


Abb. 5: Darstellung eines Obergeschosses mit dem Brandschutzkonzept „Bildung von NE“.

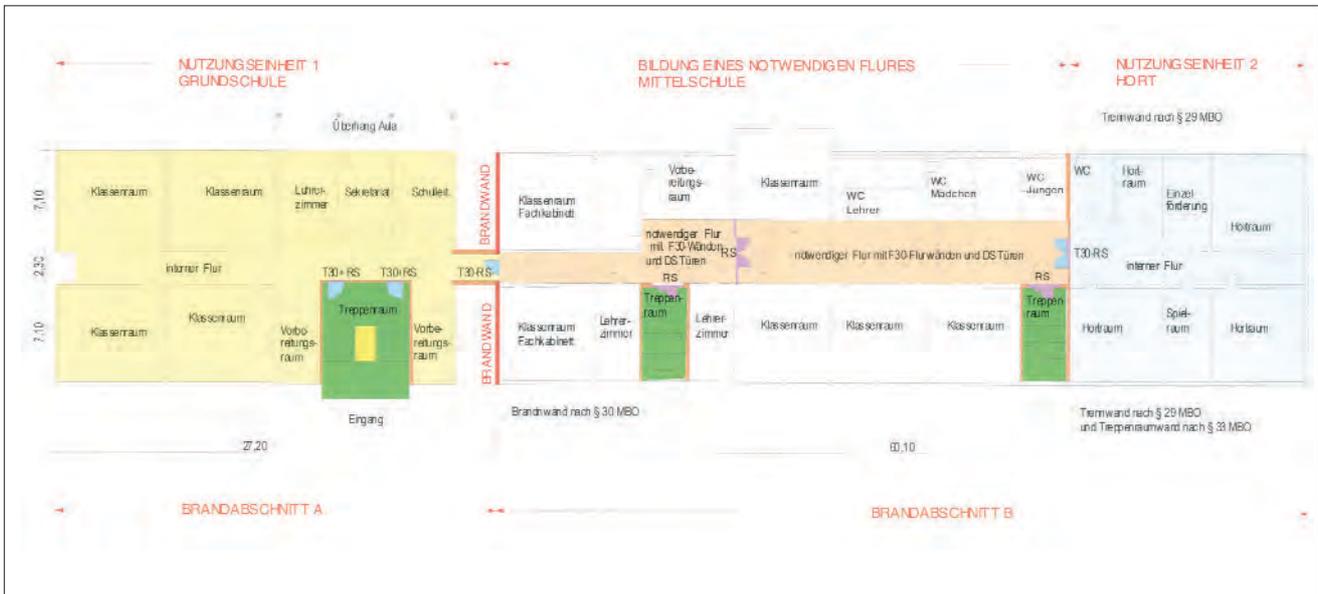


Abb. 6: Beispiel für die Kombination aus den beiden baulichen Grundkonzepten nach MBO.

und regelmäßige Schulungen verringert werden, wodurch Sensibilität und Aufmerksamkeit des Aufsichtspersonals vergrößert sowie das kontrollierte und panikfreie Verhalten im Brandfall geschult werden. In bestehenden Kindertageseinrichtungen fehlt häufig der zweite bauliche Rettungsweg, was eine konkrete Gefahr bedeutet und damit ein Anpassungsverlangen nach sich zieht. Durch die bestimmungsgemäß¹² unverzichtbaren Garderoben in den Fluren schließt sich der konzeptionelle Ansatz nach der Bildung von notwendigen Fluren aus. In Kindergärten bietet sich deshalb die Bildung von brandschutztechnisch getrennten Nutzungseinheiten an, was in **Abb. 5** dargestellt wird.

Beispiel Schule

Zunächst kann festgestellt werden, dass die Brandgefahr in Schulen insgesamt als gering gilt. Das begründet sich damit, dass sowohl die Brandentstehungsgefahren als auch die Größe der Brandlast in Schulen bei bestimmungsgemäßer Nutzung wesentlich geringer sind als die normalen Risiken (Vergleichswert: Risiko in Wohn- oder Bürogebäuden siehe [1]).

Häufige Probleme in Schulen sind

- der fehlende zweite bauliche Rettungsweg,
- Brandlasten (z. B. Garderoben) in den Fluren und
- die offenen Treppenträume, die keine oder ungenügende Abtrennungen gegenüber Fluren aufweisen.

Da die Defizite im Bereich der Rettungswege regelmäßig eine konkrete Gefahr für die Nutzer be-

deuten, sind diese Mängel auch selten tolerierbar. Probleme bereiten in bestehenden Schulen immer wieder die erforderlichen Rettungswegbreiten nach MSchulbauR. Abweichungen hiervon sind im begründeten Einzelfall zulässig (siehe [1]).

Grundsätzlich ergeben sich aus der MBO für jedes Gebäude zwei bauliche Grundlösungen, ohne dass Sicherheitstechnik vorgesehen werden muss.

- Unterteilung in Nutzungseinheiten (siehe Kapitel 2.6.4 in [1]).
- Bildung notwendiger Flure (siehe Kapitel 2.6.5 in [1]).

Nicht jede der beiden baulichen Lösungen ist im Einzelfall gleichermaßen wirtschaftlich. Nicht jede der beiden baulichen Lösungen ist im Einzelfall gleichermaßen funktionell. Und nicht selten verlangt die Grundrissstruktur eines Gebäudes oder die gewünschte nutzungstechnische Vielfalt eine Kombination aus beiden baulichen Grundlösungen (siehe Beispiel **Abb. 6**).

In Grundschulen bietet sich die Bildung von Nutzungseinheiten an, da so die Garderoben in den Fluren verbleiben können. Aufgrund der wesentlich geringeren Brandlasten in Klassenräumen ist in Schulen die Anwendung der 400 m² großen Nutzungseinheiten im Rahmen einer spezifischen Gefahrenanalyse für das betreffende Objekt zulässig, also im Einzelfall begründbar. Für große Schulen, das heißt für Gymnasien, ist die Ausbildung eines notwendigen Flures meist zielführend.

Anmerkungen

- ¹ Vergleiche in [6] Seite 211
- ² Die Legaldefinition ist eine per Gesetz vorgeschriebene und zunächst ausschließlich für den Geltungsbereich desselben Gesetzes erlassene Definition eines unbestimmten Rechtsbegriffes.
- ³ Verschuldensformen sind im Zivilrecht der Vorsatz bzw. die Fahrlässigkeit.
- ⁴ Von der Homepage www.Juris Begriffe.de.
- ⁵ Hier wird die Musterbauordnung in der Fassung von November 2002 verwendet.
- ⁶ Vergleiche hierzu in [1] Kapitel 2.2.6 Begriffsdefinition Gebäudeklasse.
- ⁷ Der Geltungsbereich der Versammlungsstättenverordnung beginnt im Übrigen nach § 1 MVStättVO bei mehr als 200 Personen, formal also bei der 201. Person. Insofern können gestrost 200 Personen beantragt werden.
- ⁸ Siehe in [1] Kapitel 4.2 Schultypen.
- ⁹ Vergleiche hierzu § 58 (2) MBO in der Fassung von 2002 zu den Befugnissen und Aufgaben der Bauaufsichtsbehörde.
- ¹⁰ Vergleiche hierzu <http://www.bvpi.de/bvpi-content/wir-ueberuns/historie.htm>.
- ¹¹ Vergleiche hierzu in [1] Kapitel 2.2.6 Begriffe, hier normale Brandlast.
- ¹² Vergleiche hierzu in [1] Kapitel 2.2.6 Begriffe, hier bestimmungsgemäße Nutzung

Literatur

- [1] Heilmann, S.: Brandschutz in Kindergärten, Schulen und Hochschulen. 1. Auflage. Verlag für Brandschutzpraxis.2009.
- [2] Mehl, F.: Richtlinien für die Erstellung und Prüfung von Brandschutzkonzepten. In: Brandschutz bei Sonderbauten, Praxisseminar 2004. TU Braunschweig, IBMB, Heft 178, Seite 109-134.
- [3] Weller, B.; Heilmann, S.: Brandschutz. In: Wetzell, O. W. (Hrsg.): Wendehorst Beispiele aus der Baupraxis. 3. Auflage. Wiesbaden: B. G. Teubner, 2009.
- [4] Weller, B.; Heilmann, S.: Brandschutz. In: Wetzell, O. W. (Hrsg.): Wendehorst Bautechnische Zahlentafeln. 33. Auflage. Wiesbaden: B. G. Teubner, 2009.
- [5] DBV-Merkblatt: Bauen im Bestand – Brandschutz. Deutscher Beton- und Bautechnikverein. Berlin 2008.
- [6] Gädke, H.; Temme, H.-G.; Heintz, D.: BauO NRW, Kommentar. 11. Auflage. Düsseldorf: Werner, 2008.

Die Geotechnische Normung auf dem Weg zum Eurocode 7

Ein Überblick über die inhaltlichen und formalen künftigen Änderungen in den geotechnischen Normen

In der Geotechnik prägen immer neue Normenwerke die tägliche Bemessungspraxis. Durch den Umbruch von DIN 1054:1976 über DIN 1054:2005 zum Eurocode DIN EN 1997-1:2009 mit seiner nationalen Ergänzungsnorm DIN 1054:2010 fallen der Überblick und das Verständnis für die Zusammenhänge nicht immer leicht. Nachfolgend wird deshalb dargestellt, welche inhaltlichen und formalen Anpassungen für die zukünftigen geotechnischen Normen erforderlich werden, wie die in den bewährten deutschen Normen enthaltenen speziellen Erfahrungen im Erd- und Grundbau in das neue Normenwerk integriert wurden, welche neuen Regelungen mit den Eurocodes in die deutsche geotechnische Bemessungspraxis eingeführt werden und wie sich die geotechnische Normung in Europa weiterentwickeln wird.

Univ.-Prof. Dr.-Ing. habil. Christian Moormann studierte von 1989 bis 1994 Bauingenieurwesen (Konstruktiven Ingenieurbau) an der Universität Hannover und war wissenschaftlicher Mitarbeiter am Institut für Geotechnik der TU Darmstadt; heute ist er Direktor des Instituts für Geotechnik an der Universität Stuttgart, Beratender Ingenieur und Partner im Büro Smolczyk & Partner (Stuttgart)



1 Einführung

Auch wenn die neuen Normengenerationen nicht per se jeden neuen Schadensfall (**Abb. 1**) werden verhindern können, so ist doch die Zielrichtung, europaweit möglichst einheitliche Bemessungsgrundlagen für die Geotechnik festzulegen, sinnvoll und wird langfristig dazu beitragen, das deutsche und damit auch das europäische Grundverständnis vom Nachweis- und Sicherheitskonzept in der Geotechnik zu bewahren und vielleicht auch weltweit zunehmend zu etablieren. Dass dabei mit der DIN 1054, Ausgabe Januar 2005, aktuell noch ein Zwischenschritt auf dem Weg zur zukünftigen europäischen Norm DIN EN 1997-1 (Eurocode EC 7) eingelegt wurde, sollte im Hinblick auf den Umstand, dass bei der nunmehr zeitnah anstehenden Umstellung auf DIN EN 1997-1 in Verbindung mit der nationalen Ergänzungsnorm DIN 1054:2010 nur noch vergleichsweise geringfügige Umstellungen und Modifikationen erforderlich werden, die Akzeptanz für diese neuen Normengenerationen erhöhen.

Im Rahmen der Harmonisierung der nationalen technischen Regelwerke in Europa mit dem Ziel, einen einheitlichen europäischen Standard zu generieren, wurde in DIN 1054:2005-01 bekanntlich eine Abkehr von der deterministischen, globalen Sicher-



Abb. 1: Nicoll Highway Kollaps, Singapore

heitsbetrachtung hin zum Konzept der Grenzzustände und der Teilsicherheitsbeiwerte verankert, womit die neue DIN 1054 im Einklang mit der zukünftig maßgebenden europäischen Norm EN 1997-1 (Eurocode EC 7 – Teil 1) steht. Dieser Paradigmenwechsel hat Auswirkungen auf die Bemessung von geotechnischen Bauwerken und Bauteilen, da sich aufgrund der neuen Ausrichtung zumindest teilweise veränderte Bemessungsprozeduren ergeben [1].

Die Harmonisierung der europäischen Normung wurde in den siebziger Jahren des letzten Jahrhunderts von der Kommission der Europäischen Gemeinschaft in die Wege geleitet. Nach der Niederschrift der „Grundlagen zur Festlegung von Sicherheitsanforderungen für bauliche Anlagen“ [2] und des Model Codes EC 7 „Gründungen“ (1987) folgte 1990 der Entwurf „EC 7, Geotechnik“. Mit der DIN 1054:2005-01 wurde von deutscher Seite ein Konzept vorgelegt, bei dem die Teilsicherheiten in der Regel nicht auf die charakteristischen Scherparameter, sondern auf die mit Hilfe dieser Scherparameter ermittelten Kraftgrößen sowohl auf der Widerstands- als auch auf der Einwirkungsseite angewandt werden.

Nachfolgend soll dargestellt werden, welche inhaltlichen und formalen Anpassungen für die zukünftigen geotechnischen Normen erforderlich werden, wie die in den bewährten deutschen Normen enthaltenen speziellen Erfahrungen im Erd- und Grundbau in das neue Normenwerk integriert wurden, welche neuen Regelungen mit den Eurocodes in die deutsche geotechnische Bemessungspraxis eingeführt werden und wie sich die geotechnische Normung in Europa weiterentwickeln wird.

2 Überblick: DIN 1054: 2005-01 und DIN EN 1997 Eurocode 7

Als Ersatz für die seit Ende 2007 nicht mehr gültige DIN 1054:1976-11 liegen zur Bemessung in der Geotechnik derzeit zum einen

- DIN 1054:2005-01 „Sicherheitsnachweise im Erd- und Grundbau“ und zum anderen
- DIN EN 1997-1:2009-09 „Eurocode 7: Entwurf, Berechnung und Bemessung in der Geotechnik – Teil 1: Allgemeine Regeln“ in Verbindung mit dem
- Nationalen Anwendungsdokument DIN EN 1997-1-NA-1:2009-02 sowie der
- DIN E 1054-101:2009-02 „Baugrund – Sicherheitsnachweise im Erd- und Grundbau – Teil 101: Ergänzende Regelungen zu DIN EN 1997-1“

vor. Die DIN 1054:2005-01 wurde parallel zum EC 7 – Teil 1 erarbeitet, um das Teilsicherheitskonzept der Eurocodes mit den speziellen deutschen Erfahrungen und Verfahren zu verbinden und dem Anwender für eine Übergangszeit eine verbindliche normative Regelung zur Verfügung zu stellen. Der Inhalt des EC 7 – Teil 1 und der DIN 1054 ist in **Abb. 2** durch zwei Kreisflächen dargestellt, die sich überschneiden, weil der größte Teil der Regelungen der beiden Normen gleich ist.

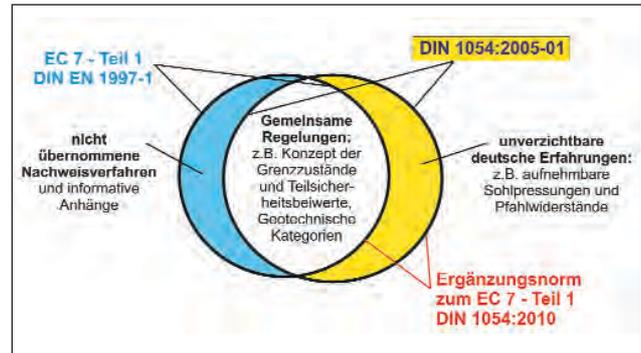


Abb. 2: Regelungsbereiche der DIN 1054:2005-01 und des EC 7 – Teil 1 (nach [3])

Die Schnittmenge des Überschneidungsbereichs enthält die wichtigsten und grundlegenden Festlegungen, z. B. die Definition der Grenzzustände und das Teilsicherheitskonzept. Sie entspricht dem normativen Teil des EC 7 – Teil 1. Daneben gibt es eine Reihe von Festlegungen im EC 7 – Teil 1, die nicht in der DIN 1054 enthalten sind. Dazu gehören z. B. die Nachweisverfahren, für die man sich in Deutschland nicht entschieden hat, und die informativen Anhänge mit erdstatischen Berechnungsverfahren, für die es in Deutschland eigene Normen gibt. Als letztes, aber als wichtigstes ist der Bereich der DIN 1054:2005-01 zu erwähnen, der nicht im EC 7 – Teil 1 enthalten ist. Dieser Bereich umfasst alle speziellen deutschen Erfahrungen, die auch in Zukunft weiter verwendet werden sollen.

Da DIN 1054:2005-01 und EC 7 – Teil 1 zum großen Teil inhaltlich gleich sind und mit den Eurocodes konkurrierende nationale Normen nicht erlaubt sind, wird die DIN 1054:2005-01 in ihrer jetzigen Form nach einer Übergangsfrist zurückgezogen werden. Sie wird seitens des DIN ersetzt durch die als Ergänzung zum EC 7 – Teil 1 bestehenbleibende „Ergänzungsnorm“ DIN 1054-101, die im Februar 2009 als Entwurf erschienen ist und voraussichtlich Ende 2010 als Ersatz für DIN 1054:2005-01 verfügbar sein wird (dann ohne den Zusatz: „-101“).

Während damit privatrechtlich die neue DIN 1054:2010 unmittelbar die DIN 1054:2005 als Stand der Technik ersetzen wird, ist derzeit noch nicht ab-

sehbar, wie die bauaufsichtliche Einführung der DIN EN 1997-1, des Nationalen Anhangs DIN EN 1997-1-NA-1 und der DIN 1054:2010 geregelt wird, zumal einige der übrigen Eurocodes, darunter der für Sicherheitsbetrachtungen in der Geotechnik wichtige EC 1 „Einwirkungen“, ebenfalls noch nicht fertiggestellt sind.

Nach heutigem Kenntnisstand ist die bauaufsichtliche Einführung der neuen Normengeneration auf Länderebene nicht vor Herbst 2011 zu erwarten. Ob sich dann eine Koexistenzphase anschließt oder hier ein unmittelbarer Wechsel von der bauaufsichtlich eingeführten DIN 1054:2005 erfolgt, ist derzeit noch nicht entschieden.

Die deutsche Fassung des EC 7 – Teil 1 als DIN EN 1997-1 besteht dann aus

- dem vollständigen deutschen Text des Eurocodes einschließlich aller Anhänge,
- einer nationalen Titelseite, einem nationalen Vorwort und
- einem so genannten Nationalen Anhang, in dem auf die DIN 1054:2010 mit den ergänzenden deutschen Regeln verwiesen wird.

In einem Leitpapier „Anwendung der Eurocodes“ hat die Europäische Kommission Vorschriften darüber erlassen, was in den Nationalen Anhang aufzunehmen und wie er aufgebaut ist. Darin wird zunächst noch einmal bekräftigt:

„2.1.1 Die Bestimmung von Sicherheitsniveaus für Hoch- und Ingenieurbauwerke und für Teile davon einschließlich der Aspekte der Dauerhaftigkeit und der Wirtschaftlichkeit ist und bleibt in der Zuständigkeit der Mitgliedstaaten.“

Gleichzeitig werden jedoch dem nationalen Entscheidungsspielraum Grenzen gesetzt:

„2.3.4 Ein nationaler Anhang kann den Inhalt eines EN Eurocodes in keiner Weise ändern, außer wo angegeben wird, dass eine nationale Wahl mittels national festzulegender Parameter vorgenommen werden kann.“

2.1.6 Es sollte in nationalen Vorschriften vermieden werden, Bestimmungen der EN Eurocodes, z. B. Anwendungsregeln, durch nationale Regelungen zu ersetzen.

Wenn jedoch nationale Vorschriften vorsehen, dass der Tragwerksplaner von den EN Eurocodes oder bestimmten Vorschriften davon (z.B. Anwendungsregeln) abweichen kann oder sie nicht anwenden muss – auch nach Ablauf der Koexistenzperiode –, werden Entwurf und Bemessung nicht als ‚Entwurf und Bemessung gemäß der EN Eurocodes‘ bezeichnet.“

Ein Entwurf, der auf Grundlage von Vorschriften aufgestellt wurde, die nicht den Eurocodes entsprechen, hat also nicht mehr das Gütesiegel „Entwurf und Bemessung gemäß der EN Eurocodes“.

In den Nationalen Anhang der Eurocodes durfte daher nur Folgendes aufgenommen werden:

- die Zahlenwerte für Teilsicherheitsbeiwerte,
- die Entscheidung für ein Bemessungsverfahren, wenn mehrere Verfahren zur Wahl gestellt sind,
- die Entscheidungen bezüglich der Anwendung informativer Anhänge,
- länderspezifische Angaben (geografischer, klimatischer Art usw.), z. B. eine Schneekarte und
- Verweise auf nicht widersprechende zusätzliche Angaben, die dem Anwender beim Umgang mit dem Eurocode helfen.

In die Nationalen Anhänge dürfen also keinerlei zusätzliche nationale normative Regelungen aufgenommen werden. Für die spezifisch nationalen Regelungen sind weiterhin nationale Normen möglich, auf die im Nationalen Anhang verwiesen wird.

Um die speziellen deutschen Erfahrungen der DIN 1054 zu erhalten, musste die DIN 1054 also überarbeitet werden, indem alle Regelungen gestrichen werden, die schon im Eurocode enthalten sind. Die so überarbeitete DIN 1054-101, die im Februar 2009 im Entwurf veröffentlicht und nach Einarbeitung der Einsprüche Ende 2010 als DIN 1054:2010 im Weißdruck erscheinen soll, stellt keine Konkurrenz mehr zum EC 7 – Teil 1 dar.

Sie ist eine nationale Ergänzung des EC 7 – Teil 1, deren Regelungen dem EC 7 – Teil 1 nicht widersprechen, so dass sie als nationale Norm bestehen bleiben kann.

Die neue DIN 1054 wurde parallel zum Nationalen Anhang erarbeitet, denn ohne die nationalen ergänzenden Regelungen der DIN 1054:2010 können die Nachweise der Standsicherheit und Gebrauchstauglichkeit nach dem EC 7 – Teil 1 nicht durchgeführt werden.

Der Zeitplan der weiteren Normenentwicklung in der Geotechnik ist in **Abb. 3** dargestellt. Die DIN EN 1997-1 „Entwurf, Bemessung und Berechnung in der Geotechnik – Allgemeine Regeln“, zuletzt erschienen in der Fassung Februar 2009, ist mit dem Nationalen Anhang der DIN EN 1997-1-NA-1 gültig, in dem nicht nur auf

- die DIN 1054:2010 verwiesen wird, die die zusätzlich erforderlichen nationalen Regelungen zur

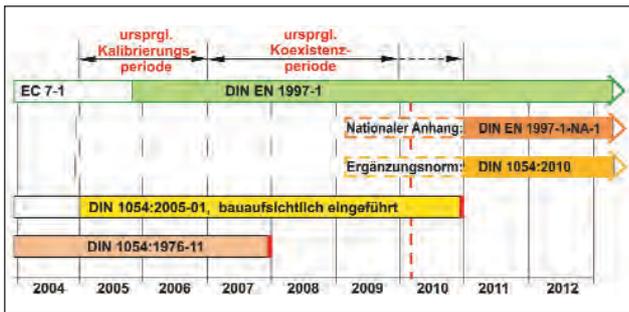


Abb. 3: Zeitplan: Geltungsdauer DIN 1054:2005-01 und Einführung des Eurocode DIN EN 1997-1

Durchführung der Nachweise der Standsicherheit und Gebrauchstauglichkeit enthält, sondern auch auf

- alle anderen in der Geotechnik zu beachtenden Normen wie z. B. die Berechnungsnormen DIN 4017 „Grundbruchberechnung“, die DIN 4084 „Gelände- und Böschungsbruchberechnungen“ und die DIN 4085 „Berechnung des Erddrucks“ sowie die Herstellungsnormen des Spezialtiefbau (siehe Kapitel 4) Bezug nimmt.

Die neue und voraussichtlich längerfristig maßgebende Normenwelt der Geotechnik ist im Überblick in **Abb. 4** dargestellt.

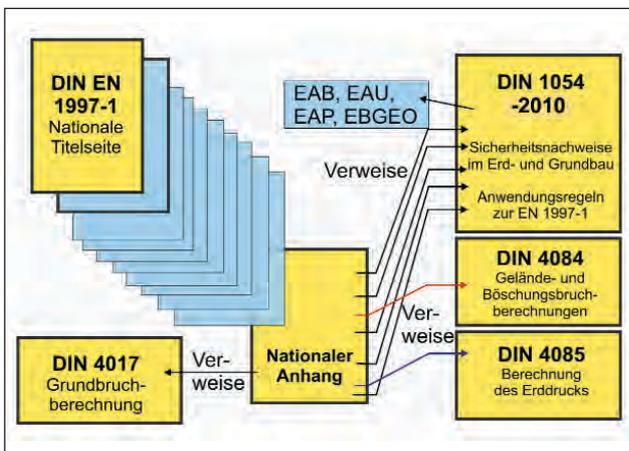


Abb. 4: Künftige neue Normen-Welt in der Geotechnik mit dem Eurocode DIN EN 1997-1 als Kern-Norm (nach [6])

Die Koexistenz der drei Normen, DIN EN 1997-1, des Nationalen Anhangs der DIN EN 1997-1-NA-1 und der DIN 1054:2010 ist natürlich nicht wirklich anwenderfreundlich, da der Nutzer bei der Arbeit immer zwischen drei Papieren hin- und herblättern muss. Deshalb wird als letzter Schritt ein DIN Fachbericht erstellt, in dem alle drei Normen in einem Dokument zusammengefasst werden. Diese Zusammenfassung wird *Normenhandbuch* genannt. Dabei soll drucktechnisch deutlich gemacht werden, welche Regelungen aus welcher Norm stammen. Damit zeichnet sich für den Anwender eine praktikable Lösung ab.

3 Einblick: DIN 1054: 2005-01 – „Baugrund – Sicherheitsnachweise im Erd- und Grundbau“

3.1 Übersicht

Vor mehr als 20 Jahren begann die Arbeit an der neuen DIN 1054 als Begleitpapier zum EC 7. Dieser EC 7 war von Anfang an eher abstrakt formuliert und für sich allein relativ schwer verständlich bzw. ohne zusätzliche Hilfen kaum anwendbar. Viele Regelungen mussten daher erklärt und durch weitere Angaben ergänzt werden. Die erste Fassung, der Baudruck von 1990, stand noch uneingeschränkt auf der Linie des EC 7, nach der die Teilsicherheitsbeiwerte auf die Bodenkenngröße, insbesondere Reibungswinkel und Kohäsion, anzuwenden waren. Dann entwickelte sich die DIN 1054 immer mehr zu einem eigenständigen Konzept, insbesondere in der Frage, wie im Erd- und Grundbau die Schnittgrößen zu ermitteln und wie die bodenmechanisch bedingten Abmessungen nachzuweisen sind [4]. Der vorgeschlagene Weg fand schließlich Anerkennung als eines von drei möglichen Nachweisverfahren in der „DIN EN 1997-1 Eurocode 7: Entwurf, Berechnung und Bemessung in der Geotechnik – Teil 1: Allgemeine Regeln“.

Unabhängig von ihren Beziehungen zum EC 7 ist die DIN 1054 nunmehr aber auch Teil einer neuen nationalen Normengeneration für alle Gebiete des konstruktiven Ingenieurbaus.

Die bisherige DIN 1054 aus dem Jahre 1976 beschäftigte sich nur mit der zulässigen Belastung des Baugrundes. Die DIN 1054:2005-01 dagegen regelt, wie ihr Name sagt, alle Sicherheitsnachweise im Erd- und Grundbau. Sie ersetzt damit die entsprechenden Festlegungen in mehreren der bisherigen Grundbaunormen. Sie übernimmt die Rolle einer Grundlagennorm, die lediglich noch durch eine Reihe von Spezialnormen für Baugrunduntersuchung, Berechnung und Ausführung ergänzt wird. DIN 1054:2005 ist wie folgt gegliedert:

- 0 Vorwort
- 1 Anwendungsbereich
- 2 Normative Verweisungen
- 3 Begriffe und Formelzeichen
- 4 Allgemeine Regelungen für Sicherheitsnachweise
- 5 Baugrund
- 6 Einwirkungen, Beanspruchungen und Widerstände
- 7 Flach- und Flächengründungen

- 8 Pfahlgründungen
- 9 Verankerungen mit Verpressankern
- 10 Stützbauwerke und im Boden eingebettete Bauwerke
- 11 Aufschwimmen und hydraulischer Grundbruch
- 12 Gesamtstandsicherheit

Die Abschnitte 1 bis 6 enthalten allgemeine Regelungen, die Abschnitte 7 bis 12 enthalten Angaben zu den einzelnen Anwendungsgebieten. Hinzu kommen noch folgende Anhänge:

- Anhang A: *Aufnehmbarer Sohldruck*
- Anhang B: *Charakteristische axiale Pfahlwiderstände aus Erfahrungswerten für Bohrpfähle*
- Anhang C: *Charakteristische axiale Pfahlwiderstände aus Erfahrungswerten für Verdrängungspfähle*
- Anhang D: *Angaben zu charakteristischen Pfahlwiderständen aus Erfahrungswerten für verpresste Mikropfähle*
- Anhang E: *Verteilung von Einwirkungen und Widerständen für quer zur Pfahlachse belastete Pfahlgruppen*
- Anhang F: *Übergangsregelungen für Normen und Empfehlungen nach dem alten Nachweiskonzept mit globalen Sicherheitsbeiwerten*
- Anhang G: *Übergangsregelungen für Technische Baubestimmungen nach dem alten Nachweiskonzept mit globalen Sicherheitsbeiwerten*

Mit diesen Anhängen werden wichtige Inhalte der bisherigen Grundbaunormen in die neue Zeit hinübergerettet. Im EC 7 gibt es nichts Vergleichbares. Außerdem werden Übergangsregelungen beschrieben, mit denen die Zeitspanne überbrückt wird, in der noch nicht alle Bemessungsnormen auf das Teilsicherheitskonzept umgestellt sind.

Nachfolgend werden die wichtigsten Regelungen der DIN 1054:2005-1 vorgestellt.

3.2 Grenzzustände

Das Teilsicherheitskonzept fordert den Nachweis zweier verschiedener Grenzzustände beispielhaft in **Abb. 8** anhand der Last-Setzungslinie eines Fundamentes qualitativ dargestellt.

a) *Grenzzustand GZ 1:* Grenzzustand der Tragfähigkeit (ULS; ultimate limit state):

Durch die Einhaltung des Grenzzustandes der Tragfähigkeit werden Sachschäden und eine Gefährdung von Menschenleben ausgeschlossen. Der

Grenzzustand der Tragfähigkeit wird in der Geotechnik in folgende Untergruppen gegliedert:

- GZ 1A: Grenzzustand des Verlustes der Lage-sicherheit (Aufschwimmen, hydraulischer Grundbruch, Kippen) (**Abb. 5**)

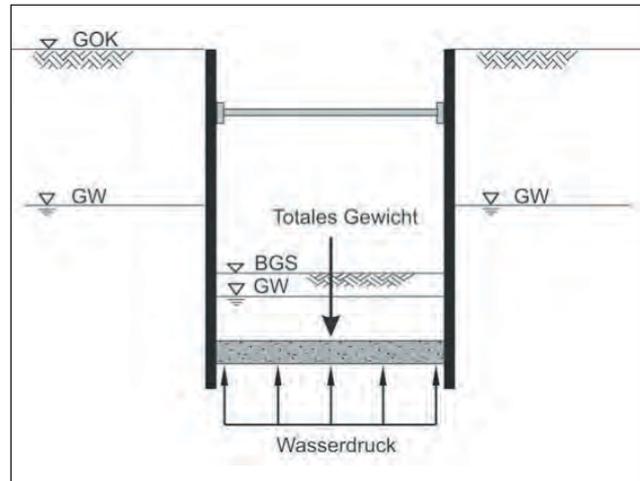


Abb. 5: Beispiel für GZ 1A: Nachweis der Sicherheit gegen Aufschwimmen

- GZ 1B: Grenzzustand des Versagens von Bauwerken und Bauteilen (Grundbruch, Gleiten etc.) (**Abb. 6**)

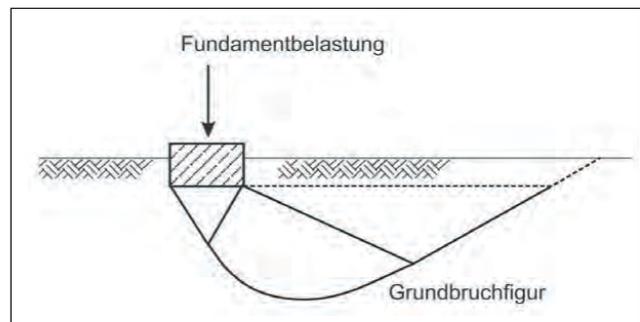


Abb. 6: Beispiel für GZ 1B: Nachweis der Sicherheit gegen Grundbruch

- GZ 1C: Grenzzustand des Verlustes der Gesamtstandsicherheit (**Abb. 7**)

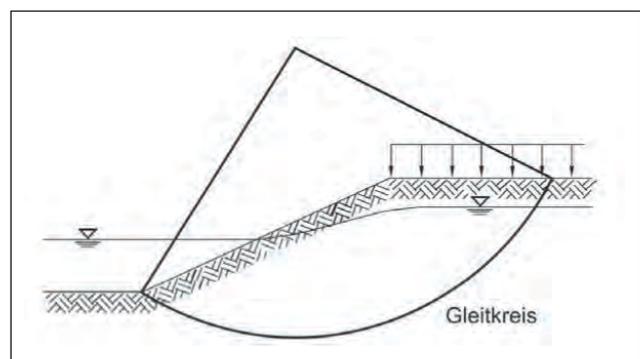


Abb. 7: Beispiel für GZ 1C: Nachweis der Gesamtstandsicherheit

b) *Grenzzustand GZ 2*: Grenzzustand der Gebrauchstauglichkeit (SLS; serviceability limit state):

Ein Überschreiten des Grenzzustandes der Gebrauchstauglichkeit hat nicht zwingenderweise den Verlust der Tragfähigkeit zur Folge. Vielmehr werden durch den Nachweis der Gebrauchstauglichkeit zu große Verformungen des Bauwerks vermieden (**Abb. 8**).

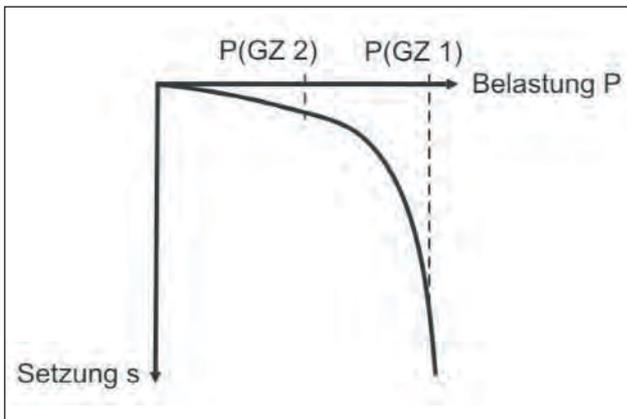


Abb. 8: Grenzzustände GZ 1 und GZ 2 am Beispiel der Last-Setzungslinie eines Fundamentes

3.3 Charakteristische Werte und Bemessungswerte

Die charakteristischen Werte der Bodenkennwerte, wie z.B. die Scherparameter ϕ' und c' oder die Wichte γ , und der aus der Konstruktion resultierenden Lasten stellen die Eingangswerte für die nach dem Teilsicherheitskonzept geführten Nachweise dar. Indiziert werden die charakteristischen Werte mit dem Buchstaben „k“. Die charakteristischen Werte sind als Werte von Einwirkungen bzw. Widerständen definiert, die „mit einer vorgegebenen Wahrscheinlichkeit im Bezugszeitraum der Nutzungsdauer des Bauwerks und der entsprechenden Bemessungssituation nicht überschritten oder unterschritten werden“ (DIN 1054).

Die Nachweise im Grenzzustand GZ 1A sehen nur eine Gegenüberstellung von günstigen und ungünstigen Einwirkungen vor – Widerstände werden nicht angesetzt. Eine Ausnahme stellt hier der Nachweis der Sicherheit gegen Kippen dar, bei dem die Einhaltung der zulässigen Ausmitte der Sohl-druckresultierenden mit charakteristischen Werten nachzuweisen ist.

Beim Nachweis in den Grenzzuständen GZ 1B und GZ 1C werden die Bemessungswerte (indiziert mit dem Buchstaben „d“ = design) der Beanspruchungen, d.h. derjenigen Größen, die durch die Einwirkungen hervorgerufen werden, den Bemessungswerten der Widerstände gegenübergestellt:

$$E_d \leq R_d$$

mit: E_d Bemessungswert der Beanspruchung allgemein (= **Effect**)

R_d Bemessungswert des Widerstandes allgemein (= **Resistance**)

Im Grenzzustand GZ 1B werden die Bemessungswerte aus den charakteristischen Werten mit Hilfe der Teilsicherheitsbeiwerte ermittelt, indem die Beanspruchungen vergrößert und die Widerstände verringert werden:

$$E_d = E_k \cdot \gamma_F \quad \text{bzw.} \quad R_d = \frac{R_k}{\gamma_R}$$

mit: E_d Bemessungswert der Beanspruchung allgemein

E_k Charakteristische Beanspruchung allgemein
 γ_F Teilsicherheitsbeiwert für Einwirkungen allgemein

R_d Bemessungswert des Widerstandes allgemein

R_k Charakteristische Widerstand allgemein
 γ_R Teilsicherheitsbeiwert allgemein für Widerstände

Die charakteristischen Werte, die der Ermittlung der Bemessungswerte zugrunde liegen, werden bei den Nachweisen in den Grenzzuständen GZ 1A und GZ 1B mit Hilfe charakteristischer Werte für alle Einwirkungen F sowie für die Scherparameter ϕ' und c' ermittelt.

$$E_k = f(F_k, \phi_k, c_k, \gamma_k, \dots)$$

mit: E_k Charakteristische Beanspruchung allgemein
 F_k Charakteristischer Wert für Einwirkungen allgemein

ϕ_k Charakteristischer Wert des Reibungswinkels allgemein

c_k Charakteristischer Wert der Kohäsion allgemein

γ_k Charakteristischer Wert für Wichten allgemein

Nur im Rahmen des Nachweises der Sicherheit gegen den Verlust der Gesamtstandsicherheit (Grenzzustand GZ 1C) werden die Bemessungswerte der Scherparameter eingesetzt (analog der Fellenius-Regel).

Die charakteristischen Bodenkennwerte sind auf der Grundlage von ausgeführten Baugrundaufschlüssen gemäß DIN 4020 („Geotechnische Untersuchungen für bautechnische Zwecke“) sowie von Labor- und Feldversuchen so festzulegen, „dass die Ergebnisse der damit durchgeführten Berechnungen

auf der sicheren Seite liegen“ (DIN 1054), gegebenenfalls sind für die Bodenkennwerte obere und untere Grenzen festzulegen, z.B. bezüglich der Baugrundsteifigkeit bei Bauwerken, die empfindlich gegenüber Setzungsunterschieden sind.

3.4 Einwirkungskombinationen, Sicherheitsklassen und Lastfälle

Einwirkungskombinationen umfassen die für den betrachteten Nachweis zu berücksichtigenden, gleichzeitig auftretenden Einwirkungen – zusammengestellt nach Ursache, Größe, Richtung und Häufigkeit. Es werden nach DIN 1054 folgende Einwirkungskombinationen unterschieden:

- *Regel-Kombination EK 1:* Ständige sowie während der Funktionszeit des Bauwerks regelmäßig auftretende veränderliche Einwirkungen.
- *Seltene Kombination EK 2:* Außer den Einwirkungen der Regel-Kombination selten oder einmalige planmäßige Einwirkungen.
- *Außergewöhnliche Kombination EK 3:* Außer den Einwirkungen der Regel-Kombination eine gleichzeitig mögliche außergewöhnliche Einwirkung, insbesondere bei Katastrophen oder Unfällen.

Mit Hilfe der Sicherheitsklassen (SK) wird der unterschiedliche Sicherheitsanspruch bei den Widerständen in Abhängigkeit von Dauer und Häufigkeit der maßgebenden Einwirkungen berücksichtigt. Hierbei wird zwischen folgenden Sicherheitsklassen unterschieden:

- SK 1: Auf die Funktionszeit des Bauwerks angelegte Zustände.
- SK 2: Bauzustände bei der Herstellung oder Reparatur des Bauwerks und Bauzustände durch Baumaßnahmen neben dem Bauwerk.
- SK 3: Während der Funktionszeit einmalig oder voraussichtlich nie auftretende Zustände.

Baugrubenkonstruktionen zählen zur Sicherheitsklasse SK 2.

Die Lastfälle (LF) ergeben sich für die Grenzzustände aus den Einwirkungskombinationen in Verbindung mit den Sicherheitsklassen bei den Widerständen (**Tabelle 1**). Durch die Einführung der Lastfälle LF 1, LF 2, und LF 3 bei geotechnischen Bauwerken werden die repräsentativen Werte der unabhängigen Einwirkungen unmittelbar bestimmt. Damit erübrigt sich eine Untersuchung des gleichzeitigen

	EK 1	EK 2	EK 3
SK 1	LF 1	LF 2	(LF 3)
SK 2	LF 2	(LF 2)	LF 3
SK 3	(LF 3)	LF 3	$\gamma_F = \gamma_R = 1,0$

Tab. 1: Lastfälle

Auftretens von Einwirkungen mit Hilfe von Kombinationsbeiwerten (siehe z.B. Stahlbau: DIN 18800).

Bei Gründungen sind die Lastfälle wie folgt anzuwenden:

- Der *Lastfall 1* ist, abgesehen von Bauzuständen, maßgebend für alle ständigen und vorübergehenden Bemessungssituationen des aufliegenden Tragwerks; Lastfall 1 entspricht der „ständigen Bemessungssituation“ nach DIN 1055.
- Der *Lastfall 2* ist maßgebend für vorübergehende Beanspruchungen der Gründung in Bauzuständen des aufliegenden Tragwerkes; Lastfall 2 entspricht der „vorübergehenden Bemessungssituation“ nach DIN 1055.
- Der *Lastfall 3* ist maßgebend für außergewöhnliche Bemessungssituationen des aufliegenden Tragwerkes, soweit sich diese ungünstig auf die Gründung auswirken; Lastfall 3 entspricht der „außergewöhnlichen Bemessungssituation“ nach DIN 1055.

3.5 Teilsicherheitsbeiwerte

Die Teilsicherheitsbeiwerte für die Einwirkungen und Beanspruchungen sowie für die Widerstände können **Tabelle 2** und **Tabelle 3** entnommen werden. In Tabelle 2 werden die in den ersten drei Berichtigungen der DIN 1054:2005 zwischenzeitlich vorgenommenen Korrekturen berücksichtigt.

3.6 Geotechnische Kategorien

Die Mindestanforderungen an Umfang und Qualität geotechnischer Untersuchungen, Berechnungen und Überwachungsmaßnahmen richten sich nach den Geotechnischen Kategorien (GK) gemäß DIN 1054 und DIN 4020:

- Die *Geotechnische Kategorie GK 1* umfasst Baumaßnahmen mit geringem Schwierigkeitsgrad sowohl hinsichtlich Standsicherheit als auch Gebrauchstauglichkeit. Im Zweifelsfalle sollte ein Sachverständiger für Geotechnik hinzugezogen werden.
- In die *Geotechnische Kategorie GK 2* fallen Baumaßnahmen mit normalem Schwierigkeitsgrad. Durch einen Sachverständigen für Geotechnik ist ein geotechnischer Bericht gemäß DIN 4020 auf der Grundlage routinemäßiger Baugrunduntersuchungen im Feld und Labor zu erstellen.
- Die *Geotechnische Kategorie GK 3* umfasst Baumaßnahmen mit hohem Schwierigkeitsgrad bzw. Baumaßnahmen, die nicht den Geotechnischen Kategorien GK 1 und GK 2 zuzuordnen sind. Das Mitwirken eines Sachverständigen für Geotechnik ist zwingend erforderlich. Bauwerke oder Baumaßnahmen, bei denen die Beobachtungsmethode angewendet werden soll, sind – bis auf begründete

Einwirkung		Formelzeichen	Lastfall		
			LF 1	LF 2	LF 3
GZ 1A	Günstige ständige Einwirkungen	$\gamma_{G,stab}$	0,95	0,95	0,95
	Ungünstige ständige Einwirkungen	$\gamma_{G,dst}$	1,05	1,05	1,00
	Strömungskraft bei günstigem Untergrund	γ_H	1,35	1,30	1,20
	Strömungskraft bei ungünstigem Untergrund	γ_H	1,80	1,60	1,35
	Ungünstige veränderliche Einwirkungen	$\gamma_{Q,dst}$	1,50	1,30	1,00
GZ 1B	Ständige Einwirkungen allgemein*	γ_G	1,35	1,25	1,10
	Ständige Einwirkungen aus Erdruehdruk	γ_{E0g}	1,20	1,10	1,00
	Ungünstige veränderliche Einwirkungen	γ_Q	1,50	1,30	1,10
GZ 1C	Ständige Einwirkungen	γ_G	1,00	1,00	1,00
	Ungünstige veränderliche Einwirkungen	γ_Q	1,30	1,20	1,00
GZ 2	Ständige Einwirkungen	γ_G	1,00		
	Veränderliche Einwirkungen	γ_Q	1,00		

*einschließlich ständigem und veränderlichem Wasserdruck

Tab. 2: Teilsicherheitsbeiwerte für Einwirkungen und Beanspruchungen (kursiv gedruckte Teilsicherheitsbeiwerte gemäß Berichtigungen Nr. 2 und 3 für DIN 1054:2005)

Widerstand		Formelzeichen	Lastfall		
			LF 1	LF 2	LF 3
GZ 1B	Bodenwiderstände				
	Erdwiderstand und Grundbruchwiderstand	γ_{Ep}, γ_{Gr}	1,40	1,30	1,20
	Gleitwiderstand	γ_{Gl}	1,10	1,10	1,10
	Pfahlwiderstände				
	Pfahldruckwiderstand bei Probelastung	γ_{Pc}	1,20	1,20	1,20
	Pfahlzugwiderstand bei Probelastung	γ_{Pt}	1,30	1,30	1,30
	Pfahlwiderstand auf Druck und Zug aufgrund von Erfahrungswerten	γ_P	1,20	1,10	1,00
	Verpressankerwiderstände				
	Widerstand des Stahlzuggliedes	γ_M	1,15	1,15	1,15
	Herausziehwiderstand des Verpresskörpers	γ_A	1,10	1,10	1,10
GZ 1C	Scherfestigkeit				
	Reibungsbeiwert $\tan \varphi'$ des dränierten Bodens	γ_ϕ	1,25	1,00	1,10
	Kohäsion c' des dränierten Bodens und Scherfestigkeit c_u des undränierten Bodens	γ_c, γ_{cu}	1,25	1,15	1,10
	Herausziehwiderstände				
	Boden- bzw. Felsnägel, Ankerzugpfähle	γ_N, γ_Z	1,40	1,30	1,20
	Verpresskörper von Verpressankern	γ_A	1,10	1,10	1,10
Flexible Bewehrungselemente	γ_B	1,40	1,30	1,20	

Tab. 3: Teilsicherheitsbeiwerte für Widerstände

Ausnahmen – der Geotechnischen Kategorie GK 3 zuzuordnen.

Typische Beispiele für die Geotechnische Kategorie GK 3 sind u.a.:

- Unterfangungen,
- tiefe Baugruben,
- ausgedehnte Plattengründungen auf Boden mit unterschiedlichen Steifigkeitsverhältnissen im Grundriss,

- Gründungen neben bestehenden Gebäuden, bei denen die Voraussetzungen der DIN 4123 nicht zutreffen,
- teils als Flach- oder Flächen Gründung, teils als Tiefgründung ausgeführte Tiefgründungen,
- Kombinierte Pfahl-Plattengründungen (KPP).

Die Einordnung der Baumaßnahme in eine der drei Geotechnischen Kategorien ist zu Beginn der Planung vorzunehmen. Hochstufungen in höhere Kategorien sind unbedingt vorzunehmen, wenn spätere Befunde dies erfordern.

3.7 Vergleich DIN 1054:1976:11 und DIN 1054:2005-01

Der Vergleich der Regelungen der neuen DIN 1054:2005-01 mit dem in der bisher gültigen DIN 1054:1976-11 verankertem Nachweis Konzept hinsichtlich der für die o.g. Grenzzustände anzuwendenden Bemessungsprozeduren zeigt, dass trotz der Umstellung auf das Teilsicherheitskonzept bei den meisten Aufgaben die grundlegenden Bemessungsprozeduren erhalten bleiben. Bei den Nachweisen in den Grenzzuständen GZ 1A und GZ 1B erfolgt (Abb. 9) die Faktorisierung mit Hilfe der Teilsicherheitsbeiwerte erst auf Schnittkraftebene, d.h. aus den Einwirkungen (z.B. Lasten aus dem Hochbau, Wasserdruck, Erddruck) als charakteristische Werte ergeben sich sowohl die charakteristischen Werte für die benötigten Beanspruchungen (z.B. Beanspruchungen in der

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

Die Nachweise im Grenzzustand GZ 1C dagegen werden mit abgeminderten Scherparametern geführt, so dass die Ermittlung der für den Nachweis maßgebenden Schnittgrößen auf der Grundlage von Bemessungswerten durchgeführt wird.

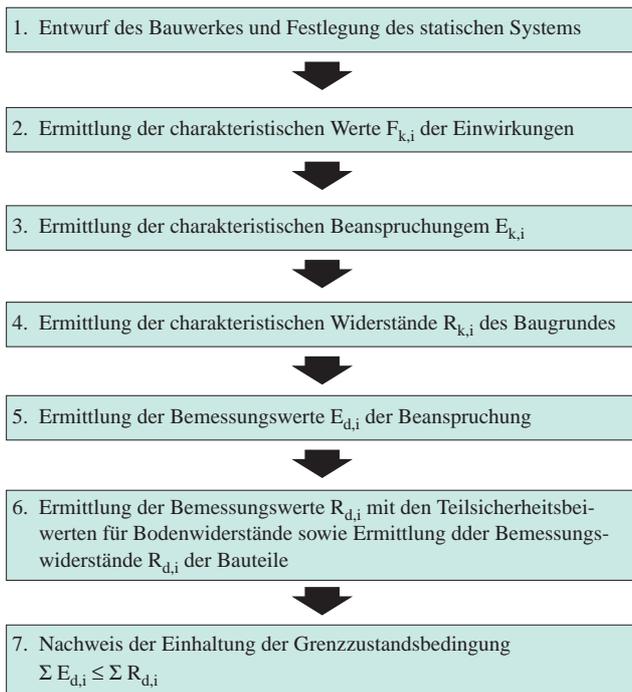


Abb. 9: Allgemeiner Bemessungsablauf im GZ 1B

4 Ausblick – Eurocode 7 und DIN-Normen: wie geht es weiter?

4.1 DIN EN 1997-1 und DIN 1054:2010

Der Eurocode DIN EN 1997 Eurocode 7 gliedert sich in zwei Teile:

- Teil 1: Allgemeine Regeln und
- Teil 2: Baugrunduntersuchung und -prüfung.

DIN EN 1997 Eurocode 7 – Teil 1 regelt den Entwurf, die Berechnung und die Bemessung in der Geotechnik sowie die geotechnischen Einwirkungen bei Gebäuden und Ingenieurbauwerken in Verbindung mit EN 1990 im Hinblick auf die Schnittgrößenermittlung und unter Berücksichtigung von EN 1991 bis EN 1999, soweit sie bei der Bemessung benötigt werden. Die Norm ist wie folgt gegliedert:

- Abschnitt 1: Allgemeines*
- Abschnitt 2: Grundlagen der geotechnischen Bemessung*
- Abschnitt 3: Geotechnische Kenngrößen*
- Abschnitt 4: Bauüberwachung, Kontrollmessungen und Instandhaltung*
- Abschnitt 5: Schüttungen, Wasserhaltung, Bodenverbesserung und Bodenbewehrung*
- Abschnitt 6: Flachgründungen*
- Abschnitt 7: Pfahlgründungen*

- Abschnitt 8: Verankerungen*
- Abschnitt 9: Stützbauwerke*
- Abschnitt 10: Hydraulisch verursachtes Versagen*
- Abschnitt 11: Geländebruchsicherheit*
- Abschnitt 12: Erddämme*

Ebenso wie die anderen Eurocodes enthält auch der EC 7 – Teil 1 Angaben über Teilsicherheitsbeiwerte. Sie sollen zwar europaweit gelten, sind aber letztlich unverbindlich, weil durch die Eurocodes nicht in die nationale Zuständigkeit für das jeweils für erforderlich gehaltene Sicherheitsniveau eingegriffen werden darf. Zumindest aber sollten im EC 7 – Teil 1 gemeinsame Regeln für die formale Behandlung von Berechnung und Bemessung entwickelt werden. Dies war im Grundbau, anders als bei allen anderen Eurocodes, zumindest in wichtigen Teilbereichen leider nicht möglich. Nach langwierigen Diskussionen einigte man sich darauf, der Norm im Hinblick auf Berechnung und Bemessung den Charakter einer Rahmennorm zu geben, innerhalb derer in begrenztem Umfang nationale Regelungen möglich sind. Die DIN EN 1997-1 lässt zunächst folgende Varianten bei den Nachweisverfahren zu:

- a) Beim *Nachweisverfahren 1* werden zwei Durchrechnungen erforderlich, wobei im einen Fall die Teilsicherheitsbeiwerte auf die Einwirkungen, im anderen Fall auf die Scherfestigkeitsparameter gelegt werden.
- b) Beim *Nachweisverfahren 2* werden die Teilsicherheitsbeiwerte auf die vorgegebenen Einwirkungen und auf die mit charakteristischen Scherfestigkeiten ermittelten Erddruckkräfte und Bodenwiderstände angewendet.
- c) Beim *Nachweisverfahren 3* werden die Einwirkungen mit Teilsicherheitsbeiwerten vergrößert, zur Ermittlung von Bodenwiderständen dagegen wird die Scherfestigkeit abgemindert.

Es ist den einzelnen Mitgliedsländern erlaubt festzulegen, in welchen Fällen welches Nachweisverfahren anzuwenden ist. Sie sind dann in dem jeweiligen Land für alle am Bau Beteiligten verbindlich, unabhängig davon, aus welchem Land sie selbst kommen. Das gleiche gilt für die zahlenmäßige Festlegung der Teilsicherheitsbeiwerte und vergleichbarer Faktoren. Damit wird es den einzelnen Ländern ermöglicht, ihr jeweiliges Sicherheitsniveau beizubehalten. In Deutschland wird für Schnittgrößenermittlung und Bemessung das Nachweisverfahren 2 gelten.

Im Eurocode 7 werden die *Grenzzustände der Tragfähigkeit* – gegenüber DIN 1054: 2005-01 verändert – in folgende fünf Gruppen gegliedert:

- **EQU:** Gleichgewichtsverlust des Bauwerks oder des Baugrunds als starrer Körper, bei dem weder im Bauwerk noch im Boden nennenswert Festig-

keit mobilisiert wird (z.B. Nachweis gegen Kippen).

- **STR:** Sehr große Verformungen oder *inneres Versagen des Bauwerks* oder konstruktiver Elemente einschließlich Fundamente, Pfähle usw., bei dem die Festigkeit des Materials mobilisiert wird.
- **GEO:** Sehr große Verformungen oder *Bruch im Baugrund*, bei dem die Festigkeit des Baugrunds mobilisiert wird.
- **UPL:** Gleichgewichtsverlust des Bauwerks oder des Baugrunds infolge von *Auftrieb* oder anderer Vertikalkräfte.
- **HYD:** Hydraulischer Grundbruch und Materialtransport im Boden (innere Erosion, Piping) infolge von hydraulischen Gradienten.

Die Nachweise werden unverändert im Format von Grenzzustandsnachweisen geführt. Dabei wird für STR und GEO nachgewiesen, dass der Bemessungswert einer Einwirkung oder einer Beanspruchung kleiner oder gleich ist dem Bemessungswert des Widerstandes. Bei EQU, UPL und HYD wird nachgewiesen, dass die Bemessungswerte ungünstiger Einwirkungen kleiner sind als die Bemessungswerte günstiger Einwirkungen.

Die nach DIN EN 1997-1 zu führenden Grenzzustandsnachweise und die Festlegungen der Nachweisverfahren sind in **Tabelle 4** den Definitionen der DIN 1054-2005 gegenübergestellt.

Der in DIN 1054:2005 gewählte Weg, Einwirkungskombinationen und Sicherheitsklassen zu definieren, aus deren Kombination sich die Lastfälle ergeben, wurde allgemein als schwer verständlich kritisiert, vor allem, da die zwei Eingangsparameter nicht voneinander unabhängig sind [5]. So ist die außergewöhnliche Einwirkungs-Kombination EK 3, die insbesondere bei Katastrophen oder Unfällen gilt, gleichzeitig sicher auch ein während der Funktionszeit einmalig oder voraussichtlich nie auftretender Zustand, der als Merkmal der Sicherheitsklasse 3 definiert ist.

DIN 1054:2005-01	DIN EN 1997-1:2008-10 mit Nationalem Anhang und DIN 1054:2010
GZ 1A: Grenzzustand des Verlustes der Lagesicherheit (keine Widerstände, nur Gleichgewichtsbetrachtung)	EQU Gleichgewichtsverlust
	UPL Auftrieb
	HYD Hydraulischer Grundbruch
GZ 1B: Grenzzustand des Versagens im Boden und von Bauwerken und Bauteilen (Nachweisverfahren 2)	STR Bruch des Bauwerks GEO Bruch im Baugrund
GZ 1C: Grenzzustand des Verlustes der Gesamtstandsicherheit (Nachweisverfahren 3)	

Tab. 4: Grenzzustandsnachweise nach DIN 1054:2005-01 und DIN EN 1997-1:2009-02

In DIN EN 1997-1 und ihren Anwendungsdokumenten, hier DIN 1054:2010, stehen daher neue Definitionen. Anstelle der drei Lastfälle 1, 2 und 3 treten die ihnen gleichwertigen Bemessungssituationen BS-P, BS-T und BS-A. Die drei Bemessungssituationen werden wie folgt definiert:

- a) Bemessungssituation **BS-P:** Den ständigen Situationen (Persistent situations), die den üblichen Nutzungsbedingungen des Tragwerks entsprechen, wird die Bemessungssituation BS-P zugeordnet. In ihr werden ständige und während der Funktionszeit des Bauwerks regelmäßig auftretende veränderliche Einwirkungen berücksichtigt.
- b) Bemessungssituation **BS-T:** Den vorübergehenden Situationen (Transient situations), die sich auf zeitlich begrenzte Zustände beziehen, z.B. in Bauzuständen oder bei der Instandsetzung, bei Aufgrabungen oder Unterfangungsarbeiten, wird die Bemessungssituation BS-T zugeordnet. In ihr werden ständige und während des genannten zeitlich begrenzten Zustands regelmäßig auftretende veränderliche Einwirkungen einschließlich des Auftretens einer seltenen, planmäßig einmaligen oder möglicherweise nie auftretenden Einwirkung berücksichtigt. Sie gilt regelmäßig für Baugrubenböschungen und Baugrubenkonstruktionen, soweit z.B. für Steifen, Anker und Mikropfähle nichts anderes festgelegt ist.
- c) Bemessungssituation **BS-A:** Den außergewöhnlichen Situationen (Accidental situations), die sich auf außergewöhnliche Einwirkungen des Tragwerks oder seiner Umgebung beziehen, z.B. auf Feuer oder Brand, Explosion, Anprall, extremes Hochwasser oder Ankerausfall, wird die Bemessungssituation BS-A zugeordnet. In ihr werden neben den außergewöhnlichen Einwirkungen ständige und regelmäßig auftretende veränderliche Einwirkungen wie bei den Bemessungssituationen BS P und BS T berücksichtigt. Eine außergewöhnliche Situation ist auch dann gegeben, wenn gleichzeitig mehrere seltene, planmäßig einmalig oder möglicherweise nie auftretende Einwirkungen auftreten, sofern sie voneinander unabhängig sind.

Den Situationen infolge von Erdbeben, die sich auf seismische Einwirkungen des Tragwerks beziehen, wird ebenfalls die Bemessungssituation BS-A zugeordnet.

Gegenüber anderen Disziplinen des Bauingenieurwesens werden die Bemessungssituatio-

nen BS-P und BS-T getrennt und lassen traditionell für temporäre Zustände ein etwas abgemindertes Sicherheitsniveau zu [6].

Das Thema der Einwirkungskombinationen wird in Zukunft auch in der DIN 1054 konsequent und durchgängig mit Kombinationsbeiwerten gelöst. Dabei wird von den veränderlichen Einwirkungen eine als Leiteinwirkung behandelt, weitere begleitende Einwirkungen werden entsprechend ihrer Wahrscheinlichkeit, gleichzeitig in voller Höhe aufzutreten, abgemindert. Hierbei werden die Kombinationsbeiwerte ψ aus dem Hochbau übernommen und um solche für geotechnische Einwirkungen ergänzt. Auch mit der gültigen DIN 1054:2005 ist die Anwendung von Kombinationsbeiwerten zulässig, leider ist dieses Vorgehen nicht ausführlich behandelt. An allen Stellen, an denen der Begriff „charakteristische Beanspruchung“ steht, darf man „charakteristische bzw. repräsentative Beanspruchung“ verstehen. Ein entsprechender Hinweis findet sich in 6.1.2 (2).

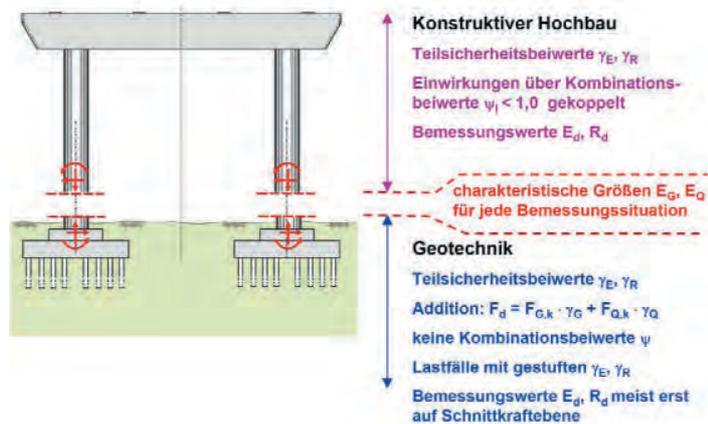
Die Schnittstelle zwischen Bodenkontinuum und Gründung auf der einen und Tragwerk auf der anderen Seite bedarf dabei stets einer sorgfältigen Abstimmung hinsichtlich der Ermittlung der maßgebenden charakteristischen Beanspruchung für die Dimensionierung der Gründung (**Abb. 10**).

4.2 Europäische Ausführungsnormen

Mit DIN EN 1997 Eurocode 7 – Teil 1 in Verbindung mit DIN EN 1997 Eurocode 7 Teil 2 und den übrigen Eurocodes waren zwar Entwurf, Berechnung und Bemessung in der Geotechnik geregelt, aber nicht die Ausführung. Es lag somit nahe, auch hier eine Reihe von europäischen EN-Normen zu erarbeiten. Obwohl die Erarbeitung von Ausführungsnormen dem Ziel der Europäischen Gemeinschaft, im Sinne der Bauproduktenrichtlinie von 1992 einheitliche „Technische Spezifikationen“ zu erarbeiten, wesentlich näher gelegen hat als die Erarbeitung von Bemessungsnormen, sah sich die Kommission der Europäischen Gemeinschaften nicht in der Lage, dieses Vorhaben ebenso finanziell zu unterstützen wie es bei den Bemessungsnormen der Fall war. Schließlich gründeten die europäischen Spezialtiefbauunternehmen die

Ermittlung der Gründungslasten (DIN 1054, 6.1.2):

Die Gründungslasten ergeben sich aus der Berechnung des Tragwerksplaners als Schnittgrößen in Höhe der Oberkante der Gründungskonstruktion für jede kritische Einwirkungskombination in den maßgebenden Bemessungssituationen für GZ 1 und GZ 2.



bei linear elastischer Berechnung:

Charakteristische Beanspruchung lässt sich ermitteln, indem die einzelnen Auswirkungen infolge Bemessungseinwirkungen durch die jeweiligen Teilsicherheitsbeiwerte dividiert werden und anschließend zur charakteristischen Beanspruchung addiert werden.

bei nichtlinearer statischer Berechnung:

Beanspruchung lässt sich nicht mehr einfach in ständige und veränderliche Einwirkungen aufteilen.

DIN 1054, 6.1.2 (2): Bemessungsbeanspruchungen „aufgrund eines am untersuchten Tragwerk orientierten Kriteriums in jeweils einen Anteil $E_{G,d}$ aus ständigen Einwirkungen und einen Anteil $E_{Q,d}$ aus veränderlichen Einwirkungen aufzuteilen und diese Anteile durch Division mit den Teilsicherheitsbeiwerten nach DIN 1055-100 oder anderen maßgebenden Einwirkungsnormen in charakteristische bzw. repräsentative Beanspruchungen umzuwandeln.

→ Bedarf einer Präzisierung.

DIN 1054 6.1.2 (3):

„... dass es in Ausnahmefällen erforderlich werden kann, die charakteristischen Werte der Beanspruchungen ohne Berücksichtigung von Kombinationsbeiwerten, getrennt nach den einzelnen Ursachen, zur Verfügung zu stellen“

→ keine eindeutige Regelungen

→ fallbezogene Entscheidung im Dialog zwischen Entwurfsverfasser, Tragwerksplaner und geotechnischem Sachverständigen erforderlich

Abb. 10: Bemessung von Gründungen: Verfahrensvorschlag an der Schnittstelle Tragwerk/Gründung

„Vereinigung der Europäischen Grundbauunternehmen (EFFC)“, veranlassten die Gründung eines neuen technischen Komitees CEN/TC 288 „Ausführung von besonderen geotechnischen Arbeiten (Spezialtiefbau)“ und beteiligten sich an der Finanzierung der einzelnen Arbeitsgruppen. Inzwischen sind die unter der Überschrift „Ausführung von besonderen geotechnischen Arbeiten (Spezialtiefbau)“ stehenden Normen:

- EN 1536: Bohrpfähle
- EN 1537: Verpressanker
- EN 1538: Schlitzwände
- EN 12063: Spundwandkonstruktionen
- EN 12699: Verdrängungspfähle
- EN 12715: Injektionen
- EN 12716: Düsenstrahlverfahren
- EN 12794: Vorgefertigte Gründungspfähle aus Beton
- EN 14199: Mikropfähle
- EN 14475: Bewehrte Schüttkörper
- EN 14490: Bodenvernagelung
- EN 14679: Tiefgreifende Bodenstabilisierung
- EN 14731: Tiefenrüttelverfahren

überwiegend fertiggestellt, einige wenige sind noch in der finalen Abstimmung.

In die Musterliste der Technischen Baubestimmungen ist aber bisher nur die DIN EN 1536:1999-06, also die Ausführungsnorm für Bohrpfähle, aufgenommen worden, für die der DIN Fachbericht 129 („Richtlinie zur Anwendung von DIN EN 1536“) mit Ausgabe Februar 2005 vorliegt. Für andere Ausführungsnormen, so beispielsweise für die DIN EN 12699 „Verdrängungspfähle“, sind die DIN Fachberichte noch in der Vorbereitung bzw. Abstimmung.

4.3 Neue Normen zur Erkundung des Baugrundes

Sowohl in DIN EN 1997-1 als auch in DIN 1054 wird die herausragende Bedeutung der Baugrunduntersuchungen und der sie regelnden Normen DIN EN 1997-2 und DIN 4020 betont. DIN EN 1997-2 „Erkundung und Untersuchung des Baugrundes“ ist seit September 2007 in deutscher Sprache veröffentlicht. Die Vereinigung von DIN 4020 mit der europäischen Norm DIN EN 1997-2 wird formal genauso erfolgen, wie bei der DIN 1054 und EN 1997-1 [3]. Die DIN 4020 wurde zwischenzeitlich überarbeitet und zugleich ein Nationaler Anhang zu DIN EN 1997-2 erarbeitet. Das zukünftige Normenwerk zur Erkundung und Untersuchung des Baugrundes besteht dann aus den drei Normen DIN EN 1997-2, dem Nationalen Anhang (DIN EN 1997-2-NA-1) und der neuen DIN 4020 „Geotechnische Untersuchungen für bautechnische Zwecke – Ergänzende Regelungen zu DIN EN 1997-2“, die im Februar 2010 im Entwurf erschienen ist.

Zusätzlich zu den Eurocodes und den Europäischen Ausführungsnormen erarbeiten die Technischen Komitees TC 182 „Baugrund; Klassifizierung und Darstellung“ und TC 341 „Geotechnische Erkundung und Versuche“ unter Mitwirkung der internatio-

nenal Nonnenorganisation ISO (International Standardization Organisation) weitere Normen für den Bereich der Geotechnik.

Das Technische Komitee TC 182 ist zuständig für Normen zur Erkennung, Beschreibung und Klassifizierung von Boden und Fels. Zurzeit liegen als Arbeitsergebnisse folgende Normen und Normentwürfe vor:

- DIN EN ISO 14688-1: Benennung und Beschreibung von Boden
- DIN EN ISO 14688-2: Grundlagen für Bodenklassifizierung
- DIN EN ISO 14688-3: Elektronischer Austausch von Daten von Boden
- DIN EN ISO 14689-1: Benennung und Beschreibung von Fels
- DIN EN ISO 14689-2: Elektronischer Austausch von Daten von Fels

Das Technische Komitee TC 341 beschäftigt sich mit Normen zur Durchführung von geotechnischen Untersuchungen im Feld und von Laborversuchen. Folgende Normen sind in Bearbeitung:

- ISO 22457: Aufschluss- und Entnahmeverfahren und Grundwassermessungen
- ISO 11476: Sondierungen und Bohrlochversuche
- ISO 22477: Pfahlprobelastungen, Zugversuche an Ankern und Nägeln sowie Versuche an Bewehrter Erde
- ISO 17892: Bodenmechanische Laborversuche

Die ISO 22457 wird 16 Teile haben; für die ISO 17892 sind 12 Teile vorgesehen.

4.4 Weiterhin gültige Grundbaunormen

Weiterhin gültig bleiben, abgesehen von der laufenden Aktualisierung, folgende Grundbaunormen:

Normen zur Erkundung, Untersuchung und Beschreibung des Baugrundes:

- DIN 4021: Aufschluss durch Schürfe und Bohrungen
- DIN 4022: Benennen und Beschreiben von Boden und Fels
- DIN 4023: Zeichnerische Darstellung der Ergebnisse von Bohrungen
- DIN 4094: Erkundung durch Sondierungen (teilweise ersetzt durch DIN EN ISO 22476)
- DIN 18121 bis DIN 18137: Untersuchung von Bodenproben
- DIN 18196: Bodenklassifikation für bautechnische Zwecke

Normen für Lastannahmen bzw. Einwirkungen:
DIN 1055-2: Bodenkenngrößen

Ausführungsnormen:

DIN 4095: Dränung zum Schutz baulicher Anlagen
DIN 4123: Ausschachtungen, Gründungen und Unterfangungen im Bereich bestehender Gebäude
DIN 4124: Baugruben und Gräben

Sie sind vom Wechsel des Sicherheitskonzeptes inhaltlich nicht betroffen. Die erforderliche formale Anpassung und gegebenenfalls eine inhaltliche Überarbeitung ist zum Teil bereits vollzogen worden.

4.5 Auf das Teilsicherheitskonzept umgestellte Berechnungsnormen

Die bisherigen Normen bleiben teilweise erhalten, werden aber auf das Teilsicherheitskonzept umgestellt bzw. bereits überarbeitet [7]:

DIN 4017: Berechnung des Grundbruchwiderstands,
DIN 4019: Setzungsberechnungen,
DIN 4084: Böschungs- und Geländebruchberechnungen,
DIN 4085: Ermittlung des Erddrucks,
DIN 4126: Standsicherheit von Schlitzwänden.

4.6 Umstellung Technischer Empfehlungen auf das Teilsicherheitskonzept

Alle bisherigen Empfehlungen bleiben im Grundsatz erhalten, wurden bzw. werden aber auf das Teilsicherheitskonzept umgestellt und überarbeitet:

EAB: Empfehlungen des Arbeitskreises Baugruben,
EAU: Empfehlungen des Arbeitsausschusses „Ufereinfassungen“,
EBGEO: Empfehlungen für Bewehrungen aus Kunststoffen,
EVB: Empfehlungen „Verformungen des Baugrundes bei baulichen Anlagen“ Empfehlungen für statische und dynamische Probelastungen von Pfählen Merkblatt über den Einfluss der Hinterfüllung auf Bauwerke,
KPP: Richtlinie für den Entwurf, die Bemessung und den Bau von Kombinierten Pfahl-Plattengründungen (KPP),
Bedingungen für die Anwendung des Bauverfahrens „Bewehrte Erde“.

Die EAB (Ausgabe 2006) und die EAU (Ausgabe 2009), sind bereits auf das Teilsicherheitskonzept der DIN 1054:2005-01 abgestellt.

Ferner sind im April 2007 die von dem Arbeitskreis 2.1 „Pfähle“ der DGGT, der in Personalunion als Normenausschuss arbeitet, erarbeiteten Empfehlungen des Arbeitskreises Pfähle, kurz die „EA-Pfähle“ erschienen, die ebenfalls das Teilsicherheitskonzept der DIN 1054:2005-01 berücksichtigen.

4.7 Künftig entfallende Normen

Durch die Erarbeitung von Europäischen Normen für Entwurf, Berechnung und Bemessung in der Geotechnik sowie der Europäischen Normen für die „Ausführung von besonderen geotechnischen Arbeiten (Spezialtiefbau)“ (siehe Kapitel 4.2) entfallen folgende deutschen Normen:

DIN 4014:1990-03 Bohrpfähle
DIN 4026:1975-08 Ramppfähle
DIN 4125:1990-11 Verpressanker, Kurzzeitanker und Daueranker
DIN 4126:1986-08 Ortbeton-Schlitzwände
DIN 4128:1983-04 Verpresspfähle (Ortbeton- und Verbundpfähle) mit kleinem Durchmesser

Außerdem entfallen werden DIN 4018 „Berechnung der Sohldruckverteilung unter Flächen Gründungen“ und DIN 4127 „Schlitzwandtone für stützende Flüssigkeiten“.

5 Resümee

Der Eurocode 7 „Entwurf, Berechnung und Bemessung in der Geotechnik“ liegt mit seinen beiden Teilen DIN EN 1997-1 „Allgemeine Regeln“ und DIN EN 1997-2 „Erkundung und Untersuchung des Baugrundes“ bereits seit Herbst 2007 vollständig in deutscher Sprache vor. Die zwischenzeitlich ausgearbeiteten und veröffentlichten Nationalen Anwendungsnormen und die Ergänzungsnormen DIN 1054:2010 und DIN 4020:2010 erlauben jetzt die Anwendung der neuen, auf den Eurocode 7 ausgerichteten Normenkonzepte.

Vielen Fachkollegen stellt sich die Frage nach der „Sinnhaftigkeit“ des in der Geotechnik jetzt schon seit vielen Jahren im Fokus stehenden Umstellungsprozesses, der in mancherlei Hinsicht auch in der täglichen (Bemessungs-)Praxis zu aufwendigeren Nachweisen führen kann.

Letztlich muss diese Frage mit dem Hinweis auf formelle Aspekte beantwortet werden: damit wird den zwingenden Vorgaben, die sich aus der europäi-

schen Harmonisierung ergeben, entsprochen, etwa indem zum Jahresende 2010 die derzeitige mit DIN EN 1997-1 konkurrierende DIN 1054:2005-01 – wie von Brüssel ultimativ gefordert – zurückgezogen und durch die Ergänzungsnorm DIN 1054:2010 ersetzt wird. Dass diese Umstellung und Anpassung ohne

Brüche und im Ergebnis mit den bisherigen Erfahrungen korrelierenden Resultaten zu Standsicherheiten, Bauteilabmessungen etc. gelingt, ist denjenigen zu verdanken, die sich seit vielen Jahren in der geotechnischen Normungsarbeit tatkräftig und unermüdlich fachlich eingebracht haben.

6 Literatur

- [1] Schuppener, B., Eitner, V. (2005) –Eurocodes und DIN-Normen – Wie geht es weiter? 12. Darmstädter Geotechnik-Kolloquium, Mitteilungen des Institutes und der Versuchsanstalt für Geotechnik der Technischen Universität Darmstadt, Heft 71, 13-20
- [2] GruSiBau (1981) – Grundlagen zur Festlegung von Sicherheitsanforderungen für bauliche Anlagen. Beuth-Verlag
- [3] Schuppener, B., Ruppert, F.-R. (2007) – Zusammenführung von europäischen und deutschen Normen Eurocode 7, DIN 1054 und DIN 4020. Bautechnik 84, Heft 9, 636-640
- [4] Weißenbach, A. (2005) – Neue technische Regelwerke in der Geotechnik. 12. Darmstädter Geotechnik-Kolloquium, Mitteilungen des Institutes und der Versuchsanstalt für Geotechnik der Technischen Universität Darmstadt, Heft 71, 3-11
- [5] Schuppener, B. (2009) – Eurocode 7 und DIN 1054. Vorträge zum DIN 1054 Seminar am 05.03.2009, TU Berlin, 13-33
- [6] Vogt, N. (2008) – Stand der geotechnischen Normung und geplante Entwicklungen. Vortrag bei der Ingenieurakademie West e.V. – Fortbildungswerk der Ingenieurkammer Bau NRW am 30.11.2007 in Dortmund, 14 S.
- [7] Ziegler, M. (2008) – Sicherheitsnachweise im Erd- und Grundbau. Grundbau-Taschenbuch (7. Aufl.), Teil 1: Geotechnische Grundlagen, 1-42

Eine neue Strategie für die Ertüchtigung alter Straßenbrücken

Das Programm ist unverzichtbar, um unser Straßennetz und unsere Brücken zukunftsfähig zu machen

Der Brückenbau in Deutschland in den letzten 60 Jahren ist eine Erfolgsgeschichte sondergleichen, die von deutschen Ingenieuren richtungweisend geprägt wurde. Damals konnte jedoch niemand voraussehen, dass der Verkehr, und insbesondere der Güterverkehr, so stark zunehmen würden, dass sich heute die Frage stellt, ob ihm die Brücken, vor allem die älteren Brücken, künftig noch gewachsen sein werden. Eine Antwort bildet eine schwierige Aufgabe heran, für die fundiertes Wissen und die Bereitschaft zu neuen Denkansätzen erforderlich ist. Mit der Initiative des Bundesministeriums für Verkehr, Bau und Stadtentwicklung zur Ertüchtigung älterer Brücken, die im folgenden Beitrag ausführlich dargestellt wird, sind hierfür aber die notwendigen Schritte eingeleitet worden. Der Autor, der hierüber bei den Dresdener Brückenbausymposien 2007 und 2009 und in Fachaufsätzen bereits berichtet hat, fasst die Erkenntnisse über den Zustand der Bauwerke, über die Verkehrsentwicklung sowie über die Entwicklung der Belastungs- und Bemessungsvorschriften hier noch einmal zusammen, um, darauf aufbauend, die Strategie für die Nachrechnung und Ertüchtigung älterer Brückenbauwerke verständlich machen zu können.

Ministerialrat Dipl.-Ing. Joachim Naumann



studierte das Bauingenieurwesen an der Universität (TH) Darmstadt; bis Ende April 2010 war er als Referatsleiter im Bundesministerium für Verkehr, Bau und Stadtentwicklung zuständig für den Brücken- und Ingenieurbau; Mitglied des Vorstandes des Vereins zur Förderung der Qualitätssicherung

und Zertifizierung der Aus- und Fortbildung von Ingenieurinnen/Ingenieuren der Bauwerksprüfung (VFIB)

1 Einleitung

Etwa vor drei Jahren hat der Bundesverband des Groß- und Außenhandels (BGA) erstmals die Forderung erhoben, in Deutschland angesichts des weiter stark zunehmenden Güterverkehrsaufkommens statt der bisher maximal zulässigen 40 t-Lkws mit einer Gesamtlänge von 18,25 Metern künftig auch 60 t-Lkws nach modularem Konzept mit einer Gesamtlänge von 25,50 Metern zuzulassen und hierfür Pilotprojekte durchzuführen (Abb. 1).



Abb. 1: 60 t-Lkw nach modularem Konzept

Begründet wurde dieser Vorstoß mit ökonomischen und ökologischen Vorteilen, da dann statt bisher drei Lkws für das gleiche Ladevolumen nur noch zwei Lkws erforderlich seien. Dabei wurde durchaus eingeräumt, dass hierzu noch etliche Fragen offen sind wie zum Beispiel eine mögliche Verlagerung von Gütertransporten von Schiene und Wasserwegen auf die Straße, die Frage der Verkehrssicherheit und letztlich auch die Frage der Tragfähigkeit der Bauwerke im Bestandsnetz.

Das Bundesministerium für Verkehr, Bau und Stadtentwicklung (BMVBS) hat daraufhin verschiedene Gutachten und Forschungsvorhaben beauftragt, die federführend von der Bundesanstalt für Straßenbau (BASt) durchgeführt wurden und zu dem Ergeb-

nis kamen, dass den ökonomischen und ökologischen Vorteilen der so genannten Gialiner durchaus erhebliche Nachteile gegenüberstehen, die einer grundsätzlichen verkehrspolitischen Entscheidung bedürfen [1].

Neben einigen Problemen bezüglich der Verkehrssicherheit (zum Beispiel: Befahrbarkeit von Knotenpunkten und Kreiseln, Überholvorgänge, Räumzeiten bei Bahnübergängen) betraf dies insbesondere eine nachweislich darstellbare massive Verlagerung von mehr Gütertransporten auf die Straße, was insbesondere im bisher geförderten kombinierten Verkehr die politischen Ziele zur Förderung dieser Transportart erheblich in Frage stellen und die Situation auf den Straßen eher noch verschärfen würde.

Daneben wurde aber auch nachgewiesen, dass bereits bei einem Ersatz der bisherigen 40 t-Fahrzeuge durch 60 t-Fahrzeuge in der Größenordnung von mehr als 30 Prozent die Tragfähigkeit älterer Großbrücken nicht mehr ausreichen würde, um die vorgegebenen Sicherheitsbeiwerte einzuhalten.

Die Verkehrsministerkonferenz hat daher im Dezember 2006 entschieden, die Gialiner nicht für den allgemeinen Verkehr freizugeben und auch keine weiteren Pilotprojekte zu unterstützen.

Damit ist allerdings die Diskussion über eine Zulassung schwerer Fahrzeuge auf europäischer Ebene noch nicht zu Ende, so dass die verantwortlichen Baulastträger der Straßeninfrastruktur sich weiter mit dieser Frage auseinandersetzen müssen.

Vom Referat Brücken- und Ingenieurbau des Bundesministeriums für Verkehr, Bau und Stadtentwicklung wurden die hierzu durchgeführten Verkehrsmessungen und wissenschaftlichen Untersuchungen genutzt, um gleichzeitig die Frage zu klären, inwieweit insbesondere ältere Brücken aus den 60er, 70er und 80er Jahren noch in der Lage sind, den heutigen und vor allem den künftigen Verkehr mit ausreichender Sicherheit aufzunehmen. Dies geschah vor dem Hintergrund unter anderem neuester Verkehrsprognosen, die davon ausgehen, dass die Güterverkehrsleistungen auf der Straße in Deutschland bis 2025 nochmals um etwa 80 Prozent zunehmen werden (Abb. 2).

Im Ergebnis wurde festgestellt, dass bereits mit dem heute vorhandenen Verkehr, der in der Vergangenheit von einer massiven Zunahme des Güterverkehrs, einem großen Anteil von überladenen Fahrzeugen und einer überproportionalen Zunahme von Schwerlasttransporten geprägt ist, bei älteren Brücken mit der damals gültigen Brückenklasse 60 die Tragfähigkeitsreserven allmählich aufgebraucht sind und zunehmend Instandsetzungen, Verstärkungen oder auch Ersatzneubauten erforderlich werden.

Der Autor hat hierüber bereits beim Dresdener Brückenbausymposium 2007 und 2009 sowie in Fachaufsätzen [2], [3] ausführlich berichtet. Zum Verständnis der darauf aufbauenden neueren strategischen Überlegungen werden nachfolgend die Ergebnisse und Erkenntnisse bezüglich des Zustandes der Bauwerke, der Verkehrsentwicklung sowie der Entwicklung der Belastungs- und Bemessungsvorschriften

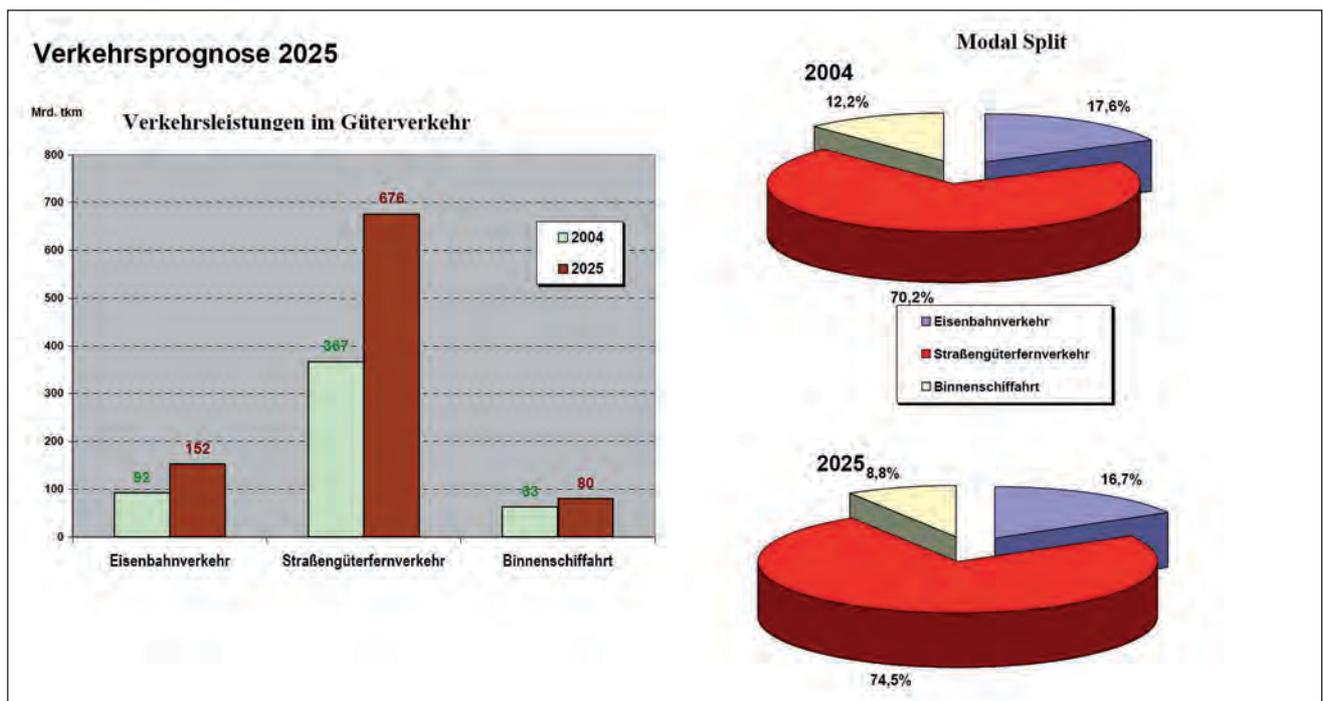


Abb. 2: Zunahme der Güterverkehrsleistungen bis 2025

ten nochmals ausführlich dargestellt und anschließend die Strategie zur Nachrechnung und Erächtigung älterer Brückenbauwerke erläutert.

2 Entwicklung des Brückenbaus in Deutschland

Entsprechend den unterschiedlichen politischen und wirtschaftlichen Gegebenheiten in den beiden Teilen Deutschlands hat sich der Straßen- und Brückenbau nach dem Zweiten Weltkrieg in Ost und West sehr unterschiedlich entwickelt. Während in Ostdeutschland vor allem aus wirtschaftlichen Gründen nur relativ wenig neu gebaut wurde, setzte in Westdeutschland ab 1960 ein wahrer Boom zum Ausbau des Straßennetzes ein, um den Anforderungen des dynamischen Wirtschaftswachstums einigermaßen gerecht zu werden. Erst nach der Wiedervereinigung im Jahre 1990 wurde auch in Ostdeutschland das Straßennetz in großem Umfang erneuert und für den sprunghaft angestiegenen Verkehr erweitert (**Abb. 3**).

In den neuen Bundesländern sind fast alle Autobahnen in den letzten 18 Jahren neu oder ausgebaut worden, so dass die Bauwerke in diesen Strecken den neuesten technischen Anforderungen entsprechen. Bei Bundes- und Landesstraßen sieht es dort allerdings mit dem Brückenbestand deutlich schlechter aus, da noch lange nicht alle Straßen modernisiert sind.

Im Vergleich zu den alten Bundesländern ist aber insgesamt die Anzahl der älteren Bauwerke relativ gering, wobei es sich vorwiegend um kleinere Brücken handelt. Sorgen bereiten höchstens eine größere Anzahl von Spannbetonfertigteilbrücken, die als Standardbauweise zu DDR-Zeiten oft gebaut wurden und teilweise erhebliche Schäden aufweisen.



Abb. 3: Altersstruktur der Brücken in Bundesfernstraßen



Abb. 4: Bau der Rheinbrücke Worms

Ein ganz anderes Bild ergibt sich in den alten Bundesländern, da hier vor allem bei den großen Autobahnstrecken die Hauptbautätigkeit in den 60er, 70er und 80er Jahren war und somit die Bauwerke vorwiegend auch aus dieser Zeit stammen. Lediglich bei Strecken, die inzwischen auf sechs oder acht Fahrstreifen verbreitert wurden, sind auch die Bauwerke den aktuellen Anforderungen angepasst worden. Dies ist aber nur ein relativ kleiner Teil des Bestandes.

Die Entwicklung des Brückenbaus in Westdeutschland nach dem zweiten Weltkrieg war ganz entscheidend durch die Fortschritte im Spannbetonbrückenbau bestimmt. Die erste Spannbetonbrücke wurde in Deutschland 1936 in Aue im Erzgebirge gebaut. Die Entwicklung wurde aber bald durch die Kriegsjahre unterbrochen und erst 1950 durch den Bau einer ersten Spannbetonbrücke im freien Vorbau über die Lahn bei Balduinstein fortgeführt.

Danach eroberte der Spannbeton sehr schnell auch größere Spannweiten, wie 1952 bei dem Bau der Rheinbrücke Worms mit einer Spannweite von 114,20 Metern (**Abb. 4**) oder 1959 bei der ersten mit Vorschubrüstung gebauten Brücke am Kettiger Hang.

Ein weiterer Meilenstein war 1964 die Einführung des Taktschiebverfahrens, bei dem der Überbau in einer Feldfabrik hinter dem Widerlager hergestellt und dann mit Taktlängen von bis zu 50 Metern eingeschoben wird.

Dies waren gewaltige technische Fortschritte innerhalb einer relativ kurzen Zeitspanne, die hauptsächlich in den technischen Büros der großen Baufirmen entwickelt wurden. Aus diesem Grund wurden in dieser Zeit auch viele große Brückenbauwerke als Sonderentwürfe

der Baufirmen gebaut, wobei im Hinblick auf die damals hohen Materialpreise und die vergleichsweise niedrigen Lohnkosten vor allem durch Materialeinsparungen versucht wurde, Wettbewerbsvorteile gegenüber den Verwaltungsentwürfen zu erzielen.

Dies führte einerseits zu einer Vielzahl sehr unterschiedlicher Konstruktionen und Bauweisen und andererseits zu sehr schlanken Abmessungen der Bauteile mit einem relativ geringen Bewehrungsanteil. Ähnliche Entwicklungen gab es zu dieser Zeit aber auch bei den Stahl- und Stahlverbundbrücken, denn hier versuchte man ebenfalls durch eine neu entwickelte Leichtbauweise Material zu sparen, um gegenüber dem Spannbeton konkurrenzfähig zu bleiben. So kamen Stahlbrücken mit orthotropen Fahrbahnplatten, die zwischen 1960 und 1980 gebaut wurden, mit einem Stahlanteil von rund 350 kg/m² Brückenfläche aus, während heute hierfür rund 550 kg/m² erforderlich sind. Auch in der DDR wurde bei den Brücken an Material gespart, was aber oftmals eher auf Beschaffungsengpässe zurückzuführen war. Im Ergebnis sind aber die Probleme bei diesen Brücken ähnlich.

Erst Ende der 70er Jahre wurden aufgrund zunehmender Schäden, praktischer Erfahrungen der Bauverwaltungen und neuerer wissenschaftlicher Erkenntnisse die Bauvorschriften in Richtung einer robusteren Bauweise verschärft und entsprachen erst danach in etwa den heutigen Anforderungen. Allerdings war bis dahin in Westdeutschland das Straßennetz weitgehend ausgebaut und die Bautätigkeit ging allmählich zurück. Ein neuer Aufschwung erfolgte erst nach der Wiedervereinigung.

Rückblickend betrachtet war die Entwicklung des Brückenbaus nach dem Zweiten Weltkrieg eine großartige Leistung aller Beteiligten, die in Westdeutschland Voraussetzung dafür war, dass der Aufbau der Infrastruktur einigermaßen mit den Anforderungen des wirtschaftlichen Aufschwungs Schritt halten konnte.

Natürlich fehlten in der Anfangszeit des Spannbetons die uns heute bekannten Erfahrungen mit der damals noch jungen Bauweise, so dass die Bauwerke aus dieser Zeit einige typische Defizite aufweisen, die uns heute Probleme bereiten.

So wurde im Vergleich zu den Anforderungen in den heutigen technischen Regelwerken damals deutlich weniger Vorspannung und weniger Betonstahlbewehrung eingebaut. Letzteres betrifft nicht nur die Längsbewehrung sondern auch die Querkraftbewehrung in den Stegen von Hohlkästen, da bis 1966 nach den Bemessungsvorschriften bei ausreichend großer Vorspannung keine Querkraftbewehrung erforderlich war.

Weitere Defizite dieser Bauwerke bestehen zum Beispiel in dem anfangs üblichen Vollstoß der Spannglieder ohne ausreichende Betonstahlbewehrung, was erst nach dem Schadensfall an einer Koppelfuge bei einer Brücke im Heerdtter Dreieck 1977 in den Zulassungsbedingungen für die Spannverfahren geändert wurde. Oder die Verwendung korrosionsempfindlicher Spannstähle bis 1978 in Westdeutschland und teilweise bis 1990 in der DDR, die unter ungünstigen Bedingungen zu einem Sprödbruch infolge Spannungsrissskorrosion führen können. Als weitere Defizite sind auch die bereits erwähnten sehr schlanken Abmessungen der Bauteile zu nennen und die damals planmäßig geringe Betondeckung, die aufgrund der später einsetzenden Verwendung von Tausalz zu erheblichen Schäden an den Bauwerken führten.

Alle diese Defizite sind uns heute bekannt und durch technische Maßnahmen weitgehend beherrschbar. Bei der Bewertung des Brückenbestands im Hinblick auf den seitdem extrem gestiegenen Verkehr sind diese Defizite jedoch mit zu berücksichtigen, um beurteilen zu können, ob diese Bauwerke auch künftig den weiter ansteigenden Belastungen gewachsen sein werden.

3 Entwicklung des Verkehrs

Der Blick auf die Verkehrsentwicklung in Deutschland nach dem Zweiten Weltkrieg (Abb. 5) zeigt sehr anschaulich, wie dynamisch und seinerzeit sicherlich kaum vorhersehbar der Verkehr auf den Straßen gewachsen ist. Ursache für dieses auch im Vergleich mit anderen europäischen Ländern überproportionale Wachstum ist vor allem die Lage

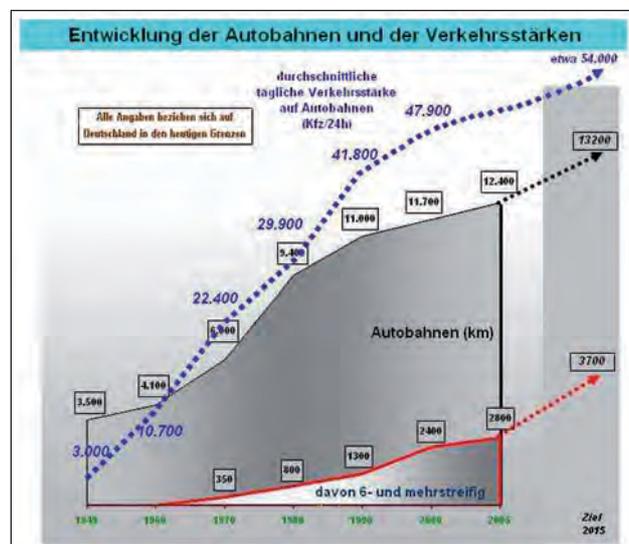


Abb. 5: Entwicklung der Autobahnen und Verkehrsstärken

Deutschlands in der Mitte Europas mit einem äußerst starken Transitverkehr sowohl in Nord-Süd-Richtung wie aber nach der Öffnung der Grenzen Osteuropas auch in Ost-West-Richtung. Dies betrifft insbesondere die Bundesfernstraßen, die bei einem Anteil am überörtlichen Straßennetz von nur 20 Prozent inzwischen über 40 Prozent der Verkehrsleistungen bewältigen müssen.

So hat sich der Verkehr auf vielen Bundesfernstraßen über die Jahre mehr als verdoppelt, ohne dass der Bestand entsprechend angepasst wurde. Für die Brücken ist hierbei aber nicht nur die Menge des Gesamtverkehrs entscheidend, sondern noch viel mehr die Tatsache, dass der Anteil des Schwerververkehrs vor allem in den letzten Jahren überproportional zugenommen hat und die zulässigen Gesamtgewichte für Lkws sich von 24 t im Jahr 1956 inzwischen auf maximal 44 t im kombinierten Verkehr ebenfalls fast verdoppelt haben. Verkehrsmessungen haben außerdem ergeben, dass die Lkws heute viel stärker ausgelastet und in nicht unerheblichem Maß auch überladen sind (**Abb. 6**). Grund hierfür ist sicherlich einerseits der harte Kampf um Marktanteile im Transportgewerbe und andererseits die Tatsache, dass Gewichtskontrollen mit gerichtsfesten Verwiegungen relativ selten durchgeführt werden. Die Verantwortlichen des Brückenbaus müssen sich daher darauf einstellen, dass Überladungen ein Dauerproblem bleiben und bei der Bewertung des Brückenbestandes berücksichtigt werden müssen.

Sorgen bereitet für den Brückenbestand zusätzlich die fast exponentielle Zunahme der genehmigten Schwerlasttransporte. Grundsätzlich sind Überschrei-

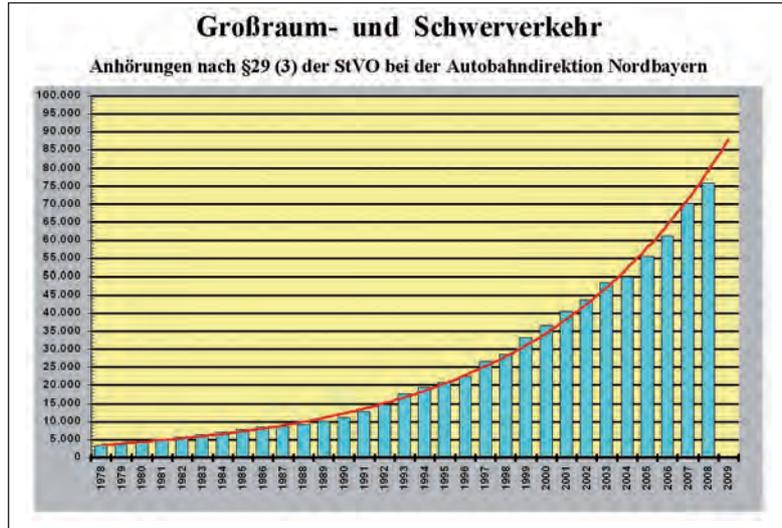


Abb. 7: Zunahme von Schwerlasttransporten (Beispiel ABD Nordbayern)

tungen der zulässigen Gesamtgewichte im Rahmen von Ausnahmegenehmigungen gemäß StVO möglich. Nach § 29 (3) StVO sind solche Transporte genehmigungsfähig, bei denen die Ladung unteilbar ist und der Transport auf der Schiene oder dem Schifffahrtsweg nicht möglich oder unzumutbar ist. Zuständig für die Genehmigungen sind die Verkehrsbehörden der Länder, zur fachtechnischen Beurteilung bezüglich der Straßenebefestigungen und Brücken ist ab einem Gesamtgewicht von 42 t eine Anhörung der Straßenbausträger vorgeschrieben. Verlässliche Angaben über Anzahl und Art der genehmigten Schwerlasttransporte gibt es wegen der föderalen Zuständigkeiten nicht. Aufzeichnungen einzelner Dienststellen der Straßenbauverwaltungen belegen aber die enorme Zunahme der Schwerlasttransporte wie zum Beispiel die Aufzeichnungen der Autobahndirektion Nordbayern (**Abb. 7, Abb. 8**). Ähnliche Entwicklungen werden aus NRW gemeldet, wo sich zum Beispiel die Zahl der Anhörungen für Transporte mit 100 bis 200 t Gesamtgewicht von 50 (2004) auf 507 (2008) in nur vier Jahren verzehnfacht hat.



Abb. 8: Schwerlasttransport

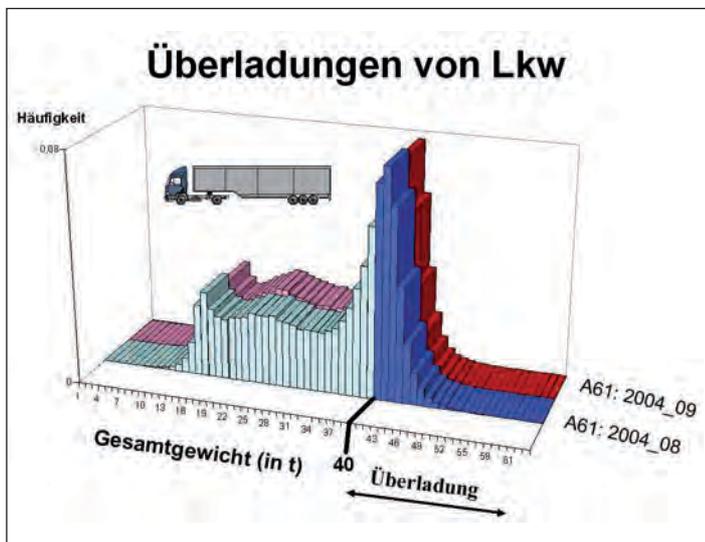


Abb. 6: Überladung von Lkws

Diese extreme Zunahme der Schwerlasttransporte kann aus Sicht des Brückenbaus nicht weiter hingenommen werden, da hierdurch faktisch eine Nutzungsänderung für die Bauwerke entsteht und auch der Wille des Gesetzgebers, Schwerlasttransporte als Sondernutzung nur auf begründete Ausnahmefälle zu beschränken,

durch die Praxis zunehmend unterlaufen wird. Bundesfernstraßen sind hiervon besonders betroffen, da die meisten Transporte in der Regel über dieses leistungsfähige Netz abgewickelt werden.

Wie sich der Verkehr auf unseren Straßen in Zukunft weiter entwickeln wird, ist noch nicht mit allen Konsequenzen absehbar. Sicher ist, dass entsprechend den aktuellen Verkehrsprognosen vor allem das Güterverkehrsaufkommen auf Straßen mittel- und langfristig weiter stark zunehmen wird. Mit welchen Fahrzeugen diese Transporte künftig durchgeführt werden, ist aber noch nicht ganz klar.

Von der Wirtschaft werden bereits seit längerer Zeit immer wieder mit Hinweis auf notwendige Steigerungen des Transportvolumens und mögliche Umweltentlastungen größere und schwerere Fahrzeuge propagiert. Für den Brückenbestand wäre dies eine weitere zusätzliche Belastung, die vor allem ältere Brückenbauwerke kaum mehr verkraften würden. Außerdem ist davon auszugehen, dass sich dann die Nutzungsdauer bestehender Brücken nochmals deutlich verkürzen würde.

4 Bestand und Zustand der Brücken in Bundesfernstraßen

Aktuell gehören zum Bestand der Brücken in Bundesfernstraßen, für die der Bund als Bausträger zuständig ist, insgesamt 38.066 Bauwerke mit einer Gesamtfläche von 28,97 Millionen Quadratmetern und einer Gesamtlänge von 1.996 Kilometern, was etwa der zweifachen Entfernung zwischen Flensburg und München entspricht. Das Anlagevermögen dieser Bauwerke beträgt rund 50 Milliarden Euro. Beton- und Spannbetonbrücken haben dabei mit 87 Prozent den weitaus größten Anteil am Gesamtbestand, während Stahl- und Stahlverbundbrücken nur einen Anteil von rund zwölf Prozent haben (**Abb. 9**).

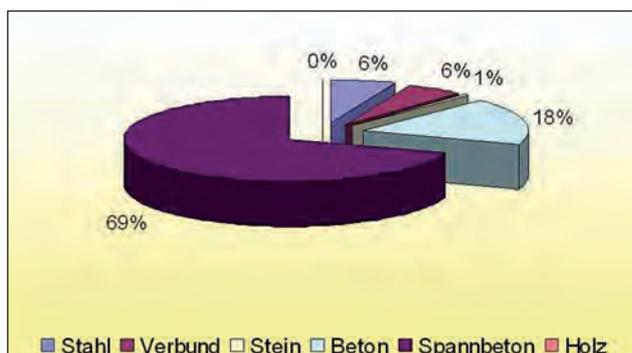


Abb. 9: Anteil der Bauwerkstypen

Die Altersstruktur des Bestandes spiegelt naturgemäß die Entwicklung des Straßen- und Brückenbaus in Deutschland wider mit Spitzen zwischen 1960 und 1985 sowie zwischen 1990 und 2005. Brücken aus der Zeit vor dem Zweiten Weltkrieg sind in Bundesfernstraßen nur noch in geringem Umfang vorhanden, denn die meisten wurden im Krieg zerstört oder danach im Rahmen des Ausbaus des Straßennetzes durch neue Bauwerke ersetzt.

Aufgrund der mit dem wirtschaftlichen Aufschwung nach dem Krieg einhergehenden Bautätigkeit wurden fast zwei Drittel des Bestandes in den alten Bundesländern bereits vor 1985 gebaut und sind inzwischen 25 bis 50 Jahre alt. Hierzu gehören vor allem die großen Talbrücken, mit denen der flächendeckende Ausbau des Autobahnnetzes erst möglich wurde.

Interessant ist die Betrachtung des Bauwerksbestandes bezogen auf die Brückenlängen (**Abb. 10**). Rund die Hälfte der Bauwerke sind relativ kleine Brücken mit einer Brückenlänge zwischen den Widerlagern von fünf bis 30 Metern. Dies sind vor

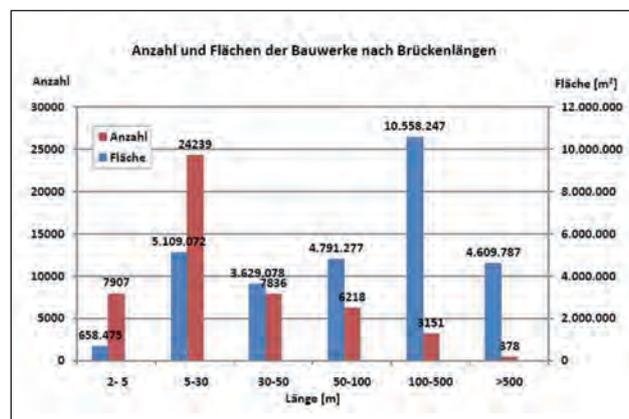


Abb. 10: Bauwerksbestand nach Brückenlängen

allem die vielen Kreuzungsbauwerke über Wege, Straßen, Eisenbahnstrecken, Bäche und kleine Flüsse. Große Talbrücken mit Längen von über 100 Metern haben dagegen zahlenmäßig nur einen Anteil von unter zehn Prozent des Bestandes, dafür aber mit über 15 Millionen Quadratmeter einen Flächenanteil von über 50 Prozent am Gesamtbestand. Etwa die Hälfte dieser großen Bauwerke, nämlich 1.700 Brücken mit einer Fläche von fast sieben Millionen Quadratmetern wurde zwischen 1960 und 1985 gebaut und befindet sich fast ausschließlich in Autobahnen und Bundesstraßen der alten Bundesländer. Entsprechend den damals gültigen Bemessungsvorschriften sind rd. 90 Prozent dieser Brücken in die Brückenklasse 60 eingestuft, da nachträgliche Verstärkungen bisher nur an relativ wenigen Brücken vorgenommen wurden (**Abb. 11**).

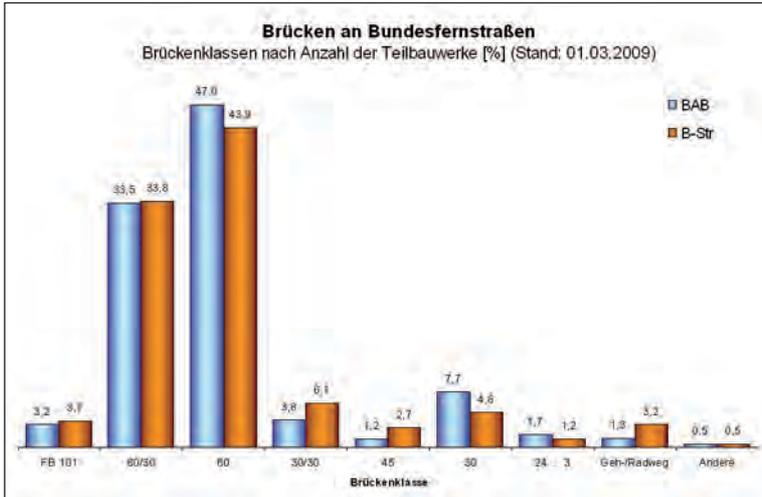


Abb. 11: Bauwerksbestand nach Brückenklassen

Um einen Überblick über den Zustand des Brückenbestandes zu erhalten, werden jährlich die von den Bauwerksprüfingenieuren im Rahmen der regelmäßigen Brückenprüfungen nach DIN 1076 vergebenen Zustandsnoten ausgewertet. Die Zustandsnoten werden nach den für Bundesfernstraßen bundesweit einheitlichen „Richtlinien zur einheitlichen Erfassung, Bewertung, Aufzeichnung und Auswertung der Bauwerksprüfung nach DIN 1076“ (RIEBW-PRÜF) und dem dazugehörigen „Programmsystem Straßeninformationsbank, Teilsystem Bauwerksdaten“ (SIB-Bauwerke) unter Berücksichtigung der Bewertungskriterien Standsicherheit, Verkehrssicherheit und Dauerhaftigkeit ermittelt. Sie reichen von 1,0 bis 4,0.

Aktuell wurden neben dem Gesamtbestand aller Brücken erstmals gesondert die Zustandsnoten der Großbrücken ausgewertet. Die Verteilung der Zustandsnoten bei diesen Brücken zeigt, dass ein hoher Anteil mit der Zustandsnote 3,0 und schlechter bewertet wurde, was einen dringenden Handlungsbedarf signalisiert (Abb. 12).

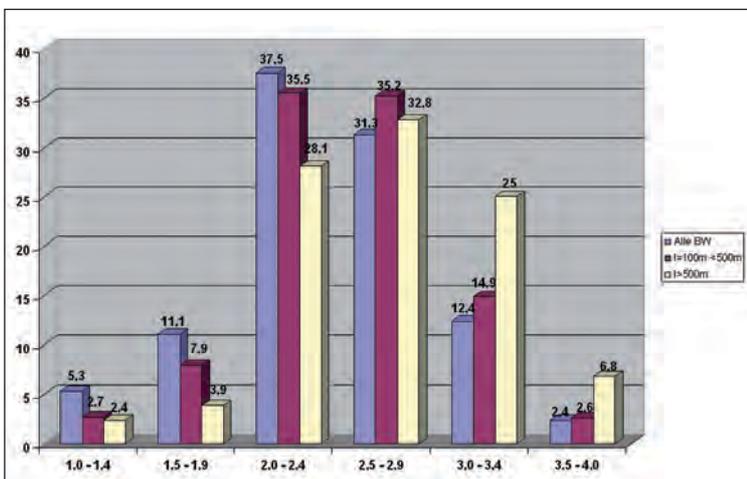


Abb. 12: Verteilung der Zustandsnoten bezogen auf Brückenflächen

5 Belastungs- und Bemessungsvorschriften

Maßgebend für die Berechnung und Bemessung neuer Brücken sind als Regel der Technik die Normen des Deutschen Instituts für Normung (DIN). In der DDR waren dies die Technischen Güte- und Lieferbedingungen (TGL) mit ähnlichen Regelungen. Als Belastungsvorschrift für Verkehrslasten galt bis 2003 die DIN 1072 und seitdem im Vorgriff auf die europäischen Eurocodes der DIN-Fachbericht 101. Die Bemessung von Spannbetonbrücken erfolgte bis 2003 nach der DIN 4227, die inzwischen durch den DIN-Fachbericht 102 ersetzt wurde. Voraussichtlich 2011 sollen die DIN-Fachberichte durch die europaweit einheitlichen Eurocodes abgelöst werden, wobei nationale Besonderheiten in gewissem Umfang durch nationale Anhänge geregelt werden können.

Wie alle technischen Vorschriften wurden auch die Belastungs- und Bemessungsnormen im Laufe der Zeit mehrfach geändert. Dies betrifft insbesondere die Berechnung und Bemessung von Spannbetonbrücken, die vor allem in der Entwicklungsphase bis 1980 in mehreren Schritten an zunehmende Erfahrungen und neue wissenschaftliche Erkenntnisse angepasst wurden (Abb. 13).

Verkehrslasten für Straßenbrücken werden aus Verkehrsmessungen über deterministische oder probabilistische Ansätze als Ersatzlasten für die gemessenen Lastkollektive abgebildet. Diese Bemessungslasten setzen sich aus einem Schwerlastfahrzeug (SLW) auf der Hauptspur und der Nebenspur sowie aus Flächenlasten auf der gesamten Brückenfläche zusammen. Sie wurden in der Vergangenheit mehrfach an die Verkehrsentwicklung angepasst (Abb. 14).

In der Phase der Hauptbautätigkeit zwischen 1960 und 1985 galt durchgehend als Bemessungslast die Brückenkategorie 60 (BKL 60), bei der neben den Flächenlasten nur in der Hauptspur ein Bemessungsfahrzeug SLW 60 angesetzt wurde.

Die etwas höhere Brückenkategorie 60/30, bei der zusätzlich in der Nebenspur ein Bemessungsfahrzeug SLW 30 anzusetzen war, wurde erst 1985 eingeführt. Bedenkt man die 1950 noch sehr niedrigen zulässigen Gesamtgewichte für Lkws und die geringen Verkehrsbelastungen auf deut-

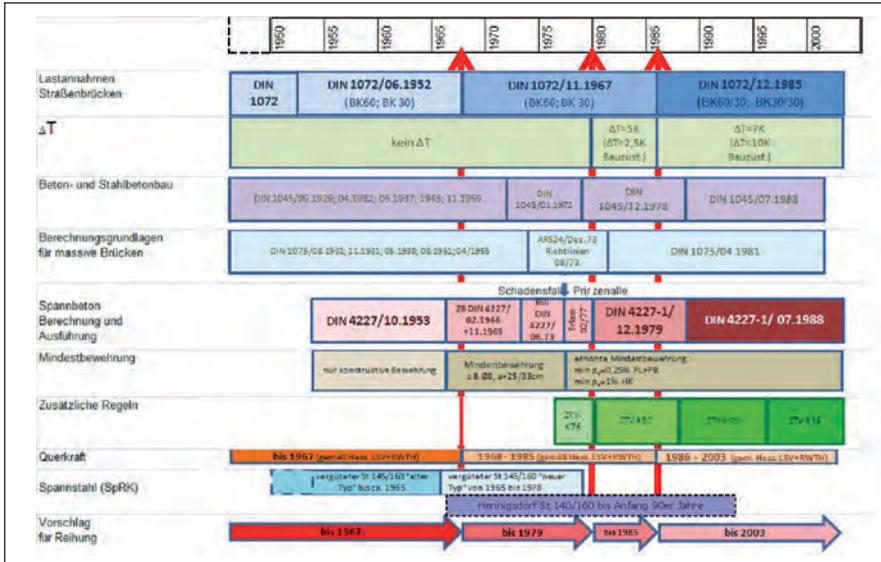


Abb. 13: Entwicklung der Regelwerke

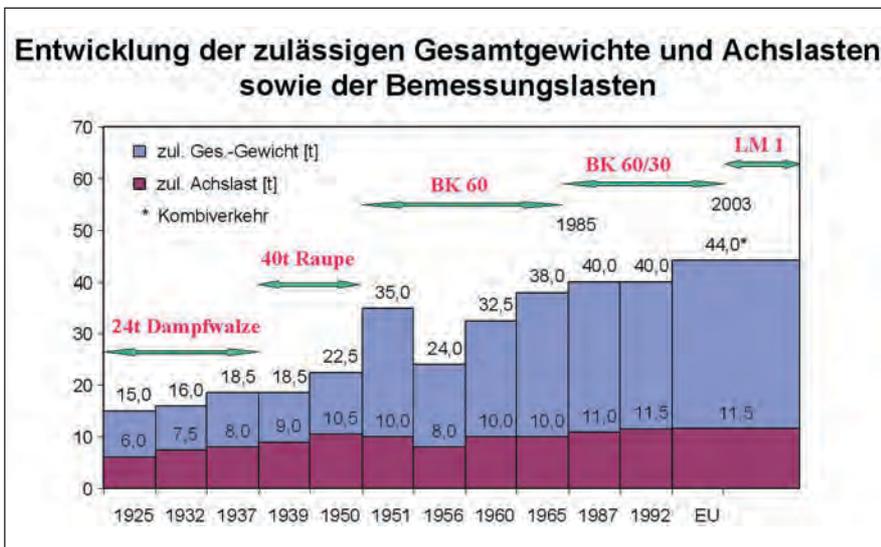


Abb. 14: Entwicklung der zulässigen Gesamtgewichte und Achslasten sowie der Bemessungslasten

schen Straßen in dieser Zeit, dann war die Einführung der BKL 60 eine kluge und vorausschauende Festlegung, die damals den Brückenbauwerken hohe Tragfähigkeitsreserven verliehen haben. Dass der Straßenverkehr – und hierbei insbesondere der Schwerverkehr – so dynamisch wachsen würde und schon viel früher als erwartet diese Tragfähigkeitsreserven aufgebraucht sein würden, war seinerzeit für niemanden vorstellbar. Bei der Bewertung älterer Brücken muss daher insbesondere geklärt werden, inwieweit Bauwerke mit Bemessung nach BKL 60 oder BKL 60/30 bei weiter zunehmendem Schwerverkehr noch zukunftsfähig sind.

Aus den inzwischen gewonnenen Erkenntnissen, dass selbst die aktuellen Verkehrslasten aus dem DIN-Fachbericht nicht in ausreichendem Umfang geeignet sind, für die sich abzeichnende Zunahme des

Verkehrs und der Verkehrslasten zukunftsfähige Tragfähigkeitsreserven bei neuen Brücken sicherzustellen, wurde im zuständigen DIN-Spiegelausschuss aktuell die Konsequenz gezogen, ein neues, höheres Lastmodell zu entwickeln.

Im Rahmen verschiedener Forschungsvorhaben wurden hierzu umfangreiche Simulationsrechnungen durchgeführt, bei denen unterschiedliche Szenarien berücksichtigt wurden. Die verschiedenen Ansätze wurden ausführlich diskutiert und inzwischen ein neues Lastmodell verabschiedet. Das neue Lastmodell berücksichtigt vor allem die Tatsache, dass der Schwerverkehr zunehmend den zweiten und dritten Fahrstreifen benutzt und auch ein Anteil genehmigungspflichtiger Schwerlasttransporte im Lastmodell enthalten sein sollte. Das aktuelle Lastbild nach DIN-Fachbericht und das neue Lastmodell sind in **Abb. 15** und **Abb. 16** gegenübergestellt. Die neuen Verkehrslastannahmen sollen voraussichtlich 2011 mit Bekanntgabe der Eurocodes eingeführt werden.

Im Vergleich zu den Belastungsvorschriften wurden aufgrund der anfangs noch geringen Erfahrungen und den folgenden schnellen technischen Weiterentwicklungen die Bemessungsnormen wesentlich öfter an die neuen Erkenntnisse angepasst.

Vor allem mit dem Bau abschnitts- oder feldweise hergestellter Durchlaufträger in Spannbeton wurde Neuland betreten, was zusätzliche Regelungen erforderlich machte. So kam es u. a. 1966 zu den „Zusätzlichen Bestimmungen zur DIN 4227 für Brücken aus Spannbeton“, in denen die zulässigen Betonzugspannungen begrenzt wurden und eine Mindestbewehrung aus Stabstahl gefordert wurde. Eine weitere wesentliche Änderung der DIN 4227 war 1979 die Einführung eines Temperaturgradienten zur Berücksichtigung des Lastfalls ungleichmäßige Erwärmung durch Sonneneinstrahlung. Dies erzeugt bei Hohlkästen und Plattenbalken relativ hohe Zusatzspannungen, die bei Brücken, die vor 1979/1980 gebaut wurden, bei der Bemessung noch nicht berück-

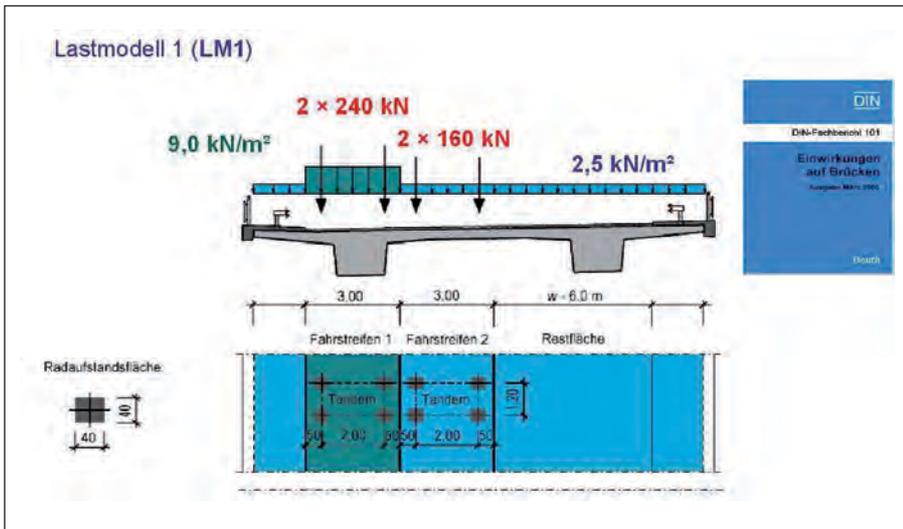


Abb. 15: Lastmodell LM 1 nach DIN FB 101

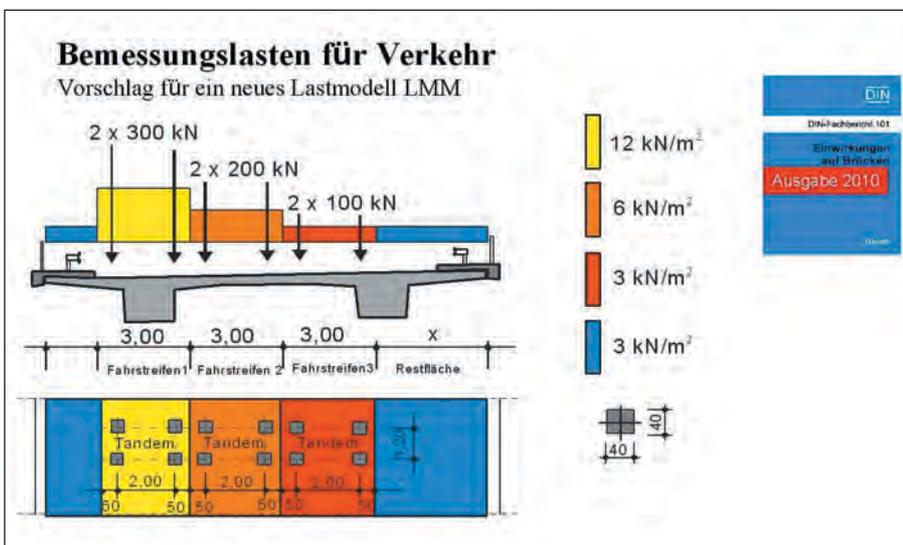


Abb. 16. Neues Lastmodell

sichtigt wurden. Bei der Bewertung älterer Brückenbauwerke im Hinblick auf den weiter zunehmenden Schwerverkehr sind diese und andere Defizite, die sich tragfähigkeitsmindernd auswirken können, besonders zu beachten.

6 Nachrechnung von Straßenbrücken

Angestoßen durch Untersuchungen zu den von der Wirtschaft geforderten 60 t-Fahrzeugen (Gigaliner) wurden vom BMVBS zusammen mit der BAST in den letzten drei Jahren mehrere wissenschaftliche Forschungsvorhaben beauftragt, um die Auswirkungen verschiedener Verkehrsszenarien auf die Tragfähigkeit und Dauerhaftigkeit der Brücken besser abschätzen zu können [4].

Grundlagen für die Untersuchungen waren unter anderem aktuelle Verkehrsmessungen an der Brohltalbrücke im Zuge der Bundesautobahn A 61, mit denen das für Autobahnen typische Fahrzeugkollektiv ermittelt wurde.

Mit Hilfe von Simulationsberechnungen wurde für verschiedene statische Systeme und Querschnitte ein Schnittgrößenvergleich für die Lastfälle *heutiger Verkehr* und *heutiger Verkehr mit Gigalinern* gegenüber der Berechnung nach Brückenklasse 60, Brückenklasse 60/30 und DIN-Fachbericht 101 durchgeführt.

Im Ergebnis stellte sich heraus, dass vor allem bei Mehrfeldbauwerken mit Stützweiten zwischen 30 und 80 Metern Überschreitungen der Normwerte zu verzeichnen waren. Da der Schnittkraftvergleich aus Verkehrslasten allein noch keine Aussagen über die Tragfähigkeit und Dauerhaftigkeit der Brücken zulässt, ist dies durch ergänzende Untersuchungen weiter abzuklären.

Die Ergebnisse zeigen aber deutlich, dass vor allem bei älteren Brücken, die nach der alten Brückenklasse 60 bemessen wurden, durch die starke Zunahme des Schwerverkehrs die berechneten Schnittgrößen bereits bei Ansatz des heutigen Lastkollektivs ohne Gigaliner erheblich über den damals berechneten Schnittgrößen liegen. Dies betrifft besonders die großen Talbrücken in den alten Bundesländern, die zum überwiegenden Teil zwischen 1960 und 1985 gebaut wurden.

Ursache hierfür ist neben den höheren Lastansätzen unter anderem die bei der ursprünglichen Berechnung der Brücken fehlende Berücksichtigung der Zusatzbeanspruchungen aus Temperaturdifferenzen bei Sonneneinstrahlung und aus Profilverformungen der Hohlkästen infolge exzentrischer Belastung der Überbauten. Inwieweit diese Defizite durch Tragfähigkeitsreserven bei den Sicherheitsbeiwerten kompensiert werden können, ist objektbezogen noch näher zu untersuchen.

Die bisher durchgeführten Nachrechnungen älterer Brückenbauwerke haben gezeigt, dass man mit dem Ansatz der normgemäßen Belastungs- und Bemessungsvorschriften und den vorgegebenen Sicherheitsbeiwerten bei diesen Bauwerken relativ schnell an die Grenzen der Tragfähigkeits- und Gebrauchstauglichkeitsnachweise stößt.

Dies liegt unter anderem daran, dass diese Vorschriften ausschließlich für Neubauten entwickelt wurden, um mit entsprechenden Reserven die planmäßig gewünschte lange Nutzungsdauer sicherstellen zu können. Für den Brückenbestand, der nur noch für eine Restnutzungsdauer genutzt werden soll, ist dieses Konzept unter Umständen nicht sachgerecht, zumal an diesen Bauwerken in der Regel bisher keine Überlastungsschäden festgestellt wurden.

Inwieweit aber bei der Nachrechnung von den normgemäßen Vorgaben abgewichen werden kann, ist bisher nicht genügend geklärt. Praxis und Wissenschaft haben sich mit dieser Frage in der Vergangenheit nur ansatzweise beschäftigt, lediglich bei der Bahn gibt es in der Nachrechnungsrichtlinie DS 805 [5] entsprechende Vorgaben. Die Klärung dieser Frage ist aber außerordentlich wichtig, um entscheiden zu können, ob bei weiterer oder stärkerer Nutzung bestehender Brücken noch eine ausreichende Sicherheit gewährleistet ist, Verstärkungen der Konstruktion notwendig und technisch möglich sind oder ob ein Ersatzneubau wirtschaftlich vertretbar ist. Vom BMVBS wird daher gemeinsam mit den Straßenbauverwaltungen der Länder und mit Unterstützung der Wissenschaft zurzeit eine „Richtlinie zur Nachrechnung von Straßenbrücken“ erarbeitet, die entsprechende Eckpunkte vorgeben soll. Es ist aber schon jetzt abzusehen, dass sich auch bei Ausnutzung vorhandener Reserven und genauerer Rechenverfahren vor allem auf Grund des stark gestiegenen Verkehrs ein hoher Bedarf zur Verstärkung und teilweisen Erneuerung des älteren Brückenbestandes ergeben wird.

7 Strategische Überlegungen zur Ertüchtigung des vorhandenen Bauwerksbestandes

Aus der Beschäftigung mit der Entwicklung des Brückenbaus nach dem Zweiten Weltkrieg, der nicht vorhersehbaren Zunahme des Verkehrs und den vielen Änderungen bei den Berechnungs- und Bemessungsvorschriften bis etwa 1980 wurde relativ schnell deutlich, dass es eine einfache und generelle Antwort auf die Frage, ob und in welchem Umfang der Brückenbestand im Hinblick auf eine ausreichenden

de Zukunftsfähigkeit ertüchtigt werden muss, nicht geben wird. Zu unterschiedlich sind die Bauwerke, zumal im Gegensatz zur teilweisen Praxis in der DDR in Westdeutschland kaum Typenentwürfe angewendet wurden, sondern in der Regel für jedes Bauwerk ein individueller Entwurf erstellt wurde. Verschärfend kommt hinzu, dass vor allem in den 60er, 70er und 80er Jahren viele große Talbrücken als Sonderentwürfe der Bauindustrie gebaut wurden und in der Regel dann auch individuelle Besonderheiten in der Konstruktion aufweisen.

Die Ergebnisse der bisher durchgeführten Forschungsvorhaben und Nachrechnungen zeigen, dass zunächst vordringlich folgende Bauwerke besonders zu betrachten sind:

- Spannbetonbrücken, die zwischen 1960 und 1985 gebaut wurden,
- hierbei insbesondere die vor 1980 gebauten Talbrücken, bei denen unter anderem der Temperaturlastfall noch nicht berücksichtigt wurde,
- ebenso Stahl- und Stahlverbundbrücken aus dieser Zeit,
- Mehrfeldbauwerke mit Stützweiten von mehr als 30 Metern,
- Brücken mit einer Zustandsnote schlechter als 3,0,
- vordringlich Spannbetonbrücken mit bauzeitbedingten Defiziten wie Koppelfugen, Gefährdung durch Spannungsrissskorrosion oder Überbauten mit zu geringer Schubbewehrung.

Um festzustellen, ob und in welchem Umfang eine Ertüchtigung oder alternativ auch eine Erneuerung notwendig wird, sind für all diese Bauwerke zunächst die Bestandsunterlagen zu sichten, der aktuelle Zustand festzustellen und eine statische Nachrechnung durchzuführen. Inwieweit hierbei auch Bauwerke zu konstruktiv gleichartigen Bauwerksgruppen zusammengefasst werden können, muss noch die Erfahrung zeigen.

Da es sich bei den genannten Bauwerken um eine relativ große Anzahl handelt, ist zunächst eine Dringlichkeitsreihung aufzustellen. Hierzu wurde in 2008/2009 durch die Bundesanstalt für das Straßenwesen eine bundesweite Erhebung der Bestands- und Zustandsdaten durchgeführt, die nach einem mit den Straßenbauverwaltungen abgestimmten Kriterienkatalog ausgewertet wurde.

Für jedes Bauwerk wurde hierbei eine objektbezogene Prioritätszahl ermittelt und die Bauwerke entsprechend der Dringlichkeitsreihung einer Gruppe A (vordringlicher Untersuchungsbedarf) oder B (nachrangiger Untersuchungsbedarf) zugewiesen. In welcher Reihenfolge die Bauwerke dann tatsächlich untersucht und nachgerechnet werden, bleibt den zu-

ständigen Straßenbauverwaltungen überlassen, da es neben dem Kriterienkatalog weitere Gesichtspunkte gibt, die die Reihung beeinflussen können. Hierzu gehört zum Beispiel die Verkehrsbedeutung und -belastung der Strecke, die Zusammenfassung mit Streckenbaumaßnahmen, die Bildung von Korridoren, aber auch das Vorhandensein entsprechender personeller und finanzieller Ressourcen.

8 Nachrechnungsrichtlinie

Wesentlicher Bestandteil der Untersuchungen ist die Nachrechnung der älteren Brücken nach dem heutigen Stand der Technik. Wie bereits erwähnt, wird hierzu zurzeit von einer Bund-/Länder-Arbeitsgruppe unter Beteiligung externer Experten aus Wissenschaft und Praxis eine „Nachrechnungsrichtlinie“ erarbeitet. Ein erster Entwurf wird voraussichtlich im Frühjahr 2010 herausgegeben. In diesem Entwurf werden zunächst die wesentlichen Grundlagen für die Nachrechnung von Brücken bekannt gegeben, die vollständige Erarbeitung aller zugehörigen Aspekte, wird sicherlich noch eine längere Zeit in Anspruch nehmen. Es ist beabsichtigt, die Nachrechnungsrichtlinie nach einer Erprobungszeit in eine Norm überzuführen.

Die Vorgehensweise bei der Nachrechnung ist nach dem vorläufigen Entwurf in folgenden Schritten vorgesehen:

- Zunächst soll versucht werden, das zu untersuchende Brückenbauwerk nach den derzeit gültigen DIN-Fachberichten nachzurechnen. Als Lastmodell ist dabei LM1 nach DIN-Fachbericht 101 anzusetzen. Bei älteren Brückenbauwerken werden in der Regel zur Erfüllung der Nachweise Verstärkungen der Konstruktion erforderlich sein, z. B. durch externe Vorspannung.
- Gelingen diese Nachweise nicht (was vermutlich meistens der Fall sein wird), können verschiedene Abstufungen bei dem Lastmodell vorgenommen und verfeinerte Bemessungsverfahren verwendet werden.
- Als unterste Stufe soll mindestens die Brückenklasse 60/30 nach DIN 1072 erreicht werden. Hierbei ist allerdings zu beachten, dass dann das Bauwerk nur noch für eine Restnutzungsdauer genutzt werden kann und der Ersatzneubau in die weitere Planung einzubeziehen ist.
- Gelingt der Nachweis für Brückenbauklasse 60/30 nicht und verbleibt das Bauwerk in Brückenklasse 60, so sind gegebenenfalls in Ab-

hängigkeit von der jeweiligen Verkehrsbelastung Kompensationsmaßnahmen vorzusehen, um weiterhin das erforderliche Sicherheitsniveau zu gewährleisten. Dies können Verkehrsbeschränkungen durch Überholverbot für Lkw oder auch die Einstufung in eine höhere Überwachungskategorie sein. Dies bedeutet, dass dann für das Bauwerk verkürzte Intervalle bei der Bauwerksprüfung, gezielte risikoorientierte Bauwerksprüfungen oder in Ausnahmefällen auch eine Monitoring an kritischen Bauwerksteilen durchgeführt werden.

Das Grundprinzip der Nachrechnungsrichtlinie ist vereinfacht in **Abb. 17** dargestellt.

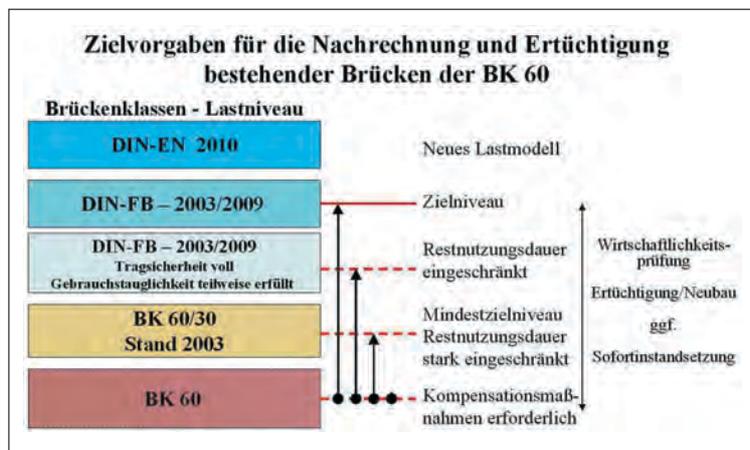


Abb. 17: Grundprinzip der Nachrechnungsrichtlinie

9 Weiteres Vorgehen

Bis Ende 2009 waren die Grundlagenuntersuchungen zur Beurteilung älterer Brückenbauwerke in Bezug auf den heutigen Verkehr und die zu erwartende künftige Zunahme des Güterverkehrs soweit abgeschlossen, dass nun mit den objektbezogenen Untersuchungen begonnen werden kann.

Mit den Ergebnissen aus der 2008/2009 durchgeführten bundesweiten Erhebung der Bestands- und Zustandsdaten konnten außerdem diejenigen Bauwerke identifiziert werden, die nach dem Kriterienkatalog am vordringlichsten zu untersuchen sind.

Die Straßenbauverwaltungen der Länder sind inzwischen vom BMVBS aufgefordert, entsprechende Untersuchungen zu diesen Brückenbauwerken zeitnah durchzuführen. Hierzu sollen objektbezogen folgende Arbeitsschritte vorgenommen werden:

- Feststellung des aktuellen Bauwerkszustands, ggf. im Rahmen einer Brückenprüfung aus besonderem Anlass nach DIN 1076,

- Nachrechnung der Bauwerke,
- Ermittlung der erforderlichen Maßnahmen zur Instandsetzung und Verstärkung sowie Klärung, ob eine ausreichende Anhebung der Tragfähigkeit und Dauerhaftigkeit technisch möglich ist,
- soweit erforderlich: Anordnung verkehrsbeschränkender Maßnahmen und/oder Einleitung von Sofortinstandsetzungsmaßnahmen,
- Ermittlung der Kosten für die gewählten Maßnahmen einschließlich Verkehrssicherung, gegebenenfalls Ermittlung der Neubaukosten einschließlich der Kosten für den Abbruch des bestehenden Bauwerks,
- Durchführung von Wirtschaftlichkeits-Untersuchungen zur Bewertung der Frage Instandsetzung/Verstärkung oder Neubau,
- Abstimmung der Ergebnisse mit dem BMVBS und Einstellung der Maßnahme in das koordinierte Erhaltungsprogramm.

Zurzeit lässt sich noch nicht absehen, welche Maßnahmen bei den jeweiligen Bauwerken konkret zu ergreifen sind. Erfahrungen mit Talbrücken an dem hessischen Teil der Autobahn A 45 (Sauerlandlinie), bei denen entsprechende Untersuchungen bereits seit etwa zwei Jahren durchgeführt werden, lassen jedoch vermuten, dass für einen erheblichen Teil der älteren Brücken ein Ersatzneubau technisch und wirtschaftlich die zweckmäßigste Lösung sein wird. Entscheidend wird allerdings sein, ob hierfür die notwendige Finanzierung sichergestellt werden kann. Da das Thema Brückenertüchtigung nicht neu ist, sind bereits in aktuellen Konjunkturprogrammen zusätzliche Mittel in Höhe von 350 Millionen Euro enthalten, mit denen solche Maßnahmen durchgeführt werden können. Ein gezieltes Brückenerhaltungsprogramm mit objektbezogenen Maßnahmen und einer genaueren Abschätzung des Finanzbedarfs kann jedoch erst nach Durchführung der entsprechenden Untersuchungen und Abstimmungen erstellt werden.

10 Zusammenfassung

Die Entwicklung des Brückenbaus in Deutschland nach dem Zweiten Weltkrieg gehört ohne Frage zu den besonderen Erfolgsgeschichten des Wiederaufbaus. Vor allem die Fortschritte im Spannbetonbau waren dabei maßgebend von deutschen Ingenieuren geprägt, die mit ihren wegweisenden Erfindungen wie zum Beispiel dem Freivorbau, dem Bauen mit Vorschubrüstungen und dem Taktschiebeverfahren wesentlich dazu beigetragen haben, dass sich diese neue Bauweise relativ rasch weltweit technisch und wirtschaftlich durchsetzen konnte. Nur so war es damals möglich, dem schnell ansteigenden Bedarf an

neuen Brückenbauwerken zum Ausbau der Verkehrsinfrastruktur ausreichend nachzukommen.

Keiner konnte jedoch damals voraussehen, dass der Verkehr auf den Straßen so dynamisch wachsen und insbesondere der Güterverkehr so stark zunehmen würde. Aus heutiger Sicht stellt sich daher zunehmend die Frage, ob insbesondere die älteren Brücken dem künftig noch weiter ansteigenden Schwerverkehr ausreichend gewachsen sind.

Um diese Frage beantworten zu können ist es notwendig, sich intensiv mit der technischen Entwicklung des Brückenbaus, den jeweiligen Änderungen der Belastungs- und Bemessungsvorschriften und den geänderten Anforderungen aus dem Verkehr zu beschäftigen. Über die Bewertung der Tragfähigkeit, der Gebrauchstauglichkeit und der Dauerhaftigkeit sowie dem Zustand der Bauwerke ist dann zu entscheiden, ob die Brücken weiterhin den Verkehrsanforderungen mit dem geforderten Sicherheitsniveau genügen oder Verstärkungen oder Erneuerungen notwendig sind. Dies ist für die verantwortlichen Baulastträger eine schwierige und spannende Aufgabe, für die fundiertes Wissen und die Bereitschaft zu neuen Denkansätzen erforderlich ist.

Angesichts der aktuellen Prognosen zur weiteren Zunahme des Verkehrs sind Strategien zur Ertüchtigung des Bauwerksbestands dringend geboten, damit die Leistungsfähigkeit des für die Wirtschaft und die Bürger so wichtigen Fernstraßennetzes weiter gewährleistet werden kann. Mit der Initiative des Bundesministeriums für Verkehr, Bau und Stadtentwicklung zur Ertüchtigung älterer Brücken sind hierfür die entsprechenden Schritte eingeleitet. Die Umsetzung des Gesamtprogramms wird eine große Herausforderung für alle Beteiligten werden, ist aber unverzichtbar, um unser Straßennetz und insbesondere die großen Brückenbauwerke zukunftsfähig zu machen.

11 Literatur

- [1] Bericht zu Auswirkungen von neuen Fahrzeugkonzepten auf die Infrastruktur des Bundesfernstraßennetzes, Bundesanstalt für Straßenwesen 2006
- [2] Naumann, J., Brücken und Schwerverkehr – wo sind die Grenzen? Bauingenieur Heft Juli/August 2007
- [3] Naumann, J., Brücken und Schwerverkehr – eine Bestandsaufnahme, Bauingenieur Heft Januar 2010
- [4] Bericht zu Auswirkungen des Schwerverkehrs auf die Brücken der Bundesfernstraßen, Bundesanstalt für Straßenwesen 2009
- [5] DS 805, Tragsicherheit bestehender Eisenbahnbrücken, Deutsche Bahn 1997

Impressum

Herausgeber:

Bundesvereinigung der Prüfm Ingenieure für
Bautechnik e.V.

Dr.-Ing. Hans-Peter Andrä
Kurfürstenstr. 129
10785 Berlin

E-Mail: info@bvpi.de
Internet: www.bvpi.de

ISSN 1430-9084

Redaktion:

Klaus Werwath, Lahring 36
53639 Königswinter
Tel.: 0 22 23/91 23 15

Fax: 0 22 23/9 09 80 01

E-Mail: Klaus.Werwath@T-Online.de

Technische Korrespondenten:**Baden-Württemberg**

Dr.-Ing. Frank Breinlinger, Tuttlingen

Bayern:

Dr.-Ing. Robert Hertle, Gräfelfing

Berlin:

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

Brandenburg:

Prof. Dr.-Ing. Gundolf Pahn, Herzberg

Bremen:

Dipl.-Ing. Ralf Scharmann, Bremen

Hamburg:

Dipl.-Ing. Horst-Ulrich Ordemann,
Hamburg

Hessen:

Dipl.-Ing. Bodo Hensel, Kassel

Mecklenburg-Vorpommern:

Prof. Dr.-Ing. habil. Wolfgang Krüger,
Wismar

Niedersachsen:

Dipl.-Ing. Wolfgang Wienecke,
Braunschweig

Nordrhein-Westfalen:

Dipl.-Ing. Josef G. Dumsch, Wuppertal

Rheinland-Pfalz:

Dipl.-Ing. Günther Freis, Bernkastel-Kues

Saarland:

Dipl.-Ing. Gerhard Schaller, Homburg

Sachsen:

Dr.-Ing. Klaus-Jürgen Jentzsch, Dresden

Sachsen-Anhalt:

Dr.-Ing. Manfred Hilpert, Halle

Schleswig-Holstein:

Dipl.-Ing. Kai Trebes, Kiel

Thüringen:

Dipl.-Ing. Volkmar Frank, Zella-Mehlis

BVPI/DPÜ/BÜV:

Dipl.-Ing. Manfred Tiedemann

TOS:

Dr.-Ing. Hans-Jürgen Meyer

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 Arbeitstagen der Bundesvereinigung der Prüfm Ingenieure für Bautechnik gehalten worden sind.

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

„Der Prüfm Ingenieur“ erscheint mit zwei Ausgaben pro Jahr.

Bestellungen sind an den Herausgeber zu richten.

