



Der Prüferingenieur

34 April 2009

Seite 4

Sieben Forderungen an das Leitbild für die Bauwirtschaft

Seite 16

Auch andere Berufe fordern Kontrolle – aber mit Augenmaß

Seite 25

Welche Veränderungen sind in der DIN 1052 vorgenommen worden?

Seite 39

Der Einfluss von Zwang, Rissbildung und Kriechen auf Schnittgrößen

Seite 50

Umrechnung historischer Baustoffkennwerte auf charakteristische Werte

Seite 62

Der Prüferingenieur für Brandschutz – eine neue Aufgabe für Bauingenieure

INHALT

EDITORIAL

Dr.-Ing. Hans-Peter Andrä: Sieben Forderungen
an das Leitbild für die Bauwirtschaft 4

NACHRICHTEN

- Die Prüflingenieure unterstützen das Leitbild für die Bauwirtschaft 6
Arbeitstagung der Bundesvereinigung der Prüflingenieure im September auf Sylt 6
vpi-EBA baut Kontakte zu Verbänden und Behörden des Eisenbahnwesens aus 7
VDI fordert regelmäßige Kontrolle der Standsicherheit von Bauwerken 8
5. Symposium über die experimentelle Untersuchung von Baukonstruktionen 8
Dienstleistungsrichtlinie: Prüflingenieure bleiben skeptisch 9
Das 17. Bautechnische Seminar erfüllte das gewohnt hohe Niveau 10
Rudolf Müller neuer Vorsitzender im Saarland 11
Neue Bauproduktenverordnung darf nicht zu Lasten der Anwender gehen 12
Deutscher Mauerwerkskongress am 24. September in Dresden 12
Uwe Sabotke neuer Vorsitzender der Landesvereinigung in Bremen 13
3. Deutscher Brückenbaupreis ausgelobt 13
5. Ausbildungslehrgang für Sachkundige Planer war vollständig ausgebucht 14
vpi-EBA und VDEI beurteilen den BMVBS-Entwurf für Eisenbahn-Sachverständige gleich 14
Frank Puller neuer Vorsitzender der Landesvereinigung in Niedersachsen 15
BVPI wird die Praxisseminare für die Heißbemessung dieses Jahr fortsetzen 15

DISKUSSION SICHERHEIT

Auch andere Berufe fordern Kontrolle – aber mit Augenmaß 16

HOLZBAU

Prof. Dipl.-Ing. Dieter Steinmetz:
Welche Veränderungen sind in der DIN 1052 vorgenommen worden? 25

MASSIVBAU

Prof. Dr.-Ing. Josef Hegger, Dipl.-Ing. Guido Bertram:
Der Einfluss von Zwang, Rissbildung und Kriechen auf Schnittgrößen 39

BAUEN IM BESTAND

Prof. Dr.-Ing. Jürgen Schnell, Dipl.-Ing. Markus Loch:
Umrechnung historischer Baustoffkennwerte auf charakteristische Werte 50

BRANDSCHUTZ

Dr.-Ing. Peter Wagner:
Der Prüflingenieur für Brandschutz – eine neue Aufgabe für Bauingenieure 62

IMPRESSUM 65

Sieben Forderungen an das Leitbild für die Bauwirtschaft

Der Einsturz des Stadtarchivs in Köln ist das Menetekel eines fehlgeleiteten Wettbewerbsfetischismus, mit dem in Deutschland Milliardenbeträge baulicher Substanz aufs Spiel gesetzt wurden und werden.

Ursache ist keineswegs die Überschreitung der Grenzen des technisch Machbaren, sondern das Verhaltensmuster ausschließlich auf kurzfristigen finanziellen Vorteil ausgerichteter Vertragsparteien.

Getreu der Leitlinie: „erprobt, bewährt und demontiert“ werden seit über zwei Jahrzehnten in Deutschland aus ideologischen Gründen die Grundlagen eines geregelten, auf technischen Fortschritt und auf Qualität hin ausgerichteten Wettbewerbs in der Bauwirtschaft zugunsten eines deregulierten finanziellen Verdrängungswettbewerbs demontiert. Ein ökonomischer Imperativ macht seither die kurzfristige, eigennützige, finanzielle Vorteilsnahme zur Maxime des Handelns.

In den Gesetzesnovellierungen der letzten Jahre wurden dementsprechend Bau- und Vergabeordnungen der öffentlichen Kontrollmechanismen zur Sicherstellung von Sicherheit und Qualität beraubt. Anstelle des Grundsatzes von Treu und Glauben ist juristisch verbrämte List und Tücke allgemein anerkanntes Wirtschaftsgebaren.

Die für Führungsaufgaben notwendige fachliche Kompetenz für die Abwicklung komplexer öffentlicher Bauvorhaben wurde durch den Stellenabbau bei öffentlichen Bauverwaltungen vernichtet.

Die Finanzkrise hat in dramatischer Weise bewiesen, dass eigennütziges Handeln bei wirtschaftspolitisch gewolltem Verzicht auf die dem Allgemeinwohl geschuldeten Spielregeln ungeheure Risiken in Kauf nimmt.

Das Schamtuch des europäischen Marktes deckt die Arroganz, Ignoranz und Verantwortungslosigkeit der finanz- und wirtschaftspolitischen Willensbildung. Die Bauwirtschaft ist wie die Finanzwirtschaft gleichermaßen infiziert und vielerorts paralysiert.



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

Mit der geplanten europäischen Bauprodukten-Richtlinie werden weiterhin in Deutschland bewährte und notwendige Qualitätsmaßstäbe für Bauprodukte abgeschafft, das CE Kennzeichen verkommt zu einer bedeutungslosen Farce.

Reichenhall und Köln werden keine Einzelfälle bleiben, solange die Risiken gesellschaftspolitisch akzeptiert sind.

Die Problemstellung ist sowohl beim Bundesministerium für Verkehr, Bau und Stadtentwicklung, als auch bei der Bauindustrie und bei den Ingenieurkammern und -verbänden bekannt. Ein *Leitbild Bau*, das alle Partner der Wertschöpfungskette mit einbezieht und in ihrem Zusammenwirken stärkt, wurde zwischenzeitlich gemeinsam erarbeitet.

Es wurde im März der Öffentlichkeit vorgestellt (siehe auch Seite 12). Die Bundesvereinigung der Prüfm Ingenieure setzt sich für dieses Leitbild ein und erhebt für dessen Umsetzung die folgenden Forderungen:

Die derzeitige Wirtschaftskrise zeigt, dass die Gesetze des Marktes alleine zu Wertschöpfung und Prosperität beim Warenverkehr nicht ausreichen. Planungs- und Bauprozesse sind keine Handelsware, und weil sie keine Ware sind, führen unregulierte Marktgesetze in der Bauwirtschaft zwangsläufig zum Kollaps. Exemplarisch seien einige grundlegende Unterschiede zwischen dem Erwerb einer Ware und einem Planungs- oder Bauauftrag aufgeführt:

- Planung und Bauwerk können nicht isoliert bestehen, sondern haben stets Auswirkungen auf Nachbarbebauung und Umwelt.
- Die Qualität der Planung und die Eigenschaften des Bauwerks sind bei Auftragserteilung nicht messbar, sondern nur beschreibbar. Beschreibungen sind von Haus aus interpretierbar, die Interpretation der Beschreibung setzt notwendig den Grundsatz von Treu und Glauben voraus.
- Fehler können in der Regel nicht durch Gebrauchstests nach Fertigstellung ermittelt und behoben werden, sondern

nur durch präventive Fehlervermeidungsmethoden während des Planungs- und Bauprozesses.

■ Mängel gefährden nicht nur materielles Gut, sondern grundsätzlich menschliches Leben und körperliche Unversehrtheit.

■ Bauwerke und bauliche Anlagen sind insgesamt sowohl Träger als auch Spiegelbild von Zivilisation und Kultur.

Für die Realisierung eines Leitbildes Bauwirtschaft leitet die BVPI daher folgende sieben Forderungen an Politik und gesetzgebende Körperschaften ab und bittet die Bauwirtschaft, Kammern und Ingenieurverbände um deren Unterstützung:

1. Die personelle Ausstattung der öffentlichen Bauverwaltung und der Bauaufsichtsbehörden mit kompetenten, unabhängigen, dem Gemeinwohl verpflichteten Ingenieuren muss wieder auf das Maß angehoben werden, das der kulturellen und volkswirtschaftlichen Bedeutung der gebauten Umwelt entspricht.
2. Staatlichen Kontrollmechanismen zur Gefahrenabwehr, zur Sicherstellung der Standsicherheit, des Brandschutzes und der Nachhaltigkeit, die in den vergangenen Jahren aus der Musterbauordnung und den Bauordnungen einiger Länder eliminiert wurden, müssen wieder eingeführt werden. Rechte und Pflichten der Bauaufsichtsbehörden und der in Ihrem Auftrag hoheitlich handelnden, unabhängigen Prüfingenieure sind wiederherzustellen.
3. Rechtsform und Umfang der bewährten Honorarordnung für Architekten und Ingenieure müssen beibehalten werden.
4. Bei der Vergabe von öffentlichen Planungs- und Bauleistungen darf nicht mehr nach dem billigsten Angebot, sondern nur nach Qualifikation und Auskömmlichkeit entschieden werden.
5. Dem grundsätzlich zu begrüßenden europäischen Markt dürfen bewährte deutsche Qualitätsstandards bei fachlicher Ausbildung, Planung, Bauprodukten und Bauprozessen nicht europäischen Berufsausübungs-, Dienstleistungs- und Bauproduktenrichtlinien auf niedrigstem Niveau geopfert werden.
6. Die Zusammenarbeit zwischen Bauministerien, Bauwirtschaft, Kammern und Ingenieurverbänden ist weiter zu intensivieren, um ein angemessenes Bild des Bauingenieurs in der Öffentlichkeit zu prägen.
7. Baunormen sind in gemeinsamer Anstrengung von Bauwirtschaft, Bauaufsicht, Kammern und Ingenieurverbänden auf ein handhabbares Maß zu beschneiden. Ihre Anwendung und Auslegung muss Personen mit Ingenieurausbildung, Sachverstand und Erfahrung vorbehalten bleiben.

Bundesregierung, Bauwirtschaft und BVPI ziehen an einem Strang

Die Prüfsingenieure unterstützen das Leitbild für die Bauwirtschaft

Sechs generelle Leitlinien beschreiben die „Vision einer zukunftsorientierten Branche“

Die Bundesvereinigung der Prüfsingenieure für Bautechnik hat ihre Mitglieder aufgerufen, das „Leitbild Bau“ in ihre tägliche Arbeit zu integrieren und mit Geschäftspartnern und Behörden intensiv zu diskutieren. Sie begrüßt die Aufstellung eines solchen Leitbildes ausdrücklich, das die Bundesregierung in ihrem Koalitionsvertrag als eines ihrer politischen Ziele vereinbart hatte, um damit den Stellenwert der Bauwirtschaft unter konjunktur-, wachstums-, energie- und arbeitsmarktpolitischen Gesichtspunkten hervorzuheben und zur Imageverbesserung der Branche beizutragen (siehe dazu auch das *Editorial* auf Seite 4).

Rund zwei Jahre lang haben deshalb die Verbände und Kammern der Bauindustrie, des Baugewerbes, der Ingenieure und Architekten sowie der Bauwerkschaft den jeweils eigenen Standort analysiert und gemein-

sam ihre jeweiligen grundsätzlichen Probleme diskutiert. Als Ergebnis dieser zweijährigen Arbeit hat die Branche ein gemeinsames Leitbild und Vorstellungen über Wege zur Überwindung der Baukrise in Deutschland entwickelt.

Ende März ist es dann dem Bundesbauminister in Berlin feierlich übergeben worden. In sechs Leitlinien ist sodann diese „Vision einer zukunftsorientierten Branche“ zusammengefasst worden:

- Die Akteure der Wertschöpfungskette Bau sind Gestalter und Problemlöser.
- Kundenorientierung, Partnerschaft und Fairness sind die Grundlagen für die Zusammenarbeit.
- Die Qualität von Bauwerken ist über den Lebenszyklus zu be-

Arbeitstagung der Bundesvereinigung der Prüfsingenieure im September auf Sylt

Wie bereits in der Ausgabe 33 des *Prüfsingenieurs* gemeldet, wird die diesjährige Arbeitstagung der Bundesvereinigung der Prüfsingenieure für Bautechnik am 18. und 19. September 2009 in Westerland auf Sylt stattfinden. Terminlicher Schwerpunkt dieser Arbeitstagung werden die Fachvorträge am 18. und am Vormittag des 19. Septembers sein.

Folgende Themen werden behandelt:

- Eurocode 2 für Deutschland,
- Vergleich der Stahlbetonnormen in Deutschland und in der Schweiz,
- die neue Bauproduktenver-

ordnung und ihr Einfluss auf die Bauüberwachung,

- Strategien zur Ertüchtigung älterer Straßenbrücken,
- Betongelenke im Eisenbahnbrückenbau,
- Tragverhalten zweiachsiger Hohlkörper.

Im Festvortrag wird in diesem Jahr philosophiert, und zwar über das Glück und darüber, warum Glück nicht das Wichtigste im Leben ist. Es spricht Prof. Dr. Wilhelm Schmid. Schmid ist Freier Philosoph und außerplanmäßiger Professor für Philosophie an der Universität Erfurt. Er hat Philosophie und Geschichte an der FU in Berlin, an der Sorbonne in Paris und in Tübingen

studiert. 1991 hat er in Tübingen mit einer Arbeit über die Lebenskunst bei Michel Foucault promoviert und sich 1997 mit der Grundlegung einer Philosophie der Lebenskunst in Erfurt habilitiert. Gelehrt hat er an der Universität Leipzig, der TU Berlin, der PH Erfurt, der Universität Jena und an den Universitäten Riga (Lettland) und Tiflis (Georgien).

Das von der schleswig-holsteinischen Landesvereinigung der Prüfsingenieure zusammengestellte Rahmenprogramm dieser Arbeitstagung verspricht einige maritime Naturerlebnisse, kulturgeschichtliche Entdeckungen und – vor allem – jede Menge gute Luft.

werten und soll nach wirtschaftlichen, ökologischen und sozialen Nachhaltigkeitskriterien verbessert werden.

■ Bildung ist der Schlüssel für Qualität, Innovation, Beschäftigungs- und Wettbewerbssicherheit.

■ Die Innovationskraft der Wertschöpfungskette Bau soll gestärkt und ein Leitmarkt für innovatives Bauen werden.

■ Legalität und Wertemanagement sind Voraussetzungen für fairen Wettbewerb, Arbeitsplatzsicherheit und nachhaltigen Geschäftserfolg.

Das Leitbild soll eine Orientierung für die Werte der Branche geben und dazu beitragen, dass in der zersplitterten Wertschöpfungskette ein Wir-Gefühl entsteht. Es richtet sich nicht nur an die Unternehmen der Wertschöpfungskette Bau selbst, sondern auch an die Kunden und die Öffentlichkeit sowie an die Politik.

Das Leitbild soll außerdem, so heißt es in der Zusammenfassung, dazu beitragen, „einen Gesamtrahmen für eine moderne Baupolitik zu entwickeln, die mit Innovation und Qualität Investitionen und Arbeitsplätze sichert“. Darüber hinaus soll es den Stellen-

wert der Wertschöpfungskette Bau bei der Gestaltung und Umsetzung der großen gesellschaftlichen Zukunftsprojekte und in der Innovationspolitik sichtbar machen.

Für die Umsetzung des Leitbildes haben die Kammern und Verbände zahlreiche Vorschläge unterbreitet. Dabei steht die Verbreitung des Leitbildes innerhalb der jeweiligen Verbandsmitgliedschaften und über Zeitschriften, Newsletter und Pressemitteilungen an erster Stelle. Weitere Vorschläge sind Fernsehspots, Symposien zu den Themen „Qualifikation von Beschäftigten“ bis „Qualität und Lebenszyklus von Bauten“.

11. EBA-Sachverständigentagung in Fulda

vpi-EBA baut Kontakte zu Verbänden und Behörden des Eisenbahnwesens aus

Am 3. und 4. Februar 2009 hat in Fulda die 11. Sachverständigentagung des Eisenbahn-Bundesamtes stattgefunden, an der auch, wie schon im Vorjahr, die Vereinigung der Sachverständigen und Prüfer für bautechnische Nachweise im Eisenbahnbau (vpi-EBA) beteiligt war.

Passend zum Tagungsthema („15 Jahre Bahnreform – Quo vadis Aufsicht?“) hat dort der Geschäftsführer der vpi-EBA, Dipl.-Ing. Manfred Tiedemann, dem Veranstalter eine thematische Steilvorlage geliefert, indem er die Vielfalt der Modelle für die Bauaufsicht im Eisenbahnwesen kritisierte und den im September 2008 vom Bundesministerium für Verkehr, Bau und Stadtentwicklung herausgegebenen Entwurf einer Verordnung zur Regelung des Verfahrens zum Bau von Eisenbahnbetriebsanlagen und zur öffentlichen Bestellung von Sachverständigen im Eisenbahnwesen begrüß-

te. Tiedemanns Statement ergänzte sinnvoll weitere fachliche Äußerungen der Vertreter des EBA, nämlich von Ass. jur. Ralf Schweinsberg und von Dipl.-Ing. Peter Schollmeier.

Am zweiten Tag der Tagung wurden in drei parallelen Workshops spezielle Fachfragen des Ingenieurbaus (Oberbau, Hochbau), der Leit- und Sicherungstechnik, (Telekommunikation, elektronische Anlagen) und des Fahrzeugwesens vorgetragen und diskutiert. Im Rahmen dieser Workshops hatte u. a. Dr.-Ing. Dieter Winselmann als Mitglied des Vorstandes der Bundesvereinigung der Prüfingenieure für Bautechnik über „Statisch-konstruktive Besonderheiten des unterirdischen Bahnhofs für den Flughafen Berlin Brandenburg International (BBI)“ referiert.

Bedeutsame positive Begleitterscheinungen der diesjährigen EBA-Sachverständigentagung

bestanden nach Überzeugung Tiedemanns darin, dass dort – wie auch auf vielen anderen Veranstaltungen solcher Art – seitens des Vorstandes und der Geschäftsstelle der vpi-EBA und der BVPI für die Prüfingenieure und Sachverständigen neue und wichtige Kontakte geknüpft werden konnten, wie in diesem Fall zum neuen Präsidenten des Eisenbahn-Bundesamtes, Gerald Hörster, zum Leiter der Abteilung 1 und Vizepräsidenten des EBA, Ralf Schweinsberg, zum Verlagsleiter Technik und Verkehr der Eurailpress, Detlev K. Suchanek, sowie zu verschiedenen Außenstellenleitern des EBA.

Damit schließt die vpi-EBA nahtlos an das an, was sie im Sinne ihrer Mitglieder bereits in der Vergangenheit eingeleitet hatte: die Pflege guter Kontakte zu allen relevanten Verbänden und Behörden des Eisenbahnwesens und die Zusammenarbeit mit ihnen.

Die VDI 6200 soll eine Minimierung des Schadensrisikos ermöglichen

VDI fordert regelmäßige Kontrolle der Standsicherheit von Bauwerken

„Verformungen, Feuchtigkeit oder größere Risse müssen ernst genommen werden“

Der Verein Deutscher Ingenieure (VDI) hat eine regelmäßige Überprüfung der Standsicherheit von Gebäuden aller Art gefordert. „Wir sind der Überzeugung, dass eine regelmäßige Überprüfung durch eine fachkundige Person besonders für öffentliche Gebäude unabdingbar ist“, erklärte das Mitglied des Vorstandes der VDI-Gesellschaft Bautechnik, Dr.-Ing. Robert Hertle, der zugleich der 2. Vorsitzende der Landesvereinigung der Prüflingenieur in Bayern ist.

„Wichtig ist“, sagte Hertle nach den Gebäudeeinstürzen in Köln, „dass Schäden im Gebäude, wie etwa größere Risse, Verformungen oder Feuchtigkeit, in Zukunft ernst genommen werden.“ Sinnvoll, so Hertle weiter, sei eine solche Überprüfung nach den Vorgaben der Richtlinie VDI 6200 (Entwurf Oktober 2008). Sie gebe Fachleuten Bewertungskriterien und Handlungsanleitungen zur Beurteilung der Standsicherheit baulicher Anlagen und zu ihrer Instandhaltung an die Hand.

Der Entwurf der VDI-Richtlinie 6200 („Standsicherheit von Bauwerken - Regelmäßige Überprüfung“) beschreibt, wie prophy-

laktische Überprüfungen der Standsicherheit von Immobilien strukturiert und regelmäßige effizient durchgeführt werden können. Der Anwendungsbereich der Richtlinie umfasst bauliche Anlagen aller Art mit Ausnahme von Brücken und Tunneln. Für den Zweck der Richtlinie werden die Bauwerke (sowohl Bestands- als auch Neubauten) in Schadensfolgeklassen und in Robustheitsklassen eingestuft.

Die Richtlinie formuliert Vorgaben für die Bestandsdokumentation und definiert Anforderungen an die Überprüfenden. Abhängig von Schadensfolgekategorie, statisch-konstruktiven Merkma-

len, Baustoffeigenschaften und Einwirkungen gibt sie Überprüfungsverfahren und -verfahren an und empfiehlt Überprüfungsintervalle.

Die Richtlinie wendet sich an die Eigentümer von Immobilien, Gebäudeeigentümer und Verfügungsberechtigte. Auch den Beratenden Ingenieuren, Architekten und den Prüflingenieur für Baustatik kann sie, nach Ansicht Hertles, ein Leitfaden sein, der eine strukturierte Vorgehensweise mit praktischen Arbeitsunterlagen und Entscheidungshilfen, Checklisten und weitere Kriterien für ein einwandfreies technisches Handeln anbietet.

Die Richtlinie ist im Beuth Verlag erschienen und kostet 58,30 Euro (im Download: 64,84 Euro).

www.beuth.de
www.vdi.de/richtlinien
Fax: 0211/6214-156

Am 11. September an der TU Dresden

5. Symposium über die experimentelle Untersuchung von Baukonstruktionen

Am 11. September veranstaltet die Fakultät Bauingenieurwesen der Technischen Universität Dresden (Institut für Massivbau, Prof. Dr.-Ing. Steffen Marx) ihr 5. Symposium über die experimentelle Untersuchung von Baukonstruktionen.

Ziel dieses Symposiums ist es, die Nutzung der Mess- und Versuchstechnik für die Bewertung des Zustandes und der Restnutzungsdauer von Bauwerken zu fördern. Die sicherheitstechnische und wirtschaftliche Bedeutung solcher Fragen seien gerade für große

Infrastrukturbetreiber enorm, heißt es in der Ankündigung der Veranstaltung, weil für den zum Teil stark überalterten Bauwerksbestand immer öfter objektive Bewertungsverfahren benötigt würden, um Verfügbarkeit und Sicherheit gewährleisten beziehungsweise

se den optimalen Instandsetzungs- oder Erneuerungszeitpunkt festlegen zu können.

Während des Symposiums werden deshalb verschiedene Verfahren experimenteller Kurz- und Langzeituntersuchungen vorgestellt und deren Anwendung demonstriert. Anhand von Beispielen

soll dabei gezeigt werden, wie aus experimentellen Untersuchungen konkrete Aussagen bezüglich der Tragfähigkeit, der Gebrauchstauglichkeit und der Restlebensdauer bestehender Baukonstruktionen abgeleitet und zu Handlungsempfehlungen für den Bauherren verarbeitet werden können. Dafür wird auch die Anwendung der

Mess- und Versuchstechnik bei der Erforschung und Erprobung neuer Baukonstruktionen praktisch demonstriert.

Das Programm des Symposiums steht unter
 ► www.tu-dresden.de/biwitb/mbau/veranstalt/seub/index.html
 Fax: 0351/463-37289

Novellierung von MBO und M-PPVO:

Dienstleistungsrichtlinie: Prüfingenieure bleiben skeptisch

Jetzt kommt es darauf an, in welcher Form die deutschen Länder die neue M-PPVO übernehmen

Trotz aller ihrer vielfältigen Bemühungen und Anstrengungen ist es der Bundesvereinigung der Prüfingenieure für Bautechnik bekanntlich bislang nicht gelungen, die Tätigkeit des Prüfens aus dem Geltungsbereich der Dienstleistungsrichtlinie (DLR) der EU mit der Begründung herauszunehmen, dass die Prüfingenieure „öffentliche Gewalt“ im Sinne des Artikels 45 des EG-Vertrages ausüben.

Folgerichtig hat die ARGE-BAU die Novellierungen der Musterbauordnung MBO und der Muster-Prüfverordnungen M-PPVO durchgeführt, ohne die wesentlichen Änderungswünsche der Prüfingenieure zu berücksichtigen. Gleichwohl sind folgende Ergebnisse zu vermerken:

■ Nur natürliche Personen können für die Prüfung und Überwachung von Bauvorhaben staatlich anerkannt werden.

■ Prüfer aus dem EU-europäischen Ausland brauchen, wenn sie in Deutschland als solche tätig werden wollen, keine Niederlassung zu gründen.

■ Zweitniederlassungen dürfen in Deutschland gegründet werden; sie bedürfen aber im Einzelfall der Zustimmung der Anerkennungsbehörden beider Län-

der; dafür müssen die Eigenverantwortung, die Anzahl der Mitarbeiter und die fachliche Qualifikation der Prüfer nachgewiesen werden.

■ Für die Abwicklung ihrer Honorierung sollen sich die Prüfingenieure und Prüfsachverständigen einer gemeinsamen Bewertungs- und Verrechnungsstelle bedienen.

Die BVPI erwartet nunmehr mit großer Spannung, wie die deutschen Länder die M-PPVO, die ja nur empfehlenden Charakter hat, in ihre Landesgesetze und Verordnungen überführen werden. Dabei interessiert sie vor allem die Frage, wie die Qualifikation von Prüfern aus den europäischen Ländern verglichen und wie künftig in Deutschland in der Praxis geprüft werden soll.

Hinsichtlich der Interpretation und unterschiedlichen juristischen Ansichten der Einordnung von Prüftätigkeiten in die Dienstleistungsrichtlinie sind mittlerweile folgende Veröffentlichungen bekannt:

■ „EU-Dienstleistungsrichtlinie und nationales Baurecht“ – von Dr. Isabel Schübel-Pfister (Bayreuth/München), erschienen in der Zeitschrift für deutsches und internationales Bau- und Vergaberecht (ZfBR), Jg. 31, Nr. 3/2008;

■ „Bauaufsichtliche Tätigkeit der Prüfingenieure als Ausübung öffentlicher Gewalt“ – von Prof. Dr. jur. Christoph Degenhart (Leipzig), erschienen in der Zeitschrift für deutsches und internationales Bau- und Vergaberecht (ZfBR), Jg. 31, Nr. 8/2008;

■ „Der Prüfingenieur für Standesicherheit und die europäische Dienstleistungsrichtlinie“ – von Dr. Christoph Steiner (Berlin), erschienen in der Zeitschrift Baurecht, Nr. 2/2009.

„Die Kontinuität der fachlichen Information wird immer wichtiger“

Das 17. Bautechnische Seminar erfüllte das gewohnt hohe Niveau

Bauen in Erdbebenzonen/Stand europäischer Regelungen/ Zerstörungsfreie Prüfverfahren

Seit vielen Jahren schon garantieren renommierte Ingenieurwissenschaftler und die Repräsentanten der Obersten Bauaufsicht von Nordrhein-Westfalen das überdurchschnittlich hohe fachliche Niveau der Bautechnischen Seminare, die die Landesvereinigung der Prüflingenieur für Baustatik und das dortige Ministerium für Bauen und Verkehr zusammen mit dem VBI-Landesverband NRW jedes Jahr für Prüflingenieur, Bauaufsichtsbehörden und Tragwerksplaner durchführen. Diesen traditionell hohen Anspruch hat auch das 17. Seminar dieser Reihe erfüllt, das vor fast dreihundert Teilnehmern Ende vergangenen Jahres in Ratingen wieder höchst aktuelle ingenieurwissenschaftliche Vorträge bot.

Die Bedeutung dieser Seminare für die Praxis und für die Bauverwaltung des Landes NRW betonte in seinem Grußwort der zuständige Abteilungsleiter im Ministerium für Bauen und Verkehr von NRW, Ministerialdirigent Rüdiger Stallberg. Er hob vor allem die Wichtigkeit hervor, die der Kontinuität der Information vor allem in Zeiten des Umbruchs der Regelwerke beigetragen werden müsse. Auch lobte er den Wert des fachlichen Gedankenaustauschs zwischen der Obersten Bauaufsicht, den Bauordnungsämtern und den Prüflingenieuren.

„Afrika bewegt sich nordwärts und staucht deshalb die europäische Plattenstruktur der Erdkruste.“ Mit diesem Hinweis eröffnete Prof. Dr.-Ing. Konstantin Meskouris von der RWTH Aachen seinen Vortrag über das Bauen in den Erdbebenzonen von NRW. Insbesondere der Raum Aachen sei mit stärkeren Auswirkungen bis zum Rhein betroffen, sagte er, historische Beben seien jedoch auch rechtsrheinisch vorgekommen, vereinzelt sogar bis etwa nach Osnabrück. Der Einfluss der örtlichen Untergrundverhältnisse ist, so referierte Meskouris, von

der Untergrund- und der Baugrundklasse abhängig. Die Bodenbeschleunigungen reichten von $V_s > 800$ m/s (Festgestein) bis < 150 m/s (Lockerboden, weich bis breiig). Das sei Grund genug, bei der Planung und Ausführung von Gebäuden die Einwirkungen richtig zu erfassen.

Dazu passend stellte Dr.-Ing. Christoph Butenweg, ebenfalls von der RWTH Aachen, „Beispiele für erdbebengerechtes Bauen“ vor. Seine These: Eine schlechte, nicht erdbebengerechte Konzeption des Tragwerks kann auch nicht „durch eine noch so ausgefuchste Berechnung“ kompensiert werden. An einer großen Zahl durchgerechneter unterschiedlicher Bauwerkstypen des Hochbaus sowie des Anlagenbaus hat Butenweg die Verformungen und Verschiebungen in Abhängigkeit von Widerstandspotential und Duktilität anschaulich erläutert. Die Ergebnisse seiner Analysen spiegeln, wenn auch in abstrakter Darstellung, den Zusammenhang von Einwirkung und Bauwerkswiderstand. Butenweg erläuterte so Erkenntnisse, die für jeden Tragwerksplaner und Prüflingenieur von höchstem Interesse gewesen sein dürften.

Zusammenfassend stellte Butenweg fest, dass Nachweise von Mauerwerksbauten zurzeit noch schwierig seien; ebenso stehe man bei Altbauten häufig vor kaum lösbaren Problemen. Sonderbauwerke seien in der DIN 4149 nicht erfasst.

Dr.-Ing. Lars Meyer vom Deutschen Beton- und Bautechnik-Verein wies in seinem Vortrag über die „Verwendung von Betonfertigteilen nach neuen Europäischen Normen“ mit Nachdruck auf die Änderungen und Zuständigkeiten hin. Aus der Konformitätserklärung des Herstellers könne der Verwender weder ableiten, dass das Produkt sicher ist, noch dass es seinen Vorgaben entspricht. Dies sei durch den Verwender zu kontrollieren! Der Hersteller hafte für sein Produkt lediglich hinsichtlich der Einhaltung der vom Verwender vorgegebenen Anforderungen im Rahmen des für das jeweilige Produkt maßgebenden Regelwerks. Wesentlicher Bestandteil sei die Wareneingangskontrolle auf der Baustelle hinsichtlich der Überprüfung auf Übereinstimmung mit der Bestellung. Dies bedenkend, sei, so Meyer, die bisherige CE-Kennzeichnung auf Fertigteilen „nichtssagend und damit irreführend“ (siehe auch: „Neue Bauproduktenverordnung darf nicht zu Lasten der Anwender gehen“ auf Seite 14).

Auf die neue Ordnung der Zuständigkeiten machte auch Dipl.-Ing. Erich Jasch vom Deutschen Institut für Bautechnik in seinem Vortrag über „Sichere Bauwerke unter Berücksichtigung europäischer Regelungen“ aufmerk-

sam. Den Kern des EU-Ansatzes (Art. 3, Abs. 1 BPR) zitierte er wörtlich: „Die wesentlichen Anforderungen richten sich nicht an ihren Regelungsgegenstand, die Bauprodukte, sondern an die Bauwerke, in die die Bauprodukte eingebaut werden.“ Im Gegensatz zu Maschinen und Spielzeug handele es sich bei allen vorgefertigten Bauteilen um Zwischenprodukte, ob es nun Filigranplatten sind oder Dübel.

Jaschs Vortrag war eine Fundgrube für die, die sich im Dickicht der Zuständigkeiten besser zurechtfinden möchten.

Diesem Ziel diene auch das Referat von Ministerialrat Dipl.-Ing. Ernst Schmieskors, der im NRW-Ministerium Bauen und Wohnen das Referat Bautechnik leitet. Er stellte die Regelwerke dar, die im bauaufsichtlichen Verfahren anzuwenden sind, und er wies darauf hin, dass die Bauregellisten A und B mindestens einmal im Jahr aktualisiert und neu herausgegeben würden; sie könnten am Computer eingesehen werden.

Anforderungen an die Ausführung von geschweißten Stahltragwerken nach der europäischen Vornorm pr EN 1090, Teil 1 und 2, waren das Thema von Dipl.-Ing. Jörg Mährlein von der Schweißtechnischen Lehr- und Versuchsanstalt in Duisburg. Seine Schlussbemerkung hatte für die Prüferingenieure eine besondere Bedeutung: „Bereits jetzt geltende Regelungen werden durch viele neue Anforderungen ergänzt, die nicht nur den Bereich Schweißen betreffen. Der Schlusssentwurf der pr EN 1090-1, datiert vom März 2008, umfasst 43 Seiten, Teil 2 vom August 2007 bringt es auf 239 Seiten. Wer da Schritt halten möchte, tut gut daran, sich schon jetzt mit dieser Norm vertraut zu machen - das gilt nicht nur für die Stahlbauingenieure, sondern insbesondere auch für die Prüferingenieure.“

Der Einsatz zerstörungsfreier Prüfverfahren zur Feststellung von Zustand und Qualität von Bauteilen ist für den Prüferingenieur ein spannendes Thema. Denn nicht nur bei bestehenden Bauwerken, auch bei Neubauten ist die Überprüfung von vorhandener oder erreichter Qualität immer wieder ein wichtiger Teil seiner täglichen Arbeit. Besonders bei filigranen Bauteilen oder aus hochgradig beanspruchten Querschnittsbereichen ist eine Probenentnahme zur Feststellung von Materialeigenschaften kaum möglich. Es erstaunte deshalb niemanden im Saal, dass Dipl.-Ing. Alexander Taffe von der Bundesanstalt für Materialforschung die volle Aufmerksamkeit des Auditoriums gehörte, als er „Bauwerksdiagnosen mittels zerstörungsfreier Prüfungen“ erläuterte. Taffe erinnerte daran, dass Beton- und Stahlbeton bis vor kurzem mit keiner Messmethode beizukommen gewesen sei. Das habe sich aber mittlerweile grundlegend geändert. Inzwischen könne man ultraschallbasierte Messgeräte, elektromagneti-

sche und elektrochemische Verfahren sowie Remanenzmagnetismus-Verfahren und die Spektroskopie einsetzen, soweit erforderlich auch in Kombination, um die gewünschten Materialkennwerte zu erhalten. Freilich gehe es nicht ohne Sachkunde und gehörige Erfahrung. Merkblätter der Deutschen Gesellschaft für Zerstörungsfreie Prüfung (DGZfP) gäben deshalb eine Übersicht über Einsatzmöglichkeiten und -grenzen des jeweiligen Messgeräts.

Dem Vorsitzenden der Vereinigung der Prüferingenieure in NRW, Dr.-Ing. Jörg Erdmann, ist es nicht nur ein Anliegen, die richtigen Themen einzubringen, sondern auch dafür zu sorgen, dass alle Vorträge in einem Tagungsband zusammengefasst und zum vertiefenden Heimstudium den Teilnehmern zur Verfügung stehen. Stets orientiert sich die Themenauswahl an der aktuellen Situation und sich ankündigenden Entwicklungen.

Dipl.-Ing. Josef Dumsch

Rudolf Müller neuer Vorsitzender im Saarland

Zum neuen Vorsitzenden der Landesvereinigung der Prüferingenieure im Saarland ist Dipl.-Ing. Rudolf Müller gewählt worden. Er löste Dipl.-Ing. Gerhard Schaller ab, der nach fast fünfzehn Jahren im Amt des 1. Vorsitzenden von den Teilnehmern der jüngsten Mitgliederversammlung mit großem Dank verabschiedet wurde.

Diesen Dank haben Dipl.-Ing. U. Elliger, und Dipl.-Ing. Winfried Blaes als Vertreter der Obersten Bauaufsicht noch verstärkt, die vor allem die kollegiale, freundliche und hilfsbereite Art Schallers hervorhoben haben.

Schwerpunkte der künftigen Arbeit des Vorstandes sind:

- die Mitwirkung der VPI Saarland an der Umsetzung der EU-Dienstleistungsrichtlinie in die Prüfberichtigten- und Prüfsachverständigenverordnung,
- die Gewinnung der Landesbaubehörde für die Anwendung der

- PPVO auch bei Baumaßnahmen des Bundes und des Landes,
- die Fortsetzung der Bestrebungen, die Vergütung der Kostenentwicklung anzupassen,
- die Werbung für das Vieraugenprinzip.

Die neue Adresse lautet:
Vereinigung der Prüferingenieure für Baustatik im Saarland
Parkstraße 31
66606 St. Wendel
Tel.: 06851/9310-0
Fax: 06851/9310-10
E-Mail: mueller@geber-mueller.de
www.vpi-saarland.de

Neue Bauproduktenverordnung darf nicht zu Lasten der Anwender gehen

Mit ihrem Inkrafttreten kann für Sommer 2011 gerechnet werden

Die Bauproduktenrichtlinie der EU ist national bekanntlich in das Bauproduktengesetz vom 10. August 1992 umgesetzt worden, mit dem das Inverkehrbringen von Bauprodukten und deren freier Warenverkehr geregelt werden.

Der gegenwärtig diskutierte Vorschlag für eine neue Bauproduktenverordnung soll harmonisierte Bedingungen für die Vermarktung von Bauprodukten beschreiben. Die harmonisierenden Normen sollen aber nicht mehr die Aufgabe haben, Rechts- und Verwaltungsvorschriften zu erfüllen, sondern sie sollen Prüfverfahren und Prüfdeklarationen harmonisieren. Das neue CE-Zeichen beschreibt also nicht mehr die Brauchbarkeit eines Produktes, sondern beinhaltet die Erklärung, dass das Produkt konform mit der

erklärten Leistung gehe. Die neue Verordnung wird deshalb hohe Anforderungen an die Marktüberwachung stellen, denn sie muss

- kontrollieren, ob das Bauprodukt die erklärte Leistung erbringt,
- feststellen, welche Ursache der möglichen Nichtkonformität des Produktes zugrunde liegt,
- prüfen, ob die CE-Kennzeichnung rechtmäßig aufgebracht ist,

■ darüber wachen, dass alle für die Verwendung im jeweiligen Mitgliedsstaat notwendigen Produkteigenschaften deklariert wurden.

Das Hauptanliegen der europäischen Bauwirtschaft in den Verhandlungen mit der EU geht dahin, dass Erleichterungen für die Hersteller der Produkte prinzipiell nicht zu Belastungen für die Anwender der Produkte führen dürfen.

Die Verabschiedung der neuen Bauproduktenverordnung soll noch vor den Europawahlen im Juni 2009 erfolgen. Sie würde dann – nach einer Übergangszeit von 2 Jahren – am 1. Juli 2011 in Kraft treten.

Deutscher Mauerwerkskongress am 24. September in Dresden

Am 24. September veranstalten die Technische Universität Dresden, die Deutsche Gesellschaft für Mauerwerksbau (DGfM) und der Fachverband Hoch- und Massivbau im Zentralverband des Deutschen Baugewerbes ZDB den Deutschen Mauerwerkskongress 2009.

Mitveranstalter sind die Landesvereinigung der Prüflingenieur in Sachsen, deren Vorsitzender, Prof. Dr.-Ing. Wolfram Jäger, den Lehrstuhl für Tragwerksplanung der TU Dresden innehat. Er organisiert und führt die Veranstaltung durch. Mitveranstalter sind außerdem die Kammern der Ingenieure und Architekten in Sachsen, die die Teilnahme als Weiterbildungsveranstaltung anerkennen.

Das Thema des Kongresses: „Mauerwerksbau – gestern, heute, morgen“ wird – in seinem berufspolitischen und wirtschaftlichen

Teil – wenige Tage vor der Wahl des 17. Deutschen Bundestages – Experten aus Politik, Wirtschaft und Wissenschaft mit der Frage konfrontieren, ob eine Trendwende am Bau gelingen wird – trotz der Knappheit an bezahlbarem Wohnraum und des historischen Tiefstandes der Zahl von Neubauten.

Im technischen Teil werden als Hauptthemen Umweltaspekte, Energieeffizienz und Nachhaltigkeit im Mauerwerksbau behandelt. In zwei parallel laufenden Workshops werden außerdem technische, rechtliche und normative

Entwicklungen im Mauerwerksbau und die Bemessung und Ausführung von Mauerwerk erörtert.

Tagungsort des Mauerwerkskongresses ist in diesem Jahr das Hilton-Hotel im Zentrum der Dresdner Altstadt, also direkt gegenüber von der Frauenkirche. Das Rahmenprogramm sieht deshalb – unter anderem – eine exklusive Führung durch die Frauenkirche inklusive eines Kuppelaufstiegs vor.

Das Programm und ein Formular für die Online-Anmeldung stehen auf der Website für den Kongress.

► www.mauerwerkskongress.de
info@mauerwerkskongress.de
 Fax: 0351/83296-40
 Tel.: 0351/83296-32 (Dipl.-Ing. (FH) Anke Eis)

Uwe Sabotke neuer Vorsitzender der Landesvereinigung in Bremen

Rainer Wegner wurde nach acht Jahren mit großem Dank verabschiedet

Am 24. Februar ist im Rahmen der Mitgliederversammlung der Landesvereinigung der Prüflingen in Bremen der bisherige 2. Vorsitzende, Dipl.-Ing. Uwe Sabotke, einstimmig zum neuen Landesvorsitzenden gewählt worden. Zum neuen 2. Vorsitzenden wurde – auch einstimmig – Dipl.-Ing. Ralf Scharmann bestimmt.

Uwe Sabotke hat den Vorsitz von Prof. Dr.-Ing. Rainer Wegner übernommen, der dieser Vereinigung knapp acht Jahre vorstanden hat und mit großem Beifall und großem Dank verabschiedet wurde. Ergänzend dazu würdigte Prof. Dipl.-Ing. Horst

Bellmer den großen berufspolitischen Einsatz Wegners und wünschte dem neuen Vorstand für die zukünftige Tätigkeit alles Gute und viel Erfolg.

Als Schwerpunkte der zukünftigen Arbeit des neuen Vorstandes nannte Sabotke unter anderem:

- die Mitwirkung des vpi Bremen an der Formulierung der neuen Landesbauordnung Bremens, insbesondere an der Durchführungsverordnung und der Formulierung des Kriterienkatalogs,

- die Mitwirkung an der Überarbeitung der „Richtlinien für die Prüfung der bautechnischen Nachweise“ des Landes Bremen,

- die Pflege der sehr guten Zusammenarbeit zwischen der Bauaufsicht und den Prüflingen im Land Bremen,

- die Nachwuchswerbung von fachlich geeigneten Bauingenieuren,

- die Werbung für das Vieraugenprinzip, verbunden mit einer Erhöhung des gesellschaftlichen Ansehens und der Anerkennung der Prüflingen.

Die neue Adresse der Landesvereinigung lautet:

Landesvereinigung der Prüflingen für Bautechnik
 Sonneberger Straße 15
 28329 Bremen
 Fax: 0421/43636-99
 E-Mail: sabotke@stb-bremen.de
 www.vpi-niedersachsen.de



Der neue Vorsitzende der Landesvereinigung der Prüflingen in Bremen, Dipl.-Ing. Uwe Sabotke (links), und sein Vorgänger im Amt, Prof. Dr.-Ing. Rainer Wegner.

3. Deutscher Brückenbaupreis ausgelobt

Die Bundesingenieurkammer und der Verband Beratender Ingenieure VBI haben vor kurzem den 3. Deutschen Brückenbaupreis ausgelobt, mit dem alle zwei Jahre die Urheber besonders gelungener Straßen- und Eisenbahnbrücken und Fuß- und Radwegbrücken ausgezeichnet werden. Er wird am 15. März 2010 in Dresden verliehen, am Vorabend des 20. Brückenbausymposiums der TU Dresden. Der Deutsche Brückenbaupreis wurde 2006 ins Leben gerufen und ist

nach Überzeugung seiner Stifter inzwischen der bedeutendste Ingenieurpreis Deutschlands.

Die Ausschreibungsunterlagen für den neuen Brückenbaupreis können auf der Website des Deutschen Brückenbaupreises heruntergeladen oder bei der Bundesingenieurkammer bestellt werden. Einsendeschluss ist der 19. September 2009. Die Verleihung des Deutschen Brückenbaupreises wird vom Bundesministerium für

Verkehr, Bau- und Stadtentwicklung im Rahmen der Initiative Baukultur gefördert. Hauptsponsor ist die Deutsche Bahn AG.

► www.brueckenbaupreis.de
 info@brueckenbaupreis.de

► Bundesingenieurkammer
 Charlottenstraße 4
 10969 Berlin
 Tel.: 030/2534-2900
 Fax: 030/2534-2903
 www.bingk.de

Instandsetzung von Betonbauwerken gemäß DAfStb-Richtlinie 10/2001

5. Ausbildungslehrgang für Sachkundige Planer war vollständig ausgebucht

In Kooperation mit dem Bau-Überwachungsverein (BÜV) und der Bayerischen Ingenieurekammer-Bau hat das Deutsche Institut für Prüfung und Überwachung (DPÜ) vom 3. bis 7. März 2009 in München die 5. Ausbildungsveranstaltung für die Zertifizierung zum Sachkundigen Planer für Schutz und Instandsetzung von Betonbauwerken gemäß DAfStb-Richtlinie durchgeführt.

Der Lehrgang war bis auf den letzten Platz belegt, den Teilnehmern wurde zu allen relevanten Bereichen der Betoninstandsetzung aus der Sicht von Forschung, Lehre und Praxis kompetent vortragen.

Die Entwicklung dieses Lehrganges beruht auf der Richtlinie des Deutschen Ausschusses für Stahlbeton (DAfStb) vom Oktober 2001, die den Sachkundigen Planer benennt, aber keine verbindlichen Anforderungen an seine Qualifikation definiert. Die Richtlinie fordert zwar, dass die untersuchen-

den und planenden Tätigkeiten für die Betoninstandsetzung nur von Sachkundigen Planern durchgeführt werden, Mindestanforderungen an ihre Ausbildung und an ihre Qualifikation benennt sie aber nicht.

Weil aber nirgendwo im Bauwesen so hohe Anforderungen an die verwendeten und zu verwendenden Stoffe, an die Ausführung, an die Eigen- und Fremdüberwachung sowie an die Qualität der Planung gestellt werden wie im Bereich der Instandsetzung, haben der BÜV und das

DPÜ zielgerichtete Ausbildungspläne für diesen Lehrgang erarbeitet, die nahezu jeden Bereich dieser Thematik abdecken.

Die Lehrgänge machen die Teilnehmer systematisch mit den relevanten Regelwerken und den Messverfahren vertraut, erklären mit praktischen Beispielen bauphysikalische und bauchemische Zusammenhänge sowie haftungsrechtliche Fragen.

Die Teilnehmer, die mindestens fünf Jahre Berufserfahrung nachweisen müssen – zweckmäßigerweise als Bauingenieur oder Architekt – werden in diesen Lehrgängen in die Lage versetzt, planende Tätigkeiten so auszuführen, dass der geschuldete Sollzustand höchsten Qualitätsanforderungen genügt.

Gemeinsame Stellungnahme: „Konstruktiv aber kritisch“

vpi-EBA und VDEI beurteilen den BMVBS-Entwurf für Eisenbahn-Sachverständige gleich

„Konstruktiv aber kritisch“ haben die Vereinigung der Sachverständigen und Prüfer für bautechnische Nachweise im Eisenbahnbau (vpi-EBA) und der Verband Deutscher Eisenbahn-Ingenieure (VDEI) den Entwurf einer Verordnung zur Regelung des Verfahrens zum Bau von Eisenbahnbetriebsanlagen und zur öffentlichen Bestellung von Sachverständigen im Eisenbahnwesen zur Kenntnis genommen, den das Bundesministerium für Verkehr, Bau und Stadtentwicklung (BMVBS) Ende September vergangenen Jahres herausgegeben hat.

Anlässlich einer gemeinsamen Sitzung hatten Vertreter beider Verbände den aus vier Artikeln bestehenden ministeriellen Verordnungsentwurf eingehend geprüft und waren übereingekommen, im Rahmen einer Verbände-

anhörung separate Stellungnahmen abzugeben (was Mitte Dezember geschehen ist). Die Stellungnahmen werden derzeit im BMVBS ausgewertet. Mit Ergebnissen ist frühestens im Herbst 2009 zu rechnen.

Wie in der 33. Ausgabe des *Prüfingenieurs* berichtet, hatte die vpi-EBA gleich nach ihrer Gründung im Jahre 2007 Kontakte zum EBA, zur DB AG sowie zum VDEI aufgenommen und in der Folgezeit gezielt konsolidiert.

Während für die Zusammenarbeit mit dem EBA und der DB AG der zweimal jährlich tagende vpi-EBA-Koordinierungsausschuss das maßgebende Forum ist, finden mit dem VDEI in nahezu regelmäßigen Abständen Sondierungs- und Kontaktgespräche statt.

Frank Puller neuer Vorsitzender der Landesvereinigung in Niedersachsen

Kammeyer stellte sich nach fünfzehn Jahren nicht erneut einer Wiederwahl

Zum neuen Vorsitzenden der Landesvereinigung der Prüfengeieure in Niedersachsen ist Dipl.-Ing. Frank Puller gewählt worden, der sich schon seit vielen Jahren auf mehreren berufspolitischen Feldern engagiert, vor allem als Mitglied des Vorstandes der Landesvereinigung der Prüfengeieure, als Vizepräsident der Ingenieurkammer Niedersachsen und als Vorsitzender des Verwaltungsrates des Versorgungswerks. Puller löste Dipl.-Ing. Hans-Ullrich Kammeyer ab, der nicht mehr für eine Wiederwahl zur Verfügung stand. Fünfzehn Jahre lang war er im Vorstand der Landesvereinigung tätig, davon neun Jahre als dessen Vorsitzender.

Die Teilnehmer der Mitgliederversammlung der Landesvereinigung, die Ende vergangenen Jahres in Hannover die Wechselwahl einstimmig vollzogen haben, dankten Kammeyer deswe-

gen auch auf das herzlichste für dieses Engagement, und sie verabschiedeten ihn als ihren langjährigen Vorstandsvorsitzenden mit den besten Wünschen für sein weiteres berufspolitisches



Der neue Vorstand der Landesvereinigung in Niedersachsen (v.l.): Dipl.-Ing. Jörg Duensing, Dipl.-Ing. Wolfgang Wienecke, Dipl.-Ing. Frank Puller und Prof. Dr.-Ing. Hans Kruse

Wirken als Präsident der Ingenieurkammer Niedersachsen, als Vizepräsident der Bundesingenieurkammer und im Europäischen Rat der Ingenieurkammern (European Council of Engineers Chambers, ECEC).

Kammeyers besonderes Anliegen war in den vielen Jahren seines berufspolitischen Wirkens stets die Aufrechterhaltung der Arbeit der Prüfengeieure als hoheitliche Tätigkeit, wie sie in Niedersachsen praktiziert wird.

Dies wird, so versicherte Puller „ein wesentliches Ziel auch meiner Arbeit im neuen Vorstand der Landesvereinigung sein“.

Als Mitglieder des neuen Vorstandes der Landesvereinigung wurden bei dieser Vorstandswahl bestätigt: Dipl.-Ing. Jörg Duensing, Prof. Dr.-Ing. Hans Kruse und Dipl.-Ing. Wolfgang Wienecke.

BVPI wird die Praxisseminare für die Heißbemessung dieses Jahr fortsetzen

Weil ihre fünf Praxisseminare zur Heißbemessung nach Eurocodes große Zustimmung gefunden haben, wird die Bundesvereinigung der Prüfengeieure für Bautechnik die Praxisseminare, die sie im vergangenen Jahr zu diesem Thema durchgeführt hat (Stufe 1), im Sommer und Herbst dieses Jahres mit der Stufe 2 fortsetzen.

Nachdem die theoretischen und praktischen Grundlagen der Heißbemessung auf dem damals aktuellen Stand im Übergang zwischen DIN 4102 und Eurocode der Inhalt der Seminare im vergangenen Jahr waren, sollen, darauf aufbauend, in der Stufe 2 verbindliche Handwerkzeuge

dafür angeboten werden. Die BVPI will dafür – in enger Kooperation mit dem DIN und dem Beuth Verlag – ein Standardwerk für die Brandschutzbemessung in Deutschland (inkl. der entsprechenden Normen und Auszüge) als Lehrmaterial für die geplanten Seminare erstellen.

Die BVPI kommt mit diesen seinen Veranstaltungen auch dem Wunsch der ARGEBAU-Fachkommission Bautechnik nach, qualifizierte Ingenieure für solche Prüfungen zu interessieren und für die staatliche Anerkennung auszubilden. Die Fachkommission ist der Auffassung, dass die Brandschutzvermessung und Ingenieurmethoden für den Nachweis der Feuerwiderstandsdauer von Tragwerken Schwerpunkte der künftigen Bauwerksprüfung sein werden.

Auch andere Berufe fordern Kontrolle – aber mit Augenmaß

Arbeitstagung 2008 in Saarbrücken: Berufsübergreifende Diskussion über Kontrolle und Eigenverantwortung

Die mittlerweile schon traditionelle Podiumsdiskussion anlässlich der Arbeitstagungen der Bundesvereinigung der Prüferingenieure für Bautechnik (BVPI) stand im September 2008 in Saarbrücken unter dem Motto: „Mehr Sicherheit im öffentlichen Leben! Durch Kontrolle oder Eigenverantwortlichkeit?“. Sie wurde wieder von Andreas Halbach moderiert, dem ZDF-Redakteur („Frontal 21“), der vielen Mitgliedern der BVPI seit den Arbeitstagungen 2006 in Berlin und 2007 in Weimar bekannt ist, deren Podiumsdiskussionen er auch schon geleitet hatte. Da das Gespräch in Saarbrücken mit Bedacht berufsübergreifend angelegt war, setzte sich das Podium aus Diskutanten zusammen, die einige derjenigen baufremden Berufe repräsentieren, in denen Sicherheit und Kontrolle eine ebenso große und wichtige Rolle spielen wie am Bau.

Im folgenden Beitrag bringen wir eine sinngemäß bearbeitete Kurzfassung dieser Diskussion, die sich inhaltlich auf die wichtigsten Passagen beschränkt.

Die Diskutanten auf dem Podium waren:

■ *Dr. Arnold Ludes*, der Präsident der Tierärztekammer des Saarlandes und Vizepräsident der Bundes-tierärztekammer. Ludes besitzt profunde Erfahrung in der Lebensmittelkontrolle und -überwachung und ist seit 23 Jahren in der Lebensmittelüberwachung und für die Qualitätssicherung tätig.

■ *Prof. Dr.-Ing. E.h. Manfred Nußbaumer M.Sc.*, Vizepräsident „Technik“ des Hauptverbandes der Deutschen Bauindustrie und Vorsitzender des Vorstandes des Deutschen Beton- und Bautechnik-Vereins (DBV), ein fähiger und abgeklärter Baufachmann und -manager, der seit Jahrzehnten Prüfungen und Überwachungen am Bau organisiert und in Auftrag gibt.

■ *Prof. Dr. Reinhard Odoj* vom Institut für Sicherheitsforschung und Reaktortechnik des Forschungszentrums Jülich, der grundlegendes Wissen und erschöpfende Erfahrungen mit der Prüfung und Überwachung von Kernkraftanlagen und der Überwachung radioaktiven Abfalls hat. Odoj ist Chemiker und seit mehr als dreißig Jahren im Forschungszentrum in Jülich tätig.

■ *Jan Wolter* leitet beim Deutschen Industrieverband für optische, medizinische und mechatronische Technologien (Spectaris) den Bereich für medizinische Hilfsmittel.

Halbach:

Ich habe mir in Vorbereitung unseres heutigen Themas die Berichterstattung unserer Redaktion angesehen, und zwar genau zu Ihrem heutigen Stichwort. Einige Beiträge beschäftigten sich mit:

■ Dem Dieselrußpartikelfilter: Unglaublich aber wahr, Tausende Menschen haben diesen Filter gekauft, er war aber wirkungslos. Die Autofahrer wurden also betrogen, die Umtauschaktion wurde zum Fiasko,

■ dem Biospritskandal: Alte Autos vertragen den Ökokraftstoff nicht, die Markteinführung an den Tankstellen musste zurückgenommen werden;

■ der Bankenkrise, die nicht unbedingt etwas mit Bautechnik zu tun hat, aber uns alle als Steuerzahler betrifft. Warum hat da keiner ein wachsames Auge gehabt?

■ der Datensicherheit: Im Handel sind Millionen von Adressdaten der Bundesbürger. Ein Skandal, über dessen wirklichen Ausmaße man sich heute noch keine Vorstellungen machen kann.

■ Zuletzt habe ich über die Entgleisung eines ICC-Zuges der dritten Generation berichtet. Die Ursache ist bis heute nicht geklärt, vieles deutet aber darauf hin, dass Materialermüdung verantwortlich ist. Der



Podiumsdiskussion über Kontrolle und Eigenverantwortung im CongressCentrum in Saarbrücken. Es sprachen miteinander (von links): Dr. Arnold Ludes, Prof. Dr.-Ing. E. h. Manfred Nußbaumer, Prof. Dr. Reinhard Odoj, Jan Wolter. Die Leitung hatte Andreas Halbach, ZDF-Redakteur von „Frontal 21“.

Zug ist im Schrittempo im Kölner Hauptbahnhof entgleist. Was wäre gewesen, wenn er eine viertel Stunde früher, bei Tempo 300, zwischen Köln und Frankfurt, aus den Schienen geraten wäre?

Pleiten, Pech und Pannen am Ingenieurstandort Deutschland. Deshalb eine rhetorische Frage: Was sind das für Probleme? Welche Probleme haben die Ingenieure? Welche Probleme hat mit ihnen die gesamte Öffentlichkeit? Da sind Leib und Leben in Gefahr! Ist die deutsche Gründlichkeit auf der Strecke geblieben?

Diese Frage möchte ich direkt richten an Professor Odoj, denn gerade das Beispiel Atomlager Asse II (Landkreis Wolfenbüttel in Niedersachsen) machte in den letzten Wochen ja Riesenschlagzeilen. Da dringt Wasser in ein ehemaliges Salzbergwerk ein, das überdies vom Einsturz bedroht ist. Das Grundwasser ist gefährdet, es könnte eine radioaktive

Verseuchung geben, deren Ausmaße man auch überhaupt noch nicht abschätzen kann. Asse II ist vor vierzig Jahren konzipiert worden. Damals war man sich in den Ingenieurwissenschaften noch nicht definitiv darüber im Klaren, was da passieren kann.

Heute will man die Verantwortung für das Bergwerk Asse II vom bisherigen privaten Kontrolleur, dem Helmholtzinstitut, auf

die staatliche Überwachung zurückzuverlagern, nämlich auf das Bundesamt für Strahlenschutz. Welche Probleme hat Ihre Branche, Herr Professor Odoj, mit dieser Entwicklung?

Odoj:

Das, was wir heute erleben, ist nicht neu für uns Wissenschaftler. Denn das, was in Asse II passiert, das wissen wir seit fünfzehn Jahren. Ein Endlager für atomaren Abfall darf natürlich nicht so kurzfristig versagen. War das vorauszusehen? Waren da schlechte Ingenieure am Werk? Nein! Das, was jetzt passiert, wusste man schon lange.

Sie alle wissen: In der Bergwerkstechnik kann man eine Grube nicht sich selbst überlassen; eine Grube muss man stabilisieren. Die Stabilisierung der Grube – das war der Streitpunkt der Ingenieure. Man müsse da wieder Salz hineinbringen, hieß es. Oder: Kann man das nicht mit Beton verfestigen? So ging das hin und her, ohne dass die Politik eine Entscheidung getroffen hätte.

Und weil man – außer an der Südflanke – keine weitgehende Stabilisierung durchgeführt hat, stehen wir heute vor den nun bekannten Problemen.



Andreas Halbach, ZDF-Redakteur von „Frontal 21“



Prof. Dr. Reinhard Odoj vom Institut für Sicherheitsforschung und Reaktortechnik des Forschungszentrums Jülich

So etwas darf in einem zukünftigen Endlager natürlich nicht passieren. Deshalb reden wir, wenn wir von einem Endlager reden, von einem Endlager in einem jungfräulichen Bergbau, denn da bleibt man von den Grenzen des Deckgebirges weit genug weg. Das Salz gibt es ja nur deshalb, weil solche Gruben sogenannte Deckflanken aus Lehm und Ton haben und wenn die nicht halten, fließt das Wasser in das Salz hinein – Salz löst sich aber in Wasser auf – und das ist das gefährlichste, was passieren kann.

Ich gehe aber davon aus, dass man dieses Problem ingenieurmäßig in den Griff bekommen wird. Die Frage ist nur, mit welchem der verschiedenen Lösungsansätze.

Halbach:

Herr Dr. Ludes sitzt hier für das Thema Lebensmittelüberwachung. Da habe ich natürlich auch etwas aus der Giftküche mitgebracht: Lebensmittelkandale, Milchkandale, Fleischkandale, Weinpanschererei, Gammelkäse, Gammelfleisch. Ist das verantwortbar? Natürlich nicht! Aber woran hat das gelegen? Warum ist so etwas möglich in Deutschland?

Ludes:

Dass solche Verstöße vorkommen, die unter anderen Umständen hätten vermieden werden können, liegt vor allem an zwei Dingen: an der kriminellen Energie bestimmter Wirtschaftsbeteiligter und an der Unmöglichkeit, so dichte Kontrollen zu installieren, dass damit alle Vorgänge auf allen Ebenen der Lebensmittelproduktion überwacht werden können. Insofern wird es ein Leben ohne Verfehlungen auch im Lebensmittelbereich nicht geben können, obwohl es gerade dort besonders wichtig wäre, weil Leib, Leben und Gesundheit der Konsumenten sehr schnell in hohe Gefahr gebracht werden können.

Die Lebensmittelgesetzgebung wird vollständig von der EU bestimmt. Sie hat mit ihrem sogenannten Hygienepaket auf allen Ebenen der Produktion klar und eindeutig dem Lebensmittelunternehmer die Verantwortung zugewiesen. Nur eine der vielen Vorschriften, die mit den Verordnungen des EU-Hygienepaketes zusammenhängen, richtet sich an die Überwachungsbehörden. Deren Aufgabe ist es, zu überprüfen, ob die Kontrollsysteme in den Lebensmittelunternehmen so strukturiert sind, dass man von einer Lebensmittelsicherheit sprechen kann.

Wir, die Veterinäre, und deren Helferinnen und Helfer, die Lebensmittelkontrolleure, wir betreiben

die Kontrolle der Kontrolle: „From stable to table“. Das kann aber nicht bedeuten, dass wir jeden dingfest machen können, der mit krimineller Energie eine Nische entdeckt hat, in der er Geld machen kann.

Es gibt noch einen Punkt, den ich in dem Zusammenhang ansprechen muss: die Notwendigkeit einer weitaus besseren Zusammenarbeit zwischen den Instanzen, die an der Überwachung beteiligt sind. Meiner Meinung nach müssen Staatsanwälte und Richter in das Überwachungssystem genauso eingebunden sein wie die Veterinäre selbst. Wir Veterinäre können nur mit Ordnungswidrigkeiten, Strafen oder Betriebsschließungen drohen. Es müsste aber sichergestellt sein, dass die gesetzlichen Möglichkeiten voll ausgeschöpft werden.



Dr. Arnold Ludes, Präsident der Tierärztekammer des Saarlandes und Vizepräsident der Bundestierärztekammer

Wolter:

Bei uns geht es weniger um kriminelle Energie als um ein strukturelles Problem. Mit dem Gesetz zur Stärkung des Wettbewerbs in der gesetzlichen Krankenversicherung wurden Ausschreibungen eingeführt. Die Krankenkasse schreibt eine Leistung aus, beispielsweise die Versorgung mit 500 Rollstühlen. Daraufhin kann sich jeder Leistungserbringer um diesen Versorgungsauftrag bewerben. Aber nur einer erhält wirklich den Zuschlag und darf liefern.

Diese derzeitige Praxis bedeutet aber, dass beispielsweise der Patient, der seinen Rollstuhl benötigt, nicht mehr den bewährten Leistungserbringer aufsuchen kann, sondern ihm wird von seiner Krankenkasse einer vorgeschrieben.

Das ist nach meiner Auffassung ein Eingriff in bestimmte Grundrechte, die Bundesregierung sieht das anders.

Halbach:

Herr Wolter, wie kann es passieren, dass 43 gebrochene Hüften in einem Jahr zu konstatieren sind?



Jan Wolter, vom Deutschen Industrieverband für optische, medizinische und mechatronische Technologien (Spectaris)

Was ist da los? Sind das Materialfehler? Sind das Billigimporte aus China, die nicht kontrolliert werden? Was ist das für ein Defizit?

Wolter:

Zum Teil werden die Hüften falsch eingebaut, der Bruch ist dann also ein Fehler der Ärzte. Zum Teil wird für die Hüften aber aus Kostengründen auch billiges Material verwendet. Zur Verdeutlichung dieser Konsequenzen

des GKV-WSG einige Zahlen: Die Ausgaben für medizinische Hilfsmittel sind von 2006 auf 2007 leicht gestiegen, gleichzeitig ist der Umsatz der Branche in Deutschland aber zurückgegangen, während die Importe drastisch angestiegen sind.

Halbach:

Unser Thema ist die Sicherheit im öffentlichen Leben durch Kontrolle oder Eigenverantwortung. Wie ist, Herr Professor Nußbaumer, dazu Ihre Grundposition?

Nußbaumer:

Ich glaube, wir sind uns alle einig darüber, dass wir, bezogen auf die Sicherheit in der Bauwirtschaft und bezogen auf Leib und Leben der Menschen, schon seit vielen Jahrzehnten in Deutschland eine ausgesprochen hohe Sicherheit haben; da sehe ich wenig Probleme. Ich glaube auch, dass die Prüfingenieure hier durchaus ihren Anteil haben.

Was ich aber auch sehe, das ist die Flut von Kontrollen und Erschwernissen, die mit neuen Normen auf die Bauwirtschaft zukommt. Das Ausufer der Normen nimmt bedenkliche Formen an. Die DIN V 18599 (Heizung, Lüftung, Klima, Beleuchtung) ist zum Beispiel über 800 Seiten stark. Der Spezialist für Haustechnik kennt sie zwar, aber nicht vollständig. Das halte ich für sehr bedenklich, denn wir unterschreiben als Baufirma ständig viele Verträge, in denen wir zusichern, dass wir alle Normen einhalten.

Deshalb die Frage: Schaffen wir mit der Normung Mehrwerte? Schaffen wir mehr Sicherheit? Nein! Wir schaffen Unsicherheit, weil die Beteiligten den Wald vor lauter Bäumen nicht mehr sehen.

Ich meine, die Bauwirtschaft ist selbst Schuld, wenn sie ihre Fachleute nicht mehr in die Normausschüsse schickt, die Hochschullehrer aber und ihre Assistenten werden entsandt.

Das ist ein Wahnsinn, und dieser Wahnsinn wird uns über kurz oder lang einholen. Deswegen bin ich dafür, dagegenzuhalten. Ansätze gibt es. Ich kann Sie nur alle ermutigen, da mitzumachen.

Halbach:

Bleiben wir bei der Ursachenforschung. Welches sind die Ursachen für den Pfusch, der überall offenkundig ist. Ich denke mal, es geht in erster Linie ums Geld, vor allem um das der öffentlichen Hand. Ist es so, Herr Doktor Ludes, dass die öffentliche Hand ihre Verantwortung für die Kontrolle schleifen lässt aufgrund der Tatsache, dass sie immer weniger Personal und immer weniger Geld zur Verfügung hat?

Ludes:

Diese Frage glaube ich, für meinen Tätigkeitsbereich eindeutig mit Nein beantworten zu können. Die Überwachung durch staatliche Instanzen ist in Deutschland Ländersache. Die Länder stellen ihre Budgets für die Personalisierung der Veterinär- und sonstigen Lebensmittelüberwachung selbst auf. Sie handeln nach dem, was vorhanden ist, sie haben aber diesem Sektor, seit der BSE-Krise, auch ausreichenden Raum gegeben. Es gibt aber nie einen Optimalzustand: Wir können nicht hinter jeden Produktionsprozess einen Kontrolleur stellen. Aber grundsätzlich wird, so denke ich, der Sicherheitsproblematik und auch dem öffentlichen Interesse ausreichend Rechnung getragen.

Halbach

Es liegt also nicht an der Finanzknappheit der öffentlichen Hand? Vielleicht liegt es aber an dem, was mit dem Stichwort Korruption umschrieben werden kann. Wir sind ja bei der Ursachenforschung, also bei der Geldnot. Wenn es aber die öffentliche Hand nicht ist, die in erster Linie für die Misere zur Verantwortung gezogen werden kann, ist es dann möglicherweise die Profitgier mancher?

Ludes:

Die Profitgier spielt in unserem Bereich sicherlich die allergrößte Rolle. Daraus entwickelt sich die kriminelle Energie, die ich eben schon erwähnt habe. Man muss darüber hinaus wohl zugestehen, dass es auch auf der Überprüfungsseite den einen oder anderen Kontrolleur geben kann, der nicht einen echten, sauberen Kern hat, der auch dieser Profitgier verfällt und seine Arbeit nicht so macht, wie er sie machen sollte. Aber das sind Ausnahmen, absolute Ausnahmen, und jeder Dienststellenleiter legt größten Wert darauf, sein Personal diesbezüglich zu kontrollieren und immer wieder zu überprüfen, ob der eine oder andere Kontrolleur nicht vielleicht doch eine zu große Nähe zu bestimmten Betrieben entwickelt hat, die Lebensmittel produzieren oder in Verkehr bringen.

Ich habe in meinem Veterinäramt immer den größten Wert darauf gelegt, dass die Angestellten, die bei mir die Kontrollen durchführen, immer wieder rotiert haben, damit immer andere Augen aufpassen, ohne dass eine Systematik der Rotation entstand. Eine gewisse Konstanz in der Kontrolle ist zwar von Vorteil, weil die Leute dort, wo sie kontrollieren, wirklich durchblicken. Aber wenn eine gewisse Nähe entstanden ist, oder gar eine menschlich nette Beziehung zwischen Kontrollierten und Kontrolleuren, habe ich immer eingegriffen und ganze Teams ausgetauscht.

Von Vorteil ist es natürlich auch, wenn man seine Betriebe kennt und wenn man weiß, wo man den Kontrolleur allein hinschicken kann und wo unbedingt das Vieraugenprinzip angewendet werden muss. Das muss man immer im Einzelfall entscheiden. Dahingehend sind aber auch die Strukturänderungen zu lenken, die darauf hinauslaufen sollten, dass man die Betriebe mit dem Ziel fördert, die Eigenkontrolltätigkeit zu stärken. In diesen Fällen könnte man die Kontrollintensität, die Kontrolldichte und die Kontrollfrequenz zurückfahren.

Halbach:

Sie schmunzelten ein wenig, Herr Professor Nußbaumer, als es um die besondere Nähe im kommunalen Bereich ging. Ich glaube, das ist auch fürs Bauwesen nicht uninteressant, wenn der Prüfstatiker zusammen mit dem Bauingenieur im Vorstand des Heimatvereins sitzt.

Nußbaumer:

Wir kämpfen im Hauptverband der Deutschen Bauindustrie durchaus für den Prüflingenieur. Er muss

aber eine unabhängige Instanz sein.

Wir sind als Bauunternehmen ja oft auch Mitaufsteller – oder ein sogenannter Erfüllungsgehilfe ist unser Aufsteller. Auch wir müssen viel öfter Mängel feststellen als früher. Es ist deshalb sehr sinnvoll, wenn ein zweiter Fachmann, ein Unabhängiger, kontrolliert, nicht nur, weil oft sehr junge und unerfahrene Ingenieure auf den Baustellen das Sagen haben, sondern eben auch, weil die Komplexität der Normen immer größer wird. Die Computergläubigkeit der jungen Ingenieure ist außerordentlich ausgeprägt, sie sollten wieder lernen, eine Plausibilitätskontrolle durchzuführen.



Prof. Dr.-Ing. E. h. Manfred Nußbaumer M.Sc., Vizepräsident des Hauptverbandes der Deutschen Bauindustrie und Vorsitzender des Vorstandes des Deutschen Beton- und Bautechnik-Vereins

Odoj:

Wir vermissen in Deutschland, das die Prüflingenieure zu wenig eigene Entscheidungsfreiheit haben. Wir haben überall Normen und Gesetze und oft wird nicht genügend differenziert. Es gibt Prüflingenieure, die machen – Pardon! – aus jeder Mücke einen Elefanten. Eine Sache, die vollkommen nebensächlich ist, wird genauso geprüft wie eine Sache, die man wirklich prüfen muss. Da müsste man als Prüflingenieur mehr differenzieren können.

Halbach:

Ein weiterer Aspekt der Ursachenforschung könnte die europäische Gesetzgebung sein, die zunehmend harmonisiert wird. Sind dadurch auch die hohen deutschen Standards tangiert? Anders gefragt: Führt die Harmonisierung der europäischen Gesetzgebung zu einem Qualitätsverlust?

Nußbaumer:

Ich meine: ja! Ich halte die Normenflut, die von der EU-Kommission ausgelöst worden, zum Teil aber auch von uns selbst initiiert und zu verantwort-

ten ist, schlussendlich für einen Nachteil für die Qualität.

Ein zweites großes Problem ist die Liberalisierung, die mit der Bauproduktenrichtlinie vorgesehen ist und einhergehen wird. Nach ihr müssen in Zukunft Prüfmaßnahmen vorgenommen werden, die vor allem für kleine Unternehmen nur sehr schwer zu durchschauen sind. Bei quasi jeder Lieferung auf der Baustelle muss man prüfen, welche Firma geliefert hat, was die für einen Standard hat und was die für eine Prüfung vorgenommen hat.

Im Hauptverband der Deutschen Bauindustrie sind wir dagegen, dass man hier liberalisiert. Wir haben uns auch bis zu EU-Industriekommissar Günther Verheugen dagegen gewehrt, das Thema ist also noch nicht vom Tisch.

Ludes:

Diese Entwicklung bereitet natürlich auch uns Probleme, weil die Vorgaben, die aus Brüssel kommen, sehr generell gefasst sind. Das heißt: Diejenigen, die kontrollieren müssen, haben ein Gesetzeswerk, das sehr viel Interpretationsspielraum lässt. Das hat Vorteile für denjenigen, der sehr phantasievoll damit umgeht, und Nachteile für den konservativen Kontrolleur, der eigentlich immer genaue Vorgaben braucht. Diese Spielräume bieten aber auch Chancen, weil wir die Betriebe bei unseren Kontrollen nicht 1:1 nebeneinanderstellen können. Wir kontrollieren, wenn dort Lebensmittel verkauft werden, den Zeitungskiosk genauso wie den Schlachthof, in dem 10.000 Schweine am Tag geschlachtet werden. Das heißt aber, dass wir in diesen sehr verschiedenen Kontrollobjekten natürlich auch sehr verschiedene Maßstäbe anzulegen haben, insofern ist dieses grobe Grundraster der EU richtig. Wir versuchen nun intern, das lässt das EU-Recht zu, die Kontrollintensität, die Kontrolldichte und die Kontrollfrequenz für die Betriebe nach den entsprechenden Risikobewertungen der EU durch Verwaltungsvorschriften einzurichten.

Es kommt noch etwas Gutes hinzu, aus meiner Sicht zumindest. Jeder Betrieb, der am Lebensmittelverkehr teilnimmt und tierische Lebensmittel in Verkehr bringt, braucht neuerdings eine Zulassung. Ab 2010 muss danach zum Beispiel jede Metzgerei, die selber schlachtet, eine Zulassung haben. Früher mussten nur die Betriebe eine Zulassung haben, die am grenzüberschreitenden Lebensmittelverkehr teilnehmen wollten. Das waren die sogenannten EU-Betriebe, die EU-weit ihr Fleisch verkaufen und ausliefern konnten. Heute muss jeder Betrieb zugelassen werden, und zwar, weil Hygiene grundsätzlich nicht teilbar ist.

Halbach:

Herr Professor Odoj, sind Sie auch der Meinung, dass deutsche Standards in Brüssel verteidigt werden müssen?

Odoj:

Ja und nein. Für die Endlagerung und für die Behandlung von Abfällen gibt es, zum Schutze des Menschen, Normen in Bezug auf den Strahlenschutz. Es gibt keine Norm dafür, was mit dem Abfall passieren soll oder darf. Die Franzosen haben zum Beispiel in der Champagne ein oberflächennahes Lager, eine Baugrube, die mit Beton ausgekleidet wurde. Dort wird, direkt in die Biosphäre, der schwachaktive Abfall eingebracht. Also Abfall, der frei ist von langlebigen alphanhaltigen Abfällen. Die Franzosen haben das Gefahrenpotenzial direkt im Grundwasser liegen, das wir in der Asse II 500 bis 700 Meter tief gelagert haben. Das heißt also: Jeder EU-Staat begräbt seinen Abfall so, wie er das möchte. Es gibt nirgendwo in Europa, in Amerika oder auch in China Normen dafür, was mit dem Abfall geschehen muss.

Halbach:

Sie sagen also: Defizite in Brüssel?

Odoj:

Ja, auf jeden Fall.

Halbach:

Herr Wolter, werden Sie in Brüssel gehört? Haben Sie überhaupt die Möglichkeit, sich zu Wort zu melden? Haben Sie die Chance der Partizipation? Ist Ihre Branche überhaupt in der Lage, wichtige Dinge, die auf europäischer Ebene gelöst werden müssten, auch dort vorzubringen?

Wolter:

Ja, das ist schon der Fall. Für Medizinprodukte geschieht, was die Normen und Richtlinien betrifft, das meiste mittlerweile über die EU. Und dort haben wir aus deutscher Sicht auch einen gewissen Einfluss.

Ich würde aber gern auf einen anderen Punkt noch eingehen, der hier schon öfter angesprochen wurde, nämlich auf das Thema Prüfung. Wir haben

bei uns das Problem, dass ein Leistungserbringer, wenn er einen Vertrag unterschreibt, sich damit zu gewissen Standards bekennt. Deshalb müsste man meinen, es liefe alles entsprechend dem Vertrag und deshalb auch mit rechten Dingen ab.

Das Problem ist allerdings, dass keine Kontrolle vorgenommen wird. Eigentlich müsste der Kunde oder Patient die Einhaltung von vertraglichen Standards ja am besten überprüfen können, indem er, wenn er schlecht versorgt wurde, den Leistungserbringer wechselt. Da er das aber neuerdings nicht mehr kann, wie ich vorhin schon erläutert habe, müsste die Kontrolle den Krankenkassen obliegen. Die aber hat daran kein Interesse, weil solche Kontrollen einfach zu teuer sind. Wenn die Krankenkassen die Vertragstreue eines jeden Leistungserbringers überprüfen müssten, indem sie beispielsweise Testkäufe initiieren und durchführten, würden die Kosteneinsparungen, die sie mit den vorhin erläuterten Ausschreibungen realisieren sollen, wegfallen. Eine Kontrolle der Vertragsinhalte findet in der Praxis de facto also nicht statt.

Halbach:

Über die Ursachenforschung für den Qualitätsverlust haben wir gesprochen, über ökonomische Zwänge und über die europäische Gesetzgebung. Ein weiterer Aspekt ist die Globalisierung, und zwar aus zweierlei Hinsicht: einmal hinsichtlich der Bauproduktenrichtlinie, da spreche ich jetzt den Baufachmann an, aber auch hinsichtlich des freien Verkehrs von Arbeitnehmern, der ja offenbar auch ein riesiges Problem der deutschen Bauwirtschaft ist. Dazu etwas Statistik: Seit 1995 hat sich die Zahl der Mitarbeiter im deutschen Bauwesen mehr als halbiert, dieser Verlust wurde aufgefangen durch ungelernete Leute aus dem Ausland. Ist die Globalisierung – und damit zusammenhängend – das Personal und sind die Bauprodukte ein weiteres Problem im Zusammenhang mit dem Qualitätsverlust?

Nußbaumer:

Ja. Sie sprechen da einen wichtigen und richtigen Punkt an. Alle großen Baufirmen mussten vor zwölf oder fünfzehn Jahren aus Wettbewerbsgründen Personal entlassen, und zwar Fachpersonal, das in die Frühpensionierung geschickt worden ist. Die Firmen haben dann Werklohnunternehmer aus Osteuropa oder Südosteuropa engagiert; die aber waren verglichen mit den heimischen eigenen bisherigen Fachkräften von sehr unterschiedlicher Qualität. Wer keinen guten Werklohnunternehmer hatte, der hat zwangsläufig sehr viel Ausschuss produ-

ziert, das muss man schon zugeben. Diese Entwicklung hat der deutschen Bauwirtschaft sehr geschadet.

Halbach:

Pragmatische Lösungen ohne Kontrolle, dafür plädiert Professor Nußbaumer. Welcher Meinung sind sie, Herr Professor Odoj?

Odoj:

Ich bin der Meinung, wir laufen Gefahr, dass wir überreguliert werden, dass wir zu viele Papiere produzieren, und dass es deshalb auch nicht besser werden wird. Ich komme heute als Qualitätskontrolleur in viele Labors, auch in chemische Labors. Das erste, was dort gezeigt wird, ist die Akkreditierungsurkunde: „Nach DIN ISO 9000 zertifiziert“.

Solche Labors sind tatsächlich der Ansicht, nun müssten sie nichts mehr tun, weil sie ja „qualifiziert“ seien. Und weil sie qualifiziert und zertifiziert seien, so meinen sie, komme die qualifizierte Arbeit, die richtige Analyse von ganz allein und von selbst. Dass die Arbeit, die Analyseergebnisse, nicht besser sein können als vorher, das ist klar, wird aber gerne übersehen.

Man darf sich also auf solche Urkunden nicht verlassen. Wir sind vielmehr darauf angewiesen, Personal mit Gewissen und mit Fachwissen zu haben, wir sollten die Menschen ordentlich ausbilden und nicht jeden ungeeigneten Studierenden unter dem Druck einer scheinbaren moralischen Verpflichtung annehmen und bis oben durchschleppen.

Halbach

Als Problemlösung hat die BVPI erkannt, dass Verhaltenskodizes überaus wichtig seien, um sich der Verantwortung bewusst zu werden. Eine Möglichkeit der Problemlösung könnten vielleicht aber auch härtere Strafen sein. Wäre das, Herr Professor Odoj, eine Möglichkeit?

Odoj:

Da will ich, bezogen auf den Straßenverkehr, aber auch zu unserem Thema passend, wie ich finde, nur einen Satz sagen: Höhere Strafgebühren führen nicht zum vorgeschriebenen Verhalten, sondern erhöhen nur die Gefahr, erwischt zu werden.

Halbach

Wäre es denn hilfreich, Melderegister für einzelne Bereiche einzurichten? Beispielsweise einen Internetpranger, der eine Selbstreinigung der einzelnen Branchen aus sich selbst heraus bewirken soll?

Odoj:

Wir haben so etwas eingeführt, aber nicht als Veröffentlichung, sondern als Bonus- und Malus-Regelung. Wenn ich als Prüfer irgendwo hinkomme und der Geprüfte hat beispielsweise falsche radioaktive Abfallgebinde deklariert, dann wird beim nächsten Mal der Prüfaufwand erhöht. Wenn aber alles in Ordnung war, bekommt er einen Bonus, mit dem er beim nächsten Mal nicht mehr so intensiv geprüft wird. Es liegt also am eigenen Verhalten des Geprüften, ob er mehr oder weniger geprüft wird, wir können da die Norm selbst variieren, das finde ich sehr gut.

Nußbaumer

Ich glaube auch nicht, dass höhere Strafen zu etwas führen können, wenn es darum geht, Kontrollen zu verstärken. Wir im Bau haben, bei großen Bauustellen, eine Bauaufsicht. Trotzdem müssen wir immer wieder feststellen, dass weiter Fehler vorkommen. Wichtig ist, dass die Leute gut ausgebildet sind, dann wird die Zahl der Fehler reduziert.

Wolter

Ich finde es schwierig, die schwarzen Schafe an den Pranger zu stellen, weil das natürlich auch die Gefahr des Missbrauchs in sich trägt. Was wir machen sollten, das ist genau das Gegenteil. Wir sollten nicht die schwarzen Schafe an den Pranger stellen, sondern die weißen Schafe aus der Masse herausheben. Wir haben dafür in der Medizintechnik ein Qualitätssiegel eingeführt, aus dem hervorgeht, an wen man sich wenden kann, wenn man als Patient unzufrieden ist, wo man sich darüber informieren kann, wo man gut versorgt wird. Ich glaube, das ist ein besserer Weg, als der Pranger für die schwarzen Schafe.

Halbach

Voraussetzung für Eigenverantwortung ist der mündige Bauherr, der mündige Verbraucher. Der aber hat oft gar nicht die Information, die er braucht, um mündig sein zu können. Müssen sich da die Medien

an die Nase fassen? Müssen die PR-Leute und Öffentlichkeitsarbeiter wirksamer tätig werden? Was meinen Sie dazu, Herr Professor Odoj? Übertreiben wir zu viel und informieren wir zu wenig?

Odoj:

Nein, das glaube ich nicht. Eigenverantwortung ist heute als Anspruch an den Endverbraucher zu stellen. Der Endverbraucher ist sehr oft viel zu träge und vor allem einem umfassenden Anspruchsdenken verhaftet. Ich meine, der Endverbraucher muss sich selbst informieren, er muss selbst mehr tun. Auch der Bauherr übrigens. Der Endverbraucher darf nicht annehmen, wie das eine Zeit lang üblich war, dass er sich, wenn er sich ein Fertighaus gekauft hat, um nichts mehr kümmern muss. Nein, er muss sich auch Fachzeitschriften kaufen, sich auch selbst informieren. Außerdem muss er den Bauherrn oder den Unternehmer fragen, welche Referenzen er hat, vielleicht mal die Nachbarn ausfragen. Kurz gesagt: Man muss auch an sich selbst arbeiten, ehe man die Eigenverantwortung tragen kann.

Wolter:

Ich glaube, dass der Endverbraucher zunehmend überfordert wird. Um alles muss er sich selbst kümmern: Für die Rente muss er selbst vorsorgen, zusatzversichern muss er sich, für Berufsunfähigkeit, Krankenversicherung etc. Wir in der Medizintechnik haben, wie ich gerade schon sagte, mit relativ hohem Aufwand und viel Mühe ein Gütesiegel aufgebaut, das sich weiter verbreiten wird, auch, um dem Verbraucher die Möglichkeit zu geben, sich unabhängig zu informieren. Er muss wissen und herausfinden können, wo er gut versorgt wird. Solange er etwas aus eigener Tasche kauft, kann er sich ausreichend informieren und in dasjenige Geschäft gehen, in dem er das jeweilige Produkt erwerben möchte. Gegenüber den Leistungen der Krankenkasse aber ist der Verbraucher oder der Patient völlig entrechtet. Er kann nicht frei entscheiden, weil die Krankenkasse ihm diese Entscheidung vorschreibt. Und er hat auch überhaupt keinen Überblick über das, was ihm für Leistungen zustehen. Die Verträge, die zwischen den Krankenkassen und den Leistungserbringern abgeschlossen wurden, die sieht er nicht. Der Versicherte hat also keine Ahnung, welchen Anspruch er hat, und er kann auch gar nicht prüfen, welche Verträge zwischen seiner Krankenkasse und den Leistungserbringern geschlossen wurden – für ihn, den Patienten, geschlossen wurden. Es ist politisch auch gar nicht gewollt, dass der Patient darüber etwas weiß. Es ist paradox: Auf der einen Seite wird der mündige Bürger propagiert und erwartet, und auf der anderen Seite

werden ihm jedwede Information bewusst vorenthalten und ihm auch die Möglichkeit verweigert, sich frei zu entscheiden.

Halbach:

Nochmal zum Thema Öffentlichkeitsarbeit. Herr Dr. Ludes, sehen Sie da Defizite auf beiden Seiten, aufseiten der Medien aber auch aufseiten der Verbände? Arbeiten die vielleicht nicht professionell genug?

Ludes:

Wir müssen in die Öffentlichkeit gehen, wenn der Verbraucher wirklich gefährdet, vielleicht sogar eine gesundheitliche Gefährdung vorhanden ist. Dann werden auch Ross und Reiter genannt, dann wird im Radio und im Fernsehen auch darüber berichtet.

Halbach:

Als letzten Bereich dieses Gesprächs möchte ich die Verzahnung der Kontrollen in verschiedenen Fachbereichen ansprechen. Herr Dr. Ludes, Sie arbeiten in der Futtermittelproduktion, der Fleischproduktion und der Lebensmittelproduktion. Funktioniert das fachübergreifend in dem Sinne, dass die einzelnen Fachbereiche sich austauschen?

Ludes:

Das funktioniert jedenfalls besser als vor zehn Jahren, als wir noch kein Gesamtkonzept auf diesem Gebiet hatten. Damals hatten wir bei der Bewertung von Tierkörpern nach der Schlachtung darauf zu achten, dass keine Tuberkuloseherde mehr vorhanden waren. Heute haben wir die Tierkörperbeurteilung am Schlachtband, und die Beanstandungen liegen weit unter einem Prozent. Auf der anderen Seite ist heute beispielsweise jedes fünfte Schwein ein Träger von Salmonellen, europaweit, aber die Salmonellen sieht der Kontrolleur nicht, die sähe er auch dann nicht, wenn er Tiermedizin studiert hätte. Wir müssen ganz andere Verfahren anwenden, um wirklich effizient kontrollieren zu können. Wir brauchen intelligente neue Kontrollsysteme, die das Gesamtkonzept ergänzen. Wir sind dabei, diese Kontrollintegration zu optimieren, insbesondere auch unter Einbeziehung der Futtermittel, deren Abgabe in der Regel von den Landwirten kontrolliert wird, und unter Einbeziehung von Kontrollgängen in den landwirtschaftlichen

Betrieben, wo, vom Düngemittel über die Flora-Fauna-Habitat-Richtlinie bis zur Verabreichung von Arzneimitteln, alles geprüft wird. Solche Kontrollen sind zeitraubend und kosten auch sehr viel Geld, aber sie bringen einen großen Teil mehr Sicherheit, und deswegen werden wir diesen Weg auch konsequent weiter gehen.

Halbach:

Herr Professor Nußbaumer, vielleicht kann ich Ihnen dann doch noch mal das Ja dazu abringen, dass sie bestätigen: „Ohne staatliche Kontrolle geht es nicht!“

Nußbaumer:

Das habe ich nie bestritten. Wenn wir heute ein Einkaufszentrum bauen, haben wir die Tragwerksplanung, den Prüfsachverständigen als Kontrolleur, die Feuersicherheit, in der Regel die Feuerwehr, die ja auch eine amtliche Stelle ist, und wir haben jede Menge Bauabnahmen. Wir haben also ein riesiges Aufgebot an Kontrolleuren, die unser Produkt überwachen und am Schluss abnehmen. Außerdem haben wir auch eine Art Management, das das Ganze dort kontrolliert und koordiniert, wo etwas miteinander verzahnt wird. Das ist notwendig und damit können wir leben. All' das ist eigentlich in guten Händen, meine ich.

Halbach:

Dieses Jahr hatten wir keine fachspezifische, sondern eine mehr gesellschaftspolitische Diskussion. Dennoch möchte ich das Thema Ethik und Moral noch einmal ansprechen und aus dem Editorial zitieren, das der Präsident Ihrer Bundesvereinigung, Dr. Hans-Peter Andrä, als „Appell für eine bessere Baukultur in Europa“ im aktuellen Heft des Prüfingenieurs veröffentlicht hat. Sie werden es sicher alle gelesen haben, aber zum Nachdenken möchte ich diesen Satz noch mal zitieren:

„Das Menschenbild von heute wird nicht aus dem Bewusstsein der verantwortlichen Mitgliedschaft in einer Gesellschaft heraus verstanden, sondern vielmehr als wettbewerbsorientierter Individualismus, der sich bei entsprechender Durchsetzungskraft Natur und Kultur schrankenlos nutzbar machen darf und keiner gesellschaftlichen und sozialen Rahmenbedingungen bedarf.“

Das ist eine, meine ich, abschließend, in gewisser Weise provokante These, gibt aber durchaus sehr viel Anlass zum Nachdenken.

Welche Veränderungen sind in der DIN 1052 vorgenommen worden?

Ein Überblick über die Abweichungen in den Abschnitten 1 bis 10 im Vergleich zu der Fassung 1988-04

Die neue Fassung der DIN 1052 „Entwurf, Berechnung und Bemessung von Holzbauwerken – Allgemeine Bemessungsregeln und Bemessungsregeln für den Hochbau“, deren Überarbeitung wegen der europäischen Harmonisierung von Produktnormen und Bemessungsregeln notwendig geworden war, enthält einige grundlegend neue Regelungen. Vor allem die Bemessung erfolgt nicht mehr auf der Grundlage zulässiger Spannung, sondern nach den Grenzzuständen der Tragfähigkeit und der Gebrauchstauglichkeit. In der folgenden Ausarbeitung werden die wichtigsten Änderungen in dieser Norm im Vergleich zu der alten Fassung (1988-04 bzw. A/1:1996-10) dargelegt und kommentiert.

Prof. Dipl.-Ing. Dieter Steinmetz



ist Beratender Ingenieur VBI und war von 1976 bis März 2008 Prüflingenieur für Bau- statik VPI; er ist öffentlich bestellter und vereidigter Sachverständiger für das Zimmerhandwerk, für Konstruktiven Ingenieurbau und für Holzleimbau in Ettlingen und seit den siebziger Jahren zunächst Lehr-

beauftragter später Honorarprofessor für das Lehrgebiet Ingenieurholzbau der Fachhochschule Karlsruhe

1 Einführung

Die Ausgabe DIN 1052:2004-08 wurde überarbeitet. Statt einer Ausgabe A/1, die nur die Änderungen enthält, wurde eine konsolidierte Fassung mit dem Datum 2008-12 herausgegeben. Diese Fassung enthält alle vorgenommenen Änderungen. Die Änderungen sind mit Seitenstrichen versehen, sodass ein schneller Überblick gegeben ist. Allerdings müssen der Text und die Formeln genau gelesen werden, da manchmal nur eine Bezeichnung oder ein halber Satz geändert wurden.

Wegen des verspäteten Erscheinens der Neufassung, wohl aber auch wegen der inhaltlichen Änderungen wurde die Koexistenzphase der Normen DIN 1052:1988-04 – in einigen Bundesländern auch die dort eingeführte DIN 1052:2004-08 – verlängert. Sie endet am 31. 06. 2009. Danach gilt als einzige nationale Norm DIN 1052:2008-12.

2 Grundsätzliches

Mit der Neufassung der DIN 1052 wird die Bemessung der Holzbaunorm vom deterministischen Sicherheitssystem mit den charakteristischen Lasten und den zulässigen Spannungen auf das semiprobabilistische Sicherheitssystem mit den Teilsicherheitsbeiwerten auf der Last- und der Materialseite umgestellt. Weitere wesentliche Neuerungen der Norm sind:

- Die Berechnungsverfahren (zumindest teilweise, z. B.: mitttragende Breite, Knicken, Brettschicht- holzträger mit schrägen Rändern).
- Die Festigkeiten schräg zur Faserrichtung des Holzes sind nunmehr auch von der Schubfestigkeit und nicht nur von der Druck- bzw. Zugfestigkeit abhängig. Dies ist z. B. bei Versätzen, schräg angeschnittenen Rändern und dgl. der Fall.
- Die Tragfähigkeit der Verbindungsmittel wird genauer in Abhängigkeit von den Festigkeiten des Holzes bzw. des Holzwerkstoffes und des Verbin-

dungsmittels bestimmt (Definition der Versagensarten).

- Ergänzung des Spaltens des Holzes bei Beanspruchung durch stiftförmige Verbindungsmittel.
- Die Wand-, Dach- und Deckentafeln (-scheiben) sind neu geregelt.
- Bisher in der Literatur behandelte Verfahren sind in die Norm aufgenommen (z. B.: unten angehängte Lasten, eingeklebte Gewindebolzen, Flächentragwerke).
- Beim Nachweis der Gebrauchstauglichkeit sind unterschiedliche Kriterien angegeben, die das zeitabhängige Verhalten des Holzes (Kriechen) beschreiben; es kommt das Schwingungsverhalten von Deckenbalken unter Wohnräumen hinzu.

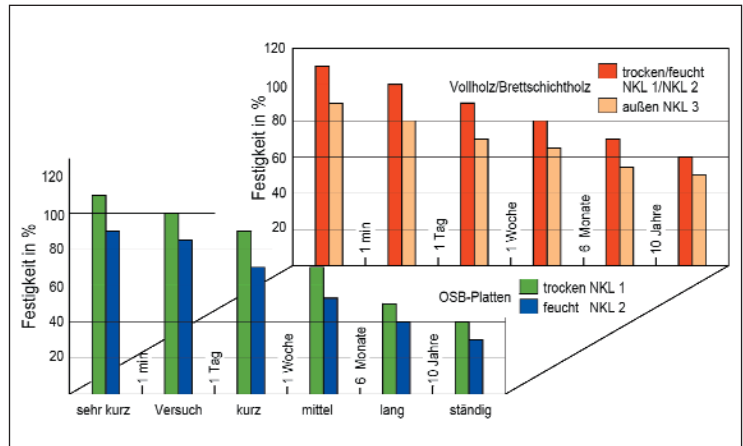


Abb. 1: Schematische Darstellung des Einflusses der Einwirkungszeit und der Feuchtigkeit auf die Festigkeit von Holz (Nutzungsklassen 1/2 und 3) sowie OSB-Platten (Nutzungsklassen 1 und 2)

Der Bemessungswert der Festigkeit wird aus dem charakteristischen Wert ermittelt. Beim Werkstoff Holz ist, außer der Streuung des Materials, auch der Einfluss der Feuchtigkeit und der Lasteinwirkungsdauer zu berücksichtigen. Die Grundgleichung lautet:

$$X_d = \frac{k_{\text{mod}} \cdot X_k}{\gamma_M} \quad \text{DIN 1052:2008-12} \quad \text{Gl (3)}$$

k_{mod} = Modifikationsbeiwert, der den Einfluss der Nutzungsklasse und der Lasteinwirkungsdauer auf die Festigkeit berücksichtigt

X_d = Bemessungswert einer Festigkeitseigenschaft

X_k = charakteristischer Wert einer Festigkeitseigenschaft

γ_M = Teilsicherheitsbeiwert für die Festigkeitseigenschaft

Mit der Einführung des Faktors k_{mod} und den Kombinationsregeln nach DIN 1055-100 entfallen praktisch alle Erhöhungs- und Abminderungsfaktoren der DIN 1052:1988/1996.

Zum Beispiel Erhöhungen:

- 1,25 für den Lastfall HZ,
- 1,50 für Spannungen bei Transport- und Montagezuständen,
- 1,25 für Verbindungsmittel bei Transport- und Montagezuständen,
- 2,00 waagerechte Stoßlasten und Erdbeben.

Zum Beispiel Abminderungen:

- 0,83 für Bauteile im Freien,
- 0,67 für Bauteile im Wasser,
- 0,80 für Zugspannungen im Bereich von Nagelverbindungen.

Abb. 1 zeigt schematisch den Einfluss der Lasteinwirkungsdauer und der Feuchtigkeit auf die Festigkeit von Holz. Es ist deutlich erkennbar, dass

die Festigkeit mit zunehmender Lasteinwirkungsdauer und Feuchtigkeit abnimmt.

Der Einfluss der Feuchtigkeit wird durch die Nutzungsklasse beschrieben. In DIN 1052:2008-12 sind drei Nutzungsklassen definiert. Für die einzelnen Klassen sind die Temperatur und die relative Luftfeuchtigkeit angegeben, die im Laufe des Jahres nur in wenigen Wochen überschritten werden (**Tabelle 1**).

Nutzungs-klasse	Gleichgewichts-feuchte des Holzes u [%]	Umgebungs-klima	Beispiel
1	5 – 15 %	20 °C und 65 % rel. Luftfeuchte, die nur für einige Wochen pro Jahr überschritten wird	Allseitig geschlossene und beheizte Bauwerke
2	10 – 20 %	20 °C und 85 % rel. Luftfeuchte, die nur für einige Wochen pro Jahr überschritten wird	Überdachte, offene Bauwerke
3	12 – 24 %	Klimabedingungen, die zu höheren Holzfeuchten führen als in Nutzungsklasse 2	Konstruktionen, die der Witterung ausgesetzt sind

Tabelle 1: Einteilung der Nutzungsklassen nach DIN 1052:2008-12

Grob vereinfacht, aber für die praktische Anwendung ausreichend, gilt:

- Nutzungsklasse 1: beheizte Gebäude,
- Nutzungsklasse 2: unbeheizte Gebäude (Hallen, Dächer),
- Nutzungsklasse 3: Bauteile im Freien.

Es ist jedoch bei jeder Anwendung zu prüfen, ob die Bedingungen zutreffen. Dies gilt insbesondere für überdachte Bauteile, die u. U. der Nutzungsklasse 3 zuzuordnen sind.

Die Klasse der Lasteinwirkungen sind in DIN 1052:2008-12 Tabelle 3 definiert.

Zur besseren Anwendung gibt die Tabelle 4 der DIN 1052:2008-12 die Einteilung der Einwirkungen nach DIN 1055-1 und DIN 1055-3, DIN 1055-5, DIN 1055-9, DIN 1055-10 und DIN 1055-100 in Klassen der Lasteinwirkungsdauer an. So sind z. B. lotrechte Nutzlasten für Spitzböden, Wohn- und Aufenthaltsräume in die Klasse „mittel“ einzuordnen.

Aus der Klasse der Lasteinwirkungsdauer und der Nutzungsklasse wird mit DIN 1052:2008-12 Anhang F Tabelle F.1 der Modifikationsbeiwert k_{mod} bestimmt. Bei unterschiedlichen KLED gilt die kürzeste Einwirkung; zum Beispiel: Bei einer Stütze in einem Wohnhaus, die durch ständige Lasten, Nutzlasten, Wind- und Schneelasten beansprucht wird, ist KLED „kurz“ einzusetzen (DIN 1052:2008-12, Tabelle 4, Zeile 6 Wind „kurz“).

Bei der Anwendung der Kombinationsregeln nach DIN 1055-100 oder den vereinfachten Regeln nach DIN 1052:2008-12 Gl (1) und (2) ist zu beachten, dass die Bemessungswerte der Festigkeit über den Modifikationsbeiwert k_{mod} von der Klasse der Lasteinwirkung abhängen. Daher ist nicht immer der größte Zahlenwert einer Einwirkungskombination auch für die Bemessung maßgebend.

Die Betrachtung ist im Holzbau nicht neu. Dort war bei Dachtragwerken die Unterscheidung zwischen dem Lastfall H (Summe der Hauptlasten) und dem Lastfall HZ (Summe der Haupt- und Zusatzlasten) zu treffen. Im Lastfall HZ waren alle zulässigen

Vollholz Brett-, Balken- Furnierschichtholz	Kombination	lang	mittel	kurz
	ständig	1,17	1,33	1,50
Brettsper-, Sperrholz kunstharz- und zementgebundene Spanplatten Faserplatten HB.HLA2	lang	–	1,14	1,29
	mittel	–	–	1,13
Brettsper-, Sperrholz kunstharz- und zementgebundene Spanplatten Faserplatten HB.HLA2	Kombination	lang	mittel	kurz
	ständig	1,50	2,17	2,83
	lang	–	1,44	1,89
OSB-Platten OSB/2 OSB/3 und OSB/4 nach DIN EN 300	mittel	–	–	1,31
	Kombination	lang	mittel	kurz
	ständig	1,25	1,75	2,25
Faserplatten MBH.LA2 Gipskartonplatten	lang	–	1,40	1,80
	mittel	–	–	1,29
	Kombination	lang	mittel	kurz
Faserplatten MBH.LA2 Gipskartonplatten	ständig	2,00	3,00	4,00
	lang	–	1,50	2,00
	mittel	–	–	1,33

Tabelle 2: Grenzwertfaktoren $E_{d,2}/E_{d,1}$ zur Bestimmung der maßgebenden Lastfallkombination für Vollholz, Brett-, Balken-, Furnierschichtholz und Sperrholz für die Nutzungsklassen 1 und 2; für Span-, Faser-, OSB- und Gipskartonplatten für die Nutzungsklasse 1

Spannungen und die zulässigen Kräfte der Verbindungsmittel um 25 Prozent höher als im Lastfall H. In der Neufassung der Norm wurde dieses früher allgemeine Prinzip verfeinert.

Beispiel 1: maßgebende Kombination für die Stütze einer Lagerhalle:

Die Außenstütze einer Lagerhalle wird durch die Einwirkungen aus ständiger Last, Schnee und Lagergut auf der Decke belastet. Das System und die Lasten sind in **Abb. 2** dargestellt.

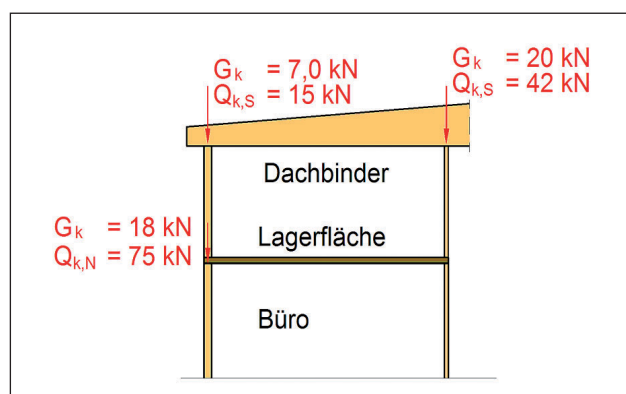


Abb. 2: System und Belastung einer Außenstütze einer Lagerhalle

Fall 1: Nur die Einwirkung aus der Lagerfläche KLED „lang“ berücksichtigt:

$$E_{d,1} = \sum \gamma_{G,i} \cdot G_{k,i} + 1,5 \cdot Q_1 = 1,35 \cdot (7 + 18) + 1,5 \cdot 75 = 146,25 \text{ kN}$$

Fall 2: Alle veränderlichen Einwirkungen KLED „kurz“ berücksichtigt:

$$E_d = \sum \gamma_{G,i} \cdot G_{k,i} + 1,5 \cdot Q_{k,1} + 1,5 \cdot \psi_{0,2} \cdot Q_{k,S} = 1,35 \cdot (7 + 18) + 1,5 \cdot 75 + 1,5 \cdot 0,5 \cdot 15 = 157,5 \text{ kN}$$

$$\frac{\text{KLED „kurz“}}{\text{KLED „lang“}} \text{ entspricht } \frac{E_{d,2}}{E_{d,1}} = \frac{157,5}{146,25} = 1,08 < 1,29$$

Für die Kombination „kurz“/„lang“ ergibt sich aus **Tabelle 2** für Vollholz in der Nutzungsklasse 2 ein Grenzfaktor von 1,29 \Rightarrow , die Lastkombination mit KLED „lang“ ist maßgebend.

Bei allen schweren Dächern (z. B. mit Begrünung) und geringen Schnee- oder Windlasten wird meist der Lastfall *ständige Last* maßgebend. Für Holzwerkstoffplatten, z. B. Spanplatten beträgt der Grenzwertfaktor (kurz/ständig) 2,83. Das heißt, erst wenn die Gesamtlast mehr als das 2,83-fache der ständigen Last beträgt, wird die Lastkombination mit allen Lasten maßgebend.

DIN 1052:2008-12 gibt zwei Näherungsformeln zur Ermittlung der maßgebenden Einwirkungen an:

– wenn nur die ungünstigste veränderliche Einwirkung berücksichtigt wird:

$$E_d = E \left\{ \sum_{j=1} \gamma_{Gj} \cdot G_{k,j} \oplus 1,5 Q_{k,1} \right\}$$

DIN 1052:2008-12 Gl (1)

und

– wenn sämtliche ungünstigen veränderlichen Einwirkungen berücksichtigt werden:

$$E_d = E \left\{ \sum_{j=1} \gamma_{G,j} \cdot G_{k,j} \oplus 1,35 \cdot \sum_{j \geq 1} Q_{k,j} \right\}$$

DIN 1052:2008-12 Gl (2)

Der jeweils ungünstigere Wert ist maßgebend. Der „ungünstigere“ Wert ist dabei unter Berücksichtigung des Modifikationsbeiwertes zu bestimmen. Die Anwendung dieser Formeln auf das *Beispiel 1* ergibt nur vernachlässigbar abweichende Ergebnisse.

3 Werkstoffe

In der DIN 1052:2008-12 werden sowohl Werkstoffe behandelt, für die eine Produktnorm vorliegt, als auch Werkstoffe, deren Kennwerte in bauaufsichtlichen Zulassungen geregelt sind. Die in Produktnormen festgelegten Kennwerte sind im Anhang F in den Tabellen F. 5 bis F.21 aufgenommen. Produkte, die nicht in den Tabellen oder in Zulassungen angegeben sind, dürfen nicht für tragende Zwecke verwendet werden. Als Beispiele seien hier OSB/1 und Spanplatten der Festigkeitsklasse P1 – P3 genannt.

Bei Nadelhölzern gibt es keine Einschränkungen der Verwendung von Hölzern der Festigkeitsklasse C16 (S7, GKL III) und C30 (S13, GKL I) mehr.

Sortierklasse nach DIN 4074-1:2003-06 Sortierung		Festigkeitsklassen DIN 1052:2008-12
visuell	maschinell	
S7, S7K	C16M	C16
S10, S10K	C24M	C24
S13, S13K	C30M	C30
	C35M	C35
	C40M	C40

Tabelle 3: Zuordnung der Sortierklassen nach DIN 4074-1 in Festigkeitsklassen nach DIN 1052:2008-12

In **Tabelle 3** steht der Buchstabe C für Nadelholz, die Zahl gibt die charakteristische Biegefestigkeit an.

Sie können entsprechend ihrer Tragfähigkeit eingesetzt werden. Bei der Anwendung ist zu beachten, dass bei der Sortierung der Hölzer Baumkanten und Verdrehungen zugelassen werden, die nicht für jeden Fall geeignet sind.

Grundsätzlich neu geregelt sind die Laubhölzer. Die Tabelle F.7 gibt Rechenwerte für die Festigkeitsklasse D30 – D70 an. Die früher übliche Bezeichnung der mittleren Güte ist entfallen. Die Zuordnung der Laubholzarten nach Herkunft und Sortierklasse nach DIN 4074-5:2003 in die Festigkeitsklasse ist in Tabelle F.8 getroffen.

Die Brettschichthölzer sind neben den Festigkeitsklassen GL24 – GL36 (entsprechend BS 11 –BS18) homogenes (h) und kombiniertes Brettschichtholz (c) geregelt (**Tabelle 4**).



Festigkeitsklasse		Beispiele für den Querschnittsaufbau	
DIN 1052-1/A1: 1986-10	DIN 1052: 2008-12	für Biegeträger gelten weitergehende Differenzierungen	
homogen	BS11	GL24h	GL32h  alle Lamellen C35
	BS14	GL28h	
	BS16	GL32h	
	BS18	GL36h	
kombiniert	BS11	GL24c	GL32k  1/6 der Höhe C35 C30 1/6 der Höhe C35
	BS14	GL28c	
	BS16	GL32c	
	BS18	GL36c	

Tabelle 4: Aufbau und Einteilung von Brettschichtholz nach DIN 1052:1988-04 und DIN 1052:2008-12

Holzwerkstoff	Anforderung nach	charaktist. Werte	Nutzungs-klasse
Balkenschichtholz	BAZ	BAZ	1 und 2
Furnierschichtholz	BAZ	BAZ	1)
Brettsperrholz	BAZ	BAZ	1)
Sperrholz	DIN EN 636	F.11, F.12	1 – 3 ²⁾
OSB-Platten	DIN EN 300	F.13, F.14	1 – 2 ³⁾
kunstharzgebundene Spanplatten	DIN EN 312	F.15 - F.18	1 – 2 ⁴⁾
zementgebundene Spanplatten	DIN EN 634	F.19	1 – 3
Faserplatten	DIN EN 622	F.20	1 – 2 ⁵⁾
Gipskartonplatten	DIN 18180		

1) siehe Zulassung

2) in technischen Klassen festgelegt

3) OSB/2 nur in Nutzungsklasse 1

4) Klassen P4 und P6 in Nutzungsklasse 1
Klassen P5 und P7 in Nutzungsklassen 1 und 2

5) Klasse MBH.LA2 in Nutzungsklasse 1
Klasse HB.HLA2 in Nutzungsklasse 1 und 2

Tabelle 5: Holzwerkstoffe, Anforderungen, Quelle der charakteristischen Werte und mögliche Nutzungsklassen nach DIN 1052:1988-04 und DIN 1052:2008-12

Die Norm erlaubt auch die Berechnung von Brettschichtholzträgern als Verbundträger. Die erforderlichen Kennwerte der einzelnen Lamellen sind in DIN 1052:2008-12 Anhang F Tabelle F.5 enthalten.

Die **Tabelle 5** enthält eine Zusammenstellung der Holzwerkstoffe mit der Bezeichnung der Anforderungen, der Herkunft der charakteristischen Werte und der möglichen Nutzungsklasse. Bei der Anwendung der Werkstoffe sind gegebenenfalls die Normen DIN EN 13986:2005-03, Holzwerkstoffe zur Verwendung im Bauwesen – Eigenschaften, Bewertung der Konformität und Kennzeichnung sowie die Norm DIN V 20001-1, Anwendung von Bauprodukten in Bauwerken – Teil 1 Holzwerkstoffe zu beachten.

Die Beanspruchbarkeiten nach den Normen können nur näherungsweise verglichen werden, da den Beanspruchungen – Biegung, Druck, Zug und Schub – unterschiedliche Sicherheitsbeiwerte zugrunde liegen (**Tabelle 6**).

Aus einem Teilsicherheitsbeiwert $\gamma_F = 1,45$ (ca. 35 % Anteil ständiger Last) und dem Teilsicherheitsbeiwert $\gamma_M = 1,3$ lässt sich für die KLED „mittel“ (LF H) und KLED „kurz“ (bei Windbeanspruchung Lastfall HZ) – ein globaler Sicherheitsbeiwert bestimmen, der zum Vergleich der Beanspruchbarkeiten geeignet ist.

Setzt man die mit γ_F multiplizierte zulässige Spannung gleich dem Designwert einer Festigkeit, so kann aus dem Verhältnis der beiden Werte der globale Sicherheitsbeiwert γ_{global} bestimmt werden.

$$\frac{f_{x,d}}{zul\sigma_x} = \gamma_{global} = \frac{\gamma_F \cdot \gamma_M}{k_{mod}}; \text{ mit } \gamma_F = 1,45 \text{ und } \gamma_M = 1,3 \text{ wird}$$

$$\text{für KLED „mittel“ } k_{mod} = 0,8 \quad \gamma_{Global} = \frac{1,45 \cdot 1,3}{0,8} \approx 2,35$$

$$\text{für KLED „kurz“ } k_{mod} = 0,9 \quad \gamma_{Global} = \frac{1,45 \cdot 1,3}{0,9} = 2,1$$

Die in DIN 1052 A/1:1996-10 aufgeführten Klassen MS 7 – MS13 werden nach der Neufassung der DIN 4074:2003 direkt in die Festigkeitsklassen C sortiert. Somit ist für diese Sortierung kein Vergleich möglich.

Nach DIN 1052 A/1:1996-10 dürfen kombinierte Brettschichtholzträger als Biegeträger eingesetzt werden. Damit können die Vergleichswerte der **Tabelle 7** herangezogen werden, da sowohl für die homogenen als auch die kombinierten Brettschichtholzträger die Biegefestigkeiten und die Schubfestigkeiten gleich sind.

Die Verhältniswerte der **Tabellen 6** und **7** sind für $k_{mod} = 0,8$ mit 1 zu vergleichen. Wird der nach alter Norm geltende Lastfall HZ berücksichtigt, so sind in diesem Fall die Werte für $k_{mod} = 0,9$ mit 1,25 zu vergleichen. Die Auswertung ergibt, dass durch die genauere Berechnung in der Praxis keine Materialeinsparung möglich ist. Im Gegenteil: es werden künftig größere Querschnitte erforderlich.

Beanspruchung	Bau- stoffe		Rechen- werte		$\frac{f_k/\gamma_{Global}}{zul\sigma} = \frac{zul\sigma_{neu}}{zul\sigma_{alt}}$	
	neu	alt	f_k	zul σ	$k_{mod} = 0,8$	$k_{mod} = 0,9$
Biegung	C16	S7	16	7	0,97	1,09
Zug			10	0	–	–
Druck parallel			17	6	1,21	1,35
Schub			2	0,9	0,95	1,06
Biegung	C24	S10	24	10	1,02	1,14
Zug			14	7	0,85	0,95
Druck parallel			21	8,5	1,05	1,18
Schub			2	0,9	0,95	1,06
Biegung	C30	S13	30	13	0,98	1,10
Zug			18	9	0,85	0,95
Druck parallel			23	11	0,75	1,00
Schub			2	0,9	0,95	1,06

Tabelle 6: Vergleich der Beanspruchbarkeiten von Nadelvollholz nach DIN 1052:1988-04/A1:1996-10 und DIN 1052:2008-12 (nach Milbrandt)

Beanspruchung	Bau- stoffe		Rechen- werte		$\frac{f_k/\gamma_{Global}}{zul\sigma} = \frac{zul\sigma_{neu}}{zul\sigma_{alt}}$	
	neu	alt	f_k	zul σ	$k_{mod} = 0,9$	$k_{mod} = 0,8$
Biegung	GL24h	BS11	24	11	0,93	1,04
Zug			16,5	8,5	0,83	0,92
Druck parallel			24	8,5	0,93	1,34
Schub			2,5	1,2	0,89	0,99
Biegung	GL28h	BS14	24	14	0,73	0,82
Zug			19,5	10,5	0,85	0,88
Druck parallel			26,5	11	0,79	1,15
Schub			2,5	1,2	0,89	0,99
Biegung	GL32h	BS16	32	16	0,85	0,95
Zug			22,5	11	0,87	0,97
Druck parallel			29	11,5	1,07	2,52
Schub			2,5	1,3	0,82	0,92
Biegung	GL36h	BS18	36	18	0,85	0,95
Zug			26	13	0,85	0,95
Druck parallel			31	13	1,01	1,14
Schub			2,5	1,3	0,82	0,92

Tabelle 7: Vergleich der Beanspruchbarkeiten von Brettschichtholz nach DIN 1052:1988-04/A1:1996-10 und DIN 1052:2008-12 (nach Milbrandt)

4 Schnittgrößen und Verformungen

In diesem Abschnitt der Norm sind allgemeine Regelungen, Vereinfachungen und Näherungen zur Ermittlung der Schnittgrößen und Verformungen angegeben. An dieser Stelle können nur die wesentlichen Änderungen gegenüber der bisherigen Berechnungsmethode genannt werden.

4.1 Allgemeines

Der Einfluss des nichtlinearen Verhaltens und des Baugrundes darf vernachlässigt werden, wenn sich die Schnittkräfte nicht mehr als 10 Prozent ändern. In Grenzfällen ist durch Berechnung nach Theorie 2. Ordnung unter Einbeziehung der Baugrundverformungen zu überprüfen, ob die Bedingung eingehalten ist.

Die aus linear-elastischem Verhalten ermittelten Biegemomente von Stabwerken dürfen um maximal 10 Prozent ihres Größtwertes umgelagert werden. Das Gesamtgleichgewicht des Systems muss gewährleistet sein. Diese Regelung ersetzt und verallgemeinert die Erhöhung der zulässigen Biegespannung über den Innenstützen von Durchlaufträgern. Der Einfluss der Umlagerung auf die Schnittkräfte des Systems ist zu verfolgen. Dies gilt insbesondere für die Bemessung der Biegung und der Querkraft sowie der Verbindungen.

Weiterhin sind Angaben über Bauteile aus mehreren nebeneinanderliegenden Bauteilen (Flächentragwerke) enthalten, die durch kontinuierliche Lastverteilungssysteme miteinander verbunden sind. Die Bemessungswerte der Festigkeit können um 10 % erhöht werden. Der Nachweis der Lastverteilungssysteme darf bei einer kurzen Lasteinwirkungsdauer mit dem Teilsicherheitsbeiwert $\gamma_M = 1$ geführt werden.

4.2 Steifigkeitskennwerte

Für Nachweise im Grenzzustand der Gebrauchstauglichkeit sind die Mittelwerte E_{mean} , G_{mean} und die Verschiebungswerte K_{ser} zu verwenden.

Beim Nachweis im Grenzzustand der Tragfähigkeit sind die Steifigkeitskennwerte durch den Teilsicherheitsbeiwert γ_M zu dividieren.

$$E = \frac{E_{mean}}{\gamma_M}; G = \frac{G_{mean}}{\gamma_M}; K = \frac{K_{u,mean}}{\gamma_M}$$

DIN 1052:2008-12 Gl (4)

$$K_{u,mean} = \frac{2}{3} \cdot K_{ser} \quad \text{DIN 1052:2008-12} \quad \text{Gl (4)}$$

Diese Regelung ersetzt bei statisch unbestimmten Tragwerken eine Grenzwertbetrachtung. Die unteren Quantilwerte sind mit E_{05} , G_{05} in den Tabellen angegeben. Die oberen Quantilwerte sind nicht definiert.

Die Steifigkeitskennwerte E_{05} , G_{05} werden bei den Stabilitätsnachweisen (Knicken, Kippen) benötigt. Dort ist der untere Grenzwert der Steifigkeit von Bedeutung.

4.3 Zeitabhängige Verformungen

Die zeitabhängigen Verformungen (Kriechen) sind in DIN 1052:2008-12 (DIN 1052:2004-8) völlig neu geregelt. In der alten Fassung der Norm wurde der Einfluss weit unterschätzt. Im Gegensatz zu DIN 1052:1988/1996 ist der Einfluss des lastabhängigen Kriechens nunmehr für den Eigenlastanteil unabhängig von seinem Anteil an der Gesamtlast zu berücksichtigen (**Abb. 3**).

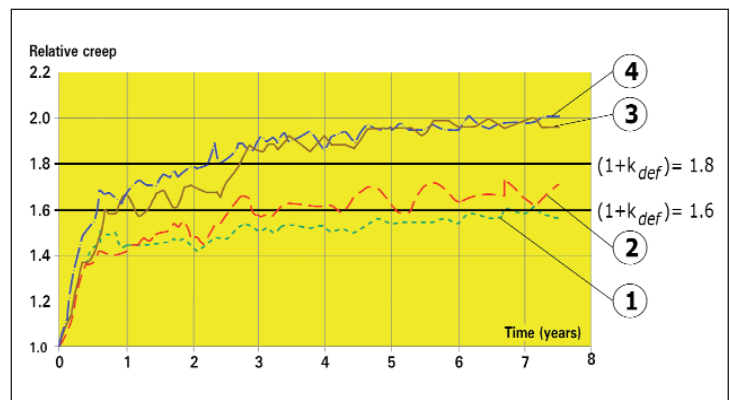


Abb. 3: Kriechverformungen von Balken aus unterschiedlichen Holzwerkstoffen bei einer Dauerbeanspruchung von 20 N/mm² gemessen über 8 Jahre (aus [6]- Lagerung im Freien unter Dach)
1: Vollholz Fichte; 2: Brettschichtholz; 3 Furnierschichtholz; 4: Holzwerkstoffträger Doppel-T-Profil

Die Gesamtverformung ergibt sich aus der elastischen Verformung w_{inst} und der Kriechverformung $k_{def} \cdot w_{inst}$. Die Werte k_{def} sind vom Werkstoff und dem Umgebungsklima (Nutzungsklasse) abhängig. Sie sind der Tabelle F.2 zu entnehmen.

Unter den ständigen Einwirkungen, die in voller Höhe kriecherzeugend sind, ergibt sich damit:

$$w_{G,fin} = w_{G,inst} \cdot (1+k_{def}) \quad \text{DIN 1052:2008-12} \quad \text{Gl (6)}$$

Bei den veränderlichen Einwirkungen ist nur der quasi-ständige Anteil kriecherzeugend. Dieser ist in DIN 1055-100:2001-03 Tabelle A.2 mit dem Faktor ψ_2 angegeben. Die entsprechenden Formeln werden beim Nachweis der Gebrauchstauglichkeit erläutert.

4.4. Linearelastische Berechnung von Einzelstäben

Die Berechnung nach dem Ersatzstabverfahren (früher ω -Verfahren) ist bei den Nachweisen im Grenzzustand der Tragfähigkeit angegeben.

Die Norm gibt nun eine Mindeststeifigkeit von Einzelabstützungen zur Unterteilung der Knicklänge an.

$$K_{u,\text{mean}} = \frac{4 \cdot \pi^2 \cdot E_{0,\text{mean}} \cdot I}{a^3} \quad \text{DIN 1052:2008-12} \quad \text{GI (10)}$$

$E_{0,\text{mean}} \cdot I$ ist dabei die Biegesteifigkeit des Stabes.

Die Mindeststeifigkeit der Abstützung ist unabhängig von der Belastung des Stabes. Sie gilt daher auch für sehr gering beanspruchte Bauteile.

Die durch Imperfektionen entstehenden Ersatzlasten

$$F_d = \frac{N_d}{50} \cdot (1 - k_c) \quad \text{für Vollholz und Balkenschichtholz} \quad \text{DIN 1052:2008-12} \quad \text{GI (11)}$$

$$F_d = \frac{N_d}{80} \cdot (1 - k_c) \quad \text{für Brett- und Furnierschichtholz} \quad \text{DIN 1052:2008-12} \quad \text{GI (12)}$$

N_d = Normalkraft im Stab

sind mit dem Knickbeiwert k_c verknüpft. Nicht knickgefährdete Bauteile ($k_c = 1$) geben keine Seitenlast ab.

Neu aufgenommen ist eine vereinfachte Berechnung des Torsionsmomentes an der Gabel des Auflagers eines Biegeträgers.

$$M_{\text{tor},d} = M_d / 80 \quad \text{DIN 1052:2008-12} \quad \text{GI (14)}$$

Das Torsionsmoment ergibt sich aus einer seitlichen Auslenkung des Trägers. Die Gabellagerung des Trägers ist für dieses Moment auszulegen.

Die Berechnung der Seitenlasten q_d (früher q_s) wurde einheitlicher gestaltet.

Bei der Seitenlast aus dem Biegemoment wird die Normalkraft aus dem Biegemoment bestimmt.

$$N_d = (1 - k_m) \cdot \frac{M_d}{h} \quad \text{DIN 1052:2008-12} \quad \text{GI (15)}$$

k_m ist der Kippbeiwert des nicht ausgesteiften Trägers

M_d ist der Bemessungswert des größten Biegemomentes im Träger

4.5 Nichtlineare elastische Berechnung (Theorie 2. Ordnung)

Die Berechnung nach Theorie 2. Ordnung ist gegenüber der alten Fassung der Norm stark vereinfacht. Die Lasterhöhungsbeiwerte $\gamma_1 = 2,0$ und $\gamma_2 = 3,0$ sind entfallen. Die Berechnung erfolgt nach DIN 1055-100 mit den Teilsicherheitsbeiwerten γ_G und γ_Q sowie den Beiwerten ψ .

Für in der Berechnung anzusetzende Vorverkrümmung und Vorverdrehung gelten gegenüber der alten Fassung etwas andere Werte.

4.6 Biege- und Druckbeanspruchungen von Verbundträgern und Tafeln

Im Abschnitt *Allgemeines* sind grundlegende Regelungen für die Verbundträger – auch Holz-Beton-Verbund – angegeben.

Die mitwirkende Breite ist in DIN 1052:2008-12, Tabelle 5, unter Berücksichtigung der Schubverformung und des Ausbeulens angegeben.

Unter Ziffer 8.6.1 (14) sind Angaben über Aussparungen in mittragenden Beplankungen gemacht, die ohne weitere Nachweise angeordnet werden dürfen.

4.7 Verbundbauteile aus nachgiebig miteinander verbundenen Bauteilen

Das γ -Verfahren für nachgiebig verbundene Bauteile wurde beibehalten. Damit ergeben sich in diesem Teil nur unwesentliche Änderungen.

Die Verschiebungsmoduln der einzelnen Verbindungsmittel sind in der Tabelle G.1 allgemein geregelt. Sie sind von der Rohdichte und dem Durchmesser der Verbindungsmittel abhängig.

Für den Nachweis im Grenzzustand der Tragfähigkeit sind die Werte

$$K = \frac{K_{u,\text{mean}}}{\gamma_M} = \frac{2}{3} \cdot \frac{K_{\text{ser}}}{\gamma_M} = 0,5 \cdot K_{\text{ser}} \quad \text{siehe DIN 1052:2008-12} \quad \text{GI (4)}$$

zu verwenden. Für den Nachweis im Grenzzustand der Gebrauchstauglichkeit sind die Werte K_{ser} einzusetzen.

4.8 Vereinfachte Berechnung von scheibenartig beanspruchten Tafeln

Die Nachweise für Scheiben sind gegenüber der DIN 1052:1988-04 völlig neu geregelt. Die Norm

gibt eine vereinfachte Berechnung für Decken- und Wandtafeln (-scheiben) an.

Die Tafeln bestehen aus Rippen und einer Beplankung. Es dürfen alle in der Norm angegebenen Holzwerkstoffe verwendet werden, sofern die für die Nachweise erforderlichen Kennwerte ($f_{h,k}$ – charakteristischer Wert der Lochleibungsfestigkeit des Verbindungsmittels, $f_{v,k}$ – charakteristische Schubfestigkeit und $f_{c,0,d}$ – charakteristische Druckfestigkeit) vorliegen. Dies gilt damit auch für Gipskartonplatten. Vor einer allgemeinen Anwendung dieser Scheiben wird jedoch gewarnt, da die Gipskartonplatten bei den Bauherren, den Architekten und dem Ausbaugewerbe (Sanitär, Elektrik) nicht als tragende Bauteile bekannt sind.

Anstelle der Beplankung kann auch eine diagonal verlegte Schalung verwendet werden. Die Anordnung der Schalung ist in der Norm angegeben.

Die Deckentafeln dürfen dabei als frei aufliegende Träger oder Kragträger berechnet werden. Die Rippen dürfen in Lastrichtung oder senkrecht dazu verlaufen. In der Norm sind die Verbindungen der Platten untereinander und mit den Rippen geregelt. Unter bestimmten Bedingungen dürfen bei Deckentafeln auch nicht unterstützte Stöße (schwebende Stöße) der Beplankungen vorhanden sein.

Die Beplankung darf auch bei Wandscheiben einmal in der Höhe gestoßen werden. Die Stöße müssen in diesem Fall unterstützt werden.

Der Einfluss der Stöße, der Lasteinleitung usw. wird in dem vereinfachten Nachweis durch Abminderungsfaktoren erfasst.

Werden bei den Wandelementen die lotrechten Lasten über die Rippen und die Beplankungen abgeleitet – vertikale Scheibenbeanspruchung –, so darf der Einfluss der Imperfektionen in Form einer Schrägstellung durch eine horizontale Ersatzlast F_d berücksichtigt werden.

$$F_d = \frac{q_d \cdot \ell}{70} \quad \text{DIN 1052:2008-12} \quad \text{Gl (39)}$$

q_d = Linienlast am Kopf der Wandtafel
 ℓ = Länge der Wandtafel

Die Schrägstellung ist mit $1/70$ der Tafelhöhe angesetzt. Bei einer 2,80 m hohen Wandtafel entspricht diese Schrägstellung einer horizontalen Auslenkung von 4 cm (**Abb. 4**).

Die Ersatzlast ist, dem Normtext zufolge, nur dann anzuwenden, wenn die vertikalen Lasten sowohl über die Rippen als auch über die Beplankun-

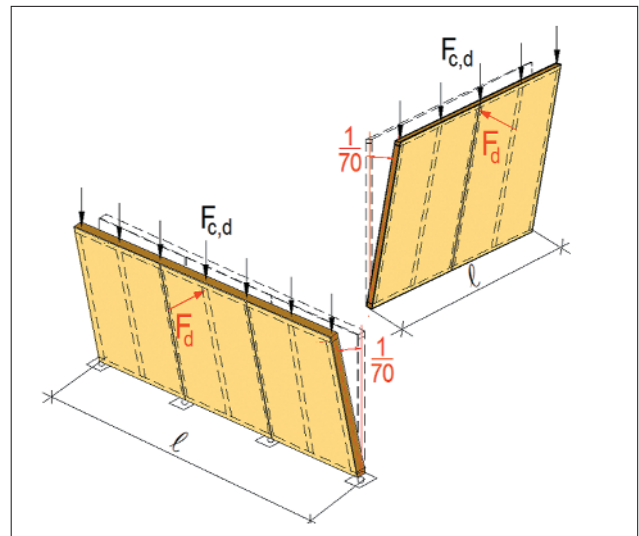


Abb. 4: Schrägstellung der Wände und die hieraus entstehenden Umlenkräfte F_d ($q_d = \sum F_{c,d}/\ell$)

gen abgetragen werden. Für die in der Praxis übliche Betrachtung – lotrechte Lasten nur über die Rippen, horizontale Lasten über die Beplankungen und die Rippen – ist keine Angabe gemacht. Andererseits sind die Schrägstellungen von dem Berechnungsmodell unabhängig, sodass die Ersatzlast bei gleichem Ansatz der Imperfektionen nach Meinung des Verfassers auch für diese Bauweise gilt.

4.9 Stabtragwerke

Bei der Ermittlung der Schnittkräfte und der Beanspruchungen in den Verbindungen von Stabwerken sind die Verformungen der Stäbe und Verbindungen (Nachgiebigkeit), der Einfluss der Auflagerausmitten sowie die Steifigkeit der Unterkonstruktion zu berücksichtigen (DIN 1052:2008-12 8.8.1 (1)).

Diese Regelung gilt für alle Stabwerke, mit Ausnahme von Fachwerken, die den nachfolgenden Bedingungen genügen (DIN 1052:2008-12 Ziffer 8.8.2):

- ein Teil der Auflagerfläche liegt unterhalb des Auflagerknotenpunktes;
- die Höhe des Fachwerkträgers in Feldmitte ist größer als 15 % seiner Spannweite und größer als das 7-fache der größten Gurthöhe;
- der kleinste Winkel einer Verbindung zwischen Ober- und Untergurt beträgt mindestens 15° .

In diesem Abschnitt sind die Verbindungen der Stäbe direkt und indirekt (über Verbindungselemente) definiert. Weiterhin sind Regelungen über die Abbildung von Exzentrizitäten der Stabachsen sowie der Anschlüsse für das Rechenprogramm angegeben.

Im Bereich der Auflager und von Anschlüssen darf der Momentenverlauf durchlaufender Gurte ent-

sprechend der Annahme einer konstanten Querlast parabelförmig abgerundet werden (DIN 1052:2008-12 8.8.3 (1)). Mit dieser Regelung wird die gegenüber der alten Norm entfallene Erhöhung der zulässigen Biegespannung etwas ausgeglichen.

Weitere Regelungen in diesem Abschnitt betreffen die Nachweise der Schubspannungen und Querkzugbeanspruchungen in den Stäben.

4.10 Flächentragwerke

Die Flächentragwerke können in ihrer Ebene als Scheiben oder rechtwinklig dazu als Platten belastet werden. Die Berechnung erfolgt nach der Verbundtheorie und der Schubanalogie. Die Formeln sind im Anhang D angegeben.

Bei der Berechnung der Flächentragwerke (z. B. aus Brettern und Bohlen in Form von Brettstapeln oder Brettsperrholzelementen) ist die Übertragung der Schubkraft zu beachten (Rollschub). Die charakteristischen Rollschubfestigkeiten $f_{R,k}$ sind in den Tabellen F.5 Nadelholz und F.9 Brettstichholz angegeben.

Für Flächen aus lotrecht stehenden Nadelholzlammellen enthält die Tabelle F.23 mittlere Steifigkeitswerte ($E_y, E_x; G_{xz}/E_x, G_{xy}/E_x$ und G_{yz}/G_{xz}) für genagelte, vorgespannte und geklebte Lamellen.

5 Nachweise im Grenzzustand der Gebrauchstauglichkeit

5.1 Allgemeines

Die Gebrauchstauglichkeit eines Gebäudes oder eines Bauteils wird nach DIN 1052:2008-12 über die Begrenzungen der Verformungen und/oder der Schwingungen geregelt. Die Grenzwerte sind als Empfehlungen angegeben. Sie können je nach Nutzung des Gebäudes unterschritten, aber auch überschritten werden. Sie sind aber zivilrechtlich gefordert und sollten, falls keine Vereinbarungen getroffen wurden, eingehalten werden.

Der Einfluss einer ungewollten Laststeigerung bzw. einer Überlastung spielt keine Rolle, daher wird mit den Sicherheitsfaktoren $\gamma_G = \gamma_Q = 1$ gerechnet. Dafür wird das Kriechen des Holzes für die quasi-ständige Belastung berücksichtigt.

Bei der Berechnung der Verformungen werden die Mittelwerte E_{mean} und die Verschiebungsmoduln der Verbindungsmittel K_{ser} verwendet.

Dies bedeutet, dass die Berechnungen getrennt jeweils für den Nachweis im Grenzzustand der Gebrauchstauglichkeit und der Tragfähigkeit durchgeführt werden müssen.

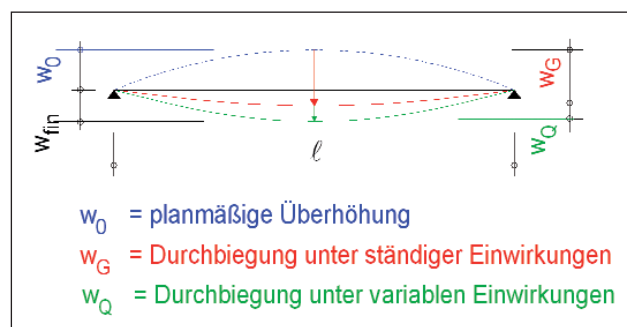


Abb. 5: Bezeichnungen der Durchbiegungen nach DIN 1052:2008-12

5.2 Durchbiegungen

Die Durchbiegungen sind für die einzelnen Einwirkungen (ständige Last; Schnee-, Wind-, Nutzlast) getrennt zu ermitteln (Abb. 5) und nach den Kombinationsregeln der DIN 1055-100 zu überlagern.

Nach den 1052:2008-12 sind zwei Nachweise des Grenzzustandes der Gebrauchstauglichkeit zu führen.

1. Nachweis in der charakteristischen (seltenen) Bemessungssituation:

Die Begrenzung in dieser Bemessungssituation soll Schäden an Trennwänden, Installationen, Bekleidungen oder dgl. vermeiden.

Begrenzung der Verformung (Durchbiegung) unter variablen Einwirkungen $w_{Q,inst} \leq \ell/300$ (Kragträger $\ell_k/150$)

$$w_{Q,inst} = w_{Q,1} + \sum \psi_{0,i} \cdot w_{Q,i}$$

Begrenzung der Verformungen unter variablen Einwirkungen und den Kriechverformungen $w_{fin} - w_{G,inst} \leq \ell/200$ (Kragträger $\ell_k/100$)

$$w_{fin} = (1 + k_{def}) \cdot w_{G,inst} + (1 + \psi_{2,1} \cdot k_{def}) \cdot w_{Q,1} + \sum (\psi_{0,i} + \psi_{2,i} \cdot k_{def}) \cdot w_{Q,i}$$

2. Nachweis in der quasi-ständigen Bemessungssituation:

Die Begrenzung in der quasi-ständigen Situation soll die allgemeine Benutzbarkeit und das Erscheinungsbild gewährleisten.

$$w_{fin} - w_0 = (1 + k_{def}) \cdot w_{G,inst} + \sum \psi_{2,i} \cdot (1 + k_{def}) \cdot w_{Q,i} - w_0$$

Die Überhöhung w_0 eines Bauteils geht damit nur beim Nachweis in der quasi-ständigen Bemessungssituation ein.

5.3 Schwingungsnachweis

Die Angaben in DIN 1052:2008-12 9.3 gelten nur für Wohnungstrenndecken. Für Decken unter beispielsweise Turn-, Sport- oder Tanzräumen sind besondere Untersuchungen durchzuführen.

Holzbalkendecken können schon durch eine normale Nutzung zu Schwingungen angeregt werden, die als unangenehm empfunden werden. Zur Vermeidung dieser Schwingungen soll die Durchbiegung unter der quasi-ständigen Einwirkung nicht mehr als $w = 6 \text{ mm}$ betragen. Diese Forderung entspricht einer Eigenfrequenz von 7,3 Hertz. Die Eigenfrequenz ist damit niedriger als im Eurocode gefordert. Dies wird mit den in Deutschland üblichen Deckenauflagen begründet.

Die Durchbiegungen sind am ideellen Einfeldträger zu ermitteln. Bei durchlaufenden Systemen ist die Untersuchung am Teilstück mit der größten Feldlänge durchzuführen. Die elastischen Einspannungen in die Nachbarfelder dürfen berücksichtigt werden. Dies kann entweder durch eine federnde Einspannung der Ränder oder nach **Abb. 6** durch die Lastanordnung erfolgen.

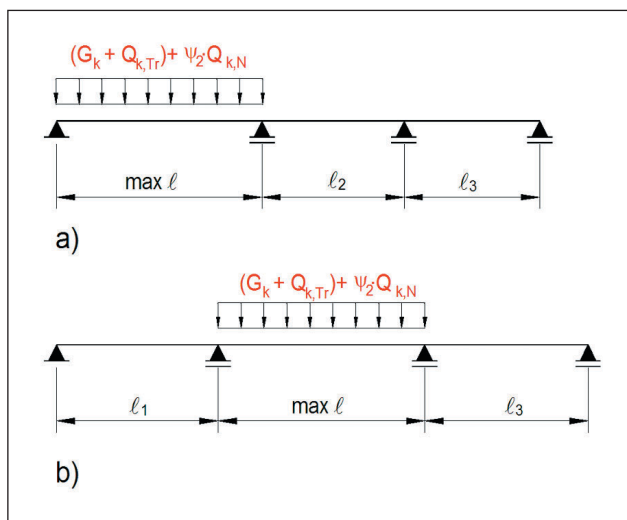


Abb. 6: Lastansatz zur Ermittlung der Durchbiegung beim Mehrfeldträger

Die Trennwände sind in **Abb. 6** näherungsweise als ständige Lasten angesetzt. Bei genauer Berechnung sind das Gewicht und die Stellung der Trennwände zu beachten.

Die Erläuterungen zu DIN 1052:2004-08 [1] enthalten weitergehende Berechnungsverfahren und Hinweise.

6 Nachweise im Grenzzustand der Tragfähigkeit

6.1 Allgemeines

Beim Nachweisen im Grenzzustand der Tragfähigkeit wird der Bemessungswert der Einwirkung dem Bemessungswert der Festigkeit (Tragfähigkeit) gegenübergestellt.

Die Norm enthält vereinfachte Nachweise für druck- und biegebeanspruchte Bauteile (Ersatzstabverfahren).

Im Folgenden sind nur die gegenüber der Fassung 1988/1996 geänderten Nachweise aufgeführt.

6.2 Zug unter einem Winkel α

Zugbeanspruchungen schräg zur Faserrichtung sind nur für Sperrholz, Brettsperrholz, OSB-Platten und Furnierschichtholz mit Querlagen geregelt. Der Bemessungswert der Festigkeit in Faserrichtung wird durch den Faktor k_α abgemindert.

$$k_\alpha = \frac{1}{\frac{f_{t,0,d}}{f_{t,90,d}} \cdot \sin^2 \alpha + \frac{f_{t,0,d}}{f_{v,d}} \cdot \sin \alpha \cdot \cos \alpha + \cos^2 \alpha}$$

DIN 1052:2008-12 Gl (45)

Schräg zur Faserrichtung auf Zug beanspruchte Bauteile aus Nadelvollholz und für Brettschichtholz sind damit nicht geregelt.

6.3 Druck rechtwinklig zur Faserrichtung

Die folgende Bedingung muss erfüllt sein:

$$\frac{\sigma_{c,90,d}}{k_{c,90} \cdot f_{c,90,d}} \leq 1 \text{ mit } \sigma_{c,90,d} = \frac{F_{c,90,d}}{A_{ef}}$$

DIN 1052:2008-12 Gl (47) und (48)

Beim Druck senkrecht zur Faserrichtung darf das Maß der tatsächlichen Aufstandsfläche ℓ_{ef} in Fa-

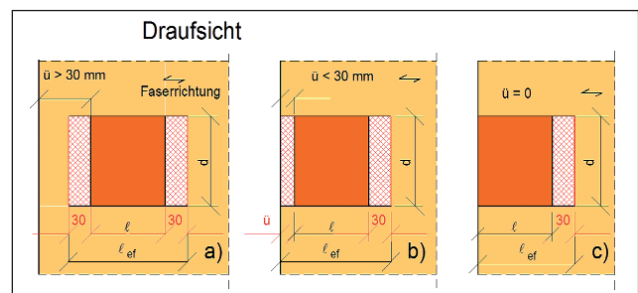


Abb. 7: Maßgebende Breite ℓ_{ef} bei Querdruckbeanspruchung

serrichtung des Holzes an jedem Rand um 30 mm, jedoch nicht mehr als ℓ verlängert werden (**Abb. 7**).

$A_{ef} = \ell_{ef} \cdot d =$ wirksame Querdruckfläche,

Der Faktor $k_{c,90}$ ist vom Material und von der Art der Druckbeanspruchung abhängig. DIN 1052:2008-12 unterscheidet zwischen dem Schwellendruck (**Abb. 8**) und dem Auflagerdruck (**Abb. 9**).

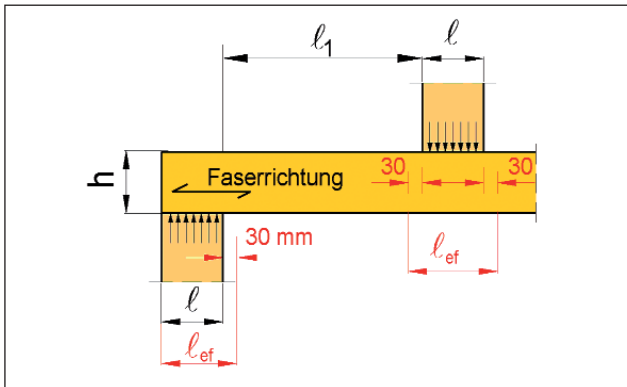


Abb. 8: Schwellendruck (DIN 1052:2008-12, Bild 19)

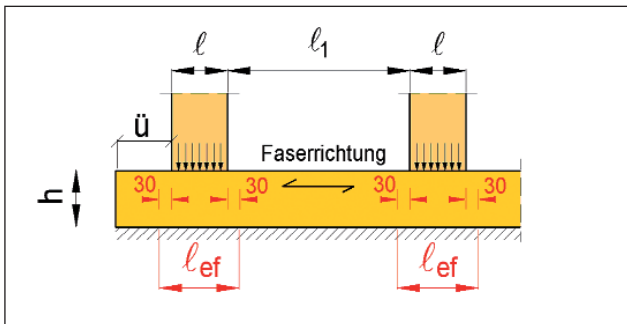


Abb. 9: Auflagerdruck (DIN 1052:2008-12 Bild 19)

6.4 Druck unter einem Winkel α

Beim Druck unter einem Winkel α muss folgende Bedingung erfüllt sein:

$$\frac{\sigma_{c,\alpha,d}}{k_{c,\alpha} \cdot f_{c,\alpha,d}} \leq 1 \text{ mit } \sigma_{c,\alpha,d} = \frac{F_{c,\alpha,d}}{A_{ef}} \quad \text{DIN 1052:2008-12 Gl (49) und (50)}$$

$$k_{c,\alpha} = 1 + (k_{c,90} - 1) \cdot \sin \alpha \quad \text{DIN 1052:2008-12 Gl (51)}$$

$$f_{c,\alpha,d} = \frac{f_{c,0,d}}{\sqrt{\left(\frac{f_{c,0,d}}{f_{c,90,c}} \cdot \sin^2 \alpha \right)^2 + \left(\frac{f_{c,0,d}}{1,5 \cdot f_{v,d}} \cdot \sin \alpha \cdot \cos \alpha \right)^2 + \cos^4 \alpha}} \quad \text{DIN 1052:2008-12 Gl (52)}$$

Dabei darf für Nadelvollholz, Brettschichtholz und Balkenschichtholz der Bemessungswert der

Schubfestigkeit $f_{v,d}$ in Gl (52) um 40 Prozent erhöht werden (DIN 1052:2008-12 10.2.4).

Das Bild 20 der Norm gibt die Berechnung der effektiven Auflagerlängen ℓ_{ef} für Druck unter einem Winkel α an.

6.5 Biegung

Beim Nachweis der Biegung um zwei Achsen (Doppelbiegung) darf ein Momentenanteil reduziert werden.

Es gilt

$$\frac{\sigma_{m,y,d}}{f_{m,y,d}} + k_{red} \cdot \frac{\sigma_{m,z,d}}{f_{m,z,d}} \leq 1,0 \quad \text{DIN 1052:2008-12 Gl (53)}$$

$$\text{und } k_{red} \cdot \frac{\sigma_{m,y,d}}{f_{m,y,d}} + \frac{\sigma_{m,z,d}}{f_{m,z,d}} \leq 1,0 \quad \text{DIN 1052:2008-12 Gl (53) und (54)}$$

$k_{red} = 0,7$ für Rechteckquerschnitte mit $h/b \leq 4$ aus Vollholz, Brett- und Balkenschichtholz

Die Bemessungswerte der Biegefestigkeit $f_{m,y,d}$ und $f_{m,z,d}$ können unterschiedliche Werte aufweisen. Z. B. bei homogenem Brettschichtholz mit mehr als 4 Lamellen und Höhe h kleiner 600 mm (siehe Fußnoten DIN 1052:2008-12 Tabelle F.9)

6.6 Biegung und Druck

Bei Biegung und Druck ohne Stabilitätsgefahr darf der Druckanteil verringert werden.

$$\left[\frac{\sigma_{c,0,d}}{f_{c,0,d}} \right]^2 + \frac{\sigma_{m,y,d}}{f_{m,y,d}} + k_{red} \cdot \frac{\sigma_{m,z,d}}{f_{m,z,d}} \leq 1 \quad \text{DIN 1052:2008-12 Gl (57)}$$

$$\text{und } \left[\frac{\sigma_{c,0,d}}{f_{c,0,d}} \right]^2 + k_{red} \cdot \frac{\sigma_{m,y,d}}{f_{m,y,d}} + \frac{\sigma_{m,z,d}}{f_{m,z,d}} \leq 1 \quad \text{DIN 1052:2008-12 Gl (58)}$$

6.7 Schub aus Querkraft

Die maßgebende Querkraft darf – bei Belastung von oben und Stützung von unten – im Abstand h (Trägerhöhe über der Auflagermitte) vom Auflagergerrand angenommen werden (früher $h/2$).

Bei Einzellasten darf der Nachweis bei diesen Trägern mit einer reduzierten Querkraft $V_{red} = V \cdot e / (2,5 \cdot h)$ für $e \leq 2,5 \cdot h$ geführt werden (früher $2 \cdot h$)

Neu aufgenommen ist der Nachweis der Schubbeanspruchung bei Doppelbiegung.

$$\left(\frac{\tau_{y,d}}{f_{v,d}}\right)^2 + \left(\frac{\tau_{z,d}}{f_{v,d}}\right)^2 \leq 1 \quad \text{DIN 1052:2008-12 Gl (60)}$$

6.8 Schub aus Querkraft und Torsion

Bei der Kombination muss folgende Bedingung erfüllt sein:

$$\frac{\tau_{\text{tor},d}}{f_{v,d}} + \left(\frac{\tau_{y,d}}{f_{v,d}}\right)^2 + \left(\frac{\tau_{z,d}}{f_{v,d}}\right)^2 \leq 1 \quad \text{DIN 1052:2008-12 Gl (62)}$$

Die Festigkeiten für Schub und Torsion sind gleich.

6.9 Druckstäbe mit planmäßig mittigem Druck (Ersatzstabverfahren)

Der ω -Wert der Fassung 1988/996 wird durch den Knickbeiwert k_c ersetzt.

Der Knickbeiwert wird über den bezogenen Schlankheitsgrad $\lambda_{\text{rel},c}$ ermittelt. In die Formel geht die Schlankheit (Knicklänge ℓ_{ef} , Querschnittshöhe oder Breite), der charakteristische Wert der Druckfestigkeit in Faserrichtung und der 5 % Quantilwert des Elastizitätsmoduls ein.

6.10 Biegestäbe ohne Druckkraft

Biegestäbe müssen am Auflager gegen Verdrehen gesichert sein (siehe DIN 1052:2008-12 Gl (14))

Die folgende Bedingung muss erfüllt sein:

$$\frac{\sigma_{m,y,d}}{k_m \cdot f_{m,y,d}} \leq 1 \quad \text{DIN 1052:2008-12 Gl (67)}$$

Der Beiwert k_m entspricht dem früheren Beiwert k_b . Der Faktor 1,1 in DIN 1052:1988-04 Gl (47) ist entfallen.

Der Beiwert k_m wird über den bezogenen Kippschlankheitsgrad $\lambda_{\text{rel},m}$ berechnet. In diesem Wert gehen neben den geometrischen Größen die charakteristische Biegefestigkeit und die 5 % Quantilwerte des Elastizitäts- und Schubmoduls ein.

Bei Biegestäben aus Brettschichtholz darf das Produkt der 5 % Quantilen $E_{0,05} \cdot G_{05}$ mit dem Faktor 1,4 multipliziert werden (DIN 1052:2008-12 10.3.2 (4)).

Die bezogene Kippschlankheit ist in der DIN 1052:2008-12 für alle Querschnitte definiert. Für Rechteckquerschnitte ist die allgemeine Formel ausgewertet.

Neu aufgenommen in der Norm ist die folgende Vereinfachung.

Für Biegestäbe mit Rechteckquerschnitten und

$$\frac{\ell_{\text{ef}} \cdot h}{b^2} \leq 140 \quad \text{darf } k_m = 1 \text{ gesetzt werden.}$$

Dabei ist:

ℓ_{ef} = Stützweite bei gabelgelagerten Einfeldträgern, ansonsten nach DIN 1052:2004, Anhang E,
 b = Trägerbreite,
 h = Trägerhöhe.

In der Praxis bedeutet dies, dass der Kippnachweis in den meisten Fällen entfallen kann. Er wird nur bei höheren Brettschichträgern maßgebend.

6.11 Stäbe mit Biegung und Druck (Ersatzstabverfahren)

Die folgenden Bedingungen müssen erfüllt sein:

$$\frac{\sigma_{c,0,d}}{k_{c,y} \cdot f_{c,0,d}} + \frac{\sigma_{m,y,d}}{k_m \cdot f_{m,y,d}} + k_{\text{red}} \cdot \frac{\sigma_{m,z,d}}{f_{m,z,d}} \leq 1 \quad \text{DIN 1052:2008-12 Gl (71)}$$

$$\text{und } \frac{\sigma_{c,0,d}}{k_{c,z} \cdot f_{c,0,d}} + k_{\text{red}} \cdot \frac{\sigma_{m,y,d}}{k_m \cdot f_{m,y,d}} + \frac{\sigma_{m,z,d}}{f_{m,z,d}} \leq 1 \quad \text{DIN 1052:2008-12 Gl (72)}$$

$k_{\text{red}} = 0,7$ für Rechteckquerschnitte $h/b \leq 4$ und 1,00 für alle anderen Querschnitte

Mit dieser Bedingung wird der Nachweise gegenüber der DIN 1052:1988-04 wesentlich geändert.

Während früher beim Stabilitätsnachweis der größere ω -Wert einzusetzen war, wird nun eine differenzierte Betrachtung angestellt.

6.12 Nachweise bei Pultdach, Satteldach- und gekrümmte Träger

Diese Bauarten werden in der Regel in Brettschichtholz ausgeführt.

Wesentlich geändert wurden die Nachweise an den schräg zur Faserrichtung verlaufenden Rändern und der Zugspannungen senkrecht zur Faser am First. Der Nachweis der Beanspruchung an den schrägen Rändern wird mit Beiwerten geführt, die den Einfluss der gleichzeitig auftretenden Längs-, Schub- und Querspannungen berücksichtigen.

$$k_{\alpha,c} = \frac{1}{\sqrt{\left(\frac{f_{m,d}}{f_{c,90,d}} \cdot \sin^2 \alpha\right)^2 + \left(\frac{f_{m,d}}{f_{v,d}} \cdot \sin \alpha \cdot \cos \alpha\right)^2 + \cos^4 \alpha}}$$

DIN 1052:2008-12 Gl (82)

In der Fassung 2008-12 sind gegenüber der Fassung 2004-08 für die Schubfestigkeit $f_{v,k}$ Erhöhungsfaktoren für einzelne Holz- und Holzwerkstoffe angegeben.

Beim Nachweis der Beanspruchung am First geht neben der Zugfestigkeit unter einem Winkel von 90° der Einfluss der Spannungsverteilung in Trägerlängsrichtung (k_{dis}) das Höhenverhältnis ein.

$$\frac{\sigma_{t,90,d}}{k_{dis} \cdot \left(\frac{h_0}{h_{ap}}\right)^{0,3} \cdot f_{t,90,d}} + \left(\frac{\tau_d}{f_{v,d}}\right)^2 \leq 1$$

DIN 1052:2008-12 Gl (85)

Die Regelungen zur Bestimmung der Zugspannungen senkrecht zur Faserrichtung $\sigma_{t,90,d}$ wurden beibehalten.

Neu aufgenommen wurde die Forderung, dass die Querschnitte konstruktiv verstärkt werden müssen, wenn der Bemessungswert der Zugfestigkeit $f_{t,90,d}$ mehr als 60 % überschritten wird.

6.13 Nachweise für zusammengesetzte Bauteile (Verbundbauweisen)

Die Nachweise der Beanspruchungen wurden angepasst und präzisiert. Für die Stegträger sind Grenzwerte der Tragfähigkeit auf Querkraft in Abhängigkeit von der Trägergeometrie angegeben. Bei Einhaltung der Werte kann ein Beulnachweis entfallen.

6.14 Aus Holz- und Holzwerkstoffen zusammengesetzte Druckstäbe mit nachgiebigem Verbund und doppelsymmetrischem Querschnitt

Die Nachweise für die Rahmenstäbe wurden der neuen Schreibweise angepasst, sonst aber im Wesentlichen belassen.

6.15 Nachweise der Scheibenbeanspruchungen von Tafeln

Dieser Abschnitt der DIN 1052:2008-12 wurde völlig neu gefasst. Er enthält die Nachweise der Beplankung von Tafeln. Es geht z. B.:

$$f_{v,0,d} = \min \left\{ \begin{array}{l} k_{v1} \cdot R_d / a_v \\ k_{v1} \cdot k_{v2} \cdot f_{v,d} \cdot t \\ k_{v1} \cdot k_{v2} \cdot f_{v,d} \cdot 35 t^2 / a_r \end{array} \right\}$$

DIN 1052:2008-12 Gl (123)

$f_{v,0,d}$ = Bemessungswert der längenbezogenen Schubfestigkeit der Beplankung unter Berücksichtigung der Tragfähigkeit der Verbindung und der Platten und des Beulens,

k_{v1} = Faktor zur Berücksichtigung der Verbindung der Plattenränder mit den Rippen

k_{v2} = Beiwert zur Berücksichtigung der Zusatzbeanspruchung, (Einfluss der Einzellasten und der Exzentrizität der Plattenfläche und der Mittellinien der Rippen)

R_d = Bemessungswert der Tragfähigkeit der Verbindungsmittel

a_v = Abstand der Verbindungsmittel,

$f_{v,d}$ = Bemessungswert der Schubfestigkeit der Platten,

t = Dicke der Beplankung.

Beispiel 2: Nachweis einer Deckenscheibe (Abb. 10)

Nachweis einer Deckenscheibe über einem Bürogebäude

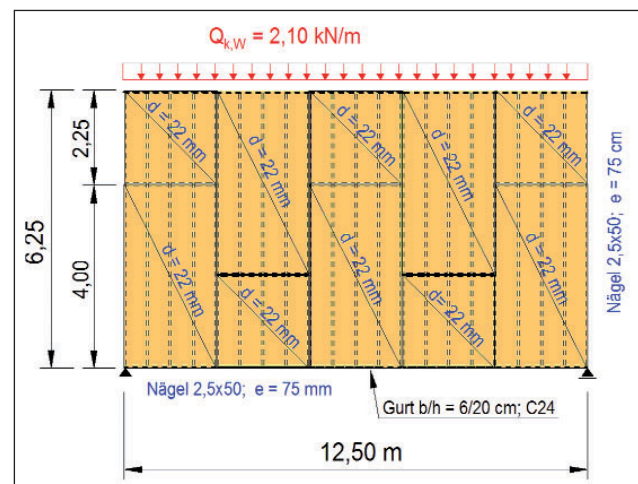


Abb. 10: System und Belastung der Deckenscheibe

Vorgaben: Nutzungsklasse 2; KLED „kurz“; Nadelholz der Festigkeitsklasse C24; Beplankung: OSB/3 nach DIN EN 13986; Bemessungswert der Tragfähigkeit der Nägel $R_d = 436$ N; Nagelabstand: $a_v = 75$ mm. Die Tafelhöhe beträgt $h_{Tafel} = 6,25$ m.

Die Bedingungen für die Ausführung von nicht unterstützten Stößen senkrecht zu den Deckenbalken und für den Ansatz der vollen Tafelhöhe sind eingehalten.

Schubfluss zwischen den Rippen (Balken) und der Beplankung:

$$s_{v,0} = \frac{\max V_d}{h_{Tafel}} = \frac{(1,5 \cdot 2,1) \cdot 12,50}{2 \cdot 6,25} = \frac{19,69}{6,25} = 3,15 \text{ kN/m}$$

$$f_{v,0,d} = \min \left\{ \begin{array}{ll} k_{v1} \cdot R_d / a_v & \text{Verbindungsmitel} \\ k_{v1} \cdot k_{v2} \cdot f_{v,d} \cdot t & \text{Schubbeanspruchung} \\ k_{v1} \cdot k_{v2} \cdot f_{v,d} \cdot 35 \cdot t^2 / a_r & \text{Beulen} \end{array} \right\}$$

$$= \left\{ \begin{array}{ll} 0,66 \cdot 436 / 75 & = 3,84 \text{ N/mm} \\ 0,66 \cdot 0,33 \cdot 3,66 \cdot 22 & = 17,54 \text{ N/mm} \\ 0,66 \cdot 0,33 \cdot 3,66 \cdot 35 \cdot 22^2 / 625 & = 21,61 \text{ N/mm} \end{array} \right\}$$

$k_{v1} = 0,66$ für freie Plattenränder (schwebende Stöße)
 $k_{v2} = 0,33$ für einseitige Beplankung

$$\frac{s_{v,0,d}}{f_{v,0,d}} = \frac{3,15}{3,84} = 0,82 < 1 \text{ Nachweis erfüllt}$$

7 Schlussbemerkung

In dieser Ausarbeitung konnte nur ein Teil der Norm vorgestellt und die Änderungen der Norm gegenüber der Fassung 1988-04 bzw. A/1:1996-10 dargestellt und kommentiert werden. Die Ausarbeitung enthält nur einen allgemeinen Überblick. Bei der Anwendung ist die Originalnorm, Kommentare, Praxis handbücher und dgl. hinzuzuziehen.

8 Literatur

- [1] Felkel, A.; Hemmer, K.; Lißner, K.; Radovic, B.; Rug, W.; Steinmetz, D.: DIN 1052 Praxishandbuch Holzbau (BDZ., Hrsg), Beuth- und WEKA-Verlag, Berlin/Augsburg 2005
- [2] Blaß, H.; Ehlbeck, J.; Kreuzinger, H.; Steck, G.: Erläuterungen zu DIN 1052:2004-08, DGfH, 2. Auflage München 2005
- [3] Lißner, K.; Rug, W.; Steinmetz, D.: DIN 1052:2008-12 Neue Grundlagen für Entwurf, Berechnung und Bemessung von Holzbauwerken, Teil 1: Material- und Werkstoffverhalten; In: Bautechnik 84 (2007) H. 8, S. 544- 558
- [4] Lißner, K.; Rug, W.; Steinmetz, D.: DIN 1052:2008-12 Neue Grundlagen für Entwurf, Berechnung und Bemessung von Holzbauwerken, Teil 2: Anwendungsbereich und holzbausepezifische Grundlagen des neuen Sicherheitskonzeptes; In: Bautechnik 85 (2008) H. 1 Seite 1 - 17
- [5] Lißner, K.; Rug, W.; Steinmetz, D.: DIN 1052:2004- Neue Grundlagen für Entwurf, Berechnung und Bemessung von Holzbauwerken, Teil 3: Bemessung von einteiligen Holzbau teilen; In: Bautechnik 85 (2008) H. 4 Seite 258 - 276
- [6] Martensson, A.: Short and longterm Deformations of Timber structures In: Thelandersson, S.; Larsen H.-J.: Timber Engineering, WILEY, West Sussex; 2003

Der Einfluss von Zwang, Rissbildung und Kriechen auf Schnittgrößen

Wie sich elastisch berechnete Schnittgrößen ändern und die Auswirkungen auf die Bemessung

Tragwerke aus Konstruktionsbeton sind einer Vielzahl von Einwirkungen und Beanspruchungen ausgesetzt. In der Tragwerksplanung sind diese Einflüsse zu berücksichtigen, ihre Erfassung stellt allerdings auch unter Einsatz von Computerprogrammen einen enormen Aufwand dar. Praxisübliche Software mit linearelastischen Materialansätzen bildet diese Effekte grundsätzlich nicht zutreffend ab. Dieser Beitrag soll zeigen, wie sich Kriechen, Schwinden, Rissbildung, Zwang und Umlagerungen auf die bemessungsrelevanten Schnittgrößen auswirken und wie diese Einflüsse im Rahmen der Tragwerksplanung behandelt werden können.

Prof. Dr.-Ing. Josef Hegger



machte 1979 sein Diplom an der Rheinisch-Westfälischen Technischen Hochschule in Aachen (RWTH), 1985 folgte die Promotion in Braunschweig; von 1985 bis 1993 war er bei der Philipp Holzmann AG tätig, seit 1993 ist er Inhaber des Lehrstuhls für Massivbau der RWTH Aachen

Dipl.-Ing. Guido Bertram



machte 2000 sein Diplom an der Rheinisch-Westfälischen Technischen Hochschule in Aachen; von 2000 bis Ende 2005 war er Mitarbeiter im Ingenieurbüro Hegger und Partner in Aachen und seit Anfang 2006 ist er wissenschaftlicher Mitarbeiter am Institut für Massivbau der RWTH Aachen

1 Einführung

Grundsätzliches Ziel einer Tragwerksplanung ist es, gebrauchstaugliche und standsichere Konstruktionen zu planen. Dies gilt sowohl für das gesamte Tragwerk als auch für einzelne Bauteile (Abb. 1). Zur üblichen Vorgehensweise gehört es, die Schnittgrößen der einzelnen Bauteile eines Tragwerks getrennt zu ermitteln, die Querschnittbemessung mit diesen Schnittgrößen durchzuführen und die konstruktive Durchbildung auf Einflüsse des Gesamttragwerks abzustimmen.

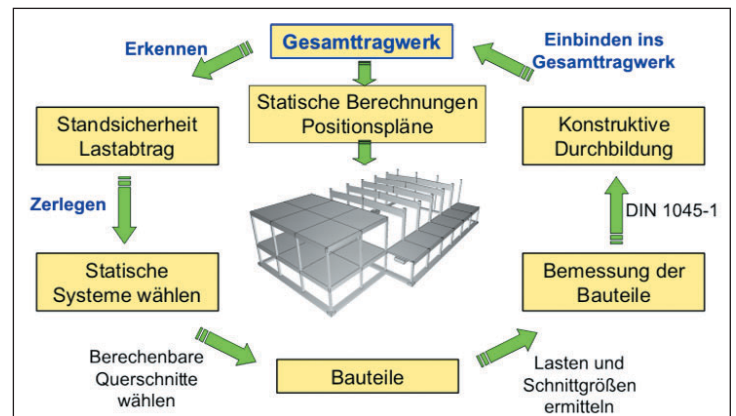


Abb. 1: Vereinfachtes Ablaufschema der Tragwerksplanung

Das Zerlegen in Bauteile führt zu einfachen statischen Systemen wie Durchlaufträgern oder Einzeldruckgliedern (Abb. 2). Hierbei werden Schnittgrößen wie etwa Einspannmomente am Ende eines Durchlaufträgers bei der Schnittgrößenermittlung durch Wahl eines Einspanngrades abgeschätzt, oder es werden die nicht erfassten Tragwirkungen bei der konstruktiven Durchbildung und Einbindung ins Gesamttragwerk konstruktiv abgedeckt. Mit zunehmender Leistungsfähigkeit der am Markt verfügbaren Finite-Elemente-Programme werden die statischen Systeme immer aufwendiger modelliert. Das einfache Beispiel aus Abb. 2 wird so zum Rahmentragwerk mit biegesteifen Knoten zwischen Stützen und Riegel auf einer elastischen Bettung (Abb. 3). Durch die Abbildung des Bodens hat jetzt die Boden-Bauwerk-In-

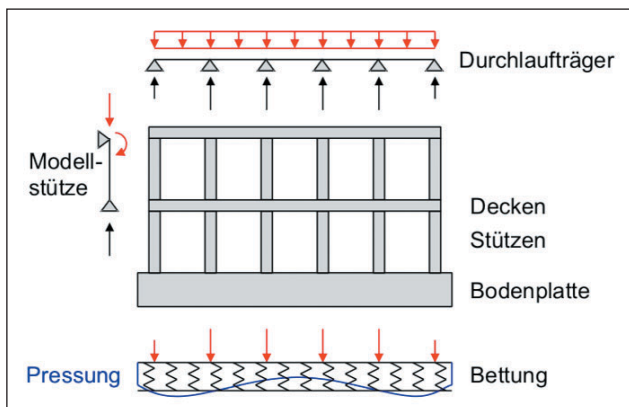


Abb. 2: Beispielhafte Zerlegung in Bauteile

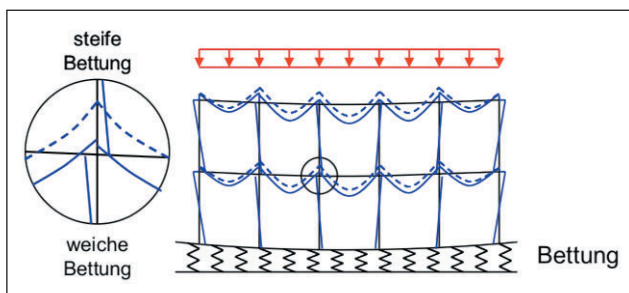


Abb. 3: Einfluss der Bettung auf Systemschnittgrößen

teraktion einen erheblichen Einfluss auf die Verteilung der Schnittgrößen im gesamten Tragwerk. Durch die sich einstellende Bettungmulde werden die rechnerischen Stützmomente verringert und die Feldmomente vergrößert. Bei entsprechend weicher Lagerung können die rechnerischen Stützmomente sogar ganz verschwinden.

Die Schnittgrößenermittlung nach klassischer Zerlegungsmethodik steht der moderneren FE-Methodik gegenüber. Planer stellen sich immer wieder die Frage: Welche dieser Vorgehensweisen ist zutreffender? Für welche Schnittgrößen ist zu bemessen und welcher Aufwand ist bei der Schnittgrößenermittlung gerechtfertigt bzw. erforderlich? Um diese Fragen zu beantworten, müssen im Wesentlichen drei Themenbereiche betrachtet werden:

- Schnittgrößen infolge Zwang- und Eigenspannungen,
- Umlagerung der Schnittgrößen infolge Rissbildung und
- Änderung der Zwangsschnittgrößen infolge zeitabhängigen Materialverhaltens.

2 Zwang- und Eigenspannungen

2.1 Unterscheidung zwischen Zwang- und Eigenspannungen

2.1.1 Zwangsspannungen

Zwangsspannungen treten nur in statisch unbestimmten Systemen auf. In **Abb. 4** ist der Zusammenhang zwischen dem statischen System und der Bildung von Zwangsschnittgrößen am Beispiel eines eingespannten Stabes unter Temperaturänderungen erläutert. Statisch bestimmte Systeme ermöglichen eine zwangsfreie Verformung (**Abb. 4**, oben). Bei konstanter Temperaturänderung über den Querschnitt stellt sich eine Längenänderung ΔL und bei einer veränderlichen Temperaturverteilung eine entsprechende Krümmung κ ein. Momente oder Normalkräfte infolge Zwang werden nicht aufgebaut. Wird der gleiche Stab hingegen statisch unbestimmt gelagert (**Abb. 4**, unten), werden die Verformungen behindert und Zwangsschnittgrößen bzw. Zwangsspannungen treten auf.

Zwangsschnittgrößen sind bei der Bauteilmessung zu berücksichtigen. Sie beeinflussen die Rissbreitenbeschränkung und die erforderliche Menge der Mindestbewehrung. Allerdings darf der Abbau der Zwangsschnittgrößen durch eine Rissbildung berücksichtigt werden. Nach Abschnitt 5.3.3 (3) in DIN 1045-1 [1] kann hierzu entweder der Teilsicherheitsbeiwert für den Zwang auf 1,0 reduziert oder der Zwang für eine reduzierte Steifigkeit bestimmt werden. Weitere Abminderungen sind nur bei genaueren nichtlinearen Berechnungen möglich.

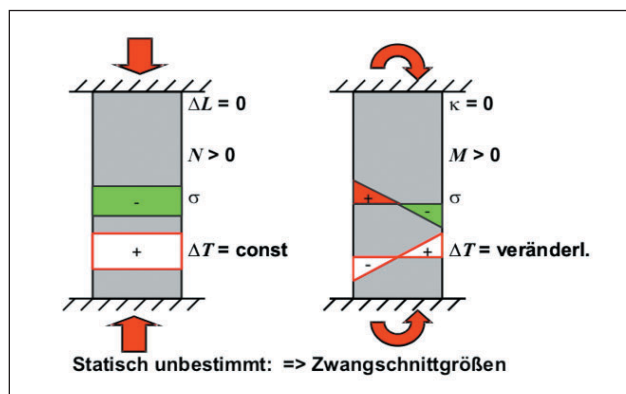
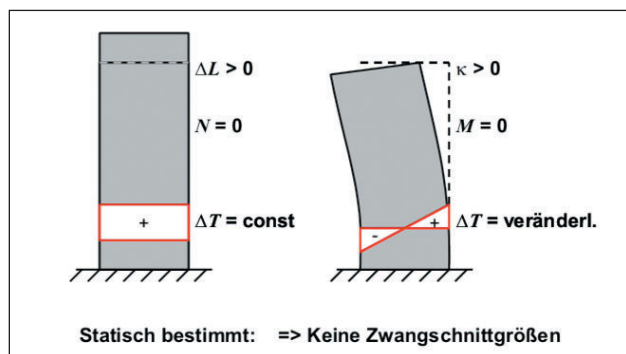


Abb. 4: Bauteilverhalten bei Zwang infolge Temperatur bei statisch bestimmter (oben) und statisch unbestimmter Lagerung (unten)

2.1.2 Eigenspannungen

Eigenspannungen entstehen, wenn im Bauteil eine nichtlineare Beanspruchung infolge Temperatur oder Schwindens vorliegt. Schwinden beispielsweise die äußeren Fasern eines Querschnitts schneller als die inneren, so wird die Verkürzung der äußeren Fasern durch die inneren Querschnittsbereiche behindert. Hierdurch werden außen Zug- und innen Druckspannungen erzeugt. **Abb. 5** zeigt einen eingespannten Stab mit nichtlinearer Temperaturbeanspruchung infolge abfließender Hydratationswärme. Stellt sich in der frühen Erhärtungsphase ein Temperaturunterschied von 25°C zwischen Kern und Oberfläche ein, entstehen entsprechend große Eigenspannungen und verursachen Risse mit größerer Rissbreite, allerdings mit geringer Risstiefe. Ist nach mehreren Tagen die Temperaturdifferenz nahezu abgeklungen, sind auch die Eigenspannungen deutlich vermindert, und es ist eine deutliche Abnahme der Rissbreiten zu beobachten.

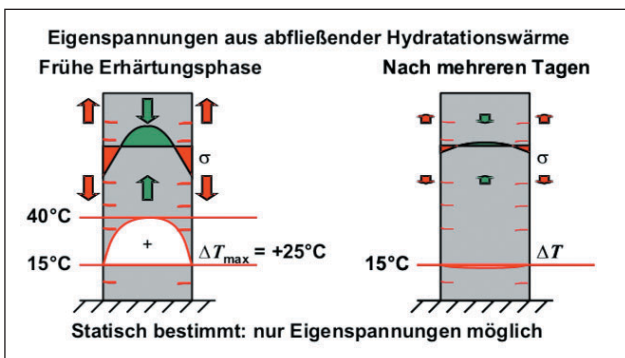


Abb. 5: Eigenspannungen infolge abfließender Hydratationswärme

Im Gegensatz zu Zwangsschnittgrößen treten Eigenspannungen sowohl an statisch bestimmten als auch an statisch unbestimmten Systemen auf. Sie sind nicht bemessungsrelevant bei der Ermittlung der Mindestbewehrung oder der Rissbreitenbeschränkung. Allerdings darf für die Risse an der Bauteiloberfläche die mittlere Zugfestigkeit des Betons beim Nachweis der Rissbreitenbeschränkung nach DIN 1045-1 [1] um 20 bis 50 % reduziert werden, was zu einer wirtschaftlicheren Bemessung führt.

2.2 Direkter und indirekter Zwang

Man unterscheidet direkten und indirekten Zwang. In **Abb. 6** ist der Unterschied anhand von typischen Zwangursachen im Hochbau dargestellt. Die Schwindverkürzungen der Deckenplatten werden durch die beiden Kerne behindert. In den Decken entstehen dadurch Zwangnormalkräfte. Durch das Schwindverhalten stellt das Bauteil selbst die Ursache für die Zwangbeanspruchung dar. Man bezeichnet dies daher als direkten oder inneren Zwang. Die

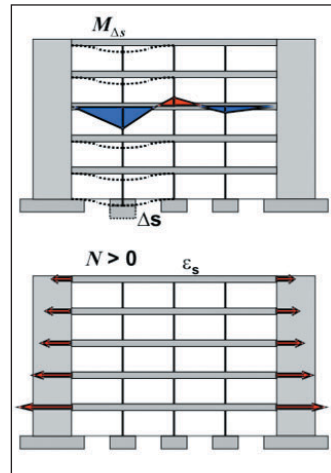


Abb. 6: Beispiele zu direktem und indirektem Zwang

Stützensenkung Δs hingegen ist ein äußerer Einfluss und wird auch als äußerer oder indirekter Zwang bezeichnet.

2.3 Last-Verformungs-Verhalten unter Zwang

Während sich unter konstanten Lastbeanspruchungen mit jeder Rissbildung eine größere Verformung einstellt ohne Abnahme der Lastschnittgröße, ist bei steigender Zwangdehnung ein grundsätzlich anderes Verhalten zu erkennen (**Abb. 7**). Mit dem ersten Riss fällt die Zwangzugkraft eines beidseitig eingespannten Stabes unter Temperaturbeanspruchung ab, weil die Steifigkeit durch die Rissbildung reduziert wird. Steigt die Zwangdehnung weiter an,

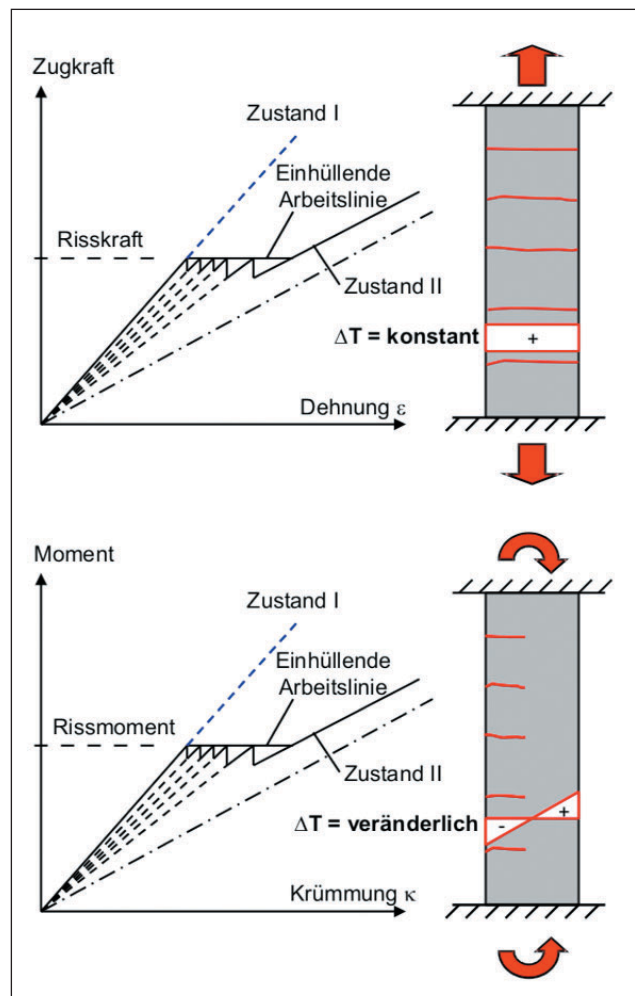


Abb. 7; Last-Verformungs-Verhalten bei Zug und Biegung infolge Zwang

dann steigt die Zwangskraft entsprechend der reduzierten Dehnsteifigkeit des Zugstabes flacher an, bis der zweite Riss wieder mit einem Abfall der Zwangskraft entsteht. Dieser Vorgang wiederholt sich solange, bis entweder innerhalb der Stablänge alle möglichen Risse entstanden sind oder keine weitere Zunahme der Zwangdehnung auftritt. Unter Biegezwang ist das Verhalten grundsätzlich vergleichbar. Darüber hinaus werden die Zwangspannungen durch das zeitabhängige Betonverhalten vermindert. Der Abbau von Zwang durch Kriechen ist im jungen Betonalter besonders ausgeprägt.

3 Zeitabhängige Verformungen – Kriechen und Schwinden

Zeitabhängige Verformungen stellen sich erst im Laufe der Zeit ein. Diese Verformungen können lastunabhängig oder lastabhängig sein. Zu den lastunabhängigen Verformungen gehören das Schwinden und das Quellen, die vorrangig durch den Wasserverlust bei Austrocknung, oder durch Wasseraufnahme bestimmt werden. Die lastabhängigen Verformungen werden als Kriechen bezeichnet. Hierunter wird die zeitliche Zunahme der durch eine äußere Belastung ausgelösten Dehnung abzüglich der lastunabhängigen Dehnung verstanden.

Abb. 8 erläutert den qualitativen Verlauf der lastabhängigen Dehnungen ϵ_{cc} (Kriechen) und der lastunabhängigen ϵ_{cs} (Schwinden). Aus äußeren Lasten, Zwängungen und Vorspannung resultierende Betonspannungen führen zunächst zu kurzzeitig eintretenden elastischen Formänderungen ϵ_{cip} , einem verzögert elastischen Anteil ϵ_{cip} und einem mit der Zeit zunehmenden Anteil. Wird das Bauteil zu einem Zeitpunkt t_e wieder entlastet, bildet sich der elastische Verformungsanteil sofort und der verzögert elastische allmählich zurück.

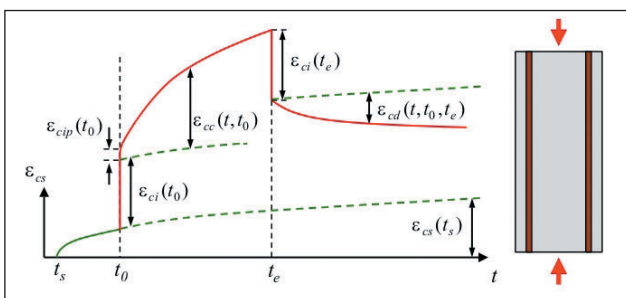


Abb. 8: Kriech- und Schwindverhalten schematisch am Beispiel eines Stahlbeton-Druckgliedes

Die Gesamtverformungen $\epsilon_c(t)$ eines mit einer konstanten einachsigen Spannung belasteten Betons zum Zeitpunkt t ergibt sich zu:

$$\epsilon_c(t) = \underbrace{\epsilon_{ci}(t_0)}_{\text{lastabhängig}} + \underbrace{\epsilon_{cc}(t, t_0)}_{\text{Kriechen}} + \underbrace{\epsilon_{cs}(t, t_s)}_{\text{Schwinden lastunabhängig}}$$

Kriechen und Schwinden des Betons hängen maßgeblich von der Umgebungsfeuchte, den Abmessungen des Bauteils und der Zusammensetzung des Betons ab. Das Kriechen wird zusätzlich vom Reifegrad des Betons beim Aufbringen der Belastung sowie von der Dauer und Größe der Belastung beeinflusst. Die Kriechdehnung des Betons zum Zeitpunkt $t = \infty$ ergibt sich bei konstanter kriecherzeugender Spannung zu:

$$\epsilon_{cc}(\infty, t_0) = \varphi(\infty, t_0) \cdot \frac{\sigma_c}{E_{c0}}$$

mit $\varphi(\infty, t_0)$ Endkriechzahl

- E_{c0} Elastizitätsmodul des Betons als Tangente im Ursprung der Spannungs-Dehnungslinie nach 28 Tagen; Vereinfachung: $E_{c0} = 1,1 \cdot E_{cm}$
- E_{cm} mittlerer Sekantenmodul des Betons nach DIN 1045-1, Tabelle 9 oder 10
- σ_c kriecherzeugende Betonspannung
- t_0 Betonalter bei Belastungsbeginn in Tagen

Die Kriechfähigkeit von jungem Beton ist zudem deutlich höher als mit zunehmendem Betonalter. Der Kriechbeiwert ist daher eine Funktion des Belastungszeitpunktes t_0 , des betrachteten Zeitpunktes t , der Betonfestigkeitsklasse, der Zementart und der Umgebungsbedingungen. Auf eine detaillierte Herleitung der Kriechzahlen wird hier verzichtet. Die Endkriechzahl kann in DIN 1045-1 Kap. 9.1.4 [1] durch Diagrammablesung bestimmt werden. Kriech- und Schwindverformungen für beliebige Zeitpunkte können z. B. mit dem Verfahren nach Model Code 90 bestimmt werden [2]. Die ermittelten Kriechzahlen $\varphi(\infty, t_0)$ sind als zu erwartende Mittelwerte mit einem mittleren Variationskoeffizienten von 30 % anzusehen. Für gegenüber Kriechverformungen empfindliche Tragwerke kann es sinnvoll sein, eine mögliche Streuung der Werte zu berücksichtigen. Bei hohen Druckspannungen ($> 0,45 f_c$) vergrößern sich die Verformungen durch nichtlineares Kriechen.

4 Veränderung von Bemessungsschnittgrößen an Beispielen

4.1 Allgemeines

Das zeitabhängige Materialverhalten hat im Wesentlichen zwei Auswirkungen für die nach Elastizi-

tätstheorie ermittelten Schnittgrößen von statisch unbestimmten Systemen. Bei Zwang werden durch Kriechen ebenso wie bei einer Rissbildung die Zwangsschnittgrößen abgebaut. Bei einer Systemänderung (z. B. zwei Einfeldträger bilden nach Verguss einen Zweifeldträger) oder bei einer hybriden Konstruktion aus kriechfähigen und nicht kriechfähigen Tragelementen (z. B. Stahlstützen und ein Stahlbetonbalken bilden einen Rahmen) stellt sich infolge Kriechens eine Umlagerung der elastischen Schnittgrößen aus äußerer Belastung ein. Wie bei einer Schnittgrößenumlagerung infolge Rissbildung bleibt aus Gleichgewichtsgründen die Summe der Schnittgrößen erhalten, d. h. die Schnittgrößen werden vom Feld- zum Stützbereich oder umgekehrt umgelagert. Daneben treten durch zeitabhängiges Materialverhalten Spannungsumlagerungen innerhalb eines Querschnitts ein, wenn z. B. in einer Stahlbetonstütze die Betonspannungen infolge äußerer Belastung durch Kriechen und Schwinden abnehmen und sich die Betonstahlspannungen entsprechend vergrößern. Die Auswirkungen des zeitabhängigen Verhaltens auf die Schnittgrößen werden nachfolgend an ausgewählten Beispielen erläutert.

4.2 Indirekter Zwang aus Stützensenkung

Im Lastfall Stützensenkung ist grundsätzlich wie bei anderen Zwangeinwirkungen zu unterscheiden zwischen einem plötzlichen (wenige Stunden bis einen Tag wirkend) und einem langsamen (Monate bis mehrere Jahre dauernd) Eintreten der Einwirkung. Bei einer plötzlichen Stützensenkung wird der Zwang mit der Zeit weitgehend abgebaut und bei einer langsamen Stützensenkung erst langsam aufgebaut, allerdings nicht in vollem Umfang.

In **Abb. 9** ist die zeitliche Entwicklung des Biegemomentes am Auflager B für die Stützensenkung am Mittelaufleger des Zweifeldträgers in logarithmischem Maßstab aufgetragen. Tritt die Stützensenkung plötzlich ein, werden zu Anfang die elastischen Zwangsschnittgrößen hervorgerufen ($M_{B,el}$, gestrichelte rote Linie). Das Stützmoment M_B infolge Δs wird

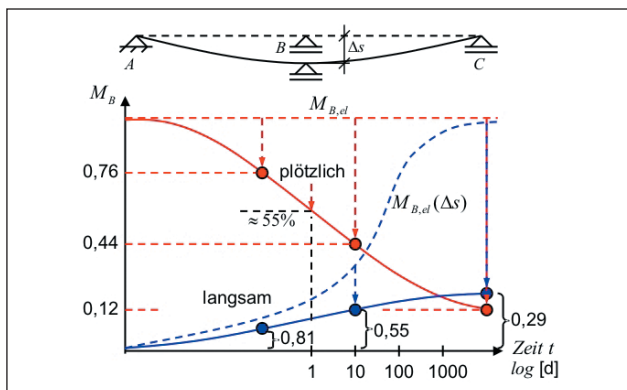


Abb. 9: Schnittgrößenentwicklung bei langsamer und schneller Stützensenkung

durch Kriechverformungen innerhalb kurzer Zeit stark abgebaut. Im Beispiel hat sich die Zwangsschnittgröße bereits nach einem Tag auf nahezu die Hälfte reduziert. Verlauf und Endwert der im Bauwerk verbleibenden Zwangbeanspruchung wird durch den Kriechbeiwert $\varphi(t_0, t)$ gesteuert (Kapitel 3).

Die Berechnung der zeitabhängigen Schnittgrößen wird nachfolgend an dem Zweifeldträger in **Abb. 10** demonstriert. Die Berechnungsschritte werden exemplarisch für $\varphi(t_0, t) = 0,3, 1,0$ und $3,0$ geführt.

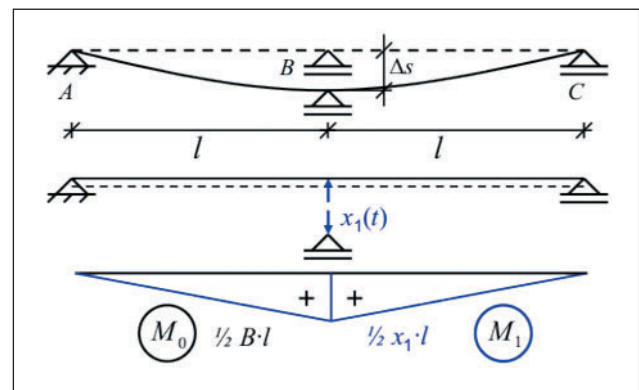


Abb. 10: Freischneiden der statisch Überzähligen

Zuerst wird das elastische Moment M_B infolge Stützensenkung mit den bekannten Methoden der Elastostatik durch Freischneiden der statisch Überzähligen bestimmt (**Abb. 10**). Im Beispiel wird die Auflagerkraft B freigeschnitten, sodass die Weggröße δ_{10} mit der Stützensenkung Δs übereinstimmt.

Die Elastizitätsgleichung lautet

$$0 = \delta_{10} + \chi_1^{el} \cdot \delta_{11} \quad \text{mit} \quad \delta_{10} = \Delta s.$$

$$\chi_1^{el} = -\frac{\delta_{10}}{\delta_{11}}$$

$$\delta_{10} = \frac{1}{EI} \int_1 M_0 M_1 ds \Delta s$$

$$\delta_{11} = \frac{1}{EI} \int_1 M_1 M_1 ds$$

Die Lösung der Integrale kann Tabellenwerken entnommen werden, z. B. Schneider Bautabellen [3], wobei δ_{10} gemäß Vorgabe der Auflagersenkung Δs entspricht. Daraus ergibt sich die statisch unbestimmte Auflagerkraft B_{el} und aus der Gleichgewichtsbeziehung das Moment $M_{B,el}$ zu

$$B = \frac{\Delta s \cdot 12 \cdot EI}{l^3}, \quad M_{B,el} = \frac{B \cdot l}{2}.$$

Die Verträglichkeitsbedingung fordert, dass die elastischen (χ_1) und die zeitabhängigen Anteile ($\chi_{1\varphi}$) die zeitabhängige Kraftgröße $\chi_1(t)$ ergeben.

$$\chi_1(t) = \chi_1 + \chi_\varphi$$

Durch Erweiterung der Elastizitätsgleichung um die zeitabhängigen Anteile aus Kriechen erhält man nach [4] [5]

$$0 = \delta_{10} + \chi_1 \cdot \delta_{11} \cdot (1 + \varphi(t, t_0)) + \chi_{1\varphi} \cdot \delta_{11} \cdot (1 + \chi \cdot \varphi(t, t_0))$$

Die Lösung der Gleichung ergibt sich durch die Betrachtung zweier Zeitpunkte. Zu Anfang treten die elastischen Schnittgrößen in voller Größe auf.

Daher gilt weiterhin $\chi_1^{el} = -\frac{\delta_{10}}{\delta_{11}}$. Damit ergibt sich die zeitliche Veränderung zu

$$\chi_{1\varphi} = -\chi_1^{elastisch} \frac{\varphi(t, t_0)}{1 + \chi \cdot \varphi(t, t_0)}$$

Die von der Zeit abhängige Zwangsschnittgröße beträgt dann

$$\chi_1(t) = \chi_1^{elastisch} \left(1 - \frac{\varphi(t, t_0)}{1 + \chi \cdot \varphi(t, t_0)} \right)$$

Der Relaxationskennwert χ hängt vom zeitlichen Verlauf der Dehnungen ab und kann nach DIN 1045-1 [1] zu 0,8 angenommen werden. Setzt man nun in diese Gleichung beispielhaft Kriechzahlen für unterschiedliche Zeitpunkte t ein, ergeben sich folgende Werte:

$$\chi_1(t) = \chi_1^{elastisch} \left(1 - \frac{0,3}{1 + 0,8 \cdot 0,3} \right) = \chi_1^{elastisch} \cdot 0,76$$

$$\chi_1(t) = \chi_1^{elastisch} \left(1 - \frac{1,0}{1 + 0,8 \cdot 1,0} \right) = \chi_1^{elastisch} \cdot 0,44$$

$$\chi_1(t) = \chi_1^{elastisch} \left(1 - \frac{3,0}{1 + 0,8 \cdot 3,0} \right) = \chi_1^{elastisch} \cdot 0,12$$

Die Werte sind in **Abb. 9** durch rote Punkte markiert. Die gewählten $\varphi(t_0, t)$ sind exemplarische Kriechbeiwerte für Zeitpunkte nach wenigen Stunden, zehn Tagen und unendlich unter üblichen Umgebungsbedingungen.

Die blauen Kurven in **Abb. 9** stellen die Schnittgrößenentwicklung bei einer langsamen Stützensenkung dar. Für den rechnerischen Ansatz wird vereinfachend angenommen, dass die Auflagerverschiebung affin zur Kriechverformung ist.

$$\Delta s(t) = \frac{\Delta s(\infty)}{\varphi(\infty, t_0)} \cdot \varphi(t, t_0)$$

Zum Zeitpunkt $t = 0$ ist noch keine Lagerverschiebung und daher auch keine statisch unbestimmte

Schnittgröße vorhanden. Die Verträglichkeit lässt sich mit dem Ansatz $\chi_1(t) = \chi_{1\varphi}$ beschreiben. Aus der mit dem Kriechansatz erweiterten Elastizitätsgleichung

$$0 = \delta_{10} + \chi_1 \cdot \delta_{11} \cdot (1 + \varphi(t, t_0)) + \chi_{1\varphi} \cdot \delta_{11} \cdot (1 + \chi \cdot \varphi(t, t_0))$$

und $\delta_{10} = \Delta s(t)$ folgt

$$\chi_{1\varphi}(t) = \frac{\Delta s(\infty)}{\delta_{11}} \cdot \frac{\varphi(t, t_0)}{\varphi(\infty, t_0)} \cdot \frac{1}{1 + \chi \cdot \varphi(t, t_0)} = \chi_1^{el}(t) \cdot \frac{1}{1 + \chi \cdot \varphi(t, t_0)}$$

Aufgrund der zeitabhängigen Lagerverschiebung bauen sich im Vergleich zur plötzlichen Stützensenkung die elastischen Schnittgrößen erst langsam auf (**Abb. 9**, gestrichelte Linie). Dementsprechend steht zum Abbau infolge Kriechen weniger Zeit zur Verfügung, sodass die im Bauteil verbleibenden Schnittgrößen nach einer großen Zeitspanne ($t > 1000$ d) größer sind als bei einer plötzlichen Stützensenkung. Die blauen Punkte in **Abb. 9** markieren die rechnerischen Beispielwerte.

$$\chi_{1\varphi}(t) = \chi_1^{elastisch}(t) \cdot \frac{1}{1 + 0,8 \cdot 0,3} = \chi_1^{elastisch}(t) \cdot 0,81$$

$$\chi_{1\varphi}(t) = \chi_1^{elastisch}(t) \cdot \frac{1}{1 + 0,8 \cdot 1,0} = \chi_1^{elastisch}(t) \cdot 0,55$$

$$\chi_{1\varphi}(t) = \chi_1^{elastisch}(t) \cdot \frac{1}{1 + 0,8 \cdot 3,0} = \chi_1^{elastisch}(t) \cdot 0,29$$

4.3 Direkter Zwang infolge abfließender Hydratationswärme

Da die freiwerdende Hydratationswärme des Betons relativ langsam abfließt, heizt er sich während der Erhärtung auf. Dieser Effekt ist um so ausgeprägter, je massiger das Bauteil, je größer der Zementgehalt und je größer die Hydratationswärme des Zements ist.

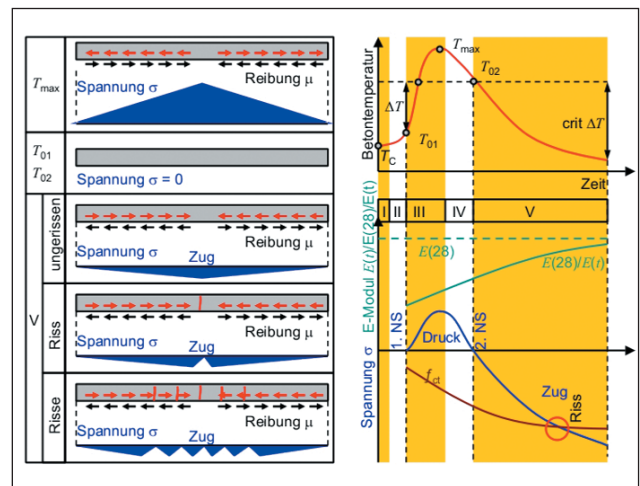


Abb. 11: Entwicklung von Spannung und Dehnung infolge abfließender Hydratationswärme in einer Bodenplatte

Wird die Ausdehnung eines Bauteils bei Erwärmung behindert, so entstehen Druckspannungen. Bei Abkühlung bilden sich entsprechend Zugspannungen. Bleibt während dieser Phase der Temperaturänderung der Elastizitätsmodul des Bauteils unverändert, wird nach Erwärmung und Abkühlung auf die Ausgangstemperatur wieder ein spannungsfreier Zustand erreicht. Bei einem viskoelastischen Material mit zeitlich veränderlichem Elastizitätsmodul, wie erhärtendem Beton, stellt sich dagegen nach Abschluss der Temperaturbeanspruchung ein anderer Spannungszustand ein. Die Entwicklung der Zwangspannungen infolge Erwärmung während der Hydratation und anschließender Abkühlung wird in **Abb. 11** deutlich.

Dabei können fünf Stadien unterschieden werden [6]:

- I: Die Betontemperatur bleibt unverändert, da sich die Hydratation in der Ruhephase befindet.
- II: Der Beton erwärmt sich infolge Hydratation. Da er noch vollkommen plastisch verformbar ist, entstehen keine Betonspannungen.
- III: Im Alter von etwa drei bis sechs Stunden bauen sich mit zunehmendem Temperaturanstieg und anwachsendem Elastizitätsmodul Druckspannungen auf, die jedoch noch zu einem erheblichen Teil relaxieren.
- IV: Nach Überschreiten des Temperaturmaximums werden die noch vorhandenen Druckspannungen rasch bis auf null abgebaut (2. Nullspannungstemperatur T_{02}). Das Relaxationsvermögen ist in diesem Alter noch groß, allerdings ist der Elastizitätsmodul gegenüber dem Stadium III schon deutlich angewachsen. Daher ist zum Abbau der Spannung eine kleinere Temperaturdifferenz notwendig als zuvor zum Aufbau einer Spannung von derselben Größe bei geringerem E-Modul.
- V: Bei weiterer Abkühlung entstehen schließlich Zugspannungen. Auch diese Zugspannungen werden durch Relaxation teilweise abgebaut, allerdings wegen des fortgeschrittenen Alters deutlich langsamer und in einem geringeren Umfang. Erreichen die Zugspannungen dann die Zugfestigkeit des Betons, kommt es zur Rissbildung. Um eine rissauslösende Zugspannung zu vermeiden, können geeignete Maßnahmen ergriffen werden. Hierzu zählen unter anderen die Wahl eines Betons/Zements mit geringer Wärmeentwicklung, Nachbehandlung des Betons und im Fall der Bodenplatte die Verminderung der Reibung durch Unterlegen einer zweilagigen PE-Folie.

Die Auswirkungen auf die Zwangspannungen während der Phasen I bis V werden in **Abb. 11** am Beispiel einer Bodenplatte erläutert. Zum Zeitpunkt T_{max} herrschen die größten Druckspannungen, da die

Plattenausdehnung infolge Temperaturanstiegs durch die Bodenreibung behindert wird. Durch die Abkühlung wird zum Zeitpunkt T_{02} der spannungsfreie Zustand erreicht. Danach treten zunehmend Zugspannungen auf, da die Plattenverkürzung wiederum durch Reibung behindert wird. Die Zugfestigkeit des Betons wird zuerst in der Plattenmitte überschritten und führt dort zur Erstrissbildung. Bei ausreichender Bewehrung zur Rissbreitenbeschränkung entstehen weitere Risse mit geringen Rissbreiten in kleinen Abständen. Die Zugspannung bleibt dabei teilweise erhalten.

4.4 Zwang infolge Umgebungstemperatur

Bei Bauwerken im Freien entstehen Temperaturänderungen durch die täglichen und jahreszeitlichen Schwankungen der Umgebungstemperatur und der Sonneneinstrahlung. Besonders große Temperatursprünge können infolge unperiodisch auftretender Wetteränderung (Gewitterregen im Hochsommer) entstehen. Temperaturänderungen können aber auch infolge anderer Ursachen auftreten, z. B. während der Bauausführung (Aufbringen von bituminösen Heißmischbelägen) oder aus dem Betrieb des Bauwerks (Kühlhaus, Silo mit heißem Schüttgut).

Die Temperaturverteilung wird von zahlreichen Parametern beeinflusst, wie z. B. Art der Baustoffe, Oberflächenbeschaffenheit, Querschnittsgeometrie. Eine realistische Abschätzung wirklichkeitsnaher Temperaturzustände im Bauteilinneren ist meistens nur mit großem Aufwand möglich, weil der Tagesgang der Lufttemperatur, die Konvektion und die Strahlungsbilanz dafür sorgen, dass die Temperaturverteilung im Bauteil meist nichtlinear ist. Aus den Oberflächentemperaturen kann bei solchen instationären Temperaturzuständen nicht unmittelbar auf den Temperaturverlauf im Bauteilquerschnitt geschlossen werden. Die in den Normen angegebenen Grenztemperaturen stellen nur Anhaltswerte dar. Sofern weitergehende Temperaturbeanspruchungen vorliegen, sollten Auslegungstemperaturen, die dem Tragwerksentwurf zugrunde zu legen sind, mit dem Auftraggeber und dem Anlagenbetreiber abgestimmt werden.

Am Beispiel einer dreigeschossigen Tiefgarage in Düsseldorf kann die Größe der Temperaturschwankungen aufgezeigt werden. Seit Sommer 1989 wurden über einen langen Zeitraum Temperaturmessungen vorgenommen [7]. **Abb. 12** zeigt die bisher erreichten Grenzzustände. Da die Grundwassertemperatur im Jahresverlauf annähernd konstant ist, ergeben sich für die im Grundwasser gelagerte Bodenplatte sehr geringe Temperaturbeanspruchungen. Dagegen unterliegen die Zwischendecken in Tiefgaragen einer größeren Temperaturschwankung. Für die Zwangbeanspruchung infolge Temperatur in der Zwi-

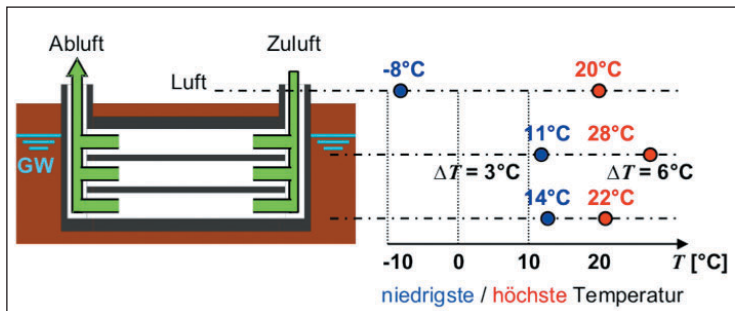


Abb. 12: Zwangursache Umgebungstemperatur, Grenzzustände [7]

schendecke ist die Temperaturdifferenz zu den umgebenden Bauteilen maßgebend, die das Ausdehnen und Verkürzen der Decke verhindern. Im Winter ist die mittlere Temperatur der Decke um 3°C niedriger als die der Bodenplatte sodass für die Zugbeanspruchung aus Abkühlung der Decke eine Temperaturänderung $\Delta T = -3K$ anzusetzen ist. Im Sommer wird die Ausdehnung der Decke durch die kühlere Bodenplatte eingeschränkt, sodass eine Temperaturänderung von $\Delta T = +6K$ maßgebend wird.

4.5 Hybrider Rahmen aus Stahlstützen und Betonriegel

Für statisch unbestimmte Systeme aus Werkstoffen mit unterschiedlichen Kriecheigenschaften kann aus der Verträglichkeitsbeziehung ebenfalls ein von den Kriecheigenschaften abhängiger Ansatz für die Schnittgrößenermittlung abgeleitet werden. Für die detaillierte Herleitung wird auf Kapitel 4.7.4 in [8] verwiesen. Hier soll eine vereinfachte Anwendung durch Reduktion des effektiven E-Moduls und

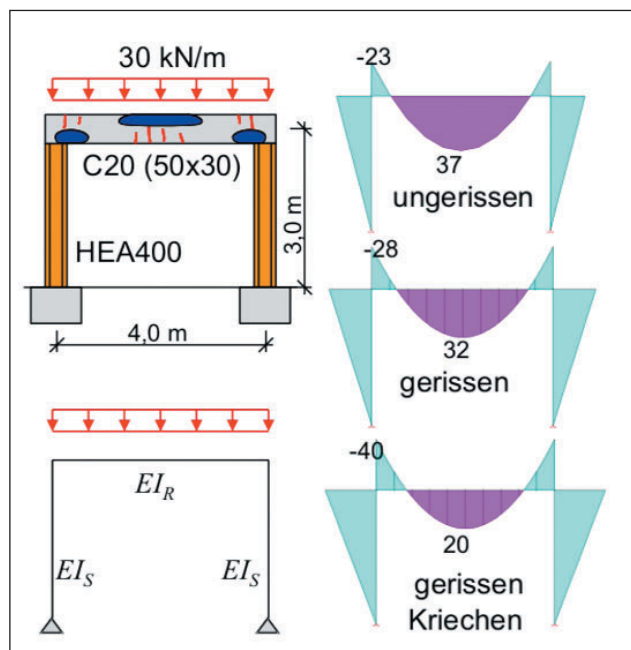


Abb. 13: Umlagerung der Momente infolge Rissbildung und Kriechen bei unterschiedlichem Riss- und Kriechverhalten

dessen Auswirkungen auf die Schnittgrößen gezeigt werden. Der Rahmen in **Abb. 13** besteht aus einem kriechfähigen Stahlbetonriegel und Stahlstützen, die nicht kriechen. Das System mit biegesteifen Rahmenecken und gelenkigen Fußpunkten ist einfach statisch unbestimmt. Die Berechnung erfolgt mit einem Stabwerkprogramm jeweils mit linearelastischen Materialeigenschaften. Im ersten Schritt wird der Stahlbetonriegel als ungerissen mit einem E-Modul von 25.000 N/mm² angenommen. Das Feldmoment ist dann etwa

50 % größer als das negative Moment der Rahmenecke (37 kNm, -23 kNm). Um eine wirklichkeitsnähere Schnittgrößenermittlung durchzuführen, darf z. B. der Steifigkeitsverlust des Stahlbetons infolge Rissbildung berücksichtigt werden. Nach einer Abminderung des E-Moduls auf 12.000 N/mm² ist bereits ein Teil der Feldmomente auf die Rahmenecken umgelagert. Kriechen tritt hauptsächlich in der Druckzone auf, also an der Riegeloberseite in Feldmitte und an den Rahmeninnenecken (blaue Bereiche in **Abb. 13**). Durch weitere Reduktion des E-Moduls auf 5.000 N/mm² in diesen Bereichen hat sich das Verhältnis der Momentenverteilung mehr als umgekehrt. Besitzen Stützen und Riegel die gleichen Kriecheigenschaften und vergleichbare Rissbildung, kommt es, anders als in diesem Beispiel, zu keiner Umlagerung, jedoch nehmen die Verformungen infolge Kriechen erheblich zu.

Das einfache Beispiel verdeutlicht, wie groß der Einfluss auf die Schnittgrößenverteilung sein kann. Hilfsmittel zur genauen Bestimmung des E-Moduls, der angenommenen Steifigkeit und der Kriechbeiwerte werden in [2] [4] [8] [9] [10] bereitgestellt.

4.6 Umlagerung der Schnittgrößen infolge äußerer Last durch Rissbildung

Durch die Rissbildung infolge Biegebeanspruchung wird die Biegesteifigkeit von Stahlbetonbauteilen lokal vermindert (**Abb. 14**). Besonders ausgeprägt ist der Steifigkeitsabfall über den Mittelstützen

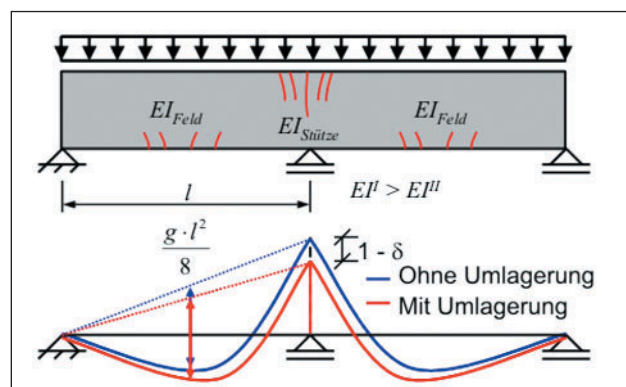


Abb. 14: Prinzip der Momentenumlagerung nach [1]

von Mehrfeldträgern. Nach DIN 1045-1 [1] dürfen die Stützmomente eines Durchlaufträgers bei Verwendung von hochduktilen Betonstahl um bis zu $\delta = 30\%$ abgemindert oder vergrößert werden, wenn die zugehörigen Feldmomente entsprechend den Gleichgewichtsbedingungen angepasst werden. Zudem ist die Rotationsfähigkeit der Querschnitte nachzuweisen.

Das Verfahren gibt die Schnittgrößen nicht nur realistischer wieder, sondern es hat auch wirtschaftliche Vorteile, wenn mehrere Lastfälle nachzuweisen sind. Für den Mehrfeldträger in **Abb. 15** wurden die Momentenverläufe der drei zu betrachtenden Lastfälle gegenübergestellt. Sind die Stützmomente ermittelt, können die Feldbereiche durch Einhängen von $q l^2/8$ -Kurven jeweils bestimmt werden. Nachdem das Stützmoment in Lastfall 3 am Auflager B um δ abgemindert wurde, ergeben sich dadurch gleichzeitig

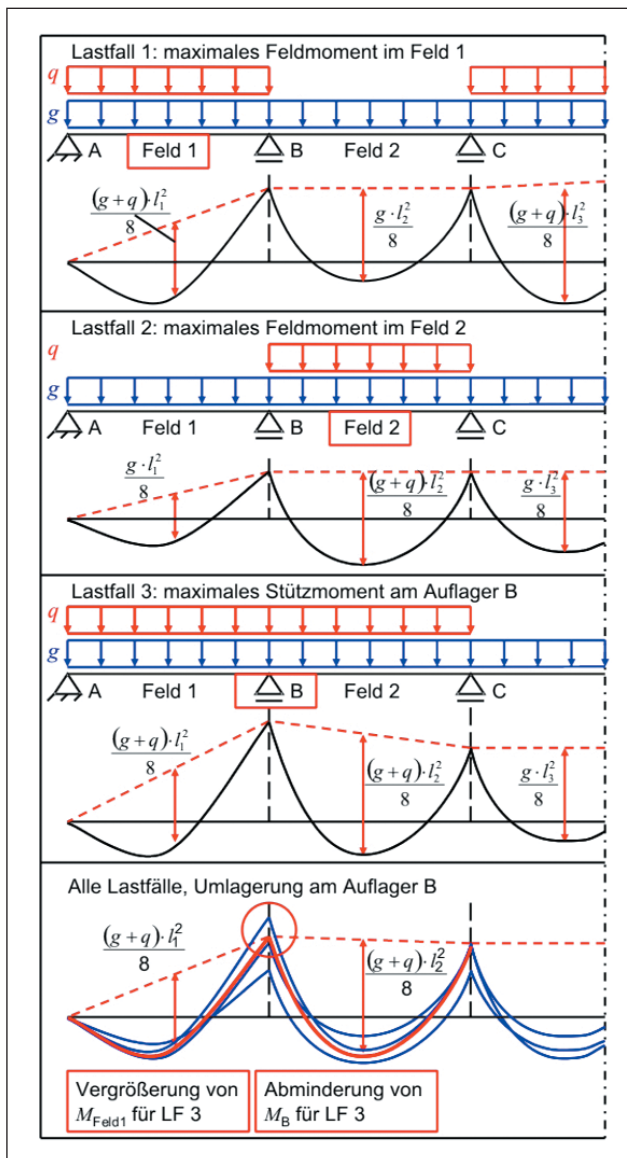


Abb. 15: Beispiel für die Momentenumlagerung an Mehrfeldträgern nach [1]

größere Feldmomente für Lastfall 3 in den Nachbarfeldern. Die Feldmomente aus den Lastfällen 2 und 3 sind allerdings weiterhin größer, sodass die Vergrößerung in Lastfall 3 nicht maßgebend wird. Es kann also in diesem Beispiel ein Teil der Stützbewehrung über Auflager B eingespart werden, ohne dass die Feldbewehrung in Feld 1 und 2 vergrößert werden muss.

4.7 Systemumlagerung durch nachträgliches Vergießen von zwei Einfeldträgern

Als Beispiel soll hier die Verbindung von zwei Einfeldträgern mit gleichem Kriechverhalten zu einem Durchlaufträger untersucht werden (**Abb. 16**). Die beiden Träger werden zunächst getrennt hergestellt (Ortbeton oder Fertigteil), sodass sich zum Zeitpunkt t_0 die Schnittgrößen für Eigengewicht am Einfeldsystem ermitteln lassen. Danach erfolgt der Verguss der Einfeldträger zu einem Zweifeldträger.

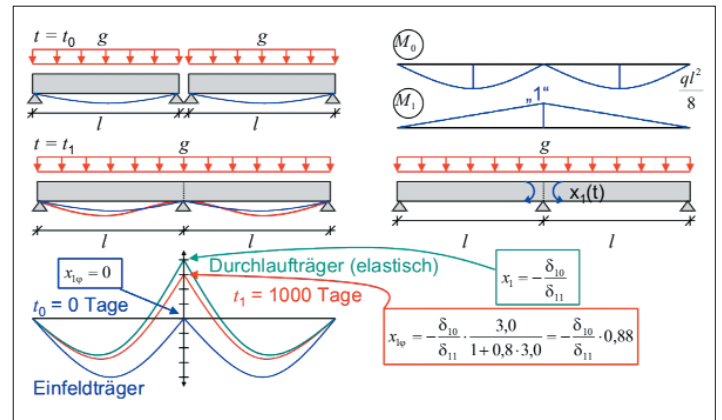


Abb. 16: Umlagerung der Momente in einem nachträglich verbundenen Zweifeldträger

die jetzt mit der Zeit im Feld auftretenden Verformungen infolge Kriechen durch die biegesteife Verbindung über dem Mittelaufleger behindert werden, baut sich mit der Zeit ein Stützmoment infolge Eigengewicht auf. Um das Stützmoment zu berechnen, wird eine statisch Überzählige freigeschnitten und ein Gelenk über dem Mittelaufleger eingefügt. Die statisch Unbestimmte χ_1 (Stützmoment) setzt sich aus einem zeitabhängigen und einem zeitunabhängigen Anteil zusammen. Da in diesem Beispiel zu Anfang kein Stützmoment vorhanden ist, ergibt sich $\chi_1^{t=0} = 0$, und die statisch Unbestimmte besteht allein aus dem zeitabhängigen Anteil.

$$\chi_1 = \chi_1^{t=0} + \chi_{1\phi}$$

Die Verträglichkeitsbedingung kann durch Umformen nach dem zeitabhängigen Stützmoment $\chi_{1\phi}$ freigestellt werden. Die Bestimmungsgleichung besteht dann aus dem elastischen Moment χ_1^{el} , das mit einem Faktor für das Kriechen multipliziert wird.

Der Bruch ist stets kleiner 1. Je größer hier die Kriechzahl $\varphi(t, t_0)$ ist, desto mehr nähert sich der Bruch dem Wert 1,0. Setzt man beispielsweise $\varphi(t, t_0) = 3,0$ ein, wird 88 % des elastischen Stützmomentes aufgebaut (Momentenverläufe in **Abb. 16**). Die Systemumlagerung infolge Kriechen führt also dazu, dass nahezu das volle elastische Stützmoment des Durchlaufträgers erreicht wird.

$$= 0 \text{ wegen } \chi_1^{t=0} = 0$$

$$0 = \delta_{10} \cdot \varphi(t, t_0) + \chi_1^{t=0} \cdot \delta_{11} \cdot \varphi(t, t_0) + \chi_{1\varphi} \cdot \delta_{11} \cdot (1 + \chi \cdot \varphi(t, t_0))$$

$$\chi_{1\varphi} = \frac{\delta_{10}}{\delta_{11}} \cdot \frac{\varphi(t, t_0)}{(1 + \chi \cdot \varphi(t, t_0))} = \chi_1^{el.} \cdot \frac{\varphi(t, t_0)}{(1 + \chi \cdot \varphi(t, t_0))}$$

elastisches Stützmoment

4.8 Querschnittsumlagerung eines Druckgliedes

Die Querschnittsumlagerung infolge Kriechen und Schwinden (**Abb. 17**) wird beispielhaft an einer zentrisch gedrückten quadratischen Stütze aus C30/37 mit 25 cm Kantenlänge und 4Ø25 Beton-

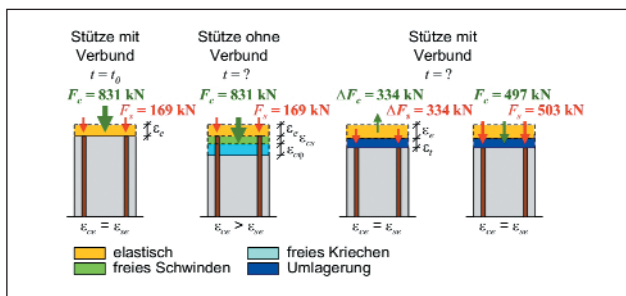


Abb. 17: Umlagerung der Schnittkraftverteilung in einer Stahlbetonstütze

stahlbewehrung berechnet. Zum Zeitpunkt $t = t_0$ wird eine äußere Kraft $F = 1000$ kN aufgebracht. Die entstehende Schnittkraft verteilt sich entsprechend der Dehnsteifigkeit $E \cdot A$ auf die Materialien Beton und Stahl. Die Aufteilung bei diesem innerlich statisch unbestimmten System lässt sich aus der Verträglichkeitsbedingung

$$\epsilon_{ce} = \epsilon_{se}; \frac{F_c}{E_c \cdot A_c} = \frac{F_s}{E_s} \cdot A_s$$

und der Gleichgewichtsbedingung $\Sigma V = 0$ ableiten

$$F = F_c + F_s$$

Im vorliegenden Beispiel teilt sich die äußere Belastung von 1000 kN zum Zeitpunkt t_0 auf eine Beton- (F_c) und Stahlkraft (F_s) auf:

$$F_c = \frac{F}{1 + \frac{E_s A_s}{E_c A_c}} = \frac{1000}{1 + \frac{200000 \cdot 19,6}{31900 \cdot 605}} = 831 \text{ kN}$$

$$F_s = \frac{E_s A_s}{E_c A_c} \cdot F_c = \frac{200000 \cdot 19,6}{31900 \cdot 605} \cdot 831 = 169 \text{ kN}$$

Durch Kriechen und Schwinden verkürzt sich der Beton, sodass die Kontinuitätsbedingung zwischen Beton und Stahl verletzt wird. Zur Einhaltung der Verträglichkeit wird daher der Schnittkraftanteil $\Delta F_c = \Delta F_s$ vom Beton auf den Betonstahl umgelagert.

Die zeitabhängige Kontinuitätsbedingung für den Betonstahl lautet:

$$\epsilon_{s,t} = \epsilon_{cs} + \epsilon_{cc} - \epsilon_{c\varphi}$$

$$\frac{\Delta F_s(t)}{E_s \cdot A_s} = \underbrace{\epsilon_{cs}}_{\text{Schwinden}} + \underbrace{\frac{F_c(t_0)}{E_c \cdot A_c} \cdot \varphi(t, t_0)}_{\text{freies Kriechen } \epsilon_{cc}} - \underbrace{\frac{\Delta F_c}{E_c \cdot A_c} \cdot [1 + \chi \cdot \varphi(t, t_0)]}_{\text{Dehnungen } \epsilon_{c\varphi} \text{ infolge Spannungsumlagerungen}}$$

Unter Ausnutzung der Gleichgewichtsbedingungen des Eigenspannungszustands ($\Delta F_c = \Delta F_s$), einer freien Schwindverformung $\epsilon_{cs} = 0,15$ ‰ und einem Kriechbeiwert $\varphi(t, t_0) = 3,0$ ergibt sich die zeitabhängige Änderung der Betonstahlkraft zu $\Delta F(t) = 334$ kN.

$$\Delta F_s(t) = \frac{\epsilon_{cs} \cdot E_s \cdot A_s + F_c(t_0) \cdot \frac{E_s A_s}{E_c A_c} \cdot \varphi(t, t_0)}{1 + \frac{E_s A_s}{E_c A_c} \cdot [1 + \chi \cdot \varphi(t, t_0)]}$$

$$\Delta F_s(t) = \frac{0,00015 \cdot 20000 \cdot 19,6 + 831 \cdot \frac{20000 \cdot 19,6}{3190 \cdot 605} \cdot 3,0}{1 + \frac{20000 \cdot 19,6}{3190 \cdot 605} \cdot [1 + 0,8 \cdot 3,0]} = 334 \text{ kN}$$

$$F_s(t) = 169 + 334 = 503 \text{ kN}$$

$$F_c(t) = 831 - 334 = 497 \text{ kN}$$

Das Beispiel zeigt anschaulich, dass durch das zeitabhängige Verhalten des Betons ein großer Anteil der Schnittgrößen vom Beton auf den Stahl umgelagert wird. Die wesentlichen Einflussfaktoren sind das Schwindmaß, die Endkriechzahl, die Höhe der Betondruckspannungen aber auch der Bewehrungsgrad (**Abb. 18**). Da der Betonstahl bei einer elastischen Querschnittsbemessung rechnerisch ausgenutzt wird, kann die Umlagerung bereits unter Gebrauchslasten zum Plastizieren des Betonstahls führen. Die Parameter des Beispiels wurden so gewählt, dass der Bewehrungsstahl auch nach der Umlagerung noch im linear-

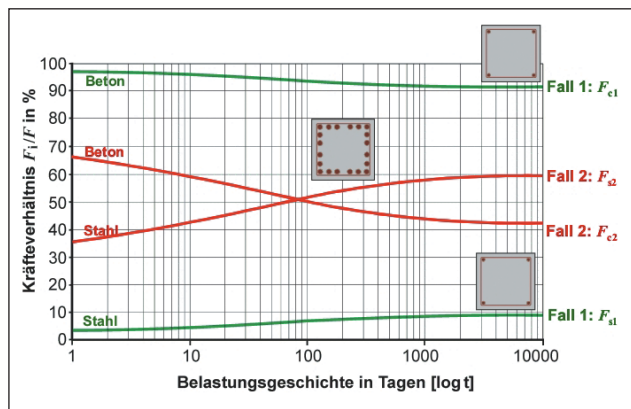


Abb. 18: Umlagerung der Schnittkraftverteilung bei Stahlbetonstützen mit hohem und niedrigem Bewehrungsgrad

elastischen Bereich unterhalb der Streckgrenze ist. Im Fall eines Plastizierens des Betonstahls müsste zusätzlich das nichtlineare Materialverhalten im Ansatz für $\epsilon_s(t)$ berücksichtigt werden.

5 Schlussfolgerungen

Die nichtlinearen Eigenschaften des Betons beeinflussen die Schnittgrößenverläufe in Bauteilen und im Gesamtsystem. Die Relevanz bei der Bauteilbemessung ist jedoch unterschiedlich.

6 Literatur

- [1] DIN 1045-1 (07.01): Tragwerke aus Beton, Stahlbeton und Spannbeton, Teil 1: Bemessung und Konstruktion; Teil 2. Beton-Festlegung, Eigenschaften, Herstellung und Konformität; Teil 3: Bauausführung. Berlin - Köln, Beuth-Verlag, Juli 2001.
- [2] CEB-FIP Model Code 1990, Design Code, Bulletin d'Information, Lausanne 1990
- [3] Schneider Bautabellen für Ingenieure mit Berechnungshinweisen und Beispielen, 17. Auflage, Neuwied, 2008
- [4] Trost, H.: Auswirkungen des Superpositionsprinzips auf Kriech- und Relaxationsprobleme bei Beton und Spannbeton. Beton- und Stahlbetonbau 63, 230 - 238, 261 - 269, Berlin, 1967
- [5] Deutscher Ausschuss für Stahlbeton, Heft 525: Erläuterungen zu DIN 1045-1, Berlin, 2003
- [6] Breitenbücher, R.: Zwangsspannungen und Rissbildung infolge Hydratationswärme; Dissertation; TU München, 1989.
- [7] Harder, C.; Hegger, J.; Schnell, J.: Rissbreitenbeschränkung und Mindestbewehrung im Stahlbetonbau; Teil 1-3, Technische Nachrichten der Philipp Holzmann AG; Frankfurt; 1991/92.
- [8] Vorlesungsumdruck des Instituts für Massivbau der RWTH Aachen: Massivbau III, Teil 1, Ausgabe 2008
- [9] Deutscher Ausschuss für Stahlbeton, Heft 240: Hilfsmittel zur Berechnung der Schnittgrößen und Formänderung von Stahlbetontragwerken, Berlin 1991
- [10] DIN ENV 1992-1-1 (Eurocode 2): Planung von Stahlbeton- und Spannbetontragwerken, Berlin 1992

- Eigenspannungen sind lediglich temporär und abgesehen von der Mindestbewehrung nicht bemessungsrelevant.
- Zwangsschnittgrößen müssen bei der Bemessung zwar berücksichtigt werden, werden jedoch größtenteils durch Kriechen mit der Zeit abgebaut.
- Lastschnittgrößen werden durch Rissbildung umgelagert, werden jedoch nicht abgebaut. Auf die Einhaltung der Gleichgewichtsbedingungen ist zu achten.

Für das Beispiel in **Abb. 1** und **Abb. 2** bedeutet dies, dass die überlagerten Zwangsmomente infolge der sich einstellenden Bettungsmulde durch Kriechen und übliche Rissbildung weitestgehend abgebaut werden und somit die Stützmomente wieder erhöht werden. Nach Ausnutzung der Umlagerungsfähigkeit sollte also nahezu das um δ abgeminderte Stützmoment des Durchlaufträgers mit Bewehrung abgedeckt werden. Zusätzliche Einspannmomente z. B. in die Randstützen werden hingegen vom Gesamtsystem besser erfasst. Demnach müssen sowohl die nach klassischer als auch die nach moderner Methodik ermittelten Schnittgrößen mithilfe der Erfahrung des Ingenieurs und dessen Wissen um die nichtlinearen Eigenschaften des Betons richtig eingeordnet werden.

Umrechnung historischer Baustoffkennwerte auf charakteristische Werte

Wie können historische Eigenschaften von Beton und Betonstahl auf heutige Normen transponiert werden?

Die Standsicherheit bestehender Tragwerke ist neu zu bewerten, wenn diese zusätzlich beansprucht werden sollen. Häufig liegt jedoch für eine Vorbemessung keine Bestandsaufnahme mit ausreichender Probeentnahme vor. Da die Neuberechnung jedoch nach heutigen Normen zu erfolgen hat, fehlen dann charakteristische Festigkeiten nach neuer Normengeneration. Stehen aber statische Berechnungen und/oder Ausführungspläne für den Ursprungszustand und für spätere Umbauten zur Verfügung, können auf dieser Basis die in den historischen Normen verwendeten Materialeigenschaften in charakteristische Baustoffkennwerte nach aktuellem Normenwerk umbewertet werden.

Prof. Dr.-Ing. Jürgen Schnell



Leiter des Fachgebietes Massivbau und Baukonstruktion der TU Kaiserslautern

Dipl.-Ing. Markus Loch



Wissenschaftlicher Mitarbeiter im Fachgebiet Massivbau und Baukonstruktion der TU Kaiserslautern

1 Einführung

Im vorliegenden Beitrag wird für die Baustoffe Beton und Betonstahl eine entsprechende Zuordnung der früheren Normfestlegungen zu den aktuellen Materialklassen vorgestellt. Die Ergebnisse wurden im Rahmen des Forschungsprojekts „Anwendung von Teilsicherheitsbeiwerten auf Bestandsbauten im Hochbau“ [1] gewonnen, welches dankenswerterweise mit Mitteln des Bundesamts für Bauwesen und Raumordnung BBR sowie Unternehmen der Bauindustrie gefördert wurde.

Bei der Zuordnung der verwendeten Baustoffe zu aktuell genormten Materialeigenschaften wird von der Annahme ausgegangen, dass die mechanischen Werkstoffkennwerte der verbauten Materialien den Anforderungen der zum damaligen Zeitpunkt gültigen Normen entsprechen (Abb. 1). Werkstoffkennwerte stellen keine physikalisch bedingten Absolutwerte dar. Die Messergebnisse hängen entscheidend von der Versuchsdurchführung ab. Dies bedingt einen Vergleich zwischen den damaligen Prüfbedingungen und den aktuell gültigen anhand der jeweiligen Prüfnormen. Auf der Basis von Umrechnungsfaktoren werden die Werkstoffkennwerte an die aktuellen Bezugswerte angepasst.

Das aktuelle, semiprobabilistische Sicherheitskonzept setzt voraus, dass ein Werkstoffkennwert als



Abb. 1: Umnutzung alter Kasernengebäude als Büroflächen

charakteristische Kenngröße vorliegt. Sie ist nach DIN EN 1990:2002-10 [2] definiert als „Wert einer Baustoffeigenschaft ... mit bestimmter Auftretenswahrscheinlichkeit bei unbegrenzter Probenzahl. Dieser Wert entspricht i. d. R. einer bestimmten Fraktile [= Quantile] der statistischen Verteilung ...“.

Die in diesem Artikel vorgenommene Bestimmung von Quantilwerten historischer Baustoffe beruht in erster Linie auf der Auswertung von statistischen Kenngrößen aus Literaturquellen für die Werkstoffe Beton und Betonstahl. Für den Werkstoff Betonstahl konnten zudem noch statistische Kenngrößen aus Überwachungsprotokollen verschiedener Betonstahlhersteller aus den 1970er Jahren berücksichtigt werden, die freundlicherweise vom Deutschen Institut für Bautechnik (DIBt) in anonymisierter Form zur Verfügung gestellt wurden. Direkte Anfragen bei Produzenten bezüglich alter Produktionsdaten verliefen erfolglos, da entsprechende Auskünfte entweder mit Verweis auf das Werksgeheimnis verweigert wurden oder entsprechende Daten aus der Vergangenheit nicht mehr vorlagen.

2 Beton

Die Druckfestigkeit des Betons stellt den wichtigsten Werkstoffkennwert für die Bemessung von Tragwerken aus Beton und Stahlbeton dar, da sie den Ausgangswert für alle weiteren Nachweise im Grenzzustand der Tragfähigkeit bildet und sich aus ihr zumindest für eine Vorbemessung die weiteren benötigten Kennwerte E-Modul und Zugfestigkeit ableiten lassen.

Die charakteristische Betondruckfestigkeit f_{ck} bezieht sich nach DIN 1045-1:2008-08 [3] auf die charakteristische Mindestdruckfestigkeit von Zylindern $f_{ck, cyl}$, wie sie in den Festigkeitsklassen nach DIN EN 206-1:2001-07 [4] und DIN 1045-2:2008-08 [5] definiert sind. Sie entspricht dem erwarteten Festigkeitswert nach 28 Tagen bei feuchter Lagerung, unter den 5 % der Grundgesamtheit aller möglichen Festigkeitswerte der Menge des betrachteten Betons fallen (5%-Quantil). Es werden Zylinder mit einem Durchmesser von 150 mm und einer Länge von 300 mm verwendet. Die Herstellung und Lagerung der Probekörper regelt DIN EN 12390-2:2001-06 [6]. Die anschließende Druckprüfung erfolgt gemäß DIN EN 12390-3:2004-04 [7] (**Abb. 2**).

2.1 Umrechnungsfaktoren

Der Vergleich zwischen den zurzeit gültigen Prüfbedingungen ([6], [7]) mit den Bestimmungen zur Festlegung der Betoneigenschaften von 1904 bis



Abb. 2: Druckfestigkeitsprüfung an Betonzylindern

heute zeigt, dass ab 1916 von einer Vergleichbarkeit der Ergebnisse von Druckversuchen an Probekörpern aus Beton mit heutigen Prüfergebnissen ausgegangen werden kann. Dabei sind lediglich Umrechnungsfaktoren zur Berücksichtigung der unterschiedlichen Prüfkörperformen und der Prüfkörperlagerung notwendig. Entsprechende Übersichten zu den wichtigsten Vorschriften zur Prüfung der Materialeigenschaften und -güte von Beton und Betonstahl sowie zur Bemessung von Beton- und Stahlbetonbauteilen sind im Betonkalender 2009 [8] und in [1] gegeben, wobei [1] auch zusätzliche Übersichten zum Stahl- und Mauerwerksbau enthält.

2.1.1 Probekörperform

Die bevorzugte Referenzform der Probekörper zur Ermittlung der Betondruckfestigkeit war im letzten Jahrhundert die Würfelform. Sie wurde 1916 in den Bestimmungen des Deutschen Ausschusses für Eisenbeton [9] mit einer Kantenlänge von 300 mm für Beton und 200 mm für Eisenbeton festgelegt. Seit der Einführung der DIN 1048:1925-09 [10] und deren nachfolgenden Bestimmungen betrug die geforderte Kantenlänge 200 mm. Ausgenommen davon ist der Zeitraum von 1980 bis 1990 im Geltungsbereich der ehemaligen Deutschen Demokratischen Republik, in welchem eine Kantenlänge von 150 mm nach TGL 33433/04:1979-06 [11] gefordert wurde.

Anhand der Untersuchungen von Gehler ([12], [13]) und Bonzel [14] sowie den Festlegungen in DIN 1045:1988-07 [4], [15] werden folgende Umrechnungsfaktoren für die Probekörperformen gewählt (**Abb. 3**):

■ Umrechnungsfaktor $k_{150/200}$ für die Umrechnung zwischen Würfelproben mit 200 mm Kantenlänge und Würfelproben mit 150 mm Kantenlänge:

$$\frac{f_{c, cube 150}}{f_{c, cube 200}} = k_{150/200} = 1,05. \quad (1)$$

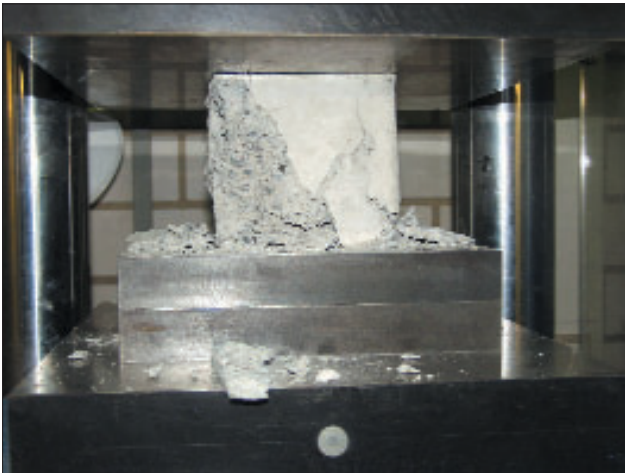


Abb. 3: Druckfestigkeitsprüfung am Betonwürfel

■ Umrechnungsfaktor $k_{cyl/cube}$ zwischen Würfelproben mit Kantenlänge 150 mm und Zylinderproben mit 150 mm Durchmesser und 300 mm Höhe:

$$\frac{f_{c,cyl}}{f_{c,cube\ 150}} = k_{cyl/cube} = 0,80. \quad (2)$$

Mit:

- $f_{c, cube\ 150}$ Betondruckfestigkeit eines Würfels mit 150 mm Kantenlänge,
- $f_{c, cube\ 200}$ Betondruckfestigkeit eines Würfels mit 200 mm Kantenlänge,
- $f_{c, cyl}$ Betondruckfestigkeit eines Zylinders (d/h = 150/300 mm).

2.1.2 Lagerungsbedingungen

Wie bereits erläutert, gilt gemäß [4] und [5] die Lagerung der Probekörper im Wasser als Referenzlagerung. Da in Deutschland die Wasserlagerung jedoch nicht als Standardlagerung vorherrscht, kann gemäß nationalem Anhang in [6] auch eine „Trockenlagerung“ erfolgen.

Gemäß den Regelungen für eine „Trockenlagerung“ sind die Probekörper nach der Herstellung für 24 h in den Formen bei einer Lufttemperatur von 15



Abb. 4: In Wasser gelagerter Probekörper

°C bis 22 °C in einem geschlossenen Raum vor Zugluft geschützt zu lagern und gegen Austrocknen zu schützen. Im Anschluss erfolgt die Lagerung für 6 Tage auf Rosten in einem Wasserbad mit Leitungswasser von 20 °C (Abb. 4). Alternativ können die Probekörper auch 6 Tage auf einem Lattenrost in einer Feuchtekkammer mit 20 °C und > 95 % rel. Luftfeuchtigkeit gelagert werden. Im Alter von 7 Tagen nach der Herstellung werden die Probekörper aus dem Wasserbad oder der Feuchtekkammer entnommen und bis zur Prüfung in einem geschlossenen Raum bei einer Temperatur von 15 °C bis 22 °C auf einem Lattenrost gelagert.

Diese Lagerungsbedingungen entsprechen den Regelungen der DIN 1048-5:1991-06 [16] und werden bereits weitgehend seit 1916 in [9] gefordert und stimmen grundsätzlich seit Einführung der DIN 1048:1944-04 [17] und deren nachfolgenden Bestimmungen mit [16] überein. Somit kann der in [5] festgelegte Umrechnungsfaktor zur Berücksichtigung unterschiedlicher Lagerungsbedingungen von Probekörpern aus Normalbeton auch für Betone verwendet werden, die ab 1916 hergestellt wurden:

$$f_{c, cube} = 0,92 \cdot f_{c, dry} \quad (3)$$

Mit:

- $f_{c, cube}$: Betondruckfestigkeit eines Würfels mit 150 mm Kantenlänge bei Referenzlagerung,
- $f_{c, dry}$: Betondruckfestigkeit eines Würfels mit 150 mm Kantenlänge bei „Trockenlagerung“.

2.2 Statistische Kenngrößen der Betondruckfestigkeit

Zur Umrechnung der bis 1972 geforderten mittleren Druckfestigkeiten von Betongütern und -klassen in die geforderten 5%-Quantile der aktuellen Normen sind diese anhand von Verteilungsfunktionen und den dazugehörigen Streuungsmaßen (Standardabweichung, Variationskoeffizient) zu beschreiben.

Die Untersuchungen von Rüsck et al. [18] zeigen, dass die Festigkeitswerte von Prüfkörpern zum größten Teil als Normalverteilung vorliegen. Des Weiteren wird die logarithmische Normalverteilung als sinnvolle Annahme bei niedrigen Betongütern genannt. Die gleichen Verteilungsfunktionen werden ebenso von König et al. [19] zur Beschreibung der Betondruckfestigkeit vorgeschlagen.

Die Standardabweichung und der Variationskoeffizient der Betondruckfestigkeit werden in der vorliegenden Arbeit in Abhängigkeit von einer ange-

Sorgfalt bei der Überwachung	Kleine Baustelle, keine Betonproben, Zumessung nach Volumen, Überwachung durch Polier	Mittlere Baustelle, 3 - 10 Betonproben, Zumessung nach Volumen oder Gewicht, Überwachung durch Polier	Großbaustelle, 30 und mehr Betonproben, Zumessung nach Gewicht, Überwachung durch Betoningenieur
Urteil	Standardabweichung von Würfelproben N/mm ²		
sehr gut	5	4	3
gut	6	5	4
annehmbar	8	6,5	5
nachlässig	9	8	7

Tab. 1: Vorschlag für die Abschätzung der Standardabweichung der Betondruckfestigkeit in Abhängigkeit von der Ausführungsqualität [18]

Ausführungsqualität	Variationskoeffizient für Beton mit einer mittleren Druckfestigkeit < 20 N/mm ²	Standardabweichung für Beton mit einer mittleren Druckfestigkeit ≥ 20 N/mm ²
Betonwerke mit guten Ausgangsstoffen, geschultem Personal und einwandfreier Fertigungskontrolle	$v = 0,125 \dots 0,20$ 0,15	$s = 2,5 \dots 4,0$ 3,0
Größere Baustellen und Transportbeton mit normalen Fertigungs- und Kontrollbedingungen	$v = 0,20 \dots 0,275$ 0,225	$s = 4,0 \dots 5,5$ 4,5
Kleinere Baustellen mit Herstellung des Betons auf der Baustelle	$v = 0,275 \dots 0,35$ 0,30	$s = 5,5 \dots 7,0$ 6,0

Tab. 2: Vorschlag für die Abschätzung von Variationskoeffizient und Standardabweichung der Betondruckfestigkeit in Abhängigkeit von der Ausführungsqualität [20]

nommen Produktionsqualität gewählt. Grundlage hierfür sind die Vorschläge in [18] und von Spaethe [20] zur Abschätzung der zu erwartenden Standardabweichung (vgl. **Tabelle 1** und **Tabelle 2**).

Die Abschätzung der Standardabweichung in **Tabelle 1** repräsentiert das Streuniveau der Betondruckfestigkeit in den 1950er Jahren, da sie sich zum vorwiegenden Teil aus Kennwerten von Baustellen dieser Zeitperiode ableitet (**Abb. 5**).

Etwas engere Bereiche für die Standardabweichung nennt [20], jedoch sind diese keiner genaueren Zeitperiode zugeordnet.

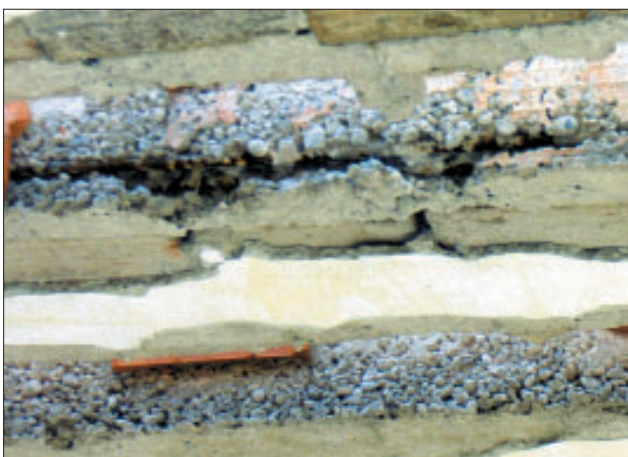


Abb. 5: Beispiel für mangelhaft verdichteten Beton in Stahlbetonrippendecken

2.3 Charakteristische Eigenschaften von Betonen

Wie in [1] näher erläutert, kann von der Annahme ausgegangen werden, dass die Ergebnisse von Druckversuchen an Probekörpern aus Beton seit 1916 als vergleichbar mit aktuellen Prüfergebnissen betrachtet werden können. Dies ist grundlegende Voraussetzung für eine Umrechnung der mittleren Betondruckfestigkeit auf das 5%-Quantil der Betondruckfestigkeit.

Die Wahl der Verteilungsfunktion zur Umrechnung der Betondruckfestigkeit erfolgt nach dem Vorschlag von Fischer [21] über den Variationskoeffizienten v bei Stichprobenumfängen von mehr als 30 Proben mit:

$$v \leq 0,20 \text{ Normalverteilung (NV),}$$

$$v > 0,20 \text{ logarithmische Normalverteilung (LNV).}$$

Für den Zeitraum von 1916 bis 1972 werden die Ergebnisse von [18] als Annahme der Standardabweichung σ der Grundgesamtheit für unterschiedliche Qualitätsniveaus genutzt. Bei mittleren Druckfestigkeiten < 20 N/mm² wird ein konstanter Variationskoeffizient gemäß der Empfehlung von [20] verwendet.

Die Abschätzung der charakteristischen Druckfestigkeiten für Betone erfolgt für einen Qua-

litätsbereich der Herstellung und Fertigung, der folgende Grenzen aufweist:

- Untere Grenze der charakteristischen Betondruckfestigkeit f_{ck}^u :

Kleinere Baustellen mit annehmbarer bis guter Überwachung und Herstellung des Betons auf der Baustelle ohne Probeentnahmen:

$$\begin{aligned} v &= 0,35 && \text{für } f_{cm, cube 200} < 20 \text{ N/mm}^2 \\ \sigma &= 7,0 \text{ N/mm}^2 && \text{für } f_{cm, cube 200} \geq 20 \text{ N/mm}^2 \end{aligned}$$

- Obere Grenze der charakteristischen Betondruckfestigkeit f_{ck}^o :

Mittlere Baustelle mit sehr guter Überwachung (3-10 Betonproben) oder Großbaustelle mit guter Überwachung (mehr als 30 Betonproben bei der Herstellung):

$$\begin{aligned} v &= 0,20 && \text{für } f_{cm, cube} < 20 \text{ N/mm}^2 \\ \sigma &= 4,0 \text{ N/mm}^2 && \text{für } f_{cm, cube} \geq 20 \text{ N/mm}^2 \end{aligned}$$

Aus der Umkehrfunktion der zweiparametrischen logarithmischen Normalverteilung ergibt sich die charakteristische Betondruckfestigkeit für Betone mit mittleren Druckfestigkeiten $< 20 \text{ N/mm}^2$ unter Berücksichtigung obiger Umrechnungsfaktoren zu:

$$f_{ck} = \exp \left[\ln \left(\frac{f_{cm, cube 200}}{\sqrt{1+v^2}} \right) - 1,645 \cdot \sqrt{\ln(1+v^2)} \right] \cdot k_{150/200} \cdot k_{cyl/cube} \cdot k_L \quad (\text{LNV}) \quad (4)$$

Nach Gleichung (4) ergeben sich auch die charakteristischen Druckfestigkeiten für mittlere Betondruckfestigkeiten $\geq 20 \text{ N/mm}^2$ und Variationskoeffizienten $v > 0,20$.

Für mittlere Betondruckfestigkeiten $\geq 20 \text{ N/mm}^2$ und Variationskoeffizienten $\leq 0,20$ erhält man aus der Umkehrfunktion der Normalverteilung und den oben genannten Umrechnungsfaktoren die charakteristische Druckfestigkeit zu:

$$f_{ck} = (f_{cm, cube 200} - 1,645 \cdot \sigma) \cdot k_{150/200} \cdot k_{cyl/cube} \cdot k_L \quad (\text{NV}) \quad (5)$$

Wie **Tabelle 3** zeigt, erreichen Betongüten bzw. -klassen von 1916 bis 1972 mit den statistischen Kennwerten von kleinen Baustellen mit annehmbarer bis guter Überwachung erst mit einem B 225 die Zuordnung in die unterste Festigkeitsklasse nach DIN EN 206-1 [4]. Auch Betone, die unter der Annahme einer sehr guten Überwachung auf einer mittleren Baustelle bzw. einer guten Überwachung auf einer Großbaustelle hergestellt sind, erreichen erst ab B 225 eine Festigkeitsklasse von C12/15.

Für Betonfestigkeitsklassen von 1972 bis 2001 sind nur die Umrechnungsfaktoren für die unterschiedliche Probeform und die unterschiedliche Lagerung zu berücksichtigen, da die Nenndruckfestigkeit β_{WN} ab DIN 1045:1972-01 [22] als 5%-Quantil der Grundgesamtheit definiert ist ($\triangleq f_{ck, cube 200}$):

$$f_{ck} = f_{ck, cube 200} \cdot k_{150/200} \cdot k_{cyl/cube} \cdot k_L \quad (6)$$

Für Betonfestigkeitsklassen von 1980 bis 1990 nach TGL 33411/01:1979-06 [23] ist die Normwürfeldruckfestigkeit R^n als 5%-Quantile des 150-mm-Würfels definiert ($f_{ck, cube 150}$). Somit ergibt sich für die Umrechnung:

$$f_{ck} = f_{ck, cube 150} \cdot k_{cyl/cube} \cdot k_L \quad (7)$$

Zeitraum	Betonfestigkeitsgüte/ bzw. -klasse	untere Grenze f_{ck}^u [N/mm ²]	obere Grenze f_{ck}^o [N/mm ²]	f_{ck}^u ; f_{ck}^o nach aktueller Festigkeitsklasse (DIN EN 206-1[4])
1916-1925	W ₂₈ =150 kg/cm ²	6,3	8,5	- ; C8/10
	W ₂₈ =180 kg/cm ²	7,5	10,2	- ; C8/10
1925-1932	W _{b28} =100 kg/cm ²	4,2	5,7	- ; -
	W _{b28} =130 kg/cm ²	5,4	7,4	- ; -
	W _{b28} =180 kg/cm ²	7,5	10,2	- ; C8/10
1932-1943	W _{b28} =120 kg/cm ²	5,0	6,8	- ; -
	W _{b28} =160 kg/cm ²	6,7	9,1	- ; C8/10
	W _{b28} =210 kg/cm ²	9,0	11,1	- ; C8/10
1943-1972 (DDR bis 1980)	B 120	5,0	6,2	- ; -
	B 160	6,7	8,3	- ; C8/10
	B 225	10,1	12,3	C8/10 ; C12/15
	B 300	15,5	18,0	~C16/20 ; C16/20

Tab. 3: Zuordnung der Druckfestigkeiten verschiedener Betongüten und -klassen von 1916 bis 1972 (bzw. 1980 DDR) in die Druckfestigkeitsklassen nach DIN EN 206-1 [4]

Angemerkt sei, dass die Zuordnung der Festigkeitsklassen nach **Tabelle 4** nicht mit der Zuordnung des DIBts aus dem Jahr 2002 [24] verglichen werden kann. Die dort gestellten Festlegungen gelten nur für den Fall, dass ein Beton mit Betonfestigkeitsklasse nach früherem Normenwerk bestellt wurde (zum Beispiel B 35) und gemäß der Betonfestigkeitsklasse nach neuerem Normenwerk geliefert werden soll (C30/37).

Zeitraum	Betonfestigkeitsklasse	f_{ck} [N/mm ²]	Festigkeitsklasse nach DIN EN 206-1 [4]
1972-1978	Bn 50	3,9	–
	Bn 100	7,7	~C8/10
	Bn 150	11,6	~C12/15
	Bn 250	19,3	C16/20
	Bn 350	27,1	C25/30
	Bn 450	34,8	~C35/40
	Bn 550	42,5	C40/50
1978-2001	B 5	3,9	–
	B 10	7,7	~C8/10
	B 15	11,6	~C12/15
	B 25	19,3	C16/20
	B 35	27,1	C25/30
	B 45	34,8	~C35/45
	B 55	42,5	C40/50
1980-1990 (DDR)	Bk 5	3,7	–
	Bk 7,5	5,5	–
	Bk 10	7,4	~C8/10
	Bk 15	11,0	~C12/15
	Bk 20	14,7	~C12/15
	Bk 25	18,4	C16/20
	Bk 35	25,8	C25/30
	Bk 45	33,1	C30/37
	Bk 55	40,5	C40/50

Tab. 4: Zuordnung der Betonfestigkeit für verschiedene Betonklassen von 1972 bis 2001 in die Druckfestigkeitsklassen nach DIN EN 206-1 [4]

Wie bereits in [8] erläutert wurde, weisen die Zuordnungen des DBV-Merkblatts „Beton und Betonstahl“ [25] den historischen Betondruckfestigkeiten vor 1972 höhere charakteristische Druckfestigkeiten zu, als in diesem Beitrag vorgestellt. So wird z. B. die charakteristische Druckfestigkeit eines zwischen 1943 und 1972 produzierten B 225 um 30 % (16 N/mm²) höher eingestuft als die obere Grenze f_{ck}^o der **Tabelle 3**. In [25] werden die historisch zulässigen Betondruckspannungen mit den heutigen Bemessungswerten der Druckfestigkeit gleichgesetzt. Dabei wird angenommen, dass die Einflüsse aus Dauerbelastung, der Unterschied zwischen Prüfkörpern/Bauwerk und die damals erwarteten Streuungen der Bauqualität in den reduzierten zulässigen Spannungen abgebildet waren. Nach Gleichung (5) ergäbe sich für

den bereits erwähnten B 225 unter Vernachlässigung des Umrechnungsfaktors k_L für unterschiedliche Lagerungsbedingungen eine Standardabweichung von lediglich 2,10 N/mm², was das Niveau einer Großbaustelle mit sehr guter Überwachung nach [18] übertrifft. Inwiefern die tatsächlichen Streuungen der damaligen Bauqualität in [25] unterschätzt werden oder ob die vorliegend getroffenen Annahmen als zu konservativ einzustufen sind, kann nur durch weitere Untersuchungen geklärt werden.

Unumstritten ist jedoch die Tatsache, dass die Festlegung der charakteristischen Betondruckfestigkeiten bei der tatsächlichen Bewertung der Standsicherheit einer baulichen Anlage nur anhand der im vorliegenden Beitrag oder in [25] beschriebenen Zuordnungen keinesfalls ausreicht. Die angegebenen charakteristischen Werkstoffkennwerte sind durch eine qualifizierte Bestandsaufnahme zu verifizieren – ungeprüft können sie nur der Vorbemessung dienen.

3 Betonstahl

Die folgende Betrachtung von Betonstählen (**Abb. 6**) aus verschiedenen Zeitperioden des letzten Jahrhunderts beschränkt sich auf deren mechanische Eigenschaften. Für weitere Informationen über in Deutschland verwendete Betonstähle (Erscheinungsbild, Schweißbeignung, etc.) wird auf die umfassende Datensammlung von Bindseil und Schmitt [26] und auf Bargmann [27] verwiesen.

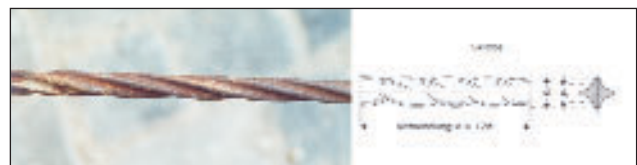


Abb. 6: Drillwulst-Stahl von 1937, aus [26]

Der für die Bemessung von Stahlbetonbauteilen maßgebende Wert stellt die Streckgrenze f_y dar, deren charakteristischer Wert f_{yk} als 5%-Quantile festgelegt ist [3]. Daneben werden über das Verhältnis von Zugfestigkeit/Streckgrenze f_t/f_y , und der Dehnung unter Höchstlast A_{gt} (jeweils als 10%-Quantile) die Anforderungen an die Duktilität geregelt [3].

3.1 Vergleich der Prüfbedingungen

Wie der Vergleich in [1] zwischen den früheren und den aktuellen Prüfbedingungen für Betonstahle und Betonstahlmatten (DIN EN ISO 15630-1 [28], DIN EN ISO 15630-2 [29] und DIN EN 10002-1 [30]) zeigt, können sie seit 1936 mit Einführung der DIN 1605 Blatt 2 [31] und deren Nachfolgern als ver-

gleichbar betrachtet werden. Hinsichtlich der Prüfbedingungen ist eine Umrechnung der mechanischen Kennwerte mittels Umrechnungsfaktoren nicht notwendig. Einen Sonderfall stellt jedoch die geforderte Dehnung bei Höchstlast A_{gr} [3] zur Beurteilung der Duktilität dar, weil frühere Normenwerke nur Regelungen bezüglich der Bruchdehnung enthielten.

3.2 Beurteilung der Duktilität historischer Betonstähle

Wie Rußwurm [32] berichtet, sollen bis zur bauaufsichtlichen Einführung einer neuen DIN 488 Übergangsregeln zur Zuordnung von Betonstählen in die Duktilitätsklassen A und B gelten, um die fehlenden Regelungen der zurzeit noch gültigen DIN 488 Teil 1 von 1984 [33] zu kompensieren (**Tabelle 5**). Diese seit 2003 angewandten Übergangsregeln beurteilen die Duktilität von Betonstählen wie folgt:

Normalduktil (A)	Hochduktil (B)
BSt 500 M – Betonstahlmatten tiefgerippt	BSt 500 S – Betonstabstahl
BSt 500 KR – Betonstahl im Ring, kaltgerippt	BSt 500 WR – Betonstahl im Ring, warmgerippt

Tab. 5: Seit 2003 eingeführte Einstufung von Betonstählen in Duktilitätsklassen A/B nach [32]

Für hochgerippte Betonstahlmatten nach DIN 488 Teil 4 [34] von 1986 kann keine eindeutige Einstufung in eine Duktilitätsklasse erfolgen, da diese nicht einmal die Anforderungen an die Duktilitätsklasse A (normalduktil) erfüllen [32]. Untersuchungen an entsprechenden Matten ergaben für die zugrunde gelegten 10%-Quantile der Kenngrößen der Duktilität Werte, die in **Tabelle 6** den Anforderungen der Duktilitätsklasse A gegenübergestellt sind.

Anforderung	BSt 500 M (hochgerippt) nach DIN 488-4:198 [34]	BSt 500 M (A) nach DIN 1045-1:2008 [3]
Verhältnis von Zugfestigkeit zu Streckgrenze $(f_t/f_{yk})_k$	1,032	1,05
Dehnung unter Höchstlast A_{gr}	1,67 %	2,5 %

Tab. 6: Vergleich Eigenschaften der Betonstahlmatten [32]

Wie auch schon in [8] angemerkt, bedeutet dies bei der Nachrechnung (nach [3]) eines Bestandsgebäudes, welches mit entsprechenden hochgerippten Betonstahlmatten ausgeführt wurde, dass nur die linear-elastischen Berechnungsverfahren zur Schnittgrößenermittlung ohne Einschränkungen angewendet werden können. Die linear-elastischen Berechnungen mit Umlagerung könnten zumindest wie für Betonstähle mit normaler Duktilität herangezogen werden,

da sie bereits in früheren Fassungen der DIN 1045 eine Umlagerung der Stützmomente um bis zu 15 % ohne entsprechende Duktilitätsanforderungen zuließen. Des Weiteren sollte bei der Biegebemessung mit diesen und älteren Betonstahlmatten im Grenzzustand der Tragfähigkeit die Stahldehnung auf maximal $\epsilon_{su} = 1,5 \%$ begrenzt sowie auf die Ausnutzung des ansteigenden Astes der Spannungs-Dehnungs-Linie nach Erreichen der Streckgrenze verzichtet werden.

Weitere Untersuchungen von Rußwurm [35] an schweißbaren Betonstabstählen gemäß [33] liefern folgenden Zusammenhang zwischen der einst geforderten Bruchdehnung des langen Proportionalstabs A_{10} und der Gleichmaßdehnung A_g nach der Herstellungsart der Stähle (**Tabelle 7**).

Die kaltverformten und warmgewalzten, unbehandelten Betonstähle gemäß [33] unterscheiden sich im Wesentlichen nur in ihrer chemischen Zusammensetzung von den Betonstählen der Gruppe III K und III U nach DIN 488 Blatt 1 [36] von 1972. Diese Veränderung wurde nur zur Sicherstellung der Schweiß-eignung vorgenommen (Kapitel „Erläuterungen“ in [33]). Die Nennwerte der Festigkeitseigenschaften blieben unverändert. Daher wird hier davon ausgegangen, dass die Verhältnismerte der **Tabelle 7** auch für Betonstähle gemäß [36] verwendet werden können.

Herstellungsart	A_{10}/A_g
kaltgewalzter Betonstahl	2,25
warmgewalzter, aus der Walzhitze wärmebehandelter Betonstahl	1,65
warmgewalzter, unbehandelter Betonstahl	1,55

Tab. 7: Verhältnis von Bruchdehnung A_{10} und Gleichmaßdehnung A_g und von schweißgeeigneten Betonstabstählen, nach [35]

Setzt man die in den Ausgaben von 1972 [36] und 1984 [33] der DIN 488 geforderten 5%-Quantile der Bruchdehnung A_{10} als erfüllt voraus, so ergeben sich über die Verhältnismerte nach [35] Gleichmaßdehnungen A_g , die auf der sicheren Seite liegend mit den in [3] geforderten Gesamtdehnungen unter Höchstkraft verglichen und einer entsprechenden Duktilitätsklasse zugeordnet werden können (**Tabelle 8**).

Für geschweißte Betonstahlmatten wird in [35] keine allgemeine Beziehung zwischen Bruchdehnung A_{10} und Gleichmaßdehnung A_g gegeben. Nach [25] ist die Einstufung gemäß der oben stehenden für Betonstabstahl in Duktilitätsklasse B auch für ältere naturharte (nicht kaltverformte oder kaltgereckte) Betonstabstähle ohne Einschränkung möglich. Für kalt-

Herstellungsart	A_g bei $A_{10} = 10\%$ [%]	Duktilitätsklasse nach DIN 1045-1 [3]
kaltgewalzter Betonstahl	4,4	A
warmgewalzter, aus der Walzhitze wärme- behandelter Betonstahl	6,1	B
warmgewalzter, unbe- handelter Betonstahl	6,5	B

Tab. 8: Gleichmaßdehnung A_g für seit 1972 produzierte Betonstabstähle verschiedener Herstellungsart, ermittelt über die Bruchdehnung $A_{10} = 10\%$ nach [35], und Zuordnung in Duktilitätsklasse nach [3]

verformte Betonstähle, die vor 1972 hergestellt wurden, kann keine allgemeine Einteilung in eine Duktilitätsklasse bezüglich der Gesamtdehnung unter Höchstkraft erfolgen, da keine Untersuchungen zu diesen Stählen vorliegen.

3.3 Statistische Kennwerte von Betonstahl

Zu Betonstählen, die vor 1972 produziert wurden, enthält die deutschsprachige Fachliteratur über historische Betonstähle ([26], [27] oder [37]) keine statistischen Kenngrößen bezüglich der oben genannten Materialeigenschaften.

Die Richtlinie 805 der Deutschen Bahn „Tragsicherheit bestehender Eisenbahnbrücken“ [38] enthält ebenfalls keine statistischen Kenngrößen der Festigkeitseigenschaften für Betonstähle, gibt aber im Modul 805.0103 Empfehlungen für die Annahmen der charakteristischen Werte (5%-Quantile):

- Für Betonstähle, die vor 1972 eingebaut wurden, dürfen für die Zugfestigkeit R_m und die Bruchdehnung A_{10} die in den Vorschriften der Produktionszeit geforderten Mindestwerte als charakteristische Werte zugrunde gelegt werden.
- Für die charakteristischen Werte der Streckgrenze (bzw. 0,2%-Dehngrenze) f_{yk} sind in Abhängigkeit vom Herstellungsjahr des Tragwerkes und der seinerzeitigen Betonstahlgüte die Werte der **Tabelle 9** anzunehmen.

Herstellungsjahr	Betonstahlgüte	f_{yk} [N/mm ²]
vor 1930	–	130
	Handelseisen (Anm.: St 37)	210
von 1930 bis 1948	hochwertiger Betonstahl (Anm.: St 52)	260
ab 1948 bis 1972	I	245
	II, III, IV	315
ab 1972	es gilt DIN 1045 (Anm.: mit DIN 488)	

Tab. 9: Charakteristische Werte f_{yk} der Betonstähle, nach [38]

Im vorliegenden Beitrag wird von der Annahme ausgegangen, dass die oben stehende Empfehlungen aus [38] bezüglich der charakteristischen Werkstoffwerte für in Brückenbauwerken verwendeten Betonstahl auch für andere Konstruktionen aus Stahlbeton angewendet werden können.

Die in **Tabelle 9** genannten charakteristischen Kennwerte der Streckgrenze für Stahlgüten ab 1948 (I, II, III, IV) werden im Folgenden ebenfalls für Betonstähle, die auf dem Hoheitsgebiet der DDR zwischen 1965 und 1972 nach TGL 101-054 [39] produziert wurden, verwendet. Dabei wird davon ausgegangen, dass deren Produktionsqualität mindestens dem Niveau von 1948 entspricht. Ausgehend von der geforderten Mindeststreckgrenze gemäß [39] werden die warmgewalzten Betonstähle ST A-0 und ST A-I der Betonstahlgüte I und der warmgewalzte Betonstahl ST A-III der Betonstahlgüte II zugeordnet.

Mit den Einführungen der Reihen DIN 488 und TGL 12530 von 1972 werden die mechanischen Materialkennwerte der genormten Betonstähle erstmals in ganz Deutschland als 5%-Quantile der Grundgesamtheit definiert. Für Betonrippenstähle mit Zulassung legte der Arbeitskreis „Betonstähle“ des Länder-Sachverständigenausschusses in den westlichen Bundesländern bereits im April 1968 das 5%-Quantil der Festigkeitseigenschaften als Anforderungskriterium in den Vorläufigen Richtlinien für die Güteüberwachung von Betonrippenstahl [40] fest. Zuvor waren die Anforderungen als Mindestwerte definiert.

Die Untersuchungen von Rehm und Rußwurm [41] sowie die vom Deutschen Institut für Bautechnik zur Verfügung gestellten anonymisierten Überwachungsunterlagen von Betonherstellern zeigen, dass die in den 1970er Jahren produzierten Betonstähle die gestellten Anforderungen an die Festigkeitswerte in der Regel überschreiten. Somit können die in [36] geforderten Nennwerte der Betonstahlsorten auf der sicheren Seite als 5%-Quantile angenommen werden.

Für Betonstähle, die gemäß der Reihe TGL 12530 ab 1972 produziert wurden, liegen keine statistischen Kennwerte aus der Produktion vor. In der vorliegenden Arbeit wird davon ausgegangen, dass die eingebauten Betonstähle die geforderten 5%-Quantile der Festigkeitseigenschaften einhalten und somit als charakteristische Werte angesetzt werden können.

3.4 Charakteristische Eigenschaften von Betonstählen

In den folgenden Tabellen sind die charakteristischen Streckgrenzen bzw. 0,2%-Dehn-

grenzen für Betonstähle – geordnet nach ihren Bezeichnungen – aus verschiedenen Zeitperioden des letzten Jahrhunderts zu entnehmen. Die Gliederung orientiert sich dabei zwar an den Tabellen in [25], die im vorliegenden Beitrag zugewiesenen charakteristischen Streckgrenzen weichen jedoch von den dort gegebenen Empfehlungen ab.

Der Grund hierfür liegt in den unterschiedlich gewählten Ansätzen. In [25] werden die charakteristischen Werte anhand der einst zulässigen Spannungen der Betonstähle in den historischen Stahlbetonbestimmungen und mithilfe eines globalen Sicherheitsbeiwertes $\gamma = 1,6$, der die Streuungen auf Einwirkungs- und Widerstandsseite abdecken soll, gebildet.

Des Weiteren werden in den folgenden Tabellen die Betonstabstähle entsprechend den Empfehlungen und Erkenntnisse des Abschnitts 3.2 den Duktilitätsklassen nach DIN 1045-1 [3] zugeordnet (**Tabelle 10** und **Tabelle 11**). Für die in verschiedenen Zeitperioden produzierten Betonstahlmatten können keine allgemeinen Empfehlungen zur Einstufung in eine Duktilitätsklasse gegeben werden (**Tabelle 12**).

Da für Betonstähle, die vor 1972 produziert wurden, keine ausreichenden statistischen Kennwerte vorliegen, werden die im vorherigen Abschnitt genannten Empfehlungen auf der Grundlage der DB-Richtlinie 805 [38] zur Annahme der charakteristischen Streckgrenze übernommen.

Für Betonstähle, die nach 1972 produziert wurden, werden entsprechend den Erläuterungen des vorherigen Abschnitts die geforderten Nennwerte der jeweiligen Normen und Standards als auch der allgemeinen bauaufsichtlichen Zulassungen (bereits ab 1968) angenommen (**Abb. 7**).

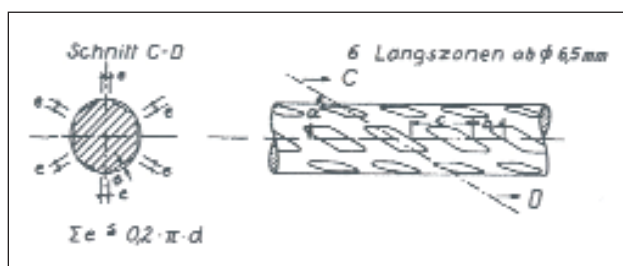


Abb. 7: Betonstahlmatten mit Sonderprofilierung ab 1968 mit sechs Rippenreihen, aus [26]

Bezeichnung	Stahlgüte [Duktilitätsklasse]	Verwendung	Jahr	charakt. Streckgrenze f_{yk} [N/mm ²]
glatte Rundstähle	Flusseisen; Flussstahl (ab 1925: St 00.12) [B]	1860-1937	–	130
	Flussstahl, Handelseisen (ab 1925: St 37, St 37.12) [B]	1860-1972	vor 1943	210
			ab 1943	245
	Betonstahl I (ab 1943) [B]	1943-1972	1943	245
	BSt 220/340 GU (DIN 488) [B]	1972-1984	1972	220
	hochwertiger Stahl St 52 [B]	1932-1972	1932	260
	Betonstahl IIa (ab 1943) [B]	1943-1972	1943	315
	St A-0 (DDR) Betonstahl I [B]	1965-1985	ab 1965	245
			ab 1972	220
St A-I (DDR) Betonstahl II [B]	1965-1990	ab 1965	245	
		ab 1972	240	
St B-IV / St B-IV S (DDR) [-]	1970-1990	1972	490	
Beton- Rippenstahl DIN 488	BSt 220/340 RU (I) [B]	1972-1984	1972	220
	BSt 420/500 RU (III) [B]			420
	BSt 420/500 RK (III) [A]			
	BSt 420 S (III) [B]	seit 1984	1984	420
	BSt 420 S (III) verwunden [A]			
	BSt 500 S (IV) [B]			
	BSt 500 S (IV) verwunden [A]			500
Beton- Rippenstahl (DDR) TGL 101-054 TGL 12530 TGL 33403	St A-III [B]	1965-1990	ab 1965	315
			ab 1972	390
	St T-III [B]	1972-1985	1972	400
	St T-IV (ab 1981) [B] St B-IV RDP [-] St B-IV S-RDP [-]	1977-1990	1977	490

Tab. 10: Charakteristische Streckgrenzen und Duktilitätsklassen von Betonstabstählen verschiedener Zeitperioden

Bezeichnung	Stahlgüte [Duktilitätsklasse]	Verwendung	Jahr	charakt. Streckgrenze f_{yk} [N/mm ²]	
Isteg-Stahl	min. St 37, durch Verwindung kaltverfestigt [-]	1933-1942	1933	210	
Drillwulst-Stahl	St 52 [B]	1937-1956	1937	260	
	Betonstahl IIIa [B]		1943	315	
Nocken-Stahl	St 52 [B]	1937-1962	1937	260	
	BSt IIa, IIIa, IVa [B]		1943	315	
Torstahl	St 37 [-]	1938-1960	1938	210	
	Betonstahl IIIb [-]		1943	315	
quergewalzte Betonformstahl	BSt I [B]	1952-1972	1952	245	
	BSt IIa [B], III a[B], IV a [A]			315	
	BSt IIb; IIIb; IVb [-]				
QUERI-Stahl	Betonstahl IVa [-]	1952-1972	1952	315	
kaltverformter, schrägerippter Betonformstahl	Betonstahl IIIb, IVb [-]	1956-1962	1956		
Rippen-Torstahl	Betonstabstahl IIIb [-]	1959-1972	1959		
FILITON-Stahl	Betonstahl IIIb [-]	1965-1969	1965		
HI-BOND-A-Stahl	Betonstahl IIIa [B]	1959-1972	1959		
NORI-Stahl	Betonstahl IIIa, IVa [B]	1960-1972	1960		
NORECK-Stahl	Betonstahl IIIb [-]	1960-1967	1960		
schrägerippter Betonformstahl	mit Einheitszulassung BSt IIIa [B]	1964-1972	1964		
DIROC-Stahl	Betonstahl IIIa [B]	1964-1969	1964		
Stahl Becker KG	Betonstahl IIIa [B]	1964-1969	1964		
GEWI-Stahl	BSt 420500 RU (III) [B]	seit 1974	1974		420
	BSt 500 S (IV) [B]	seit 1984	1984		500
Betonformstahl vom Ring	BSt 500 WR (IV) [B]	seit 1984	1984		500
	BSt 500 KR (IV) [A]				
Betonformstahl Kerntechnik	BSt 1100 [-]	seit 1988	1988	500	
Betonformstahl	BSt 420/500 RUS [B] BSt 420/500 RTS [B]	seit 1977	1977	420	
	BSt 500/550 RU (IV) [B] BSt 500/550 RK (IV) [A]	1973 -1984	1973	500	
	BSt 500/550 RUS [B] BSt 500/550 RTS [B]	1976-1984	1976	500	
Betonstahl in Ringen mit Sonderrippung	BSt 500 WR [A]	seit 1991	1991	500	

Tab. 11: Charakteristische Streckgrenzen und Duktilitätsklassen von Betonformstählen mit Zulassung verschiedener Zeitperioden

4 Zusammenfassung und Ausblick

Im vorliegenden Artikel werden Tabellen vorgestellt, die eine Zuordnung der Materialkennwerte von Beton und Betonstahl aus verschiedenen Zeitperioden des letzten Jahrhunderts in die nach aktuellem Normenwerk geforderten charakteristischen Baustoffkennwerte ermöglichen. Für Beton erfolgt eine Einstufung in die aktuellen Druckfestigkeitsklassen

nach [4]. Die zu wählende Duktilitätsklasse sowie die charakteristische Streckgrenze nach [3] werden für Betonstabstahl, Betonformstahl mit Zulassung und Betonstahlmatten (jedoch ohne Duktilitätsklasse) zur Verfügung gestellt.

Die in Tabellenform gegebenen Zuordnungen können jedoch nur der Vorbemessung dienen. Bei der tatsächlichen Bewertung der Standsicherheit einer baulichen Anlage müssen für die weiteren Planungsschritte die getroffenen Annahmen durch eine qualifizierte Bestandsaufnahme verifiziert werden. Das

Betonstahlmatten ¹⁾	Stahlgüte	Verwendung	Jahr	charakt. Streckgrenze f_{yk} [N/mm ²]
Baustahlgewebe B.St.G. mit glatten Stäben	ST 55 (IVb)	1932-1955	1932	315
– mit Profilierung N, Q, R-Matten ²⁾	Betonstahl IV B	1957-1973	1957	315
Verbundstahlmatte mit Kunststoffknoten		1964-1969	1964	
– mit Sonderprofilierung ³⁾		1968-1973	1968	
– mit Rippung				
– mit glatten Stäben	BSt 500/550 GK (IVb) BSt 500 G (IV)	1972-1984 seit 1984	1972 1984	630
– mit profilierten Stäben	BSt 500/550 PK (IVb) BSt 500 P (IV)	1972-1984 seit 1984	1972 1984	
– mit gerippten Stäben	BSt 500/550 RK (IV)	1972-1984	1984	
	BSt 500 M (IV)	seit 1984	1984	
	BSt 630/700 RK	1977	1977	
	BSt 550 MW	1989	1989	

1) Lagermattenbezeichnung nach Gewebegeometrie
ab 1955: Q – quadratisch (Q 92 bis Q 377); R – rechteckig (R 92 bis R 884); N – nichtstatisch (N47 bis N 141);
ab 1961: A 92, B 131 – Randmatten
ab 1972: Q – (Q 84 bis Q 513); R – (R 131 bis R 589), K – rechteckig (K 664 bis K 884); N – (N 94 und N 141);
ab 1984: Q – (Q 131 bis Q 670); R – (R 188 bis R 589); K – (K 664 bis K 884)
2) ab 1957 zwei Rippenreihen; ab 1962 drei Rippenreihen
3) sechs Rippenreihen

Tab. 12: Charakteristische Streckgrenzen von Betonstahlmatten verschiedener Zeitperioden

Gleiche gilt auch für die Annahme der weiteren beim Standsicherheitsnachweis benötigten Materialkennwerte wie zum Beispiel der E-Module oder der Betonzugfestigkeit, wenn sie aus anderen Materialkennwerten abgeleitet oder als Werkstoffkonstante wie der E-Modul des Betonstahls in [3] angenommen werden.

Des Weiteren sei darauf hingewiesen, dass die Wahl der Werkstoffkennwerte beim Nachweis der Standsicherheit eines Bestandsgebäudes nach neuem Normenwerk nicht die einzige Herausforderung darstellt. Die in [3] beschriebenen Bewehrungs- und Konstruktionsregeln sind bei der Anwendung auf Bestandsgebäude jeweils neu zu interpretieren, da eine wortwörtliche Umsetzung ansonsten die Nachweise

der Trag- und Gebrauchsfähigkeit schon im Voraus unmöglich macht. Dies betrifft zum Beispiel alle Stahlbetonbauteile, die noch mit glattem Betonstahl bewehrt wurden, da sich die konstruktiven Regeln in [3] alleine auf gerippte Betonstähle beziehen. Um hier dem Praktiker eine nutzbare Hilfe zu geben, wird zurzeit von den Autoren das Forschungsvorhaben „Bauen im Bestand - Bewertung der Anwendbarkeit aktueller Bewehrungs- und Konstruktionsregeln im Stahlbetonbau“ bearbeitet, mit dem Ziel einer Kommentierung von DIN 1045-1 [3] für den Anwendungsfall „Bauen im Bestand“ zu erstellen. Auch dieses Forschungsvorhaben wird dankenswerterweise mit Mitteln des Bundesamts für Bauwesen und Raumordnung BBR sowie Unternehmen der Bauindustrie gefördert.

5 Literatur

- [1] Schnell, J.; Fischer, A.; Loch, M.: Anwendung von Teilsicherheitsbeiwerten auf Bestandsbauten im Hochbau. Forschungsbericht, gefördert vom Bundesamt für Bauwesen und Raumordnung (Aktenzeichen: Z 6 – 10.08.18.7-06.8 / II 2-F20-06-019), 2008.
- [2] DIN EN 1990:2002-10: Eurocode: Grundlagen der Tragwerksplanung.
- [3] DIN 1045-1: 2008-08: Tragwerke aus Beton, Stahlbeton und Spannbeton – Teil 1: Bemessung und Konstruktion.
- [4] DIN EN 206-1:2001-07: Beton – Teil 1: Festlegung, Eigenschaften, Herstellung und Konformität; Deutsche Fassung EN 206-1:2000.
- [5] DIN 1045-2:2008-08: Tragwerke aus Beton, Stahlbeton und Spannbeton – Teil 2: Beton; Festlegung, Eigenschaften, Herstellung und Konformität; Anwendungsregeln zu DIN EN 206-1.
- [6] DIN EN 12390-2:2001-06: Prüfung von Festbeton – Teil 2: Herstellung und Lagerung von Probekörpern für Festigkeitsprüfungen; Deutsche Fassung EN 12390-2:2000.

- [7] DIN EN 12390-3:2002-04: Prüfung von Festbeton – Teil 3: Druckfestigkeit von Probekörpern; Deutsche Fassung EN 12390-3:2001.
- [8] Fingerloos, F.; Schnell, J.: Tragwerksplanung im Bestand. Betonkalender 2009, Seite 1-51. Berlin: Ernst & Sohn, 2009.
- [9] Bestimmungen für Ausführungen von Bauwerken aus Beton und Eisenbeton. Deutscher Ausschusses für Eisenbeton. Fassung vom 13. Januar 1916.
- [10] DIN 1048:1925-09: Bestimmungen des Deutschen Ausschusses für Eisenbeton – Bestimmungen für Druckversuche an Würfeln bei Ausführung von Bauwerken aus Beton und Eisenbeton.
- [11] TGL 33433/04:1979-06: Prüfung des erhärteten Betons – Bestimmung der Druckfestigkeit.
- [12] Gehler, W.: Würfelfestigkeit und Säulenfestigkeit als Grundlage der Betonprüfung. In Beton und Eisen 1927, Seite 141. Berlin: Verlag Ernst, 1927.
- [13] Gehler, W.: Erläuterungen zu den Eisenbetonbestimmungen 1932. 5. Auflage. Seite 32. Berlin: Verlag Wilhelm Ernst & Sohn, 1932.
- [14] Bonzel, J.: Zur Gestaltsabhängigkeit der Betondruckfestigkeit. Beton und Stahlbetonbau, 54. Jahrgang, Heft 9/10. Berlin: Verlag Wilhelm Ernst & Sohn, 1959.
- [15] DIN 1045:1988-07: Beton- und Stahlbetonbau – Bemessung und Ausführung.
- [16] DIN 1048-5:1991-06: Prüfverfahren für Beton – Festbeton, gesondert hergestellte Probekörper.
- [17] DIN 1048:1944-04: Bestimmungen des Deutschen Ausschusses für Stahlbeton – Teil D. Bestimmungen für Betonprüfungen bei Ausführung von Bauwerken aus Beton und Stahlbeton.
- [18] Rüschi, H.; Sell, R.; Rackwitz, R.: Statistische Analyse der Betonfestigkeit. Heft 206 des Deutschen Ausschusses für Stahlbeton. Berlin: Beuth Verlag, 1969.
- [19] König, G.; Soukhov, D.; Jungwirth, D. 1998: Sichere Betonproduktion für Stahlbetontragwerke – Schlussbericht – DBV-Nr. 199. Stuttgart: Fraunhofer IRB Verlag, 1998.
- [20] Spaethe, G.: Die Sicherheit tragender Baukonstruktionen. 2., neu bearbeitete Auflage. Wien: Springer-Verlag, 1992.
- [21] Fischer L.: Charakteristische Werte – ihre Bedeutung und Berechnung – Diskussion einiger aktueller Sachverhalte zur neuen Normengeneration. In Bauingenieur Band 78, Seite 179 bis 186. Düsseldorf: Springer VDI-Verlag, 2003.
- [22] DIN 1045:1972-01: Beton- und Stahlbetonbau – Bemessung und Ausführung.
- [23] TGL 33411/01: Beton und Leichtbeton – Klassifizierung, Technische Forderungen, Prüfung.
- [24] Hartz, U.: Neues Normenwerk im Betonbau. In DIBt-Mitteilungen 1/2002, Seite 2 bis 6. Berlin: Verlag Ernst & Sohn, 2002.
- [25] DBV-Merkblatt „Bauen im Bestand – Beton und Betonstahl“. Deutscher Beton- und Bautechnik-Verein E. V., Fassung Januar 2008.
- [26] Bindseil, P.; Schmitt, M.: Betonstähle vom Beginn des Stahlbetonbaus bis zur Gegenwart. Berlin: Verlag für Bauwesen (CD 2002), 2002.
- [27] Bargmann, H.: Historische Bautabellen – Normen und Konstruktionshinweise 1870 bis 1960. 3. Auflage. Düsseldorf: Wernervlag, 2001.
- [28] DIN EN ISO 15630-1:2002-09: Stähle für die Bewehrung und das Vorspannen von Beton – Prüfverfahren – Teil 1: Bewehrungsstäbe, -walzdraht und -draht (ISO 15630-1:2002) Deutsche Fassung EN ISO 15630-1:2002.
- [29] DIN EN ISO 15630-2:2002-09: Stähle für die Bewehrung und das Vorspannen von Beton – Prüfverfahren – Teil 2: Geschweißte Matten (ISO 15630-2:2002) Deutsche Fassung EN ISO 15630-2:2002.
- [30] DIN EN 10002-1:2001-12: Metallische Werkstoffe – Zugversuch – Teil 1: Prüfverfahren bei Raumtemperatur; Deutsche Fassung EN 10002-1:2001.
- [31] DIN 1605 Blatt 2: 1936-02: Werkstoffprüfung: Mechanische Prüfung der Metalle; Zugversuch bei Zimmertemperatur (Blatt 2).
- [32] Rußwurm, D.: Neue Stahlbetonnorm DIN 1045-1 ohne Betonstahl? In Bauingenieur Band 78, Januar 2003. Düsseldorf: Springer VDI-Verlag, 2003.
- [33] DIN 488 Teil 1:1984-09: Betonstahl – Sorten, Eigenschaften, Kennzeichnung.
- [34] DIN 488 Teil 4:1986-06: Betonstahl – Betonstahlmatten und Bewehrungsdraht; Aufbau, Maße und Gewichte.
- [35] Rußwurm, D.: Gleichmaßdehnung von Betonstählen. In Heft 397 des Deutschen Ausschusses für Stahlbeton. Berlin: Beuth Verlag, 1988.
- [36] DIN 488 Blatt 1:1972-04: Betonstahl – Begriffe, Eigenschaften, Werkkennzeichen.
- [37] Rußwurm, D. 2000: Entwicklung der Betonstähle. Hrsg. Institut für Stahlbetonbewehrung e. V. (ISB), München, 2000.
- [38] DB-Richtlinie 805: Tragsicherheit bestehender Brückenbauwerke. Deutsche Bahn, Fassung vom 01. 09. 2002.
- [39] TGL 101-054; 1965-08: Betonstähle.
- [40] Vorläufige Richtlinie für die Güteüberwachung von Betonrippenstahl. Fassung April 1968.
- [41] Rehm, G.; Rußwurm, D.: Anmerkung zur Güte von Betonstählen. In Betonwerk + Fertigteil-Technik, Heft 1+2/1977, Seite 28ff und Seite 66ff. Gütersloh: Bauverlag, 1977.

Der Prüflingenieur für Brandschutz – eine neue Aufgabe für Bauingenieure

Voraussetzung dafür sind vertiefte fachliche Kenntnisse und eine mindestens fünfjährige Berufspraxis

Standsicherheit und Brandschutz konkretisieren das grundgesetzlich garantierte Recht des Menschen auf Leben und körperliche Unversehrtheit. Die Prüfung und Überwachung dieser Sicherheitsanforderungen erfolgte bisher auf unterschiedliche Weise. Während die Gewährleistung der Standsicherheit baulicher Anlagen seit Jahrzehnten in den Händen von Prüflingenieuren und Prüflämtern für Baustatik liegt, blieb die Prüfung der Brandschutzkonzeptionen lange Zeit den Bauaufsichtsbehörden vorbehalten. Hier ist in den letzten Jahren ein Wandel eingetreten: Neben dem Prüflingenieur für Baustatik ist der Prüflingenieur für Brandschutz getreten. Das Ziel dieser Vorgehensweise liegt in der Entlastung der Bauaufsichtsbehörden. Gleichzeitig eröffnet sich damit auch für die freiberuflich tätigen Bauingenieure ein neues Betätigungsfeld.

Dr.-Ing. Peter Wagner



studierte das Bauingenieurwesen an der TU Berlin, ist seit 1982 im Berliner Prüflamt für Baustatik tätig und seit 1994 als Baudirektor dessen Leiter; er ist seit mehreren Jahren Vorsitzender eines länderübergreifenden Prüfungsausschusses für die Anerkennung von Prüflingenieuren für Standsicherheit.

1 Privatisierung der bautechnischen Prüfung

Auch wenn die Musterbauordnung (MBO) von 1960 bis zur Fassung 2002 ständig fortgeschrieben wurde, haben sich die Landesbauordnungen erheblich auseinander- und von der Musterbauordnung wegentwickelt, die somit ihre Leitbildfunktion für die Bauordnungen der Länder verloren hat. Diese Rechtszersplitterung hat auch vor der bautechnischen Prüfung von Bauvorhaben nicht Halt gemacht. Die Einhaltung der Anforderungen an die Standsicherheit, den Brand-, Schall-, Wärme- und Erschütterungsschutz ist nach den jeweiligen Landesregelungen nachzuweisen; die Prüfung beschränkt sich jedoch auf die Nachweise der Standsicherheit und des Brandschutzes und wird in den Ländern von verschiedenen Prüflpersonen durchgeführt.

Mit der MBO 2002 wurde der Grundstein für einen weitestgehenden Rückzug des Staates aus der hoheitlichen Prüfung bautechnischer Nachweise gelegt, wozu auch die Prüfung der Brandschutznachweise zählt. Die MBO ist als entwicklungsöffener Rahmen konzipiert, der sowohl die herkömmliche bauaufsichtliche Prüfung einschließlich der Übertragung bauaufsichtlicher Prüflaufgaben auf Prüflingenieure als beliebige Unternehmer vorsieht, wie auch die privatrechtliche Prüfung durch Prüflsachverständige. Von diesen Wahlmöglichkeiten haben die Länder Gebrauch gemacht. So werden bautechnische Nachweise derzeit neben dem bekannten Prüflingenieur auch von Prüflsachverständigen und neuerdings im Saarland auch von „Prüflberechtigten“ geprüft.

2 Status des Prüflingenieurs

Die Prüfung der Brandschutznachweise obliegt vom Grundsatz her der Bauaufsichtsbehörde. Bedient sich nun die Bauaufsichtsbehörde zur Erfüllung dieser öffentlichen Aufgabe der Hilfe anerkannter Prüfl-

ingenieure für Brandschutz, so werden die Prüfindenieure durch die behördliche Beauftragung in die hoheitliche Verwaltung einbezogen und stehen in einem öffentlich-rechtlichen Auftragsverhältnis (Beleihung). Ihre Tätigkeit ist also eine hoheitliche Tätigkeit („beliehener Unternehmer“), die sonst eine staatliche Behörde ausführen müsste. Die Beauftragung des Prüfindenieurs durch die Bauaufsichtsbehörde oder durch den Bauherrn entscheidet aber nicht darüber, ob der Prüfindenieur hoheitlich (bauaufsichtlich) oder privatrechtlich tätig wird. Auch bei einer durch den Bauherrn veranlassten bautechnischen Prüfung wird der Prüfindenieur als „verlängerter Arm“ der Bauaufsichtsbehörde tätig und ist unabhängig gegenüber dem Bauherrn. Da die Prüfindenieure Bestandteil der (mittelbaren) Staatsverwaltung sind, unterliegen Sie der Fachaufsicht der obersten Bauaufsichtsbehörde.

Völlig anders ist dagegen die Rechtsstellung des Prüfsachverständigen, beispielsweise des Prüfsachverständigen für Brandschutz. Er prüft und bescheinigt im Auftrag des Bauherrn oder des sonstigen nach Bauordnungsrecht Verantwortlichen die Einhaltung bauordnungsrechtlicher Brandschutzanforderungen und nimmt keine hoheitlichen bauaufsichtlichen Prüfaufgaben wahr. Aufgrund dieser privatrechtlichen Beauftragung des Prüfsachverständigen ergeben sich auch haftungsrechtliche Unterschiede zum Prüfindenieur. Beim hoheitlich tätigen Prüfindenieur ist ein Anspruch aus Pflichtverletzungen nur unter den Voraussetzungen der Amtshaftung nach Art. 34 Satz 1 GG in Verbindung mit § 839 BGB gegeben, während der Prüfsachverständige in vollem Umfang für seine Sachverständigentätigkeit haftet.

3 Anerkennungsvoraussetzungen

Die Voraussetzungen und das Verfahren für die Anerkennung als Prüfindenieur sind in den Bautechnischen Prüfungsverordnungen der Länder geregelt. Die Anerkennung als Prüfindenieur für Brandschutz erfolgt durch die oberste Bauaufsichtsbehörde des Landes, in dem der Bewerber seinen Geschäftssitz hat. Es können nur Personen als Prüfindenieur anerkannt werden, die nach ihrer Persönlichkeit Gewähr dafür bieten, dass sie ihre Aufgaben ordnungsgemäß erfüllen, die Fähigkeit besitzen, öffentliche Ämter zu bekleiden, die deutsche Sprache in Wort und Schrift beherrschen und eigenverantwortlich und unabhängig tätig sind. Unabhängig tätig ist, wer im Zusammenhang mit seiner Berufstätigkeit weder eigene Produktions-, Handels- oder Lieferinteressen hat, noch fremde Interessen dieser Art vertritt.

Eigenverantwortlich tätig ist, wer seine berufliche Tätigkeit als einziger Inhaber eines Büros selbstständig auf eigene Rechnung und Verantwortung ausübt oder wer sich mit anderen Architekten oder Ingenieuren zusammengeschlossen hat und innerhalb dieses Zusammenschlusses Vorstand, Geschäftsführer oder persönlich haftender Gesellschafter in einer rechtlich gesicherten leitenden Stellung ist und seine Aufgaben als Prüfindenieur auf eigene Rechnung und Verantwortung und frei von Weisungen ausführen kann. Neben diesen allgemeinen Voraussetzungen müssen folgende besondere Voraussetzungen erfüllt sein:

- erfolgreicher Abschluss eines Studiums an einer deutschen Hochschule oder eines gleichwertigen Studiums an einer ausländischen Hochschule in den Fachrichtungen Architektur, Hochbau, Bauingenieurwesen oder eines Studiengangs mit Schwerpunkt Brandschutz oder die Ausbildung mindestens für den gehobenen feuerwehrtechnischen Dienst,
- danach mindestens fünf Jahre Erfahrung in der brandschutztechnischen Planung und Ausführung von Gebäuden, insbesondere von Sonderbauten unterschiedlicher Art mit höherem brandschutztechnischem Schwierigkeitsgrad, oder deren Prüfung,
- Besitz der erforderlichen Kenntnisse im Bereich des abwehrenden Brandschutzes, des Brandverhaltens von Bauprodukten und Bauarten, des anlagentechnischen Brandschutzes und der einschlägigen bauordnungsrechtlichen Vorschriften.

4 Prüfungsverfahren

Anerkennungsverfahren für Prüfindenieure für Brandschutz werden in der Regel einmal jährlich durchgeführt. Die obersten Bauaufsichtsbehörden der Länder geben die Durchführung eines Anerkennungsverfahrens in geeigneter Form bekannt; in Berlin erfolgt durch die Senatsverwaltung für Stadtentwicklung eine entsprechende Bekanntmachung im Amtsblatt. Die Prüfung der formalen Anerkennungsvoraussetzungen obliegt der Anerkennungsbehörde (oberste Bauaufsichtsbehörde), die Prüfung der fachlichen Eignung des Bewerbers erfolgt in einem dreistufigen Prüfungsverfahren durch einen Prüfungsausschuss. Hierzu haben die Länder Berlin, Brandenburg, Sachsen, Sachsen-Anhalt, Thüringen, Mecklenburg-Vorpommern und das Saarland einen gemeinsamen Prüfungsausschuss mit Geschäftssitz in Dresden gebildet. In der ersten Stufe des Prüfungsverfahrens werden der fachliche Werdegang und die Referenzobjekte bewertet, in den Stufen 2 und 3 hat der Bewerber seine fachlichen Kenntnisse schriftlich und

mündlich darzulegen. Um seine fachliche Eignung nachzuweisen, muss der Bewerber alle drei Stufen erfolgreich durchlaufen.

1. Stufe: Bewertung des fachlichen Werdegangs und der Referenzobjektliste

Der Prüfungsausschuss stellt anhand des fachlichen Werdegangs und der Referenzobjektliste die mindestens fünfjährige Erfahrung des Bewerbers in der brandschutztechnischen Planung und Ausführung von Gebäuden oder deren Prüfung fest, insbesondere von Sonderbauten mit höherem brandschutztechnischem Schwierigkeitsgrad. Aus der vorgelegten Referenzobjektliste werden vom Prüfungsausschuss mindestens drei Brandschutznachweise bzw. Prüfberichte ausgewählt und bewertet.

2. Stufe: Schriftliche Prüfung

Der Schwierigkeitsgrad der Prüfungsaufgaben ist auf das Niveau von Sonderbauten unterschiedlicher Art mit höherem brandschutztechnischem Schwierigkeitsgrad abgestellt. Die schriftliche Prüfung umfasst die vier Bereiche, in denen der Bewerber die erforderlichen Kenntnisse besitzen muss: abwehrender Brandschutz, Brandverhalten von Bauprodukten und Bauarten, anlagentechnischer Brandschutz und einschlägige bauordnungsrechtliche Vorschriften.

Somit erstreckt sich der Prüfstoff über folgende Gebiete:

- Grundlagen zur Durchführung wirksamer Brandbekämpfungsmaßnahmen (Zugänge, Zufahrten, Bewegungsflächen für die Feuerwehr, Versorgung mit Löschwasser, Rettungsgeräte der Feuerwehr),

- Klassifizierung von Bauprodukten und Bauarten nach Prüfverfahren der Bauregelliste A Teil 1,

- Grundlagen der Brandlehre, des konstruktiven Brandschutzes und der Ingenieurmethoden des Brandschutzes,

- Anordnung, Anforderungen und Ausbildung von Brandmeldeanlagen, Rauch- und Wärmeabzugsanlagen, Anlagen zur Rauchfreihaltung (Differenzdrucksysteme) und Löschanlagen,

- bauordnungsrechtliche Brandschutzanforderungen und eingeführte Technische Baubestimmungen.

3. Stufe: Mündliche Prüfung

Grundlage der mündlichen Prüfung bilden die eingereichten Brandschutznachweise bzw. Prüfber-

ichte und die Ergebnisse der Beantwortung der schriftlichen Prüfungsaufgaben.

5 Gegenseitige Anerkennung

In der MBO 2002 wurde die Wahlmöglichkeit zwischen der hoheitlichen (bauaufsichtlichen) Prüfung durch Prüferingenieure und der privatrechtlichen Prüfung durch Prüfsachverständige verankert. Demzufolge gibt es in den Ländern nun Prüferingenieure für Brandschutz und auch entsprechende Prüfsachverständige. Nach den Regelungen der M-PPVO sind die Anerkennungen als Prüferingenieur und als Prüfsachverständiger gleichwertig, und es gilt zwischen den Ländern die gegenseitige Anerkennung. Die Praxis sieht jedoch anders aus.

Einige der Länder, die sich für das hoheitliche System des Prüferingenieurs entschieden haben, akzeptieren in ihrem Land keine bautechnischen Prüfungen durch Prüfsachverständige. So werden beispielsweise die staatlich anerkannten Sachverständigen für die Prüfung des Brandschutzes aus Nordrhein-Westfalen von den sieben Ländern, die am gemeinsamen Prüfungsausschuss für die Anerkennung von Prüferingenieuren und Prüfsachverständigen für Brandschutz beteiligt sind, nicht anerkannt, da diese Sachverständigen aus NRW keine Sonderbauten prüfen dürfen.

Besondere Bedeutung kommt der gegenseitigen Anerkennung der Prüferingenieure und Prüfsachverständigen durch die notwendige Umsetzung der EU-Dienstleistungsrichtlinie bis zum Jahresende 2009 zu. Der momentane Gegensatz könnte nicht krasser sein: Auf der einen Seite haben wir das zusammenwachsende Europa mit einer Verlagerung von Gesetzgebungskompetenzen auf die Europäische Union, auf der anderen Seite leisten wir uns aufgrund der föderalen Struktur der Bundesrepublik den Luxus von 16 Landesauordnungen und einer entsprechenden Vielzahl von Rechtsverordnungen dazu.

Zur Umsetzung der von der Europäischen Union geforderten Dienstleistungsfreiheit wurde von den Gremien der ARGEBAU die M-PPVO überarbeitet. Danach wird es auch Personen aus anderen Mitgliedstaaten der Europäischen Union unter bestimmten Voraussetzungen ermöglicht, in der Bundesrepublik bautechnische Prüfungen durchzuführen. Vor diesem Hintergrund erscheint es völlig paradox, wenn die Bundesländer ihre Prüferingenieure und Prüfsachverständigen nicht gegenseitig anerkennen; man könnte quasi von einer „Inländerdiskriminierung“ sprechen.

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, Lahrring 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:

Prof. Dr. sc.techn. Lothar Schubert, Leipzig

Sachsen-Anhalt:

Dipl.-Ing. Undine Klein, Halle

Schleswig-Holstein:

Dipl.-Ing. Kai Trebes, Kiel

Thüringen:

Dipl.-Ing. Volkmar Frank, Zella-Mehlis

BVPI/DPÜ/BÜV/vpi-EBA:

Dipl.-Ing. Manfred Tiedemann

Druck:

Vogel Druck und Medienservice, Leibnizstraße 5, 97204 Höchberg

DTP:

Satz-Studio Heimerl
Scherenbergstraße 12 · 97082 Würzburg

Die meisten der in diesem Heft veröffentlichten Fachartikel sind überarbeitete Fassungen der Vorträge, die bei den 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.

