



# Der Prüferingenieur

---

21 Oktober 2002

---

**Seite 5:**

Aus der Geschichte lernen: Der Weg aus der Krise

**Seite 24**

Schlanke Flachdecken mit „Freier Spanngliedlage“ nach DIN 1045-1

**Seite 35**

Anwendungsbereich und Hintergrund der neuen DIN 1055 Teil 4

**Seite 46**

Die Brückenerhaltung ist für Ingenieure eine neue Herausforderung

**Seite 53**

Traglasten von Trägern aus Stahlwurzprofilen unter Berücksichtigung  
nicht zentrierter Auflagersteifen

**Seite 68**

Empfehlungen der Prüferingenieure für die Prüfung von Traggerüsten

**Seite 74**

Stand und Tendenzen des bautechnischen Regelwerks im Eisenbahnbau

**Seite 82**

Europäische Zertifizierung von Bahntechnik durch *EISENBAHN-CERT*

**Seite 92**

Interview mit dem Präsidenten des  
Eisenbahn-Bundesamtes, Dipl.-Ing. Horst Stuchly



# INHALT

## EDITORIAL

Dr.-Ing. Klaus Kunkel  
Aus der Geschichte lernen: Der Weg aus der Krise **5**

## NACHRICHTEN

- Arbeitstagung der Prüfm Ingenieure in Köln:  
„Die Deregulierung muss dort aufhören, wo die technische Sicherheit beginnt“ **7**  
BÜV legt Diskussionsentwurf für Empfehlungen  
zur Bemessung tragender Kunststoffbauteile vor **9**  
Die Hessische Bauordnung regelt Prüfpflichten und Nachweise neu **11**  
10. Bautechnisches Seminar in NRW:  
Aktuelles Fachwissen in kompakter und unmittelbar nutzbarer Form **13**  
Landesvereinigung Baden-Württemberg feierte ihr 50-jähriges Bestehen **15**  
Die Fachgruppen der TOS bereiten jetzt die Akkreditierung nach BetrSichV vor **17**  
Mitgliederversammlung der Bundesvereinigung:  
Brandschutz-Prüfm Ingenieure können jetzt Mitglied werden **18**  
Klaus Stiglat wurde 70 **19**  
200 Teilnehmer beim BVPI-Seminar über Beton und Stahlbeton im Brückenbau **20**  
EBA-Arbeitskreise im BÜV nehmen jetzt ihre Arbeit auf **21**  
Feld zum Ehrenmitglied des Erweiterten Vorstandes der Bundesvereinigung gewählt **22**  
DPÜ warnt vor weiterem Qualitätsverlust am Bau **23**

## BETONBAU

Univ.-Prof. Dr.-Ing. H. Falkner/Dipl.-Ing. D. Gerritzen  
Schlanke Flachdecken mit „Freier Spanngliedlage“ nach DIN 1045-1 **24**

## WINDLASTEN

Prof. Dr.-Ing. Hans-Jürgen Niemann  
Anwendungsbereich und Hintergrund der neuen DIN 1055 Teil 4 **35**

## BRÜCKENBAU

Ministerialrat Dipl.-Ing. Joachim Naumann  
Die Brückenerhaltung ist für Ingenieure eine neue Herausforderung **46**

## GERÜSTBAU

Prof. Dr.-Ing. Ulrich Weyer/Dr.-Ing. Tilmann Zichner  
Traglasten von Trägern aus Stahlwalzprofilen unter Berücksichtigung  
nicht zentrierter Auflagersteifen **53**  
Empfehlungen der Prüfm Ingenieure für die Prüfung von Traggerüsten **68**

## EISENBAHN-TECHNIK

Baudirektor Dipl.-Ing. Hartmut Freystein  
Stand und Tendenzen des bautechnischen Regelwerks im Eisenbahnbau **74**

## EU-EISENBAHN-TECHNIK

Dr.-Ing. Andreas Thomasch  
Europäische Zertifizierung von Bahntechnik durch *EISENBAHN-CERT* **82**  
Interview mit dem Präsidenten des  
Eisenbahn-Bundesamtes, Dipl.-Ing. Horst Stuchly **92**

## IMPRESSUM **94**



# Aus der Geschichte lernen: Der Weg aus der Krise

In der angesehenen Tageszeitung „Die Welt“ stand am 19. August 2002 im Leitartikel mit dem Titel „Die Krise wächst, die Führung fehlt“ zu lesen: „Es paßt nicht zusammen, was einerseits Politiker und Ökonomen prophezeien und andererseits die übrige Bevölkerung empfindet. Während die einen immer noch den bevorstehenden Aufschwung vorhersagen, entwerfen die anderen Untergangsszenarien. Arbeitslosigkeit hat einen ganz neuen Beigeschmack bekommen, seit auch Banker, Unternehmensberater und Datenverarbeitungsspezialisten massenweise auf der Straße stehen. Eine Spirale nach unten ist nicht mehr auszuschließen. Die Wirtschaftskrisen des vergangenen Jahrhunderts haben gezeigt, daß den regierenden Politikern in einer solchen Situation eine enorme Bedeutung zukommt. Reichskanzler Brüning sparte die Weimarer Republik ihrem Ende entgegen; dem amerikanischen Präsidenten Roosevelt und auch Wirtschaftsminister Erhard gelang es hingegen, durch ihr Handeln eine positive Grundstimmung zu schaffen.“

Welches war aber das Handeln von Roosevelt und Erhard? Welches waren die Hintergründe und Überzeugungen? Wieso sparte Brüning die Weimarer Republik zu Ende? Diese Fragen werden in dem „Welt“-Artikel gar nicht angerissen, geschweige denn beantwortet. Dabei wäre es doch angezeigt, gerade jetzt aus der Geschichte zu lernen.

Früher als die Finanzwelt hat die Krise schon vor einigen Jahren die deutsche Bauwirtschaft erfaßt. In einem „Parlamentarierbrief zur Bundestagswahl“ stellt Ignaz Walter, Präsident des Hauptverbandes der deutschen Bauindustrie fest: „Die frühere Konjunkturlokomotive Bauwirtschaft ist inzwischen zur Wachstumsbremse, ja zur Arbeitsplatzvernichtungsbranche geworden. Diese Misere ist geradezu widersinnig – die Bauwirtschaft ist ohne Arbeit, gleichzeitig verfällt jedoch die deutsche Infrastruktur immer mehr.“ Nach Auffassung Walters führt der Weg aus der Baukrise nur über eine Trendwende in der öffentlichen Investitionspolitik. Die Baukrise ist aber nicht nur eine Krise der Bauleute, sie ist unserer aller Krise, eine Krise der Finanzwelt, des Bildungswesens, des Gesundheitswesens, der Versicherungen und Renten, eine Krise aller Bereiche. Neben den berufspolitischen Aufgaben kommt auch uns Prüfingenieuren hier eine Aufgabe zu, wenn wir als Unternehmer und Bürger für allgemeine und insbesondere wirtschaftspolitische Probleme Verantwortung tragen wollen.

Zurück zu Erhard, Roosevelt und Brüning. Die derzeitige Situation an den Börsen, die rigorose Sparpolitik,



**Dr.-Ing. Klaus Kunkel**  
Vizepräsident der Bundesvereinigung der Prüfingenieure für Bautechnik

verschärft durch den „Maastrichter Stabilitätspakt“ und der geplante Abbau der Arbeitslosenversicherung wecken fatale Erinnerungen an die letzte Weltwirtschaftskrise nach dem großen Börsenkrach an der Wallstreet am „Schwarzen Freitag“ 1929. Brüning, der letzte demokratische Kanzler der Weimarer Republik, setzte eine rigorose Sparpolitik über mehrere Notverordnungen durch: Steuern wurden angehoben, neue Steuern eingeführt und die Staatsausgaben drastisch reduziert. Dennoch stieg die Zahl der Arbeitslosen stetig an.

Historiker sind überzeugt, Brüning habe mit seiner drakonischen Sparpolitik beweisen wollen, daß Deutschland trotz aller Anstrengungen nicht in der Lage war, die in Versailles verhängten Kriegsschulden zu zahlen. Als endlich eine internationale Konferenz 1932 über die endgültige Streichung der Reparationen befand, war Brüning einen Monat zuvor gestürzt worden, „100 m vor dem Ziel“, wie er bitter bemerkte. Die Zahl der Arbeitslosen lag zu diesem Zeitpunkt bei ca. 6 Millionen.

Unter Historikern besteht weiterhin Einigkeit, daß Brüning das Steuer der Wirtschaftspolitik gänzlich herumreißen wollte, da er vor seinem Sturz anläßlich der letzten Notverordnung das Ende seiner Sparpolitik angekündigt hatte. Denn die Rettung konnte nicht in einer Verschärfung der Sparpolitik, sondern nur in einer Kreditausweitung liegen. Die Wendung sollte in einer staatlichen Anleihe bestehen, deren Erlös für Anschubfinanzierungen in Bereiche, in die man auch investieren würde, wenn es der Wirtschaft gut ginge und bei denen es zu einer echten Kapitalbildung kommt, bestimmt war. Selbst Adam Smith, ansonsten uneingeschränkter Befürworter der Kräfte des freien Marktes, hatte die Verantwortung des Staates für wesentliche Bereiche, insbesondere der Infrastruktur, noch als unverzichtbar angesehen, da diese „niemals im Interesse irgendeines Individuums oder einer kleinen Gruppe von Einzelnen errichtet oder aufrecht erhalten werden können“, was einerseits die Notwendigkeit staatlichen Handelns, andererseits die Beschränkung möglicher Privatisierung aufzeigt.

Es war im Prinzip das gleiche Wiederaufbauprogramm, mit dem Roosevelt die US-Wirtschaft nach 1933 erfolgreich aus der Großen Depression führte. Dieses Programm wandte sich gegen die Torheit einer Politik, die meint, unter Krisenbedingungen den Haushalt durch Kürzungen der Staatsausgaben ausgleichen zu müssen. Dabei müßte eigentlich klar sein, daß man weder einen Betrieb,

noch eine Volkswirtschaft vor dem Bankrott rettet, wenn man die Produktion so weit herunterfährt, daß die laufenden Betriebskosten nicht mehr erwirtschaftet werden können. Sparpolitik in Krisensituationen ist die Medizin, die dem Patienten das Leben nimmt. Wir befinden uns in einer Krisensituation, in der übliche Marktmechanismen nicht mehr greifen. Dies konnte man bereits im letzten Jahr beobachten, als selbst elfmalige Zinssenkungen der amerikanischen Notenbank in den USA nicht den geringsten positiven Effekt hatten.

Wie effektiv hingegen dirigistische Eingriffe in wirtschaftlichen Notsituationen sein können, zeigte sich überaus eindrucksvoll in der Nachkriegszeit. Die deutsche Wirtschaft befand sich in einem katastrophalen Zustand und die finanziellen Ressourcen für den Wiederaufbau waren extrem begrenzt. Die Hilfe bestand in der Lieferung von Gütern aus Mitteln des sogenannten Marshallplans, die für die Versorgung der Bevölkerung und für den Aufbau wirtschaftlicher Infrastruktur nötig waren. Die westeuropäischen Länder erhielten diese Hilfe gleichermaßen und entsprechend der Bevölkerungszahl. Es war das besondere Verfahren, welches in Deutschland unter Ludwig Erhard als Wirtschaftsminister zu dem sprichwörtlichen Aufschwung geführt hatte (oder haben Sie je etwas von einem englischen Wirtschaftswunder gehört?).

Die europäischen Importeure mußten den Gegenwert der Lieferung in einheimischer Währung bezahlen, in Deutschland insgesamt nicht mehr als 3,7 Milliarden Dollar. Die bankmäßige Abwicklung erfolgte über die Kreditanstalt für Wiederaufbau, die die eingezahlten Gelder sofort in Form von langfristigen Krediten mit sehr niedrigen Zinsen gezielt für klar umrissene Projekte, vorzugsweise zur Errichtung von Produktionsstätten und Infrastrukturmaßnahmen vergab. Die Mittel wurden eben nicht für konsumtive Zwecke, für überflüssige Dienstleistungen oder gar Spekulationsgeschäfte vergeben: Es entstand ein Kreislauf, der die Wirtschaft ankurbelte und nicht inflationär wirkte.

Die verfügbaren Mittel aber betrogen nur einen Bruchteil des Bedarfs, weshalb die KfW gezwungen war, in hohem Maße dirigistisch vorzugehen. Wie Ludwig Erhard betonte, kam es auf den „ökonomisch richtigen Einsatz“ der spärlichen finanziellen Mittel an, die begrenzten Mittel der KfW durften nicht dem freien Spiel der Marktkräfte überlassen werden. Hermann-Josef Abs, die graue Eminenz der Bankiers, stellte im nachhinein fest: „Die Tätigkeit der KfW war nicht gerade am Idealbild einer freien Marktwirtschaft orientiert. Genau genommen betrieb sie Investitionslenkung.“

Von Anfang an setzte man sich das Ziel, nicht allein den Vorkriegszustand wiederherzustellen, sondern all diejenigen Investitionen zu fördern, die zum Aufbau einer leistungsfähigen Volkswirtschaft nötig sind, die im weltweiten Umfeld dauerhaft bestehen kann. Schon Ende der fünfziger Jahre, also zehn, zwölf Jahre später, war dieses Ziel erreicht.

Wohin das freie Spiel deregulierter Märkte führen kann, erleben wir zur Zeit: Unternehmenszusammenbrüche

in einer nie zuvor gekannten Größenordnung und die größte Kapitalvernichtung aller Zeiten. Gerade die aus staatlicher Vormundschaft eben entlassenen Telekomunternehmen brachten es fertig, Millionen von Dollar an geborgtem Geld zu verschleudern, indem sie mit diesen Unsummen Konkurrenzunternehmen weltweit aufkauften, welche nun zu einem Bruchteil des Einkaufspreises wieder verscherbelt werden sollen. Wenn dabei nur einige GroßspekulantInnen ihr Geld verlören, könnte man die Achseln zucken und zur Tagesordnung übergehen, aber nicht, wenn dies Volkswirtschaften ruiniert; auch nicht, wenn – wie geschehen – der deutschen Bevölkerung von Regierungsseite eingeredet wurde, wir sollten ein Volk von Aktionären werden.

Vom Zeitgeist der Deregulierung und Privatisierung, der ab Mitte der 70er Jahre zunehmend Platz griff, blieben auch das Bauaufsichtswesen und damit die Prüffingenieure nicht verschont. Da wo nicht mehr geprüft und überwacht wurde, nahm der Pfusch am Bau und nahmen die Bauschäden gewaltig zu. Viele Bauherren wurden finanziell schwer geschädigt. Dort wo weiterhin geprüft und überwacht wird, gelang es den Prüffingenieuren, trotz Deregulierung und Privatisierung, im Bewußtsein ihrer Verantwortung für den Bauherren und die Allgemeinheit die sorgfältige, bauaufsichtlich geprägte Tätigkeit aufrecht zu erhalten.

In jüngster Zeit ist die Kreditanstalt für Wiederaufbau wieder in den Mittelpunkt öffentlichen Interesses gerückt worden, und zwar durch die Vorschläge der Hartz-Kommission: Betriebe sollen zinsgünstige Zuschüsse erhalten, wenn sie Arbeitslose einstellen. Dies ist viel zu kurz gedacht! Denn welcher Unternehmer stellt Mitarbeiter ein – auch wenn er Zuschüsse bekommt –, wenn er nicht weiß, welche Aufträge er anschließend abwickeln kann? Vordringlich muß es darum gehen, daß in der Krise der Staat große, volkswirtschaftlich sinnvolle und notwendige Projekte anschiebt, deren es in Hülle und Fülle gibt. So z.B. wird der Bedarf an öffentlichen Investitionen vom Deutschen Institut für Urbanistik auf die immense Summe von mehreren hundert Milliarden EUR geschätzt.

Die dirigistische Vorgehensweise von Roosevelt und Erhard (und die von Brüning geplante) lassen einem liberalen Ökonomen unserer Tage die Haare zu Berge stehen, fürchtet er doch den brutalen Zusammenbruch infolge des ordnungspolitischen Eingreifens von oben. Denn nur das freie Spiel von Angebot und Nachfrage könne auf Dauer die Bedürfnisse aller befriedigen und jeglicher staatlicher Eingriff führe zu den schlimmsten wirtschaftlichen Zusammenbrüchen, meint er und irrt.

Von vermeintlichen Argumenten, heute sei alles anders als früher, sollten wir uns nicht abhalten lassen, aus der Geschichte zu lernen. Bessere Kommunikationsmittel, globale Vernetzung, die Einbindung in Europa, der Euro, weltweit operierende Konzerne, bessere Kenntnisse der volkswirtschaftlichen Zusammenhänge – Argumente, die uns vom Lernprozeß abhalten sollen – vernebeln den Blick auf das Wesentliche. Von der Antike bis heute sind die Grundprinzipien wirtschaftlicher Prosperität gleich geblieben: Entwicklung und Ausbau von Produktion und Infrastruktur unter staatlicher Förderung bei gleichzeitiger Verpflichtung gegenüber dem Wohl der Bevölkerung.

Arbeitstagung der Bundesvereinigung der Prüfmgenieure in Köln

„Die Deregulierung muss dort aufhören, wo die technische Sicherheit beginnt“

NRW-Bauminister Vesper: Das Vier-Augen-Prinzip muss beibehalten werden  
 BVPI-Präsident Timm: Verbraucherschutz am Bau muss Priorität erhalten

Auch der nordrhein-westfälische Bauminister Dr. Michael Vesper (Die Grünen) hat sich in die lange Reihe derjenigen verantwortlichen Landesbauminister eingereiht, die eine Verpflichtung der Politik dem Bürger gegenüber sehen, gesetzestechnische Deregulierungen und die Privatisierung am Bau genau dort zu beenden, wo die bautechnische Sicherheit beginnt. Bei der Eröffnungsveranstaltung der diesjährigen Arbeitstagung der Bundesvereinigung der Prüfmgenieure für Bautechnik (BVPI) am 15. September in Köln, sagte Vesper, das bewährte „Vier-Augen-Prinzip“ für die Standsicherheit und den Brandschutz müsse strikt eingehalten werden. Dies gelte auch für den Spagat zwischen Technik, Sicherheit und Wirtschaftlichkeit einerseits und Umweltverträglichkeit und Nachhaltigkeit andererseits.

Vesper hat damit – eine Woche vor der Bundestagswahl – den in Köln versammelten rund 250 Prüfmgenieuren und ihren ebenso vielen Gästen aber nicht etwa wahltaktisch nach dem Munde reden wollen, sondern sein Bekenntnis zum Vier-Augen-Prinzip und zur Unabdingbarkeit neutraler bautechnischer Prüfungen mit einigen sehr ehrlich klingenden Sätzen über die staunenswerten professionellen beruflichen Fähigkeiten der Gesamtheit der Ingenieure verbunden.

Leider stellten die Ingenieure ihr berufliches Licht noch immer allzu bescheiden und allzu oft unter den Scheffel, was bedauerlich sei, weil das einer der Gründe dafür sei, dass viele Ingenieurbauwerke als solche von der Öffentlichkeit und von der Politik gar nicht wahrgenommen würden. „Ingenieurleistungen sind keine Selbstverständlichkeiten, doch leider haben wir es verlernt“, sagte der Minister, „uns über die Leistungen der Ingenieure im besten Sinne des Wortes zu wundern und sie auch als bewundernswürdig anzuerkennen“. Er wies ausdrücklich auf die Sicherheit beim

Brandschutz hin und bestätigte damit die in der Mitgliederversammlung beschlossene Leistungserweiterung der Prüfmgenieure auf die Prüfung des vorbeugenden baulichen Brandschutzes (s. S. 18).



Die Bundesvereinigung der Prüfmgenieure für Bautechnik genießt von Jahr zu Jahr ein größeres Ansehen, was sich auch an der Zahl der jährlich zu den Arbeitstagungen kommenden Prüfmgenieure und Gäste ablesen lässt, deren diesjährige Ausgabe der Präsident der Bundesvereinigung, Dr.-Ing. Günter Timm, hier vor vollem Saal eröffnet.

Fotos: Foto-Studio Olligschläger, Köln

Vespers Rede war Musik in den Ohren nicht nur der Prüfmgenieure, sondern auch in denen aller Ingenieure im Saal, von denen viele aus den Bauverwaltungen, der Bauindustrie und aus den Ingenieur fakultäten der Hoch- und Fachhochschulen kamen. Mit beifälligem Gemurmel zwischendurch bedacht und mit achtungsvollem Applaus verabschiedet wurde mit Vesper ein Mann, der vom promovierten Soziologen zum grünen Landesminister avancierte und der sich als solcher – wie er in Köln wieder bewiesen hat – in ein ihm ehemals gänzlich unvertrautes Metier kenntnisreich und einfühlsam eingearbeitet hat.

Mit großem Applaus bedachte das Auditorium auch den Präsidenten der Bundesvereinigung der Prüfmgenieure für Bautechnik, Dr.-Ing. Günter Timm, nachdem er – über die reine Begrüßung hinaus – präzise und schnörkellos das derzeit an Wichtigkeit alle anderen überragende Thema der deutschen Prüfmgenieure definierte, ein Thema, das indes alle anderen am Bau beteiligten Berufe gleichermaßen aufregt und umtreibt, nämlich: das überall am Bau herrschende Prinzip des niedrigsten Preises, um nicht zu sagen: der Billigkeit.

„Wenn“, so Timm, „die Politik es zulässt, dass nur der billigste Bieter den Auftrag erhält, dann muss diese Politik auch dafür sorgen, dass Sicherheit und Verbraucherschutz, sprich: Qualität und Qualitätskontrolle dabei nicht auf der Strecke bleiben.“

Und wenn diese Politik“, so

spann Timm diesen Gedanken weiter, „dem Verbraucherschutz in der Ernährung und in der Gesundheitspflege allererste Priorität zuweist, dann muss diese Politik sich kritisch fragen lassen, warum sie diese Verbraucherschutz-Priorität nicht auch dem Bauen zuerkennen will.“ Und warum die Politik auf die Warnsignale nicht hört und reagiert, die aus den Statistiken der Versicherungsgesellschaften leicht herauszulesen seien und die glasklar belegten, dass die Schadenshäufigkeit am Bau kontinuierlich zunimmt.

Mit einigen schlagkräftigen Beispielen – nicht zuletzt jenen, die die Prüfsingenieure in den Hochwassergebieten dieses Sommers geliefert haben, als sie reihenweise verhinderten, dass voll gelaufene Keller ohne nachzudenken leer gepumpt wurden, weil dieses Leerpumpen in vielen Fällen womöglich große Schäden bewirkt hätte – mit solchen schlagkräftigen Beispielen also untermauerte Timm seine verbandspolitisch allgemeine Forderung nach der uneingeschränkten Aufrechterhaltung und gesetzlich fundamentierten Unabhängigkeit der Prüfsingenieure von allen anderen planenden, ausführenden und kontrollierenden Interessengruppen am Bau, die sich im Schlagwort der Vier-Augen-Prüfung manifestiere. Diese Unabhängigkeit sei es, die den Dienst der Prüfsingenieure an der Allgemeinheit so ungemein wertvoll mache, und wertvoller als sein Preis sei er allemal, denn der mache, so rechnete Timm seinen Zuhörern vor, höchstens ein Prozent der gesamten Baukosten aus und sei deshalb auch erheblich günstiger als jede auch noch so kleine Schadensreparatur.

Die Leistungen der Prüfsingenieure, die für Sicherheit und Qualität am Bau sorgen, werden derzeit nicht kleiner, sondern auch durch die Erweiterung auf den vorbeugenden baulichen Brandschutz größer und noch effektiver.



*Der nordrhein-westfälische Bauminister lobte nicht nur die Arbeit der Ingenieure im Allgemeinen, sondern auch die der Prüfsingenieure, die als verbraucher-schützende Instanz am Bau eine wichtige Rolle spielten.*

Das damit geschlossene Sicherheitspaket gebe maximales Vertrauen für alle Bauherren, wie auch aus dem Slogan der Arbeitstagung – Prüfsingenieure, Partner für Sicherheit und Qualität – ersichtlich.

Außerdem wies Timm auf die umfangreiche Spendenleistung der Prüfsingenieure in Höhe von ca. 100.000 € hin, wobei allein die bayerischen Prüfsingenieure mit 50.000 € beteiligt sind. Hilfe für die Hochwasseropfer durch Ingenieurleistungen, auch finanziell, haben für Prüfsingenieure erste Priorität. Genau wie sein aufsichtführender Minister hat auch der Präsident der nordrhein-westfälischen Ingenieurkammer-Bau, Diplom-Ingenieur Peter Dübbert, die Privatisierung der bautechnischen Prüfung in den Mittelpunkt dessen gestellt, was er von den Prüfsingenieuren in NRW erwartet.

Und dann trat Jörg Kachelmann auf, der Fernseh-Wetterprophet, der in diesem Jahr einen weiteren der fachfremden Festvorträge hielt, die die Bundesvereinigung der Prüfsingenieure jedes Jahr ihrem streng fachlichen Teil für alle Teilnehmer vorschickt.

Kachelmann, vom Vizepräsidenten der Bundesvereinigung, Dr.-Ing. Klaus Kunkel, mit einigen launigen und humorvollen Redewendungen biografisch eingeführt, nahm den Faden des Kunkel'schen Humors auf und servierte den Prüfsingenieuren und ihren Gästen eine fast 45-minütige erfrischend witzige Lehrstunde über die globale Wetterküche.

Kachelmann ist kein amtlicher Wetterfrosch, sondern führt ein mittelständisches Unternehmen als Freiberufler mit insgesamt 70 Mitarbeitern. Er legte den Beweis vor, dass die Ingenieure mit ihrer Klage gegen die Scheinprivatisierung kommunaler und staatlicher „GmbHs“ nicht alleine stehen, denn ihm, Kachelmann, sitze die staatliche Konkurrenz des „Deutschen Wetterdienstes“ im Nacken, der, quersubventioniert und mit Dumpingpreisen, jeden privaten (Wetter-)Unternehmer an die Wand drückt.

Darüber hinaus aber bot Kachelmann wissenschaftlich fundierte wissenswerte Information. Beispielsweise darüber, wie das globale Wetter im Prinzip funktioniert, warum der Mond überhaupt keinen Einfluss auf das Wetter hat, warum der 100-jährige Kalender „reiner Blödsinn“ ist, was die Drehung der Erde für unser Wetter bedeutet und warum wir „die Nord- und die Ostsee zuschütten und die Alpen wegsprengen müssten“, um zu verhindern, dass eine solche Hochwasserflut, wie die vom Sommer dieses Jahres, nicht noch einmal über uns hereinbricht.

Der Kachelmann'sche Vortrag hat ein weiteres Mal bewiesen, dass das Konzept der Bundesvereinigung, ihre Arbeitstagung mit einem fachfremden Beitrag zu würzen, vollkommen richtig ist und von der Mitgliedschaft und von den jeweiligen Gästen mit anerkennender Zustimmung schon als Tradition akzeptiert und begrüßt wird.

*Klaus Werwath*



# BÜV legt Diskussionsentwurf für Empfehlungen zur Bemessung tragender Kunststoffbauteile vor

**Basis ist das semiprobabilistische Bemessungskonzept  
Arbeitskreis ruft zur Einreichung von  
Ergänzungen oder Erweiterungen auf**

**Der Bau-Überwachungsverein BÜV – eine Unterorganisation der Bundesvereinigung der Prüfm Ingenieure für Bautechnik und Trägerorganisation des Deutschen Institutes für Prüfung und Überwachung – hat soeben den ersten Diskussionsentwurf von „Empfehlungen“ für Entwurf, Konstruktion und Bemessung tragender Konstruktionen des Hoch- und Ingenieurbaus vorgelegt, die ganz oder teilweise aus Duroplasten oder Thermoplasten bestehen. Der vom BÜV-Arbeitskreis „Tragende Kunststoffbauteile im Bauwesen“ aufgestellte Entwurf soll eine sinnvolle Klammerung vorhandener Normen auf diesem Gebiet bewirken.**

Der Arbeitskreis konstituierte sich aus Beratenden Ingenieuren, Prüfm Ingenieuren und Hochschullehrern, die Erfahrung mit dem Bemessen, Konstruieren und Prüfen von tragenden Kunststoffbauteilen haben\*.

Ziel der Arbeit des Ausschusses war es, eine für alle Anwendungen tragender Kunststoffbauteile zusammenfassende Abhandlung im Sinne einer Vereinheitlichung zu entwickeln, die auch auf Basis der neuen Bemessungsnormen, insbesondere der DIN 1055-100, das semiprobabilistische Bemessungskonzept berücksichtigt

und dem Konstrukteur mögliche Planungshinweise gibt.

Es war *nicht* das Ziel des Ausschusses, eine neue Norm zu entwickeln. Sein Ziel war es vielmehr, für eine sinnvolle Klammerung der bereits vorhandenen Normen zu sorgen. Wenn jedoch mit den Empfehlungen eine Vorlage für mögliche Vereinheitlichungen und Normungsbestrebungen geschaffen worden sein sollte, dann, so die einhellige Meinung im Ausschuss, würde dies ausdrücklich begrüßt werden, weil tragende Kunststoffbauteile, verstärkt und unverstärkt, zu einem üblichen, auf Basis von Normen berechenbaren Baustoff werden sollten.

In den Empfehlungen werden zunächst im *Kapitel 1* der Anwendungsbereich und die Anwendungsbedingungen definiert. Hierin wird das Material und die Beschreibung der Einwirkungen vorgenommen.

Im *Kapitel 2* sind die bautechnischen Unterlagen zusammengestellt, die für die Beschreibung der tragenden Kunststoffkonstruktion notwendig sind. Hierzu gehört auch die prüfbare statische Berechnung.

Im *Kapitel 3* wird die den Empfehlungen zu Grunde gelegte Sicherheitsphilosophie vorgestellt. Mithilfe einer Schadensakkumulationsregel ist es auch möglich, bei Kenntnis der Zeitstandlinie eine Bemessung vorzunehmen. Durch den probabilistischen Ansatz kann auch bei Zugrundelegung des dargestellten Formalismus die vorhandene Versagenswahrscheinlichkeit für den Bruchzustand bestimmt werden.

*Kapitel 4* beschreibt die Ausgangsstoffe, also den Kunststoff selbst, auch im Verbund als Matrixmaterial, die Fasern als Verstärkungselement und Schaumstoffe für Sandwichelemente.

Die Materialeigenschaften und Bauteile werden in *Kapitel 5* beschrieben. Hierin sind unverstärkte Kunststoffe, faserverstärkte Kunststoffe und Sandwichkonstruktionen enthalten. Abgeschlossen wird das Kapitel mit den Bemessungswerten für den Widerstand.

Die Handhabung von ständigen, veränderlichen und außergewöhnlichen Einwirkungen sind im *Kapitel 6* beschrieben und basieren auf der neuen DIN 1055. Besonderes Augenmerk wurde hier auf die Einwirkzeit (kurz, mittel, lang) und auf die Definition des Bemessungszeitraumes gelegt, da der Widerstand der Kunststoffbauteile von der Einwirkhöhe und der Einwirkzeit abhängt.

Die Ermittlungen der Verformungen, Schnittgrößen und Spannungen sind in *Kapitel 7* beschrieben.

\* An der Erarbeitung der Empfehlungen haben mitgewirkt:

Prof. Dr.-Ing. Günther Ackermann  
Dipl.-Ing. Stephan Deußner  
Dipl.-Ing. Matthias Gerold  
Dr.-Ing. Uwe Gleiter  
Dipl.-Ing. Claus Jung  
Dr.-Ing. Jürgen Kruppe  
Dr.-Ing. Hans-Jürgen Meyer  
(Arbeitskreisleiter)  
Dr.-Ing. Karl Morgen  
Dipl.-Ing. Hans-Joachim Niebuhr  
Dipl.-Ing. Hans-Georg Pühl  
Dipl.-Ing. Rolf Schadow  
Prof. Dr.-Ing. Rainer Taprogge  
Dr.-Ing. Günter Timm  
Prof. Dr.-Ing. Johann-Dietrich Wörner  
sowie Dipl.-Ing. Gerhard Böhme (†)

Sie bilden die Basis der in *Kapitel 8* vorgestellten Nachweise. In diesem Kapitel sind nach den grundlegenden Anforderungen die Nachweise für die Grenzzustände der Tragfähigkeit und der Gebrauchstauglichkeit dargestellt. Nachzuweisen sind die Festigkeit (Bruchversagen), das Stabilitätsversagen sowie eine Dehnungsbegrenzung im Grenzzustand der Tragfähigkeit sowie Dehnungs- und Durchbiegungsbeschränkung im Grenzzustand der Gebrauchstauglichkeit. Abgeschlossen wird das Kapitel mit den Nachweisen der Verbindungselemente.

*Kapitel 9* befasst sich mit der baulichen Durchbildung und beinhaltet Konstruktionshinweise für Hohlkästen und Hohlbauteile, platten- und schalenförmige Bauteile, Behälter und Sandwichkonstruktionen. In einem weiteren Teil werden Verbindungen und Auflagerungen sowie die Herstellung und Konstruktion beschrieben.

Bei aus Kunststoffbauteilen zusammengesetzten Konstruktionen ist besonders auf eine Überwachung der Herstellung und Ausführung zu achten. Aus diesem Grund widmen sich die Empfehlungen mit einem gesonderten *Ka-*

*pitel 10* „Ausführung und Überwachung“ diesem Thema. Es wurden die notwendigen Schritte von der Überwachung der Ausgangsprodukte bis hin zur Baustellenüberwachung dargestellt.

*Kapitel 11* „Normen und Richtlinien“ und *Kapitel 12* „Literatur“ geben dem Anwender einen Überblick notwendiger Unterlagen für die Bemessung und Konstruktion.

Im Anhang werden Abminderungsfaktoren bzw. so genannte Modifikationsfaktoren sowie Teilsicherheitsbeiwerte für die Einwirkungen und die Widerstände vorgeschlagen. Dies sind aus der Literatur entnommene (mit Literaturhinweis) und aus der Erfahrung der Arbeitskreismitglieder vorgeschlagene Werte, die als Richtwerte zu verwenden sind. Ein genauer Nachweis und insbesondere die Abstimmung mit der Bauaufsicht sind dringend erforderlich.

Beispielrechnungen zu den Empfehlungen sind fertig gestellt und können ab Dezember angefordert werden (siehe unten). Folgende Beispiele wurden gerechnet:

1. Profilerter Einfeldträger aus glasfaserverstärktem Laminat

(Günter Ackermann, mit Ergänzungen von Hans-Jürgen Meyer),

2. Zylinderwand eines Behälters mit Kegeldach und Bodenplatte (Günter Ackermann),
3. Dreischichtige Zweifeld-Sandwichplatte (Günter Ackermann),
4. Deckenplatten aus PMMA (Uwe Gleiter),
5. Sickerwasserschacht aus PE-HD (Rolf Schadow).

Alle am Bau Beteiligten und interessierte Kreise sind aufgefordert, zu den Empfehlungen Stellung zu nehmen. Besonderen Wert legt der Arbeitskreis auf konstruktive Beiträge, um Ergänzungen und Erweiterungen vornehmen zu können. Wünschenswert wäre auch eine Vervollständigung der Kennwertesammlung.

Die Empfehlungen können bei der Geschäftsstelle des BÜV (Fax 040/353565) angefordert werden oder im Internet: [www.buev-ev.de](http://www.buev-ev.de) [www.bvpi.de](http://www.bvpi.de) oder [www.dpue.de](http://www.dpue.de) heruntergeladen werden.

*Dr.-Ing. Hans- Jürgen Meyer*

## Bauwerkspass jetzt auch auf CD-ROM

Der Bauwerkspass, den die Bundesvereinigung der Prüferingenieur für Bautechnik, das Deutsche Institut für Prüfung und Überwachung (DPÜ) und die Bundesingenieurkammer gemeinsam entwickelt und in die Öffentlichkeit getragen haben, ist jetzt auch auf CD-ROM erhältlich.

Auf dieser CD ist einerseits der gesamte Inhalt des Bauwerkspasses als Druckversion und andererseits als Version zur Bearbeitung am Bildschirm gespeichert. Damit besteht die Möglichkeit, den Bauwerkspass

direkt am Computer auszufüllen, auszudrucken und zu speichern. Um den Bauwerkspass zu bearbeiten, benötigt man das Programm „Adobe Acrobat Approval“ oder „Adobe Acrobat“. Zusammen mit der CD erhalten die Nutzer auch eine genaue Anleitung zur Installation und Bearbeitung des Bauwerkspasses.

Der Bauwerkspass soll Bauherren, Käufern und Eigentümern von Immobilien gesicherte Unterlagen an die Hand gegen, aus denen hervorgeht, in welchem baulichen Zustand sich sein

Gebäude befindet. Er gibt einen fertigen Rahmen für die Aufnahme der Dokumentation sämtlicher bautechnischer Nachweise, Ausführungspläne und Abnahmeprotokolle. Der Pass kann sowohl für das Bauen im Bestand als auch für den Neubau benutzt werden.

Die CD-ROM kostet € 25 und kann in der Geschäftsstelle des DPÜ  
Ferdinandstr. 47  
20095 Hamburg  
Fax: 040/353565  
bestellt werden.

Neue Vorschriften sollen wegfallende Prüfungen kompensieren

## Die Hessische Bauordnung regelt Prüfpflichten und Nachweise neu

**Ob privat durchgeführte Prüfungen mit hoheitlichen vergleichbar sind, muss noch die Erfahrung erweisen**

**Die neue Hessische Bauordnung, die am 1. Oktober 2002 in Kraft getreten ist, orientiert sich am bayerischen Modell. In einigen Punkten unterscheidet sie sich allerdings nicht unwesentlich. Vor allem die Regelungen, die für das neue Genehmigungsverfahren und für die bautechnischen Nachweise gefunden worden sind, dürften die Prüfingenieure besonders interessieren. Sie werden deshalb im folgenden Beitrag erläutert.**

Bei den Genehmigungsverfahren ist in Hessen jetzt zwischen genehmigungspflichtigen und genehmigungsfreien Vorhaben zu unterscheiden. Ein konventionelles, vollständiges Genehmigungsverfahren ist nur noch für Sonderbauten und Nichtwohngebäude der Gebäudeklassen 4 und 5 vorgesehen. Das Vereinfachte Verfahren wird zum Regelverfahren.

Im übrigen gelten als Baugenehmigungsfreie Vorhaben im beplanten Bereich (Genehmigungsfreistellung) Wohngebäude, sonstige Gebäude der Bauwerksklasse 1 bis 3 und deren Nebenanlagen – also Wohngebäude mit bis zu 7 m Höhe der obersten Decke im Geltungsbereich eines Bebauungsplans. Auch bei dieser Genehmigungsfreistellung sind jedoch die Bauvorlagen bei der Gemeinde und parallel bei der Bauaufsicht einzureichen; es erfolgt jedoch keine Genehmigung. Die Gemeinde hat vier Wochen das Recht, ein Genehmigungsverfahren zu verlangen. Sofern sie davon keinen Gebrauch macht, kann dann gebaut werden.

Daneben gibt es noch (echte) Baugenehmigungsfreie Vorhaben, die – ohne Beschränkung auf beplante Gebiete – ohne jede Kenntnisgabe ausgeführt werden dürfen. Sie sind erschöpfend in einer erheblich ausgeweiteten Liste

aufgeführt, die auch respektable Bauwerke wie Brücken bis zu einer lichten Weite von 10 m umfasst. Für die in der Liste genannten Vorhaben gibt es jedoch gewisse spezifische Vorbehalte; so z.B. den, dass für die genannte Brücke bei einer Belastung von mehr als 12,5 t ein nachweisberechtigter Tragwerksplaner die statisch-konstruktive Unbedenklichkeit festgestellt und bescheinigt haben muss. Geprüft wird in einem solchen Falle weder baurechtlich noch bautechnisch.

Die bautechnische Prüfung wurde gänzlich neu geregelt. Um eine gewisse Kompensation für wegfallende Prüfungen zu erreichen, wurde die Rechtsfigur des Nachweisberechtigten geschaffen. Sofern ein Nachweisberechtigter die Nachweise aufstellt, kann für Schall- und Wärmeschutznachweise generell, bei Standsicherheitsnachweisen in einfachen Fällen die Prüfung entfallen.

Außer bei Sonderbauten, für die das herkömmliche Genehmigungsverfahren greift, werden die bautechnischen Nachweise nicht mehr bauaufsichtlich sondern gegebenenfalls im privaten Auftrag geprüft. Für (echt) genehmigungsfreie Vorhaben entfällt jegliche Prüfung. Bei allen anderen Vorhaben – unabhängig vom Verfahren – ist eine Prüfung der Standsicher-

heitsnachweise (einschließlich Feuerwiderstandsdauer tragender Teile) durch einen Sachverständigen dann notwendig, wenn es sich um ein Bauwerk mit einem Tragwerk von überdurchschnittlichem Schwierigkeitsgrad handelt. Auch für Gebäude der Gebäudeklassen 4 und 5 oder bauliche Anlagen mit über 10 m Höhe ist eine Prüfung vorgesehen. Die Entscheidung, ob es sich um ein Bauwerk mit besonderem Schwierigkeitsgrad handelt, wird an Hand eines Kriterienkataloges getroffen. Der Nachweisberechtigte muss unterschreiben, dass die Kriterien ausnahmslos eingehalten sind, wenn die Prüfung entfallen soll. Diese Bescheinigung ist mit den Nachweisen vor Baubeginn der Bauaufsichtsbehörde vorzulegen. Andernfalls ist ein Sachverständiger mit der Prüfung zu beauftragen und dessen Bescheinigung vorzulegen.

Die Bauüberwachung durch den Nachweisberechtigten oder – sofern er einzuschalten ist – durch den Sachverständigen wird vorgeschrieben. Die Bescheinigungen über die Bauüberwachung sind der Bauaufsicht mit der Fertigstellungsanzeige vorzulegen.

Die Nachweise des vorbeugenden Brandschutzes müssen bei Gebäuden der Klasse 4 von einem entsprechend Nachweisberechtigten erstellt sein oder von einem Sachverständigen geprüft werden. Bei Gebäuden Klasse 5 ist immer die Prüfung vorgeschrieben. Bei Gebäuden der Klassen 1 bis 3 liegt der vorbeugende Brandschutz im Verantwortungsbereich des bauvorlageberechtigten Entwurfsverfassers.

Bei der neuen Hessischen Bauordnung ist das Bestreben anzuerkennen, Kompensationen für wegfallende bauaufsichtliche Prüfungen zu schaffen. Dabei ist ein sehr komplexes Gesetz entstanden, bei dem abzuwarten bleibt, wie es sich in der Praxis bewährt.

Ob über alles gesehen sich die angekündigten Einsparungen für den Bauherrn einstellen, kann füglich bezweifelt werden. Und nur wer noch nicht miterlebt hat, mit welch harten Bandagen am Bau gerungen wird, kann glauben, dass vom Bauherrn zu beauftragende Prüfungen von gleicher Qualität sind wie hoheitlich durchgeführte.

Dass sich der Staat nicht ganz zurückzieht und die Bauauf-

sichtsämter zumindest noch informiert werden, ist positiv zu sehen; schließlich ist die Bauaufsicht Aufgabe des Staates – wie auch in dieser Bauordnung wieder festgeschrieben wird.

Und wie sollte eine Bauaufsichtsbehörde für die Einhaltung der öffentlich-rechtlichen Vorschriften sorgen, wenn sie in das Geschehen nicht mehr eingebunden wäre. Der Wegfall von Genehmigungsgebühren dürfte allerdings angesichts leerer Kassen zu Problemen bei der Wahrnehmung dieser Aufgaben führen.

Negativ ist anzumerken, dass das Gesetz schwer lesbar ist und einige Formulierungen absehbar zu erheblicher Verwirrung führen werden. So erscheint es

äußerst unglücklich, den Begriff genehmigungsfreie Vorhaben einmal für vollständig freigestellte Vorhaben zu verwenden und im nächsten Paragraphen denselben Begriff für Vorhaben, die mit wesentlichen Anzeigepflichten verbunden sind.

Auch hätte die altbekannte Bezeichnung Prüflingenieur die Tätigkeit klarer umrissen als der schwammige Begriff Sachverständiger – schließlich sollen beide die gleiche Aufgabe erledigen und gleiche Qualifikation haben.

Und dass ein Prüflingenieur nur so heißen darf, wenn er hoheitliche Aufgaben erfüllt, kann niemandem einleuchten.

*Dr.-Ing. Michael Heunisch*

## Ausbildung und Zertifizierung von Sachverständigen für die energetische Gebäudeoptimierung

Weil es bisher noch nicht ausreichend viele geeignete Sachverständige für den Vollzug und für Abnahmeprüfungen gemäß Energieeinspar-Verordnung gibt, bildet der technisch-wissenschaftliche Verein ZGMV („Zukunftsorientierte Gebäudemodernisierung Mecklenburg-Vorpommern“) seit kurzem an der Ingenieurakademie Mecklenburg-Vorpommern „Sachverständige für energetische Gebäudeoptimierung“ aus. Sie können nach erfolgreicher Prüfung durch die Zertifizierstelle des Deutschen Instituts für Prüfung und Überwachung (DPÜ) nach DIN EN 45013 zertifiziert werden.

Grundsätzlich ist in allen Ländern der Energiebedarfsaus-

weis Bestandteil der Bauantragsunterlagen (siehe auch das *Editorial* in Heft 20), wird aber in vielen Fällen nicht mehr unabhängig geprüft. Weil der behördliche Vollzug der EnEV in den Bundesländern aber unterschiedlich gehandhabt wird, werden Sachverständige in großer Anzahl gebraucht, um eine wirkungsvolle Umsetzung der Energieeinspar-Verordnung bei Bauplanung und Bauausführung zu erreichen.

Die Termine und die Inhalte der Ausbildung zum Sachverständigen für energetische Gebäudeoptimierung, mit der alle fachlichen Voraussetzungen für eine öffentliche Bestellung als Sachverständiger für diesen Fachbereich

erfüllt werden, können bei der Geschäftsstelle des DPÜ (Fax: 040/353565) und im Internet unter [www.zgmw.de](http://www.zgmw.de) erfragt werden.

Grundsätzlich erinnert ZGMV in diesem Zusammenhang noch einmal daran, dass in Zukunft entsprechend der Energieeinspar-Verordnung eine komplexe Optimierung von Bauhülle, Anlagentechnik, Nutzeranforderung und Baukosten und Betriebskosten notwendig wird, damit die Grenzwerte der EnEV – nämlich der spezifische Transmissionswärmeverlust der Gebäudehülle und der Primärenergiebedarf – nicht überschritten werden.

*Dipl.-Ing. (FH) Peter Schau*

Mehr als 300 Teilnehmer beim 10. Bautechnischen Seminar in NRW

## Aktuelles Fachwissen in kompakter und unmittelbar nutzbarer Form

**Experten-Referate über neue Betonnormen und deren Konsequenzen für die Baupraxis**

Aus aktuellem Anlass hat sich das „Bautechnische Seminar von NRW“, das die Landesvereinigung der Prüfengeure und das Städtebau- und Wohnungsbauministerium von NRW jedes Jahr veranstalten, mit der neuen DIN 1045 beschäftigt. Die Attraktivität sowohl der Themen als auch der Referenten dieses mittlerweile 10. Seminars seiner Art hatte mehr als 300 Teilnehmer aus allen Teilen des Landes davon überzeugt, dass der gute Ruf zu Recht besteht, den diese Seminare in der Fachwelt – besonders bei der Unteren Bauaufsicht und den Prüfengeuren – weit über Nordrhein-Westfalen hinaus genießen. Vermitteln sie doch heutiges Fachwissen in kompakter und sofort praktisch nutzbarer Form.

Obgleich bis Ende 2004 noch nach der alten DIN 1045 (7/1988) geplant werden darf, tun alle mit der Planung und der Prüfung befassten Prüfengeure gut daran, die neue DIN 1045 zu beachten, weil die darin manifestierten Erkenntnisse aus Wissenschaft und Forschung als allgemein anerkannte Regel der Technik (aaRT) angesehen werden müssen. (Inzwischen ist die neue Normengeneration im Betonbau auch in NRW bauaufsichtlich eingeführt.)

Sein Vortrag stand an letzter Stelle. Nichtsdestoweniger muss der Baustoff Beton, über den Prof. Dr.-Ing. H.-W. Reinhardt von der Universität Stuttgart zu berichten hatte, ganz an den Anfang gesetzt werden. Schließlich basiert das neue Regelwerk der Bemessung von Stahl- und Spannbetonbauteilen, welches Prof. Dr.-Ing. J. Hegger von der RWTH Aachen erläuterte, auf der genauen Kenntnis der Eigenschaften des Betons sowie des Zusammenwirkens von Beton und Betonstahl.

Prof. Reinhardt, der als Betonfachmann weit über die Grenzen der Bundesrepublik bekannt ist, wies noch auf einige Punkte besonders hin:

■ In DIN 1045-2 ist Hochleistungsbeton (ab C 55/67 bis C 100/115, bei Leichtbeton bis LC 80/88), nicht erfasst, ebenso nicht der ursprünglich in Japan entwickelte selbstverdichtende Beton (SVB). SVB habe gegenüber verdichtetem Beton einen geringeren Elastizitätsmodul. (Einzelheiten über SVB können übrigens der DAfStb-Richtlinie „Selbstverdichtender Beton“ (6/2001) und den inzwischen erteilten Zulassungen entnommen werden.)

■ Nach Meinung von Prof. Reinhardt werden in Deutschland (wie bereits in England) für Standardanwendungen künftig so genannte ‚Betonfamilien‘ angeboten werden. Öffentliche Bauherren und Bauherren mit umfangreicher Betonanwendung werden Beton nach Eigenschaften (nE) oder nach Zusammensetzung (nZ) bestellen. Bei Betonsorten nE haftet der Hersteller und bei Betonsorten nZ der Käufer selbst für die Eigenschaften.

■ Die Entwicklung von Betoneigenschaften und einfachen zielsicheren Ausführungsstrategien von Beton sei bei weitem noch nicht abgeschlossen, so Prof. Reinhardt.

Die Grundzüge der Bemessung von Stahlbetonbauteilen nach der neuen DIN 1045-1 hat Prof. Hegger in zwei Abschnitten vorgelesen. Der erste Vortrag befasste sich mit der Bemessung der Bauteile hinsichtlich Biegung, Querkraft und Durchstanzen, während im zweiten Teil seines Vortrags die Nachweise zur Dauerhaftigkeit und Gebrauchstauglichkeit behandelt wurden.

Obgleich das mechanische Modell der Bemessung gegenüber der bisherigen Bemessungspraxis sich grundsätzlich nicht geändert hat, ergeben sich doch wegen des in DIN 1055 eingeführten probabilistischen Sicherheitskonzepts und Berücksichtigung neuester wissenschaftlicher Erkenntnisse sowie der europäisch normierten Bezeichnungen zum Teil erhebliche Neuerungen. Wie bisher werden die Schnittkräfte auf der Grundlage der Elastizitätstheorie, jedoch mit der Möglichkeit der Schnittkraftumlagerung von Feld- und Stützmomenten bis zu 30 % ermittelt. Bei der Querkraftbemessung bleibt es bei der Fachwerkanalogie.

Nachweise zur Dauerhaftigkeit und Gebrauchstauglichkeit, die Prof. Hegger im zweiten Teil seines Vortrags erläuterte, basieren auf DIN EN 206-1 und sind in DIN 1045-2 verbindlich geregelt. Neu ist die getrennte Bewertung der Umgebungsbedingungen für den Beton und die Bewehrungen. Die Umweltbedingungen und die sonstigen Beanspruchungen des Betons sind für jede Angriffsart einer dreistufig aufgebauten Expositions-kategorie zuzuordnen. Auf eine

Abstimmung der Expositionsklasse mit dem Bauherrn sollte künftig allenfalls bei Standardfällen verzichtet werden.

Dauerhaftigkeit, auf deren Bedeutung A. Kleinlogel in seinem 1941 veröffentlichten Buch „Einflüsse auf Beton“ bereits hingewiesen hat, stellt auf die vorge-sehene Nutzungsdauer ab, während der kein wesentlicher Verlust der Tragfähigkeit eines Bauteils oder Bauwerks eintreten darf. Ebenso soll durch die Nachweise der Gebrauchstauglichkeit die sichere Benutzung des Gebäudes oder Bauwerks uneingeschränkt während der gesamten Nutzungsdauer möglich sein. Soweit über die Nutzungsdauer kein allgemein anerkannter Konsens besteht, ist die Mitwirkung des Bauherrn auch in diesem Punkte unerlässlich.

Der Präsident der Bundesvereinigung der Prüfm Ingenieure für Bautechnik, Dr.-Ing. G. Timm, der maßgeblichen Anteil an der Bearbeitung der neuen DIN 1055 hat, referierte über die Grundlagen der Tragwerksplanung DIN 1055-100, über Einwirkungen und die gewichteten Teilsicherheits- sowie die Kombinationsbeiwerte (DIN 1055 T1 – T10). Timm, der als

Praktiker zu Kollegen sprach, verstand es in besonderer Weise, die neue DIN 1055 einleuchtend und übersichtlich vorzutragen. Die Bearbeitung der Module sei weitestgehend abgeschlossen und liegen zum Teil bereits im Weißdruck vor. Dies betrifft insbesondere DIN 1055-100 sowie T1 – Flächenlasten und die meisten anderen Teile. Lediglich der Abschnitt T2 – Bodenkennwerte – wird noch einige Zeit in Anspruch nehmen. DIN 1055 folgt der Logik des EUROCODE 1.

Zum letzten Mal berichteten auf diesem Bautechnischen Seminar ihre Initiatoren, der Leitende Ministerialrat Dipl.-Ing. D. Eschenfelder und der Ministerialrat Dipl.-Ing. R. Scherf vom Ministerium für Städtebau und Wohnen, Kultur und Sport NRW über aktuelle Themen von bauaufsichtlicher Relevanz. Beide Herren wurden im Frühjahr 2002 mit viel Lob für die geleistete Arbeit aus dem aktiven Staatsdienst in den Ruhestand verabschiedet.

Zum ersten Mal richtete auch MD R. Stallberg, der MD Dahlke im Amt folgte, ein Grußwort an die Versammlung. Stallberg will die wertvolle Zusammenarbeit mit den Baukam-

mern und den Prüfm Ingenieuren pflegen und sieht sich der Verbesserung der Baukultur in NRW verpflichtet. Das Ministerium habe in jüngster Zeit bei verschiedenen Gelegenheiten zum Ausdruck gebracht, das Bautechnische Seminar NRW auch künftig als Forum des Dialogs mit den Unteren Bauaufsichten und den Prüfm Ingenieuren für Baustatik zu nutzen.

Allerdings werde wegen des knapper werdenden Personals in der Abteilung II des MSWKS eine noch stärkere Mitwirkung der Vereinigung der Prüfm Ingenieure als bisher erforderlich. Dieser Herausforderung will sich die VPI NRW im Interesse der Kontinuität des Gedankenaustausches mit dem zuständigen Ministerium und den Unteren Bauaufsichten gerne stellen.

Der Vorsitzende der Landesvereinigung der Prüfm Ingenieure für Baustatik, Dr.-Ing. Jörg Erdmann, eröffnete und leitete das 10. Bautechnische Seminar NRW, nicht ohne auf den Spagat hinzuweisen, dem die saSV in NRW durch die private Beauftragung und die Wahrnehmung öffentlicher Interessen ausgesetzt sind.

*Dipl.-Ing. Josef Dumsch*

## Viele Fachreferate und sechs Workshops

# Symposium über Stahl und Glas im Industriebau

Am 29. und 30. Januar 2003 findet im Dresdener Taschenbergpalais das 4. „Symposium IndustrieBAU“ statt. Thema diesmal: Stahl und Glas im Industriebau. Veranstalter ist wieder der Münchener Callwey Verlag unter der fachlichen Mitwirkung der Arbeitsgemeinschaft Industriebau. Der erste Tag steht ganz im Zeichen vieler Fachreferate.

Am zweiten Tag werden in sechs Workshops Fragen zum Bauen mit Stahl und Glas an ausgeführten Objekten diskutiert (z.B. die CargoLifter-Werkhalle in Brand oder die Gläserne Manufaktur im Schwarzwald).

Als Referenten sind unter anderem mit dabei: Prof. Dr. Gunter Henn und Prof. Dr.-Ing.

Bert Hofmann. Ergänzt wird das Symposium durch eine Fachausstellung. Die Teilnahmegebühr beträgt 650 beziehungsweise 700 Euro. Frühbucher (bis zum 15. November 2002) erhalten 10% Rabatt. Anmeldung und weitere Infos bei Silvana Mai unter [s.mai@callwey.de](mailto:s.mai@callwey.de) oder Fax 089/436005-317 ([www.industriebau-onlinie.de](http://www.industriebau-onlinie.de)).

## Jubiläumstagung in Freudenstadt

# Landesvereinigung Baden-Württemberg feierte ihr 50-jähriges Bestehen

## Staatssekretär Mehrländer warnt vor dem „Auseinanderreißen“ der bisherigen bautechnischen Prüfung

**Die diesjährige Arbeitstagung der Landesvereinigung Baden-Württemberg der Prüfengeineure für Baustatik war gleichzeitig die Feier ihres 50-jährigen Bestehens. Dort, wo traditionell die Arbeitstagungen abgehalten werden, wurde die Landesvereinigung von einigen weitsichtigen Prüfengeineuren in der Zeit des Wiederaufbaus nach dem 2. Weltkrieg gegründet, genauer gesagt: am 12. Juli 1952. Das Jubiläum war in diesem Jahr Anlass genug, über das Programm einer „normalen“ Freudenstadt'schen Arbeitstagung hinaus einen Blick zurück zu tun, aber fachlich auch in die Zukunft zu schauen.**

Der Wunsch nach einer einheitlichen Auslegung der damaligen Bauvorschriften und nach einem koordinierten Arbeiten sowie nach mehr Fortbildung angesichts rascher technischer Entwicklung einerseits, knapper Ressourcen und stark streuender Baustoffqualitäten andererseits waren die wesentlichen Antriebe für die Prüfengeineure, sich vor 50 Jahren zu einer Vereinigung in Baden-Württemberg zusammenzuschließen.

Weshalb gerade Freudenstadt Ort der Gründungsversammlung wurde, ist nicht mehr nachvollziehbar. Die Landesvereinigung hat diesem idyllischen Schwarzwaldstädtchen aber über all die Jahre hinweg die Treue gehalten. Am letzten Juni-Wochenende treffen sich hier alljährlich die Mitglieder der Landesvereinigung sowie zahlreiche Kolleginnen und Kollegen aus vielen anderen Bundesländern und illustre Gäste aus den Bau-Verwaltungen zur Arbeitstagung. Man kennt sich, man fühlt sich wohl in dieser Stadt, hört aufmerksam den Vortragenden zu, diskutiert und feiert, wie es zu einem solchen Treffen gehört.

So war es auch in der Jubiläumsveranstaltung am 28. und 29. Juni 2002. Rund 190 Teilnehmer fanden sich in Freudenstadt

ein und nahmen – mit den begleitenden Damen – an der einleitenden Vormittagsveranstaltung teil.

Der Begrüßung des 1. Vorsitzenden der Landesvereinigung, Dipl.-Ing. Josef Steiner, folgten, dem Anlass entsprechend, weitere Grußworte: In Vertretung des für die Prüfengeineure in Baden-Württemberg zuständigen FDP-Wirtschaftsministers Dr. Walter Döring gab Staatssekretär Dr. Horst Mehrländer ein bemerkenswertes Bekenntnis zur Bedeutung des Instruments der bautechnischen Prüfung ab. Er setzte sich für den Erhalt des ungeteilten, wegen der erforderlichen Unabhängigkeit hoheitlich tätigen Prüfengeineurs für Baustatik ein und kritisierte die Tendenzen in einigen Bundesländern, mit der Einführung so genannter „Sachverständiger für Standsicherheit“ für privat vom Bauherrn beauftragte Prüfaufgaben die bautechnische Prüfung ohne Not auseinander zu reißen.

Der Grußadresse der Stadt Freudenstadt schlossen sich die Grußworte von Dr.-Ing. Günter Timm, dem Präsidenten der Bundesvereinigung der Prüfengeineure für Bautechnik (Hamburg), der nachmittags als Obmann des Normenausschusses DIN 1055 noch über die Neuerungen in den

Schnee- und Windlastnormen informierte, und von Dipl.-Ing. Gert Kordes an, dem Präsidenten der befreundeten Ingenieurkammer Baden-Württemberg.

Den Kreis der Fachvorträge begann Dipl.-Ing. Eberhard Burger als Vorsitzender der Stiftung der Dresdener Frauenkirche mit seinem Festvortrag über „Dresden und die Frauenkirche im historischen Umfeld“.

Der Vormittag wurde beschlossen von Dipl.-Ing. Helmut Ernst, Ministerialrat im Wirtschaftsministerium Stuttgart, mit intensiv recherchierten Betrachtungen zur „Bautechnischen Prüfung und zur Landesvereinigung der Prüfengeineure für Baustatik im Wandel der Zeit“.

Am Nachmittag setzte sich Prof. Dr.-Ing. Horst Bossenmayer, der Präsident des Deutschen Institut für Bautechnik, mit der Technischen Harmonisierung in Europa und der Frage auseinander, ob und inwieweit das bisher gewährte Niveau erhalten bleiben kann.

Nach dem Bericht von Prof. Dipl.-Ing. Dieter Steinmetz über die Arbeit des Statisch-Konstruktiven Ausschusses der Landesvereinigung wurde der Nachmittag mit den Beiträgen von zwei Architekten beschlossen:

■ In seinem Grußwort forderte Dipl.-Ing. Wolfgang Riehle, Präsident der Architektenkammer Baden-Württemberg, die Ingenieure auf, im Team mit den Architekten mehr Selbstbewusstsein zu zeigen, aber auch mehr Engage-

ment und mehr Phantasie in die gemeinsamen Planungen einzubringen. Den Architekten gab er mit auf den Weg, die Ingenieure im Planungsteam als gleichberechtigte Partner anzuerkennen. Wertvolle und beherzigenswerte Worte gerade zu einer Zeit, in der intensive Anstrengungen unternommen werden, in Baden-Württemberg Architekten und Ingenieure in einer gemeinsamen Kammer zusammenzuführen.

■ Dem Präsidenten der Bundesarchitektenkammer, Dipl.-Ing. Peter Conradi, war es vorbehalten, den ersten Tag der Arbeitstagung mit seinen kritischen Betrachtungen zur Tätigkeit des „Bauherrn Demokratie“ und zu den Auswirkungen ungezügelter Deregulierung auf Baukultur und Sicherheit abzuschließen.

Nach einem „schwäbisch geprägten“ Gesellschaftsabend galten am folgenden Tag zunächst zwei Vorträge dem Baustoff „Stahlfaserbeton“. Prof. Dr.-Ing. Horst Falkner (TU Braunschweig) zeigte in gewohnt souveräner Art die Möglichkeiten, aber auch die Grenzen sinnvoller Anwendung der Bauweise auf, während Dr.-Ing. Bernd Schnütgen (TU Bochum) über die theoretischen Hintergründe des DBV-Merkblattes „Stahlfaserbeton“ und dessen praktische Anwendung referierte.

Mit einem Gruppenvortrag von drei Ingenieuren aus Baden-Württemberg, die maßgeblich am Wiederaufbau der Frauenkirche in Dresden beteiligt sind, wurde der Kreis der Fachvorträge geschlossen:

■ Prof. Dr.-Ing. Fritz Wenzel, inzwischen Altmitglied der Landesvereinigung und für den Wiederaufbau als Tragwerksplaner verantwortlich, erläuterte die Überlegungen zum Entwurf des Tragwerkskonzepts. In seiner ruhigen Art gelang es ihm, einem aufmerksamen Publikum kom-

plizierte Zusammenhänge in der verwirklichten Lösung und im Zusammenwirken der historischen Mauerwerksbauweise mit „modernen“ Hilfsmitteln klar und verständlich darzulegen.

■ Von Prof. Harald Garrecht (FH Karlsruhe) wurden die Zuhörer in der ihm zur Verfügung stehenden Zeit mit einer Fülle von beeindruckenden Informationen zu den bauphysikalischen Problemen der steinsichtigen Kuppel und deren Bewältigung mit Hilfe von aufwendigen EDV-Rechenmodellen geradezu zugedeckt.

■ Den abschließenden Vortrag hielt Prof. Dr.-Ing. Jörg Peter, inzwischen auch Altmitglied der Landesvereinigung und am Gesellschaftsabend noch als Gastmusiker der Marquart-Band begeistert gefeiert. Er zeigte anhand eigener vergleichender und teilweise ergänzender Berechnungen und durch realistische Bewertung von Abweichungen zu den Ergebnissen des Tragwerksplaners die Bedeutung der bautechnischen Prüfung für die Bestätigung der Standsicherheit, aber auch für die angestrebte Gebrauchstauglichkeit auf.

Mit dem letzten, äußerst positiv aufgenommenen Vortragsblock ging eine Veranstaltung zu Ende, die sich würdig in die lange Folge der Freudenstädter Arbeitstagungen einreicht.

Die Grußworte und die Vorträge dieser 50. Freudenstadtschen Tagung werden in einem Berichtsband zusammengefasst und können bei der Landesvereinigung der Prüfm Ingenieure (Besselstraße 16 a, 68219 Mannheim, Fax: 0621/4194975) erworben werden.

Im Jubiläumsjahr bietet die Landesvereinigung aus ihren Beständen übrigens auch noch die Berichtsbände der letzten fünf Jahre zum Preis von je 15,00 €, die älteren Jahrgänge zum Preis von je 5 € an. Außerdem ist bei der Landesvereinigung eine zum besonderen Anlass herausgegebene Jubiläumsbroschüre erhältlich.

Schließlich und endlich sei darauf hingewiesen, dass im Internet unter [www.vpi-bw.com](http://www.vpi-bw.com) umfangreiche Informationen über die Tätigkeit der Prüfm Ingenieure zum Wohle der Bauherren und der Öffentlichkeit zu erhalten sind.

*Josef Steiner*

## VPI und DPÜ erarbeiten Technische Regeln für Hochwasser-Schutzmaßnahmen

**Die Vereinigung der Prüfm Ingenieure für Bautechnik und das Deutsche Institut für Prüfung und Überwachung (DPÜ) sind derzeit dabei, ein Merkblatt mit Technischen Regeln für Hochwasserschutzmaßnahmen zu erarbeiten.**

Dieses Merkblatt enthält Hinweise, die bei Hochwasserschutzmaßnahmen durch die Feuerwehr, das Technische Hilfswerk oder von freiwilligen Hilfsstruppen befolgt werden soll-

ten, um bei Hochwasser effektiver größere Schäden an den Gebäuden zu verhindern.

In dieses Merkblatt fließen insbesondere auch die Erfahrungen der Prüfm Ingenieure und der Prüfsachverständigen mit den Hochwasserereignissen der Elbegebiete ein.

Basis des Papiers werden kurze und verständlich formulierte Leitsätze sein, die jedermann zur Verfügung gestellt werden können.



Mitgliederhauptversammlung, Weiterbildung und Empfang beim Bürgermeister

## Die Fachgruppen der TOS bereiten jetzt die Akkreditierung nach BetrSichV vor

Die TOS ist für die Umsetzung des Gerätesicherheitsgesetzes und der Betriebssicherheitsverordnung gerüstet

Auf der jüngsten Mitgliederversammlung der Technischen Organisation von Sachverständigen TOS hat deren Erster Vorsitzende, Dr.-Ing. Harald Bitter, bekräftigt, dass es für die Sachverständigen notwendig sei, sich in das Akkreditierungssystem der TOS einzugliedern. Außerdem wurde den Mitgliedern die Gründung einer neuen Fachgruppe „Energie und Bauwerk“ bekannt gegeben, deren Vorsitz Dipl.-Ing. (FH) Peter Schau innehat.

Die Technische Organisation von Sachverständigen TOS organisiert mittlerweile in sieben Fachgruppen etwa 250 Sachverständige. Sie ist für eine Reihe von Sachgebieten akkreditiert bzw. anerkannt, Sachverständige zu zertifizieren bzw. zu bestellen und auch als Zentrallabor zu arbeiten.

Mit dem geänderten Gerätesicherheitsgesetz im Dezember 2000 wurde entschieden, dass wiederkehrende Prüfungen an überwachungsbedürftigen Anlagen zukünftig nur von zugelassenen Überwachungsstellen vorgenommen werden. Die Arbeitsschutzanforderungen für die Benutzung von Arbeitsmitteln und für den Betrieb überwachungsbedürftiger Anlagen werden in Umsetzung des Gerätesicherheitsgesetzes zukünftig nur noch in der Verordnung zur Rechtsvereinfachung im Bereich der Sicherheit und des Gesundheitsschutzes bei der Bereitstellung von Arbeitsmitteln und deren Benutzung bei der Arbeit, der Sicherheit beim Betrieb überwachungsbedürftiger Anlagen und der Organisation des betrieblichen Arbeitsschutzes (Betriebssicherheitsverordnung BetrSichV) geregelt.

Eine entscheidende Aufgabe für die TOS besteht zukünftig darin, alle Voraussetzungen zu schaffen, um die Akkreditierung

als zugelassene Überwachungsstelle zu erlangen, damit Sachverständige unter dem Dach der TOS arbeiten können. Die ersten Schritte wurden vom Technischen Leiter der TOS, Dipl.-Ing. Reinhold Schoon, eingeleitet. Viel Überzeugungsarbeit beim Gesetzgeber war erforderlich. Wengleich Großorganisationen noch Bestandsschutz genießen und in Übergangszeiten bis zum Jahr 2005 bzw. 2008 in bestimmten Gebieten ausschließlich tätig werden können, so ist doch auch für die Freiberufler die Sachverständigentätigkeit vorbereitet.

Die TOS hat eine Reihe von Aufgaben als Prüflabor (gem. DIN EN ISO IEC (17025) und als Zertifizierstelle verschiedener Akkreditierungen sowohl der Zentralstelle der Länder für Sicherheitstechnik, des Deutschen Akkreditierungssystems für das Prüfwesen und von anderen staatlichen Stellen übernommen. Beispielhaft sei hier nur die Sachverständigentätigkeit der TOS-Mitglieder nach § 19 des Wasserhaushaltsgesetzes (WHG) und nach § 22 der Verordnung für Anlagen zum Umgang mit wassergefährdenden Stoffen (VAWS) genannt.

Die TOS gliedert sich bisher für die Erledigung ihrer fachlich breit gestreuten Tätigkeiten und Aufgaben in sieben Fachgruppen: Umwelttechnik, Elektrotechnik, Fördertechnik, Geräte-, Anlagen- und Verfahrenssicherheit, Versor-



Foto: Stadtbildstelle Essen

Zum Empfang hatte Essens Bürgermeister Kleine-Möllhof (5. v. li.) die TOS-Mitgliederversammlung eingeladen, deren Begleitprogramm TOS-Mitglied Ing. Hans-Jürgen Dohrmann (4 v. re.) mit einigen Überraschungen gewürzt hatte. Der 1. Vorsitzende Dr.-Ing. Harald Bitter (3. v. re.), dankte dem Bürgermeister für die freundliche Aufnahme.

gungstechnik, Gerätesicherheits-Entsorgungswirtschaft. In diesen Fachgebieten sind insgesamt elf Prüfgebiete akkreditiert. Auf der jüngsten Mitgliederversammlung der TOS bekräftigte deshalb der Erste Vorsitzende, Dr.-Ing. Harald Bitter, dass es für die Sachverständigen notwendig ist, sich in das Akkreditierungssystem der TOS einzugliedern. Außerdem wurde den Mitgliedern die Gründung einer neuen Fachgruppe „Energie und Bauwerk“ bekannt gegeben, deren Vorsitz Dipl.-Ing. (FH) Peter Schau innehat. Diese Fachgruppe

wird über die DPÜ-Zertifizierstelle „Sachverständige für energetische Gebäudeoptimierung“ ausbilden und zertifizieren.

Ergänzend dazu hat der Geschäftsführer der TOS, Dr.-Ing. Hans-Jürgen Meyer, in der gemeinsamen Mitgliederversammlung auf die außenwirksamen Aktivitäten aufmerksam gemacht, die in jüngster Vergangenheit unternommen worden sind, um mit Faltblättern, Internetauftritt, Pressearbeit und einem neuen Mitgliederverzeichnis einerseits weitere

Mitglieder zu werben, um aber andererseits auch den Bekanntheitsgrad der Sachverständigen von TOS und VSR in Politik, Wirtschaft und Verwaltung, vor allem aber bei den Aufträge vergebenen Stellen zu erhöhen.

Ein von Ing. Hans-Jürgen Dohrmann mit Herz und Engagement organisiertes Begleitprogramm, bei dem u.a. in der „Zeche Zollverein“ gefeiert und geschmiedet wurde, gipfelte in einem Empfang durch den Bürgermeister Kleine-Möllhof der Stadt Essen.

## Mitgliederversammlung der Bundesvereinigung

# Brandschutz-Prüfingenieure können jetzt Mitglied werden

## Der amtierende Vorstand wurde wiedergewählt

**Die Wahl des Vorstandes und zwei wichtige Satzungsänderungen waren die berufspolitisch zentralen Punkte der Tagesordnung der diesjährigen Mitgliederversammlung der Bundesvereinigung der Prüfingenieure für Bautechnik, die am 15. September im Rahmen ihrer großen Arbeitstagung (s.a. S. 7) in Köln durchgeführt wurde.**

Die Vorstandswahlen brachten keine Überraschung: Der amtierende Vorstand, bestehend aus dem Präsidenten Dr.-Ing. Günter Timm und den beiden Vizepräsidenten Dr.-Ing. Klaus Kunkel und Dr.-Ing. Dieter Winselmann, wurde einstimmig wiedergewählt.

Eine Überraschung waren auch die beiden Satzungsänderungen nicht, die in Köln beschlossen wurden. Die eine Satzungsänderung betrifft die Konstitution eines „Beirats“, den der Vorstand zu seiner eigenen Unterstützung bestimmen kann. Diesen Beirat bilden für die kommende Amtsperiode die Vorsitzenden der Landesvereinigungen von NRW und Sachsen, Dr.-Ing. Jörg Erdmann und Prof. Dr.-Ing. habil. Bernd Dressel, sowie die beiden Prüfingenieure Dr.-Ing. Dietmar H. Maier und Dr.-Ing. Hans-Peter Andrä.

Die andere Satzungsänderung hat berufspolitisches Gewicht für die Zukunft. Sie betrifft diejenigen staatlich anerkannten Sachverständigen oder Prüfsachverständigen und Prüfingenieure, die für den vorbeugenden (baulichen) Brandschutz prüfend tätig sind.

Deren Tätigkeit wird in den deutschen Ländern bekanntlich mit unterschiedlich formulierten Begriffen anerkannt, weswegen sie nach neuer Satzung auch nur dann aufgenommen werden können, wenn sie prüfend tätig sind und wenn für sie Anerkennungs Voraussetzungen gelten, die denen der Prüfingenieure für Baustatik/ Bautechnik entsprechen. Parallel zu ihrer Aufnahme in die Bundesvereinigung müssen solche Brandschutz-Prüfingenieure auch Mitglied einer Landesvereinigung sein.

Zu Beginn dieser Mitgliederversammlung hatte BVPI-Präsident Timm in seinem „Bericht des Vorstandes“ die wichtigsten Aktivitäten und Erfolge des abgelaufenen Geschäftsjahres rekapituliert und einen Ausblick auf die Vorhaben des Vorstandes im kommenden Verbandsjahr gegeben.

Im Zentrum der verbandspolitischen Bemühungen der kommenden Legislatur werde, so Timm, vor allem die weitere Verstärkung der Öffentlichkeitsarbeit des Bundesverbandes stehen. Gleichwertig daneben, wenn nicht gar noch wichtiger, sei aber jene Arbeit, die der Vorstand und die Landesvereinigungen leisten müssten, um ihre Mitglieder mit Arbeits- und Argumentationspapieren materiell so zu unterstützen, dass diese vor Ort die Berufspolitik ihres Verbandes ideell beim Auftraggeber und bei der regionalen Politik glaubwürdig vorbringen und Überzeugungsarbeit für die volkswirtschaftliche Bedeutung des unabhängigen Vier-Augen-Prinzips leisten können.

Zu loben ist auch insbesondere die Tätigkeit der Prüfingenieure in der Normung und bei der Erstellung von Richtlinien, denn so wird das große Know-how der Prüfingenieure im Bauwesen ein-drucksvoll dokumentiert. -kw-

## Klaus Stiglat wurde 70

**Am 3. August 2002 feierte Dr.-Ing. Klaus Stiglat seinen 70. Geburtstag.**

Geboren in Insterburg (Ostpreußen), nach dem Krieg im Südbadischen aufgewachsen, begann Klaus Stiglat 1952 das Bauingenieurstudium an der TH Karlsruhe. Nach dem Diplom 1957 blieb er als Assistent am Lehrstuhl seines Lehrers Prof. Fritz und promovierte dort 1960 mit einer Arbeit über Platten mit elastischen Randstützungen.

Bei allem Drang zum Forschen lagen ihm praktisches Entwerfen, Konstruieren und Bauen näher als eine Universitätslaufbahn. Folgerichtig gründete er mit seinen Studienfreunden Ernst Buchholz, Herbert Wippel und Horst Weckesser 1965 – in eine Rezession hinein – die Ingenieurgruppe Bauen. 1966 erschien der *Sti-Wi*, das Plattenbuch, mit dessen Hilfe Generationen von Tragwerksplanern gearbeitet haben und dies auch noch tun.

1968 wurden Klaus Stiglat und Herbert Wippel als Prüffingenieure anerkannt, das Büro wuchs über einem soliden Fundament auf die heutige Größe mit 90 Mitarbeiterinnen und Mitarbeitern an drei Standorten.

Eine große Zahl von Fachaufsätzen entstand aus den Problemen der Tagesarbeit heraus. All diesen Beiträgen ist gemeinsam, dass die Anwender die herausgearbeiteten Ergebnisse als einfache, aber ausreichend genaue Näherungslösungen unmittelbar in der Tagesarbeit anwenden können.

Praktischer Nutzen für den Leser und berufliche Fortbildung waren auch Hauptanliegen, als Klaus Stiglat 1975 Schriftleiter „seiner“ Zeitschrift „Beton- und

Stahlbetonbau“ wurde. Über 24 Jahre hat Klaus Stiglat mit seinem Schriftleiterkollegen die hohe Qualität der Zeitschrift hochgehalten und in seinen Leitartikeln „In eigener Sache“ und in vielen Vorträgen Fehlentwicklungen aufgegriffen und kritisiert, Diskussionen angefacht und sich für eine Mehrung des Ansehens der Ingenieure in der Gesellschaft eingesetzt.

Seit 1999 regt er unter der Überschrift „Zu guter Letzt“ mit seinen Glossen im Deutschen Ingenieurblatt weiterhin zum Nachdenken, aber auch zum Schmunzeln an. Die Beiträge sind garniert mit treffenden, satirischen Karikaturen zum Berufsalltag, frisch gezeichnet oder den beiden Büchern „Schon genormt?“ und „Schon zertifiziert?“ entnommen.

Mit seinem 1996 neuartigen Führer „Brücken am Weg“ zeigt Klaus Stiglat Wege zu noch erhaltenen historischen Zeugnissen der Bauingenieurkunst auf, kartografisch und in historischen Bezügen unter Würdigung der Leistungen der dahinterstehenden Ingenieurpersönlichkeiten.

Ein vergleichbares Ziel verfolgte er auch mit seiner Idee eines Ingenieurbau-Preises, der seit 1988 in zweijährigem Rhythmus vom Verlag Ernst & Sohn ausgeschrieben wird.

Für seine Verdienste in der berufsständischen Arbeit und für sein vielfältiges ehrenamtliches Engagement in Berufsverbänden und in Fachgremien erhielt Klaus Stiglat 1997 das Verdienstkreuz am Bande des Verdienstordens der Bundesrepublik Deutschland.

Zu Beginn des Jahres 2001 haben die Gründer der Ingenieurgruppe Bauen nach einer wohlgeplanten und ausreichend langen Übergangsphase das Ruder zur Steuerung des Büros in jüngere Hände übergeben und haben sich aus der Tagesarbeit zurückgezogen. Dem Büro bleibt Klaus Stiglat weiterhin als Fürsprecher und als Ratgeber verbunden.

Befreit vom täglichen Druck, aber mit Beharrlichkeit, Ehrgeiz und der ihm eigenen Disziplin ist er dabei, die als Schriftleiter begonnene Reihe „Sie bauen und forschen – Bauingenieure und ihr Werk“ abzurunden und in Buchform als „Bauingenieurwerk“ herauszugeben. In seinem Haus voller Bilder sammelt er kontinuierlich historische Raritäten der Brückenbauliteratur, außerdem kümmert er sich mit großem Engagement um die Ausstattung und den Fortbestand des an der Universität Karlsruhe eingerichteten „Südwestdeutschen Archivs für Architektur und Ingenieurbau“.

Auf seinen jetzt etwas längeren Reisen sucht er vor allem in Frankreich weiter nach historischen Zeugnissen der Brückenbaukunst. Weitblick und Phantasie, klare Vorstellungen zum Erreichen gesteckter Ziele, Offenheit und Menschlichkeit im täglichen Miteinander sind herausragende Eigenschaften des Jubilars. Freunde, Partner und Kollegen gratulieren zum 70. Geburtstag, wünschen weiterhin alles Gute und freuen sich auf das, was von Klaus Stiglat in Zukunft noch zu lesen und zu hören sein wird.

*Josef Steiner*

**Praxisseminar zur Einführung der DIN-Fachberichte**

## 200 Teilnehmer beim BVPI-Seminar über Beton und Stahlbeton im Brückenbau

**Ein weiteres Seminar zu den DIN-Fachberichten 103/104 über Stahl- und Verbundbau ist geplant**

Mit einer regen und fachlich sehr hoch stehenden Diskussion endete das Praxisseminar zur Einführung der DIN-Fachberichte 100/101 und 102, das die Bundesvereinigung der Prüfm Ingenieure für Bautechnik am 18. und 19. September an der TU Hamburg-Harburg durchgeführt hat. Dabei hatten mehr als 200 interessierte Teilnehmer die Möglichkeit, sich mit der Thematik „Beton und Stahlbeton im Brückenbau“ vertraut zu machen.

Das große Interesse an den Experten-Vorträgen rund um die DIN-Fachberichte kam nicht von ungefähr. Denn in diesen Berichten wurden bekanntlich mehrere bisher verschiedene Regelwerke zusammengefasst, die für den

Brückenbau wichtig sind. Dadurch werden sich die Regelungen für den Brückenbau entscheidend ändern.

Eröffnet wurde das zweitägige Seminar von Dr.-Ing. Günter Timm, dem Präsidenten der Bundesvereinigung, danach wurden die Teilnehmer von Ministerialrat Dipl.-Ing. Joachim Naumann vom Bundesministerium für Verkehr, Bau- und Wohnungswesen in die DIN-Fachberichte eingeführt und mit dem Sachstand vertraut gemacht. Prof. Dr.-Ing. Jürgen Grünberg ging auf die Einwirkungen auf Brücken ein und erläuterte die Grundlagen der Tragwerksplanung. Prof. Dr.-Ing. Günter Rombach sprach zu Bemessung im Allgemeinen, zum Grenzzustand der

Tragfähigkeit sowie zu Spannbeton und der konstruktiven Durchbildung. Der „Grenzzustand der Gebrauchstauglichkeit“ wurde schließlich noch von Prof. Dr.-Ing. Carl-Alexander Graubner erläutert.

Am zweiten Tag referierte Prof. Dr.-Ing. Ludger Lohaus zum Beton, und Prof. Dr.-Ing. Carl-Alexander Graubner sowie Prof. Dr.-Ing. Günter Rombach zeigten Beispiele zu den Grenzzuständen der Gebrauchstauglichkeit und der Tragfähigkeit.

Neben der Bundesvereinigung der Prüfm Ingenieure hatten zu diesem fachlichen Fortbildungstermin die Technische Universität Hamburg-Harburg (Arbeitsbereich Massivbau), die Freie und Hansestadt Hamburg (Behörde für Bau und Verkehr) und das Landesamt für Straßenbau und Verkehr Schleswig-Holstein eingeladen.

Des regen Interesses wegen, das dieses Seminar gefunden hat, plant die Bundesvereinigung ein weiteres Seminar – dieses Mal zu den DIN-Fachberichten 103 (Stahlbaubemessung) und 104 (Verbundbaubemessung). Ein Termin steht noch nicht fest.

## Georg Lochner 70 Jahre

Am 4. September wurde Georg Lochner, Stuttgart, 70 Jahre alt. Geboren und aufgewachsen in Ravensburg, studierte er bis 1958 Bauingenieurwesen an der TH Stuttgart. Wissenschaftlichen Tätigkeiten am Institut für Spannungsoptik und am Institut für Statik und Dynamik folgte schließlich zusammen mit seinem Partner Jörg Peter die Gründung des Ingenieurbüros Peter & Lochner. 1973 wurde Georg Lochner als Prüfm Ingenieur für Baustatik anerkannt, ab 1980 war er Mitglied des Statisch-konstruktiven Ausschusses der Landesvereinigung Baden-Württemberg (STA-

KO) und wurde 1985 dessen Vorsitzender. In die Arbeit des Ausschusses und in viele Kurzinformationen der Landesvereinigung hat er seine umfangreichen Erfahrungen aus der Praxis und aus der Mitarbeit in Normenausschüssen und anderen berufsständischen Gremien eingebracht.

Zurückhaltend und bescheiden, aber versehen mit einem trockenen schwäbischen Humor und einem riesigen Reservoir an Anekdoten, so haben die Kollegen der Landesvereinigung Baden-Württemberg den Jubilar kennen und schätzen gelernt.

1999, gegen Ende seiner aktiven Tätigkeit als Prüfm Ingenieur, hat Georg Lochner den Vorsitz im STAKO niedergelegt, nimmt aber weiter an dessen Sitzungen teil. Mit der Gründung der Peter & Lochner GmbH wurde im Büro 1998 das Feld für die Nachfolge bestellt. Als Geschäftsführer ist Georg Lochner aber noch dabei, vom geliebten Bauingenieurberuf will er sich noch nicht ganz zurückziehen.

Freunde und Kollegen gratulieren herzlich.

*Josef Steiner*

**Beratung des Eisenbahn-Bundesamtes**

## EBA-Arbeitskreise im BÜV nehmen jetzt ihre Arbeit auf

**Zwecks Abstimmung letzter Details für die Organisation der Arbeitskreise, die im Bau-Überwachungsverein (BÜV) für die Zusammenarbeit mit dem Eisenbahn-Bundesamt (EBA) gegründet worden sind, trafen sich kürzlich die Vertreter des BÜV, des EBA und der Deutschen Bahn AG. Die Aufgabe dieser EBA-Arbeitskreise im BÜV wird es sein, den Fachgremien des EBA zuzuarbeiten und sie bei der Erstellung und Fortführung technischer Regeln und Richtlinien sowie bei Zustimmungen im Einzelfall zu beraten.**

Aus den Reihen der BÜV-Mitglieder sollen Entscheidungshilfen gegeben werden zur Definition des Standes von Wissenschaft und Forschung. Dabei sollen folgende Bereiche bearbeitet werden:

- Fachtechnische Beurteilung der Technischen Regeln
- Fortschreibung der eisenbahnspezifischen Liste der Technischen Baubestimmungen (ELTB),
- Fortschreibung der eisenbahnspezifischen Bauregelliste,
- Beratungen für Zulassungen und Zustimmungen im Einzelfall,
- Beurteilung von Abweichungen der Anerkannten Regeln der Technik,
- Vorbereitung für Auslegungen.

Die Eisenbahnspezifische Liste Technischer Baubestimmungen ist gerade erschienen und kann im Internet unter [www.eisenbahn-bundesamt.de](http://www.eisenbahn-bundesamt.de) herunter geladen werden.

herunter geladen werden. Diese beruht auf der Musterliste der Technischen Baubestimmungen der Länder. Sie enthält eisenbahnrelevante Vorschriften und Richtlinien (s. a. „Stand und Tendenzen. des bautechnischen Regelwerks im Eisenbahnbau“ auf Seite 74).

Folgende EBA-Arbeitskreise wurden gegründet und haben ihre Arbeit aufgenommen:

- Lastannahmen und Grundlagen
- Beton im Hoch-, Ingenieur- und Brückenbau
- Stahl im Hoch-, Ingenieur- und Brückenbau
- Verbundbau im Hoch-, Ingenieur- und Brückenbau
- Erd- und Grundbau
- Geotechnik und Tunnelbau
- Bauwerksinstandsetzung

**Glas/Beton/EnEV/Gründungsverfahren**

## 11. Bautechnisches Seminar in NRW bietet wieder einmal wichtige und aktuelle Themen

**Die wichtigsten Themen, die derzeit die Prüflingenieurinnen überall in Deutschland bewegen, haben das Ministerium für Städtebau und Wohnen von Nordrhein-Westfalen und die Landesvereinigung NRW der Prüflingenieurinnen für Baustatik zum Programm ihres mittlerweile 11. Bautechnischen Seminars erhoben, das sie am 6. November 2002 in der Stadthalle von Ratingen durchführen werden.**

Das geht los mit einem Überblick über den „Stand der Europäischen Normung“, setzt sich fort mit einigen Beurteilungen der Aufgaben der Prüflingenieurinnen aus der Sicht der Architekten und der Bauwirtschaft, geht über in drei Fachvorträge über

Glas im Bauwesen und endet mit drei weiteren Referaten über die Umsetzung der Energieeinsparverordnung, über die neuen Betonnormen und über neue Gründungsverfahren inklusive einer Beschreibung kombinierter Pfahl-Plattengründungen.

Alle Referenten dieser eintägigen Veranstaltung sind renommierte Fachleute, so unter anderem: der Ministerialrat Dr.-Ing. D. Bertram vom NW-Städtebauministerium („Bauaufsichtliche Behandlung von Glas“), Prof. Dr.-Ing. J.-D. Wörner von der TU Darmstadt („Sicherheitskonzepte für Glas im Bauwesen“) oder Prof. Dr.-Ing. R. Katzenbach von der TU Darmstadt (Gründungsverfahren). Die Einführung und Moderation des Tages obliegt dem Vorsitzenden der NW-Landesvereinigung der Prüflingenieurinnen, Dr.-Ing. J. Erdmann.

Auskünfte und Anmeldungen bei der Landesvereinigung NRW der Prüflingenieurinnen für Baustatik (Fax: 0203/7481214, E-Mail: [info@ebbauingenieure.de](mailto:info@ebbauingenieure.de)).

**Profunde Erfahrung und kluger Rat**

**Feld zum Ehrenmitglied des Erweiterten Vorstandes der Bundesvereinigung gewählt**

Weil er seit vielen Jahren als Stütze und Wegweiser für die berufs- und wirtschaftspolitischen Ambitionen der Prüfm Ingenieure auch im Erweiterten Vorstand der Bundesvereinigung der Prüfm Ingenieure für Bautechnik gewirkt hat, ist der frühere Vorsitzende der Landesvereinigung Bremen der Prüfm Ingenieure, Diplom-Ingenieur Gerhard Feld, als erster deutscher Prüfm Ingenieur zum Ehrenmitglied dieses Gremiums ernannt worden, dem der Vorstand der Bundesvereinigung der Prüfm Ingenieure und die Vorsitzenden der Landesvereinigungen angehören.

Feld ist schon im vergangenen Jahr zum Ehrenvorsitzenden der Bremer Landesvereini-

gung der Prüfm Ingenieure akklamiert worden, die er 15 Jahre lang geführt und deren Führung er mit dem Zeitpunkt des Erlöschens seiner Zulassung als Prüfm Ingenieur niedergelegt hatte.

Im Erweiterten Vorstand der Bundesvereinigung wird er nun die Belange der deutschen Prüfm Ingenieure weiterhin mit profunder Erfahrung, aus der weitsichtig-kluger Rat und kollegiale Autorität erwachsen, begleiten und vor allem die Interessen zur Geltung bringen, die denjenigen Prüfm Ingenieuren wichtig sind, die im Deutschen Institut für Prüfung und Überwachung (DPÜ) organisiert sind, dessen Präsident Feld seit einigen Jahren ist.

**Praxisseminare zur DIN 1045-1**

Wegen des großen Interesses, das die Seminare gefunden haben, die die Bundesvereinigung der Prüfm Ingenieure für Bautechnik (BVPI) im Frühjahr 2002 über die neue DIN 1045-1 durchgeführt hat, wird diese Seminarreihe im Herbst dieses Jahres in Hamburg wiederholt. Die Themen lauten: Einführung und Biegebemessung, Sicherheitskonzept und Stabilität, Querkraft, Torsion und Durchstanzen, Dauerhaftigkeit und Gebrauchtauglichkeit, Spannbeton, Stabwerkmodelle u. Fertigteilbau.

Die erste Kursreihe findet am 7., 14., 21. und 28. Oktober sowie am 4. November statt, die zweite am 8., 15., 22. und 29. Oktober sowie am 5. November (jeweils von 16 bis 19.30 Uhr). Die Teilnahmegebühr beträgt 200 Euro.

Auskünfte und Anmeldungen: Bundesvereinigung der Prüfm Ingenieure für Bautechnik, Ferdinandstr. 47, 20095 Hamburg, Fax: 040/353565.

**Abdichtungen/Glas/Bauschäden/QM-Systeme**

**Neue Fortbildungsseminare der Hamburgischen Ingenieurkammer**

Die Hamburgische Ingenieurkammer-Bau (IK Bau) veranstaltet regelmäßig fachspezifische Seminare für Ingenieure, die auch für die Prüfm Ingenieure von besonderem Interesse sein dürften. Im kommenden Herbst beispielsweise sind es die folgenden:

■ Abdichten von Bauwerken - neue Regelwerke für Bauwerks- und Dachabdichtungen (29. Oktober, 9 bis 17 Uhr, IK Bau Hamburg; Kammermitglieder: 100 €, Gäste: 125 €; Referent: Dipl.-Ing. Henrik-Horst Wetzel, öbv Sachverständiger für Schäden an Gebäuden).

■ Glas als konstruktiver Werkstoff (12. November, 17 bis 21 Uhr; IK Bau Hamburg; Kammermitglieder: 50 €, Gäste: 75 €; Referent: Dipl.-Ing. Dietmar Kallinich, Sachverständiger für Fassaden, öbv Sachverständiger für Schäden an Gebäuden).

■ Bauschäden – Rissbeurteilung und Rissinstandsetzung (23. November, 9.30 bis 16.30 Uhr, Hotel Schmöcker Hof, Norderstedt; Kammermitglieder: 100 €, Gäste: 110 €; Referent: Prof. Dr.-Ing. Rainer Oswald, öbv Bausachverständiger, Aachen).

■ Effektive und wirtschaftliche Umsetzung eines QM-Systems nach DIN EN ISO 9001:2000 in papierloser Form (26. November, 18 bis 21 Uhr, IK Bau Hamburg; Kammermitglieder: 50 €, Gäste: 75 €; Referenten: Prof. Dipl.-Ing. Wolfgang Miegel, Ing.-Büro Miegel, Hamburg, Dipl.-Ing. Detlef Brüchmann und Dipl.-Ing. Anka Schwelgin, Hamburger Stadtentwässerung HSE 31).

Informationen sind bei der Hamburgischen Ingenieurkammer-Bau erhältlich (Tel.: 040/4134546-0, Fax: 040/4134546-1, E-Mail: hamburg-ingkammer@on-line.de)

**Deregulierungsversuche verstärken den Trend zur Schadenszunahme**

## DPÜ warnt vor weiterem Qualitätsverlust am Bau

**„Was für PKW selbstverständlich ist, sollte auch für die Häuser gelten“**

**Der „Pfusch am Bau“ wird nach Einschätzung des Deutschen Instituts für Prüfung und Überwachung (DPÜ) trotz des stark zurückgegangenen Bauvolumens weiter zunehmen. Die Baumängel seien zu über 70 Prozent auf Planungs- und Ausführungsfehler zurückzuführen. Es sei höchste Zeit, diese Entwicklung zu stoppen, sagt der Präsident des Deutschen Instituts für Prüfung und Überwachung (DPÜ), Dipl.-Ing. Gerhard Feld.**

Die 400 Mitglieder große Vereinigung von Prüfengeuren und Sachverständigen ist der Auffassung, dass die Deregulierungsversuche der Baugesetzgebung den Trend zur Schadenszunahme begünstigen. „Ein Verzicht auf vorbeugende Kontrollen in Planung und Ausführung muss zwangsläufig zu mehr Bauschäden führen“, so Feld.

Der Leidtragende sei der einzelne Bauherr. „Vorbeugende Prüfungen nach dem Vieraugenprinzip sind nicht nur das wirksamste, sondern auch das wirtschaftlichste Mittel, um Bauqualität zu sichern und Schäden zu vermeiden“, sagt Feld. Dabei müssten die bauphysikalischen Nachweise, z. B. die zur neu eingeführten Energieeinsparverordnung, unbedingt auch künftig in die Prüfung einbezogen werden.

„Deregulierung, Entbürokratisierung und Liberalisierung sind nur Schlagworte. Bei der inhaltlichen Umsetzung ist aber Sachverstand gefragt“, fordert Feld. „Ein Mehr an Privatisierung ist zwar denkbar, über den Umfang vorbeugender Kontrolle kann aber nicht diskutiert werden.“

Die Prüfengeuren und die DPÜ-Prüfsachverständigen empfehlen deswegen für alle Neu- und Bestandsbauten die Einführung des Bauwerkspasses (s.a. S. 10), den das DPÜ zusammen mit der Bundesvereinigung der Prüfenge-

nieure für Bautechnik (BVPI) und der Bundesingenieurkammer herausgegeben und in dem die wichtigsten technischen Daten aller am Bau Beteiligten dokumentiert werden, auch die Ergebnisse der präventiven Kontrolle von Planung und Ausführung. „Was beim Auto mit dem Fahrzeugbrief oder selbst beim Billig-Staubsauger mit der Garantiekarte selbstverständlich ist, muss endlich auch für das Haus gelten“, sagt Feld und fordert mehr Verbraucherschutz. Es

sei fahrlässig, wenn sich der Gesetzgeber aus der Verantwortung zieht. Jahrzehntlang wurden Einfamilienhäuser grundsätzlich im Auftrag der Bauaufsichtsbehörde von unabhängigen Prüfengeuren auf Mängel in statisch-konstruktiver Hinsicht und beim Wärmeschutznachweis (EnEV-Nachweis) überprüft. Heute kann der Bauherr zumindest einen Sachverständigen seiner Wahl beauftragen und diesen auch vor Ort die Ausführung kontrollieren lassen.

Der Bauwerkspass kann übrigens im Internet noch immer unter [www.dpue.de](http://www.dpue.de) kostenlos heruntergeladen werden. Weitere Informationen vermittelt die DPÜ-Geschäftsstelle (Ferdinandstraße 47, 20095 Hamburg, Fax: 040/353565).

## Neues Fachbuch über den vorbeugenden Brandschutz

Vor zehn Jahren hat Dipl.-Ing. Karl-Heinz Quenzel sein Fachbuch „Vorbeugender Brandschutz in lufttechnischen Anlagen“ veröffentlicht. Nun ist dieses Buch in 2., aktualisierter und wesentlich erweiterter Fassung erschienen. Es berücksichtigt die neuen Regelwerke sowie den Trend, den Brandschutz in der Planung als ein Gesamtkonzept zu betrachten.

Ausgehend vom baulichen Brandschutz gliedert sich der Inhalt der Neuauflage deshalb in folgende Kapitel:

- Definitionen; Ziel der Bestrebungen, Genehmigungsverfahren

- Baurecht; bauliche Maßnahmen, Anforderungen an Bauteile
- Brand; Brandverhalten, Brandbelastungen, Brandverlauf, Brandrisiko
- Branderkennung und Überwachung
- Lufttechnische Anlagen
- Kabelanlagen
- Rohrleitungsanlagen
- Förderanlagen
- Installationschächte und -kanäle

Beispiele für die Anwendung der Regelwerke runden den Inhalt ab (190 Seiten DIN-A-4, 143 Abb., 23 Tabellen; Office 213 Fachbuchverlag Berlin; ISBN 3-9807737-1-X; 63,40 €).

# Schlanke Flachdecken mit „Freier Spanngliedlage“ nach DIN 1045-1

## Das neue Konzept ermöglicht eine ideale Kombination von Stahl- und Spannbetonbau

Mit der neuen DIN 1045-1 entwickeln sich, vor allem mit der „Freien Spanngliedlage“ und dem Konzept „Vorgespannter Stahlbeton“, neue Kombinationen aus Stahl und Spannbeton, was eine technische Vereinfachung und in der Bemessung eine äußerst wirtschaftliche Lösung ist. Im folgenden Beitrag werden die technischen Grundlagen beschrieben und über Untersuchungen berichtet, die zum Brandverhalten und zur Nachnutzbarkeit von Bauteilen durchgeführt worden sind, die nach diesem neuen Prinzip bemessen und ausgeführt worden sind.

### Univ.- Prof. Dr.- Ing. H. Falkner



studierte Bauingenieurwesen und promovierte an der Universität Stuttgart (Professor Fritz Leonhardt), war 1964 bis 1987 Mitarbeiter und Partner im Büro Leonhardt, wurde 1982 Prüflingenieur für Baustatik und wechselte 1987 zur TU Braunschweig, wo er seither das Institut für Baustoffe, Massivbau und Brandschutz (iBMB) leitet;

1988 gründete er das Ingenieurbüro IBF Dr. Falkner GmbH (Stuttgart, Braunschweig, Berlin).



Dipl.- Ing. D. Gerritzen ist am Institut für Baustoffe, Massivbau und Brandschutz (iBMB) des Fachgebiets Massivbau der Technischen Universität Braunschweig tätig.

## 1 Einführung

Schon im Altertum hatte man entdeckt, dass man z.B. durch Abstützungsstrukturen, wie sie modellhaft in **Abb. 1** dargestellt sind, eine Traglaststeigerung und somit eine größere Spannweite erzielen kann. Diese liegt in der Einleitung einer Drucknormalkraft in den Überbau und durch die Wirkung der Abstützung begründet.

Im Betonbau kann man diese Effekte sehr effizient durch Vorspannung erreichen, die ebenfalls durch günstig wirkende Normalkräfte und abstützende Umlenkkräfte auf die Konstruktion wirkt (**Abb. 2**).

Mit Einführung der neuen DIN 1045-1 ist die Planung der Stahlbetonbauweise (bisher DIN 1045) und die der Spannbetonbauweise (bisher DIN 4227) in einem Regelwerk vereint. Dies steht mit einer Entwicklung im Einklang, die mit einer stärkeren Annäherung zwischen der Stahlbeton- und der Spannbetonbauweise beschrieben werden kann. Es wird nicht mehr streng in beide Bereiche unterschieden, sondern es entwickeln sich gerade im Hochbau neue Bemessungsansätze, die für viele Anwendungsfälle die Ideallinie zwischen Stahl- und Spannbetonbauweise darstellen.

Durch die neue DIN 1045-1 ist mit der „Freien Spanngliedlage“ eine Bauweise verwirklicht worden,

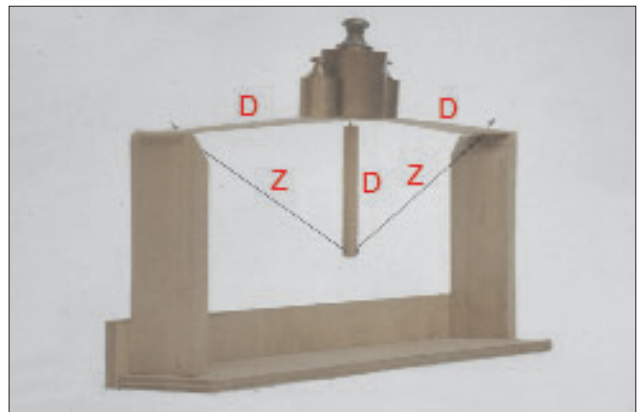


Abb. 1: Zugband-Konstruktion zur Traglaststeigerung



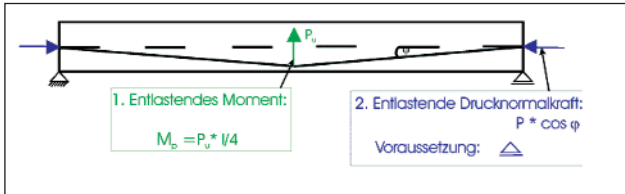


Abb. 2: Entlastende Wirkung der Vorspannung

bei der sich durch technische Vereinfachungen und in der Bemessung durch eine neue Kombination aus Stahl- und Spannbeton eine äußerst wirtschaftliche Bauweise für den Hochbau ergibt. In diesem Aufsatz werden die technischen Grundlagen der „Freien Spanngliedlage“ dargestellt und über die Untersuchungen zum Brandverhalten und der Nutzbarkeit von Bauteilen berichtet, die mit der „Freien Spanngliedlage“ ausgeführt und nach dem Prinzip „vorgespannter Stahlbeton“ bemessen wurden.

## 2 Ausgangssituation und Grundkonzept der „Freien Spanngliedlage“

In Deutschland hat sich im Brückenbau die Entwicklung der Spannbetonbauweise seit Beginn der 50er Jahre, als man mit dem Ausbau des Fernstraßennetzes begann, gut durchgesetzt. Beim Vergleich des Einsatzes der Vorspannung im Hochbau ist ein vergleichbarer Durchbruch nicht festzustellen. Im Fernen Osten, in den USA aber auch im benachbarten Ausland wie den Niederlanden wird die Vorspannung im Hochbau wesentlich häufiger eingesetzt.

Versucht man in Deutschland, Gründe für diese Situation zu finden, so zeigt sich, dass dies in technischen Fragen aber auch in einer gewissen Scheu der im Hochbau tätigen Planer vor der Vorspannung begründet liegt.

Geht man zunächst erst mal auf die technische Seite ein, so muss angeführt werden, dass sich die Benutzung der Vorspannung im Hochbau in der Zielvorstellung von der des Brückenbaus unterscheidet. Im Brückenbau hat neben der Steigerung der Traglast die Forderung nach Rissfreiheit die oberste Priorität. Im Hochbau dagegen, wo unbeabsichtigte oder nicht ohne weiteres zu kalkulierende Zwängungen die Risswahrscheinlichkeit erhöhen, und es sich auch oft um Bauteile handelt, die wegen ihrer Umweltbedingung auch keine so starke Rissbegrenzung fordern, kann und braucht dieses Paradigma nicht in der gleichen Weise aufrechterhalten zu werden. An die Forderung nach Rissfreiheit tritt im Hochbau die Forderung nach der Beherrschung der Durchbiegungen. Beim Ansetzen der Vorspannkraft hingegen kann im Hoch-

bau nicht ohne weiteres gewährleistet werden, dass die Vorspannung auch tatsächlich zu 100 % ins Bauteil gelangt. Es herrschen nicht so klar definierte statische Verhältnisse wie im Brückenbau. Ortbetonbauwerke sind oftmals hochgradig statisch unbestimmt. Aussteifende Wände, Treppenhäuser und Installationschächte behindern oft die Längsverkürzung einer Decke, so dass die Einleitung der günstig wirkenden Normalkraft nicht immer gewährleistet werden kann. Nur die Umlenkkräfte lassen sich sicher durch die garantierte Stahldehnung auf das Bauteil ansetzen. Des Weiteren fand man in Österreich heraus, dass viele Planer im Hochbau eine gewisse tradierte Scheu vor dem Spannbeton haben. Die Bemessungsmethodik sowohl für den Grenzzustand der Gebrauchs- als auch der Tragsicherheit bzw. der gesamte Umgang mit der Vorspannung ist zu wenig vertraut [1].

Sieht man sich die Kostenzusammenstellung der Vorspannung im Hochbau an, so ist festzustellen, dass 25 % der Kosten auf das Einmessen und Einbauen der unterschiedlich hohen Unterstützungen entfallen. Hieraus entstand die Idee der „Freien Spanngliedlage“. Dabei entfallen die einzelnen Unterstützungen, und die Spannglieder werden ihrem natürlichen Durchhang überlassen (Abb. 3).

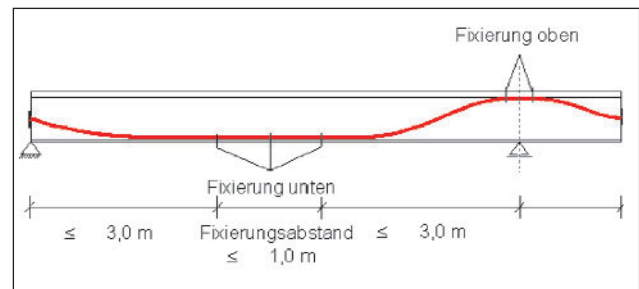


Abb. 3: Schematische Darstellung der freien Spannglieder

Auf die Erprobung und Erforschung dieser Bauweise durch Prof. Wicke vom Institut für Betonbau der Universität Innsbruck wird in Kapitel 3 weiter eingegangen. Vergleicht man die Kosten für Spann- und Bewehrungsstahl bei gleicher Abmessung und Tragsicherheit, so ist ein deutlicher Preisvorteil für den Bewehrungsstahl zu verzeichnen. Die Kosten des Bewehrungsstahls zur Aufnahme einer bestimmten Kraft betragen nur etwa 60 % bis 80 % der Kosten, die für die entsprechende Bemessung mit Spannbeton nötig gewesen wären. Da die Fließkräfte der Spannglieder und des Bewehrungsstahls zusammengezählt werden dürfen, ist es dem Ingenieur überlassen, wie die Anteile auf den Bewehrungs- und den Spannstahl verteilt werden. Aus technischen Aspekten und wirtschaftlichen Gründen ist es aber sinnvoll, einen möglichst hohen Bewehrungs- und niedrigen Spannstahlanteil aufzuwenden. Aus diesen Überlegungen heraus ist es empfehlenswert, die Bemessung nach dem Prinzip „vorgespannter Stahlbe-

ton“ vorzunehmen. Dabei wird der Tragsicherheitsnachweis nur mit schlaffer Bewehrung durchgeführt. Die zulässigen Durchbiegungen werden dann mit Hilfe einiger weniger Spannglieder (Vorspannung ohne Verbund), die nach dem Prinzip der „Freien Spanngliedlage“ verlegt sind, erfüllt. Da der Abfluss der Vorspannkraft in benachbarte Bauteile nicht ausgeschlossen werden kann, werden nur die Umlenkkräfte angesetzt.

## 3 Die „Freie Spanngliedlage“

Um eine möglichst effektive Vorspannung im Hochbau erreichen zu können, ist es normalerweise üblich, mit den Spanngliedern die Momentenlinie unter Dauerlast auszugleichen. Dabei muss mit Hilfe von Unterstützungen eine parabelförmige Spanngliedführung gewährleistet werden. Bei der „Freien Spanngliedlage“ wird auf sämtliche Unterstützungen verzichtet (**Abb. 3**). Das Spannglied wird lediglich über den Stützen mit der oberen Bewehrung verbunden. Dies macht Sinn, da die Forderungen nach einer hohen Einbaugenauigkeit aus der Vorspannung mit nachträglichem Verbund herrühren. Dort wird oftmals der Nachweis der zulässigen Spannungen im Grenzzustand der Gebrauchstauglichkeit maßgebend. Diese hängen jedoch entscheidend von der Lage der Spannglieder ab. Bei Bauteilen mit Vorspannung ohne Verbund oder mit „Freier Spanngliedlage“ wird eher der Nachweis der Durchbiegungen maßgebend. Für den Tragsicherheitsnachweis und den Nachweis der Durchbiegungen ist eher die genaue Einhaltung der Spanngliedlage in der äußersten Randlage von Bedeutung. Um eine gewisse Lagesicherheit der Spannglieder zu erzielen, werden die Spannglieder über der Stütze an zwei Punkten und an einigen Punkten im Feld mit der Bewehrung verbunden.

In Österreich wurde im Jahre 1997 die Erweiterung der Zulassungen für die „Freie Spanngliedlage“ für Vorspannung ohne Verbund der Firmen DSI und VT-Vorspanntechnik erwirkt. In Deutschland ist die „Freie Spanngliedlage“ bereits in der neuen DIN 1045-1 verankert, so dass eine Erweiterung der Zulassungen bei Einführung der DIN 1045-1 nicht mehr notwendig ist. Im folgenden Absatz wird der entsprechende Abschnitt aus der DIN 1045-1 zitiert.

In der DIN 1045-1, 12.10.4 (7) heißt es:

*Bei Platten mit  $h \leq 450$  mm bei Vorspannung mit Monolitzen und vorhandener fixierter oberer und unterer Betonstahlbewehrungslage ist es ausreichend, die Monolitze jeweils an mindestens zwei Stellen mit einer der Betonstahlbewehrungslagen in geeigneter Weise zu verbinden, wenn für den Abstand  $a$*

*– zwischen den Fixierungen im Stützbereich  $300 \text{ mm} \leq a \leq 1000 \text{ mm}$ ,*

*– zwischen der Spanngliedverankerung und der Verbindung mit der oberen Betonstahlbewehrungslage  $a \leq 1500 \text{ mm}$ ,*

*– zwischen der Spanngliedverankerung und der Verbindung mit der unteren Betonstahlbewehrungslage oder zwischen den Verbindungen mit der unteren und der oberen Betonstahlbewehrungslage  $a \leq 3000 \text{ mm}$*

*eingehalten werden und in diesen Bereichen die Plattenunterseite oder Plattenoberseite eben ist.*

In dem Auszug der DIN 1045-1 ist erkennbar, dass z. B. zwischen den Ankerpunkten und den Fixierungen, sowie auch zwischen den Fixierungen bestimmte Höchstabstände eingehalten werden müssen, damit keine zu großen Abweichungen der Spanngliedlage von der „Ideallinie“ auftreten bzw. sich das Spannglied beim Betonieren nicht durch seine geringe Steifigkeit zu sehr von der ursprünglichen Position verschiebt.

### 3.1 Untersuchungen zur Spanngliedlage

Im Hochbau ist es vor allem sinnvoll, die Vorspannung ohne Verbund bzw. die „Freie Spanngliedlage“ in Hochbaudecken einzusetzen. Ein weiteres Einsatzgebiet ist in der Quervorspannung von Fahrbahnplatten anzunehmen. In beiden Fällen wird in der Regel keine höhere Plattendicke als 45 cm auftreten. Am Institut für Betonbau in Innsbruck wurde daher die Anwendung der „Freien Spanngliedlage“ in plattenartigen Bauteilen mit maximal 45 cm Dicke untersucht [1].

Es ging dabei im wesentlichen um die genaue Einmessung der frei verlegten Spannglieder sowie um die Erprobung der „Freien Spanngliedlage“ im praxisnahen Betonierbetrieb. Zur Erprobung des Betonierbetriebs wurden mehrere balkenartige Probekörper hergestellt. Dabei wurden für verschiedene Spanngliedtypen wie Monolitze, Zweierband und



Abb. 4: Querschnitt Probekörper [1]

Vierband die Randanhebung und die Mittenanhebung untersucht. Über der Stütze war bei diesen Probekörpern das Spannglied nur in der Auflagerachse mit der oberen Bewehrung verbunden. Mit einem Probekörper wurde auch die Spanngliedlage in einem halben Brückenquerschnitt simuliert. Die Spannglieder wurden sowohl vor dem Einbau als auch nach dem Betonieren vertikal und horizontal vermessen (Abb. 4) [1].

Die Auswertung der Ergebnisse ergab dabei relativ geringe Abweichungen der Spannglieder in horizontaler und vertikaler Richtung nach dem Betoniervorgang von der Soll-Lage. Diese Abweichungen, die im Bereich von maximal 3,6 cm lagen, traten in beide Richtungen auf, so dass die Lage vor dem Betonieren einen guten Medialwert darstellt. Vergleichsrechnungen mit realistischen Bauteilabmessungen haben ergeben, dass im ungünstigsten Fall durch die Lageabweichungen eine Durchbiegungsänderung von 5,8 % auftreten würde [1].

Die Auswertung der Ergebnisse ergab dabei relativ geringe Abweichungen der Spannglieder in horizontaler und vertikaler Richtung nach dem Betoniervorgang von der Soll-Lage. Diese Abweichungen, die im Bereich von maximal 3,6 cm lagen, traten in beide Richtungen auf, so dass die Lage vor dem Betonieren einen guten Medialwert darstellt. Vergleichsrechnungen mit realistischen Bauteilabmessungen haben ergeben, dass im ungünstigsten Fall durch die Lageabweichungen eine Durchbiegungsänderung von 5,8 % auftreten würde [1].

In einem weiteren Versuch wurde der Einfluss von zwei auseinander gerückten Befestigungspunkten am Hochpunkt im Abstand von 30 cm untersucht. Die Ergebnisse dieser Versuche sind in Abb. 5 und Abb. 6 dargestellt.

Es lassen sich sowohl in vertikaler als auch in horizontaler Richtung maximale Lageabweichungen von 2 cm feststellen.

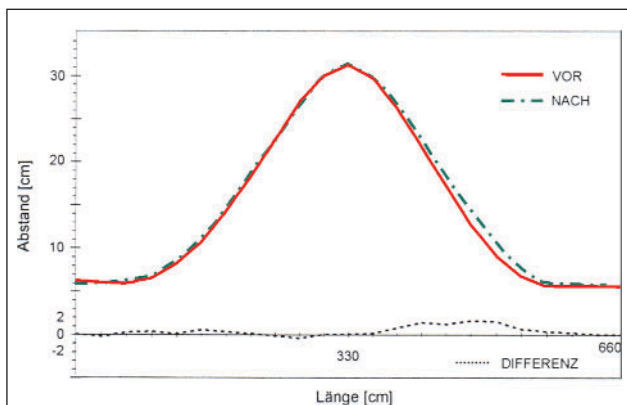


Abb. 5: Abmaß der Mittenanhebung [1]

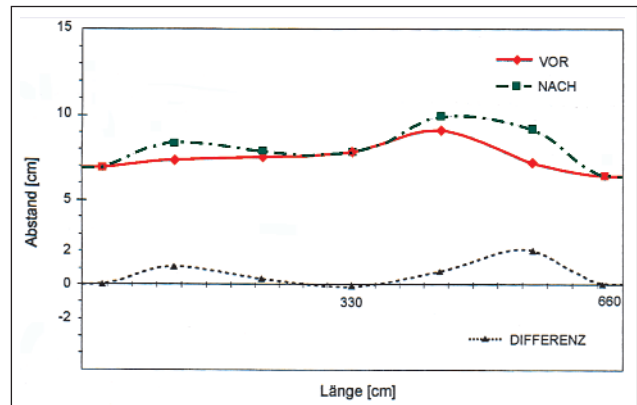


Abb. 6: Horizontale Abmaße der Mittenanhebung [1]

Die dargestellten Ergebnisse lassen den Schluss zu, dass die kreuzweise Befestigung an zwei Stellen am Hochpunkt mittels doppelt genommenen 2 mm dicken Draht zu einer besseren Lagesicherheit des Spanngliedes geführt hat [1].

Des weiteren wurden in Österreich Vermessungen der Spannglieder mit „Freier Spanngliedlage“ durchgeführt. Die Anhebungen  $e$  wurden bis zu 45 cm untersucht. Von besonderem Interesse bei der Auswertung war jedoch der Bereich von 12,5 bis 35 cm.

### 3.2 Ergebnisse für die Randanhebung

Der Spanngliedverlauf an der Randanhebung ergibt sich zu:

$$y(\chi) = -e \cdot \left( \frac{\chi^4}{l^4} - 2 \cdot \frac{\chi^3}{l^3} + 2 \cdot \frac{\chi}{l} \right)$$

$e$  = Randanhebung

$l$  = angehobener Bereich des Spanngliedes

Die Randanhebung des Spanngliedes ist in Abb. 7 dargestellt.

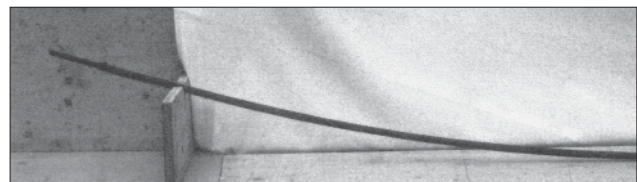


Abb. 7: Spannglied an der Randanhebung [1]

$$l = \sqrt[4]{\frac{24 \cdot E \cdot I \cdot e}{g}}$$

$E$  = E-Modul des Spanngliedes

$I$  = Trägheitsmoment des Spanngliedes

$g$  = Gewicht des Spanngliedes

Da es sich bei der Funktion der Randanhebung um eine Parabel 4. Ordnung handelt, liegt also bei dem Verlauf der Krümmung  $y''(\chi)$  eine Parabel 2. Ordnung vor. Daraus ergibt sich der in **Abb. 8** dargestellte Verlauf der Krümmungen bzw. der Umlenkkräfte mit  $u(\chi) = y''(\chi) \cdot P$ .

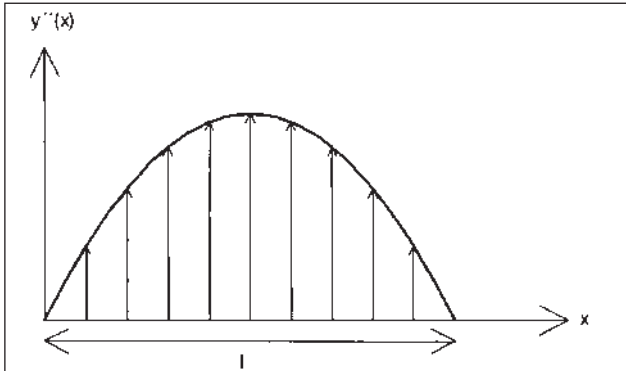


Abb. 8: Verlauf der Krümmungen bzw. der Umlenkkräfte an der Randanhebung [1]

### 3.3 Ergebnisse für die Mittenanhebung

Der Spanngliedverlauf bei der Mittenanhebung an einer Stelle ergibt sich zu:

$$y(\chi) = (e_1 + e_2) \cdot \left( -3 \cdot \frac{\chi^4}{l^4} + 8 \cdot \frac{\chi^3}{l^3} - 6 \cdot \frac{\chi^2}{l^2} + 1 \right) - e_1$$

$e_1$  = Abstand zwischen der Schwerachse des Bauteils und dem Spannglied auf der unteren Bewehrungslage

$e_2$  = Abstand zwischen der Schwerachse des Bauteils und dem Spannglied über der Stützung

Der Spanngliedverlauf ist im Bereich einer Mittenanhebung aus **Abb. 9** ersichtlich.

$$l = \sqrt[4]{\frac{72 \cdot E \cdot I \cdot (e_1 + e_2)}{g}}$$

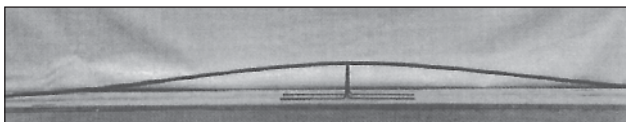


Abb. 9: Spannglied bei der Mittenanhebung mit einer Unterstützung [1]

Der Verlauf der Krümmungen bzw. der Umlenkkräfte, die sich aus  $y''(\chi)$  ergeben, sind in **Abb. 10** erkennbar.

Ein Vergleich dieser analytisch ermittelten Spanngliedlage mit den gemessenen Werten vor und nach der Betonage zeigte eine sehr gute Übereinstimmung.

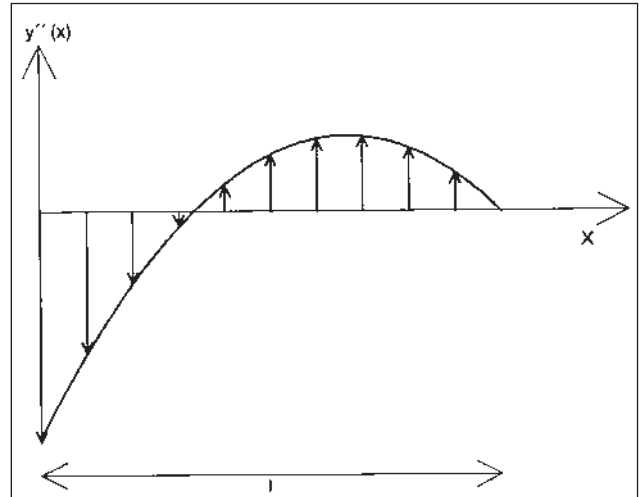


Abb. 10: Verlauf der Krümmung bei der Mittenanhebung mit einer Unterstüttung [1]

## 4 Untersuchungen des Brandverhaltens von Bauteilen mit „Freier Spanngliedlage“

Die DIN 4102 schreibt für verschiedene Bauteile Mindesticken und für die verwendete Bewehrung Mindestachsmaße vor, die zur Gewährleistung einer bestimmte Feuerwiderstandsklasse eingehalten werden müssen. Unterschreitet man diese Mindestabmessungen, ist es notwendig, in einem Brandversuch oder mit einem geeigneten Rechenverfahren das Erreichen der geforderten Feuerwiderstandsdauer zu überprüfen.

Bei der Verwendung der „Freien Spanngliedlage“ in Verbindung mit dem Bemessungskonzept „vorgespannter Stahlbeton“ war es von Bedeutung, den Einfluss der zusätzlich zur Kontrolle der Durchbiegungen eingelegten Spannglieder auf das Trag- und Verformungsverhalten unter einer Brandbeanspruchung beurteilen zu können. Dabei sollte auch herausgefunden werden, inwiefern die Spannglieder, die sich im Feld direkt auf der unteren Bewehrungslage befinden, also häufig ein Achsmaß zum unteren Rand von 3 bis 4 cm aufweisen, einer 90-minütigen Brandbeanspruchung standhalten. Die zweite zu klärende Frage war die Möglichkeit der Nachnutzung einer Deckenkonstruktion mit „Freier Spanngliedlage“ nach einer Brandbeanspruchung.

### 4.1 Thermomechanische Eigenschaften des Spannstahts und der verwendeten Baustoffe

Zunächst wurden die thermomechanischen Eigenschaften der verwendeten Baustoffe zusammengestellt, die weitgehend der Literatur entnommen

werden konnten. Dies ist notwendig, um das Trag- und Verformungsverhalten unter einer Brandbeanspruchung hinreichend analysieren zu können. Der Spann- und Bewehrungsstahl sowie der Beton wiesen bei erhöhter Temperatur sinkende E-Moduli und Festigkeiten auf. Die temperaturabhängigen Verbundeigenschaften zwischen Betonstahl und Beton wurden ebenfalls zusammengestellt. Hierbei ist generell eine verschlechterte Verbundfestigkeit unter erhöhter Temperatur festzustellen. Bei geringerer Betondeckung sinkt die Verbundfestigkeit bei den verschiedenen Temperaturstufen weiter ab.

Die Restfestigkeiten des bei den durchgeführten Versuchen verwendeten Spannstahls St 1570/ 1770 nach einer Brandbeanspruchung wurden am Fachgebiet Massivbau des iBMB (Institut für Baustoffe, Massivbau und Brandschutz der TU Braunschweig) untersucht. Die entstehenden Temperaturen in einem Bauteil mit „Freier Spanngliedlage“ am Spannglied liegen bei einem 90-minütigen Normbrand normalerweise in einem Bereich zwischen 350 °C bis 400 °C. Um eine Toleranz nach oben und unten zu haben, wurden die Restfestigkeiten bei zuvor erreichten Temperaturen von 300 °C bis 500 °C untersucht.

In **Abb. 11** sind die entsprechenden Ergebnisse in Formen von Spannungs-Dehnungsdiagrammen zusammengestellt.

Bei einer vorhergegangenen Temperatureinwirkung von 300 °C waren noch keine wesentlichen Entfestigungen des Spannstahls feststellbar. Bei zuvor erreichten Temperaturen von 400 °C fiel die Streckgrenze auf 92 % und die Zugfestigkeit auf ungefähr 87 % des Soll-Wertes ab. Die unterschiedlichen Temperatureinwirkungszeiten (10 min bzw. 60 min) hatten keinen großen Einfluss. Bei Beanspruchungen von 500 °C sank die Streckgrenze auf 75 % und die Restzugfestigkeit auf 68 % des Soll-Wertes. Die unterschiedlichen Temperatureinwirkungszeiten hatten auch hier einen untergeordneten Einfluss. Die E-Moduli verringerten sich nur geringfügig. Nach einer Temperaturbeanspruchung von 400 °C verringerte sich der Rest-E-Modul auf 96 % und nach einer Temperaturbeanspruchung von 500 °C auf 93 % des ursprünglichen E-Moduls.

Bei der Betrachtung der Restfestigkeiten nach einer Temperaturbeanspruchung muss angemerkt werden, dass die prozentualen Entfestigungen eigentlich stärker sind. Die Überfestigkeiten der untersuchten Spannstahlproben von bis zu 10 % glichen dieses jedoch zum Teil aus.

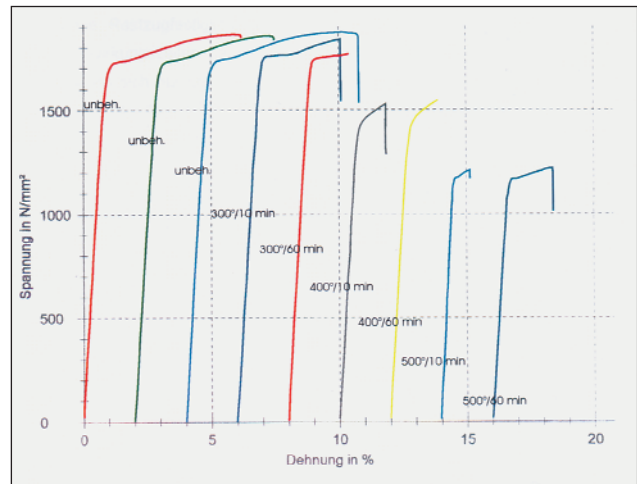


Abb. 11: Ermittelte Spannungs-Dehnungsdiagramme

Des Weiteren konnten in Abhängigkeit der Höhe der vorangegangenen Temperaturbeanspruchung ein starkes Nachlassen der Duktilität des Spannstahls herausgefunden werden. Während beim nicht temperaturbeanspruchten Spannstahl die Bruchdehnungen bei über 5 % lagen, gingen diese beim zuvor mit 500 °C beanspruchten Spannstahl auf bis zu 1 % zurück.

## 4.2 Bauteil Brandversuche

Zur Prüfung des Trag- und Verformungsverhalten von Bauteilen bzw. Flachdecken mit „Freier Spanngliedlage“ bei einer F 90 Normbrandbeanspruchung (ETK) sind drei Probekörper (**Abb. 12**) hergestellt worden. Dabei verblieb ein Versuchskörper ohne Vorspannung, um die Unterschiede, die durch die zusätzliche Vorspannung entstehen, herausfinden zu können.

Im Gegensatz zu den Begleitversuchen (siehe Kapitel 4.3), in denen Anhaltspunkte über die nach einem Brand noch vorhandene Dauerhaftigkeit heraus-

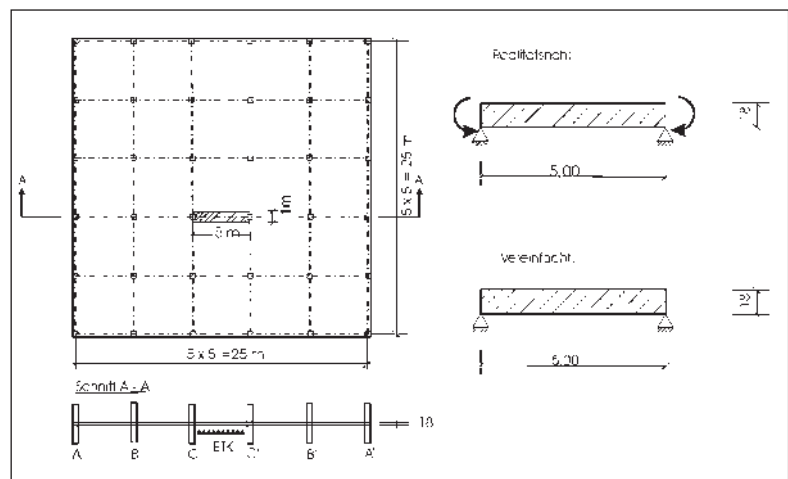


Abb. 12: Bezug Versuchskörper zur Flachdecke mit Freier Spanngliedlage

gefunden wurden, sollte hier u.a. die tatsächlich noch vorhandene Tragfähigkeit nach einer F 90 Brandbeanspruchung geprüft werden. Es wurde geklärt, wie groß die verbleibenden Durchbiegungen nach einer Brandbeanspruchung sind. Dies ist ein entscheidendes Merkmal für die Nutzbarkeit eines solchen Bauteils nach einer Brandbeanspruchung. Bleiben zu große Durchbiegungen zurück, ist eine Sanierung meist sehr kostenaufwendig und unwirtschaftlich. Halten sich die verbleibenden Durchbiegungen in kleinen Grenzen und nehmen unter Gebrauchslast auch nicht stark zu, ist mit relativ geringem Sanierungsaufwand unter Betrachtung der Dauerhaftigkeit (Begleitversuche) eine Nachnutzung denkbar.

Um das Trag- und Verformungsverhalten einer Flachdecke, die eine Anwendungsmöglichkeit der „Freien Spannliedlage“ darstellt, im Brandfall zu simulieren, wären mehrere Versuchskörper denkbar gewesen, die unterschiedlich realitätsnah die Gegebenheiten einer Flachdecke mit freier Spannliedlage wiedergeben.

Der Idealfall wäre sicherlich eine Flachdecken-ausschnitt gewesen, d.h. ein komplettes Feld mit ringsherum abgespannten Kragarmen. Hierdurch hätte näherungsweise die Plattentragwirkung abgebildet werden können. Auch hätte man Anhaltspunkte darüber bekommen, inwieweit die Spannlieder in den Stützstreifen eine verbleibende Restdurchbiegung nach dem Brand in den Feldstreifen verhindern. Durch die Abspannungen wäre die Berücksichtigung der statischen Unbestimmtheit auf das Trag- und Verformungsverhalten berücksichtigt worden. Des weiteren ist es möglich, anhand eines solchen Flachdecken-ausschnittes das Durchstanzverhalten von Flachdecken mit „Freier Spannliedlage“ zu untersuchen.

Eine wesentlich einfachere Lösung wäre ein Durchlaufträger gewesen, durch den zumindest in Bezug auf das Trag- und Verformungsverhalten die statische Unbestimmtheit hätte berücksichtigt werden können.

In der am iBMB durchgeführten ersten Versuchsreihe sind statisch bestimmte Einfeldträger gewählt worden. Sie berücksichtigen weder die Plattentragwirkung einer Flachdecke mit „Freier Spannliedlage“ noch die statische Unbestimmtheit, sie können aber dafür zur Ermittlung von Grenzwerten bezüglich des Trag- und Verformungsverhaltens herangezogen werden. Sowohl die aufnehmbaren Lasten als auch die sich einstellenden Verformungen können als unterer bzw. oberer Grenzwert angesehen werden.

Als Versuchskörper wurde ein 5 m langer und 1 m breiter Plattenstreifen ausgewählt, der als Aus-

schnitt eines Stützenstreifens im Innenfeld angesehen werden kann. Die Plattendicke betrug 0,18 m und der Achsabstand  $u$  der tragenden Bewehrung vom unteren beflamnten Rand 3,5 cm. Dies ergibt sich aus der brandschutztechnischen Bemessung nach DIN 4102 T 4, Tab 11 [11]. Die vorgeschriebene Mindestdicke für Flachdecken von  $d=20$  cm ist unterschritten worden (DIN 4102 T 4, Tab. 9 Zeile 2.2), da dieser Wert das Versagen durch Durchstanzen im Brandfall (F 90) verhindern soll. Es erschien daher sinnvoller, die vorgeschriebene Mindestdicke für statisch bestimmte Platten zum Erreichen von F 90 von 10 cm einzuhalten (DIN 4102 T 4, Tab. 9 Zeile 1.1). Es wurden insgesamt drei Probekörper hergestellt, wobei für einen Vergleichsversuch ein Probekörper nicht vorgespannt wurde.

Es ist anzumerken, dass dieser Probekörper nicht nur als Flachdeckenausschnitt anzusehen ist. Es kann mit ihm auch ganz allgemein das Verhalten eines Bauteils mit „Freier Spannliedlage“ mit dem Konzept „vorgespannter Stahlbeton“ untersucht werden. **Abb. 12** zeigt den Zusammenhang zwischen einer Flachdecke und dem Probekörper.

In **Abb. 13** sind zusammenfassend die Ergebnisse des Trag- und Verformungsverhaltens nach der Brandbeanspruchung dargestellt.

Zu den Ergebnissen des Trag- und Verformungsverhaltens während der Brandbeanspruchung ist anzumerken, dass sowohl der vorgespannte als auch der nicht vorgespannte Versuchskörper die Feuerwiderstandsklasse F 90 erreichten. Die Durchbiegungen waren erwartungsgemäß unter Brandbeanspruchung und Gebrauchslast beim Versuchskörper mit „Freier Spannliedlage“ geringer. Es stellte sich nach 90 Minuten Normbrandbeanspruchung beim nicht vorgespannten Versuchskörper eine Durchbiegung von 17 cm und beim Versuchskörper mit „Freier Spannliedlage“ eine Durchbiegung von 12 cm ein.

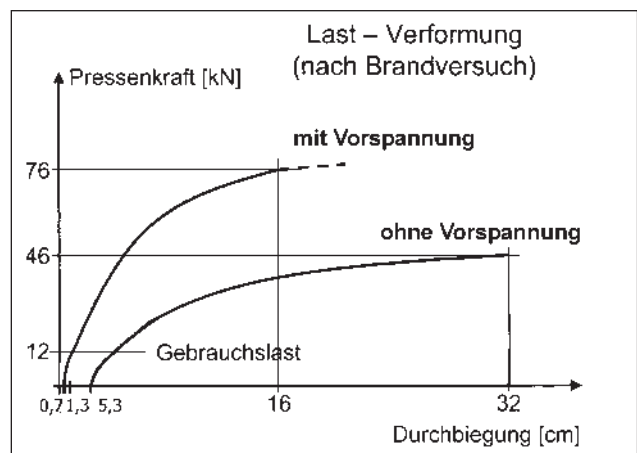


Abb. 13: Last- und Verformungskurve der Versuchskörper nach der Brandbeanspruchung

Als wesentlicher Unterschied zwischen dem vorgespannten und nicht vorgespannten Versuchskörper nach der Brandbeanspruchung erwies es sich, dass sich die Durchbiegungen nach dem Brand unter Eigengewicht beim Versuchskörper mit „Freier Spanngliedlage“ fast vollständig zurückgebildet haben. Die Restdurchbiegungen betragen beim nicht vorgespannten Versuchskörper 5,3 cm. Beim vorgespannten Versuchskörper gingen sie dagegen auf 0,7 cm zurück (**Abb. 13**). Dies ist der wesentliche Aspekt, der eine Nachnutzung dieses Deckentyps nach einer Brandbeanspruchung denkbar macht. Es ist jedoch anzumerken, dass dieser Aspekt nur erfüllt ist, wenn nicht allzu viele Spannglieder infolge der Temperaturbeanspruchung gerissen sind. Da die erreichten Temperaturen am Spannglied insbesondere bei möglichen Abplatzungen während des 90-minütigen Normbrandes sehr nah an die „kritische Temperatur“ herankommen, ist ein Versagen einzelner Spannglieder nicht auszuschließen. Daher kann eine Anwendung von Polypropylenfasern diskutiert werden, die das Abplatzverhalten des Betons günstig beeinflussen.

Des weiteren wurde festgestellt, dass sowohl der vorgespannte als auch der nicht vorgespannte Versuchskörper nach der Brandbeanspruchung noch große Tragreserven aufwiesen. Die Bruchlast lag beim Versuchskörper mit „Freier Spanngliedlage“ noch ca. 50 % höher als beim Versuchskörper ohne Vorspannung. Diese Bruchlast wurde unter entsprechend geringeren Durchbiegungen aufgenommen (**Abb. 13**). Die Gebrauchslast lässt sich beim vorgespannten Versuchskörper noch unter sehr geringer Durchbiegung von 1,3 cm aufnehmen.

### 4.3 Begleitversuche – Untersuchungen des Korrosionsschutzsystems der Spannglieder

Im letzten Absatz wurde beschrieben, dass eine Nachnutzbarkeit einer Flachdecke mit „Freier Spanngliedlage“ nach einem Brand denkbar ist. Zur Erforschung der Dauerhaftigkeit nach einer Brandbeanspruchung wurden die Veränderungen des Korrosionsschutzsystems der vorhandenen Monolitzen nach verschiedenen hohen Temperaturbeanspruchungen untersucht. Die Wirkung des Korrosionsschutzsystems ist Hauptvoraussetzung für die vorhandene Dauerhaftigkeit eines solchen Bauteils. Es wurden Probekörper hergestellt, die möglichst genau die reale Lage der Spannglieder in einer Flachdecke mit „Freier Spanngliedlage“ widerspiegeln. In **Abb. 14** sind die Probekörper schematisch dargestellt.

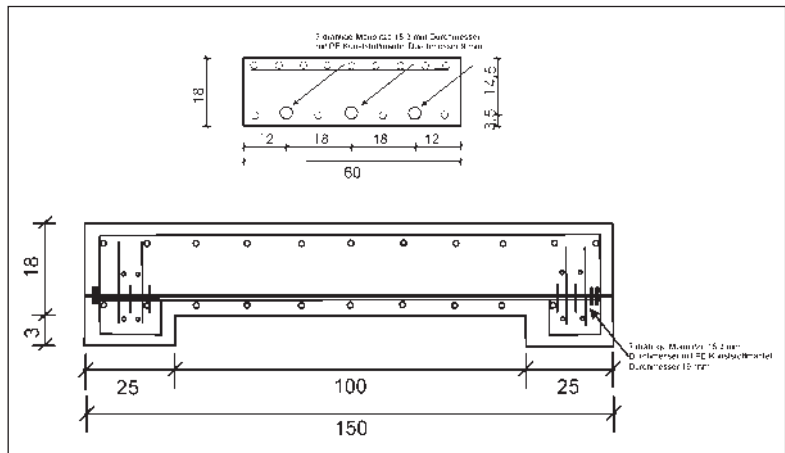


Abb. 14: Schematische Darstellung des Versuchskörper des Begleitversuchs

Das Korrosionsschutzsystem der bei verbundloser Vorspannung verwendeten Monolitzen besteht aus 2 Komponenten. Als primärer Korrosionsschutz dient ein PE- Mantel, der das Spannglied umschließt. Als sekundärer Korrosionsschutz befindet sich eine Fettschicht zwischen Kunststoffmantel und PE- Mantel.

Bei der Durchführung der Versuche wurden die Probekörper so lange erhitzt, bis sich an den Spanngliedern Temperaturen von jeweils 100 °C, 200 °C und 300 °C ergeben haben. Diese maßgebenden Temperaturen wurden eine halbe Stunde gehalten.

Die Versuchsergebnisse (**Abb. 15**) ergaben, dass in Bereichen, in denen am Spannglied keine höheren Temperaturen als ca. 100 C erreicht werden, das Korrosionsschutzsystem noch ohne Beeinträchtigung funktioniert. Das Fett war noch vollständig vorhanden und der PE- Mantel ohne Beeinträchtigung.

Bei dem zweiten Versuch (200 °C) war das korrosionshemmende Fett schon weitgehend verbrannt und der PE- Mantel rissig. Es ist davon auszu-

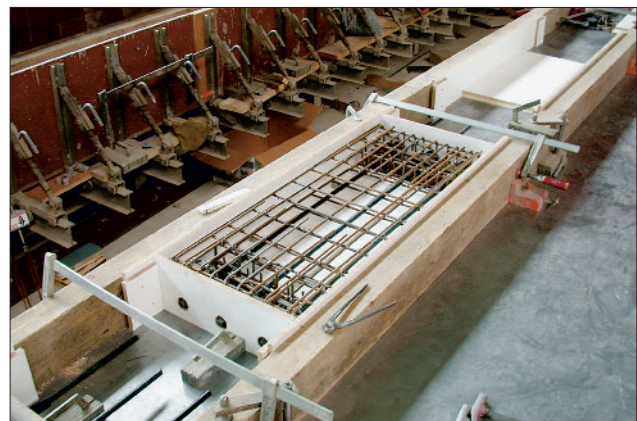


Abb. 15: Verlegter Bewehrungsstahl im Versuchskörper der Begleitversuche

gehen, dass auch hier das Korrosionsschutzsystem noch weitgehend intakt ist, da es trotz des fehlenden Fettes auch in schwefeldioxidhaltiger Atmosphäre, womit die Spannglieder nach der Brandbelastung beansprucht werden, zu keinen Korrosionsspuren kam. Das bedeutet, dass in einem Bauteil, in dem natürlich der gegebenenfalls auch gerissene Beton noch als zusätzlicher Korrosionsschutz vorhanden ist, eigentlich keine Korrosion bei zuvor erreichten Temperaturen bis 200 °C am Spannstahl zu erwarten ist. Langfristig ist diese Aussage jedoch aufgrund des fehlenden, korrosionshemmenden Fettes zu relativieren.

Im dritten Versuch wurde herausgefunden, dass der PE-Mantel nach einer Temperaturbeanspruchung von 300 °C in einigen Bereichen völlig zerstört (Abb. 16) und das Fett vollständig verbrannt war. Es kann die Schlussfolgerung gezogen werden, dass das Korrosionsschutzsystem ohne den umhüllenden Beton praktisch keine Wirkung mehr hat. Die korrosionsfördernden Substanzen konnten ungehindert den Stahl angreifen. Der in einem realen Bauteil noch vorhandene Beton hat jedoch mit seinem alkalischen Charakter noch eine gewisse korrosionshemmende Wirkung. Letztlich muss man zu dem Schluss kommen, dass Temperaturen über 300 °C eine vollständige Zerstörung des Korrosionsschutzsystems zur Folge haben, und man keine genauen Aussagen über die noch vorhandene Dauer der Tragwirkung des Spannstahls machen kann. Es bleibt jedoch zu bedenken, dass durch den Spannstahl bei Flachdecken mit „Freier Spanngliedlage“, die mit dem Bemessungskonzept „vorgespannter Stahlbeton“ bemessen wurden, nur die Gebrauchstauglichkeit und nicht die Tragsicherheit durch die Vorspannung sichergestellt wird. Aus dieser Sicht ist es von Seiten des Spannstahls durchaus noch verantwortbar, die brandbeanspruchten Flachdecken noch über einen gewissen Zeitraum zu nutzen.

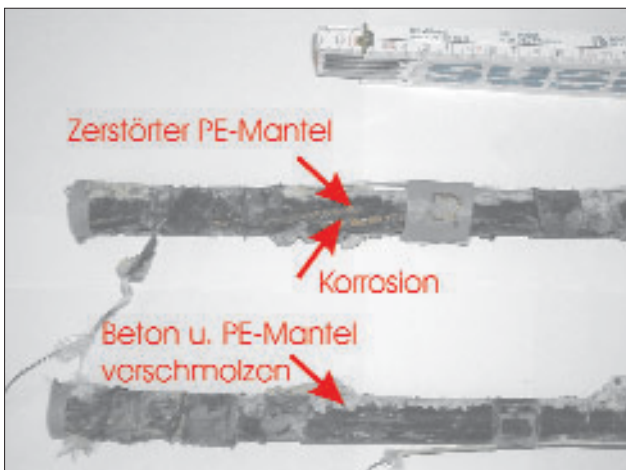


Abb. 16: Ausgebaute Spannglieder nach Temperaturbeanspruchung von 300 °C – PE-Mantel teilweise zerstört, Fett vollständig zersetzt

## 4.4 Schlussfolgerungen

### 4.4.1 Gebrauchstauglichkeit (Einhaltung der Durchbiegungen) nach Brand noch sichergestellt

Die Untersuchungen an vorgespannten Einfeldträgern zeigten deutlich, dass nach einer 90-minütigen Brandbeanspruchung die Verformungen wieder deutlich zurückgingen und fast keine bleibende Verformung zurückblieb. Auch die Verformung unter der vollen Gebrauchslast ist mit den Verformungen der nicht brandbeanspruchten Decke vergleichbar. Man kann schlussfolgern, dass auch Teile einer Flachdecke, auf die sich der Versuch vom Einfeldträger übertragen lässt, nach einer bestimmten Brandbeanspruchung bezüglich ihres Durchbiegungsverhaltens nicht beeinträchtigt sind.

Befinden sich in der Flachdecke die Spannglieder nur in den Gurtstreifen, kann man davon ausgehen, dass sich hier die Durchbiegungen wieder zurückbilden und sich die Versuchsergebnisse als ungünstigster Fall übertragen lassen. Dies gilt genauso für andere Deckenkonstruktionen, die mit Hilfe der „Freien Spanngliedlage“ unterstützt werden. Die nicht mit Spanngliedern versehenen Feldstreifen dagegen werden möglicherweise zurückbleibende Verformungen aufweisen. Die Größe dieser zurückbleibenden Verformungen, d.h. der hier nötige Sanierungsaufwand, wäre noch näher zu untersuchen.

### 4.4.2 Nutzbarkeit für bestimmten Zeitraum denkbar

Es ist davon auszugehen, dass bei diesen Decken aufgrund der geringen bleibenden Durchbiegungen und der nach einem Brand noch gewährleisteten Tragfunktion eine Nachnutzung mit überschaubarem Sanierungsaufwand denkbar ist. Die Untersuchungen am Korrosionsschutzsystem der Spannglieder, die letztlich die Erhaltung der Gebrauchstauglichkeit garantieren, zeigten eine deutliche Wirkungseinschränkung, wenn Temperaturen von 200 °C weit überschritten wurden. Allerdings besitzt der vorhandene Beton auch noch eine gewisse Korrosionsschutzfunktion.

Es steht außer Frage, dass das Korrosionsschutzsystem nach einem entsprechenden Brand stark beeinträchtigt ist. Es kann keine dauerhafte Funktion der Spannglieder mehr garantiert werden. Da die Vorspannung bei dem Konzept „vorgespannter Stahlbeton“ aber nur zur Erhaltung der Gebrauchstauglichkeit herangezogen wird, steht einer Benutzung der Flachdecken für einen den jeweiligen Gegebenheiten angepassten Zeitraum nichts im Wege.



#### 4.4.3 Lage (Betonüberdeckung) der Spannglieder muss entsprechend dem Bemessungskonzept angepasst werden

Die Auswertungen der Versuche zeigten, dass die Temperaturen am Spannstahl fast die kritische Temperatur während des 90-minütigen Normbrandes erreichten. Kommt es noch zusätzlich zu Abplatzungen, was einen örtlichen Temperaturanstieg am Spannstahl zur Folge hat, ist ein Versagen der Spannglieder nicht mehr auszuschließen. Soll die Nachnutzbarkeit nach einem Brand bei Flachdecken mit „Freier Spanngliedlage“ garantiert werden, sollte der Einsatz von Polypropylenfasern diskutiert werden. Durch die Verwendung von Polypropylenfasern, die beim Brand schmelzen und insgesamt den Beton permeabler machen, kann der beim Brand entstehende Wasserdampf ausreichend schnell entweichen. Der Wasserdampfdruck kann somit hinreichend schnell abgebaut werden.

Anzumerken ist, dass sich die Ergebnisse nicht auf Bauteile mit „Freier Spanngliedlage“ übertragen lassen, die nicht nach dem Konzept „vorgespannter Betonstahl“ bemessen werden. Denn dann werden sowohl die Anteile aus Vorspannung als auch die Anteile aus Betonstahl im Bruchsicherheitsnachweis angesetzt, was einen insgesamt geringeren Bewehrungsstahlanteil zur Folge hat. Kommt es zum Versagen der Spannglieder ist auch ein Versagen des Bauteils unter 90-minütiger Brandbeanspruchung nicht mehr auszuschließen. Die Ergebnisse der nicht vorgespannten Versuchskörper, bei denen es nach 90-minütiger Brandbeanspruchung zu keinem Versagen kam, sind dann nicht übertragbar. In diesem Fall muss das Versagen der Spannglieder zu 100 % ausgeschlossen werden, was nur mit einer Erhöhung der Betondeckung des Spannstahls erreicht werden kann.

## 5 Vorteile der Vorspannung mit „Freier Spanngliedlage“

Die „Freie Spanngliedlage“ in Verbindung mit dem Bemessungskonzept „Vorgespannter Spannbeton“ steht gleichermaßen in Konkurrenz mit der normalen Stahlbetonausführung und der normalen Spannbetonausführung, bei der im Grenzzustand der Tragsicherheit gleichzeitig die Vorspannung und der Betonstahl angesetzt werden.

### 5.1 Vergleich der Vorspannung mit „Freier Spanngliedlage“ und dem Konzept „Vorgespannter Stahlbeton“ mit der normalen Stahlbetonausführung

Bei der Bemessung einer Flachdecke als normale Stahlbetonlösung wird die Plattendicke nicht

durch den Tragsicherheitsnachweis sondern durch den Durchbiegungsnachweis diktiert. Diese zusätzliche Bauteildicke kann mit Hilfe einiger zusätzlicher Spannglieder eingespart werden. Vergleicht man dabei die entstehenden Kosten bei einer solchen Lösung, so muss angemerkt werden, dass die Lösung mit „Freier Spanngliedlage“ kostenneutral der herkömmlichen Stahlbetonlösung gegenübersteht. Dies liegt zum einen in der eingesparten Bauhöhe begründet und zum anderen in den weniger aufwendigen Schalarbeiten. Da nämlich insgesamt geringere Verformungen unter Gebrauchslast und geringere nachträgliche Verformungen infolge Kriechens und Schwindens zu erwarten sind, kann auf eine aufwendige Überhöhung der Schalung verzichtet werden.

Des Weiteren ist auch darauf hinzuweisen, dass infolge der Vorspannung geringere Rissbreiten zu erwarten sind, die sonst nur mit einem erheblichen Mehraufwand an schlaffer Bewehrung erreicht werden könnten.

Durch Aufbringung einer frühzeitigen Vorspannkraft kann der Zeitpunkt des Ausschalens eher gewählt werden, wodurch sich die Bauzeit verkürzt. Auch den Folgen des Schwindens kann so teilweise entgegengewirkt werden.

In Kapitel 4 wurde ausführlich erläutert, dass nach einem Brand noch von einer sehr guten Nachnutzbarkeit der Decke auszugehen ist, da sich die Verformungen weitgehend zurückbilden. Es besteht also die Möglichkeit, das Bauwerk noch nach relativ geringer Sanierung über einen gewissen Zeitraum zu nutzen, der letztlich durch den eingeschränkten Korrosionsschutz der Spannglieder begrenzt wird.

### 5.2 Vergleich der Vorspannung mit „Freier Spanngliedlage“ und dem Konzept „Vorgespannter Stahlbeton“ mit der normalen Spannbetonausführung

Hierzu muss zunächst angeführt werden, dass das günstige Verformungsverhalten in mindestens ähnlich guter Weise auch bei dem normalen Spannbetonkonzept erzielt würde. Es ist jedoch anzumerken, dass für den Planer ein wesentlich einfacheres Bemessungskonzept möglich ist, da die Vorspannung im Bruchsicherheitsnachweis nicht angesetzt werden muss. Die relativ aufwendigen Durchbiegungsrechnungen, in denen teilweise der gerissene und ungerissene Zustand betrachtet werden muss, werden in Zukunft für gängige Abmessungen und Systeme vom iBMB in Bemessungstabellen zusammengefasst, so dass für die meisten Fälle diese Berechnung dann entfallen kann. Bei der weiteren Betrachtung der Tragwirkung kann noch der Vorteil der geringeren Zwängungen auf benachbarte Bauteile erwähnt wer-

den, der sich aus der geringeren Vorspannkraft beim neuen Bemessungskonzept ergibt.

Insgesamt ist die hier vorgestellte Bauart wirtschaftlicher, da der wesentlich teurerer Vorspannungsanteil auf ein Minimum reduziert wird und der Einbauaufwand durch die entfallende Einmessung der Unterstützungen wesentlich geringer ist.

## 6 Ausblick

In Zukunft müssen Anstrengungen unternommen werden, um die „Freie Spanngliedlage“ und allgemein die Vorspannung im Hochbau in Deutschland weiter voranzutreiben. Das Fachgebiet Massivbau des iBMB hat zusammen mit Vertretern aus der Praxis einen Arbeitskreis geschaffen, mit dem über das weitere Vorgehen zur Durchsetzung der Vorspannung im Hochbau durch Rechenhilfen, Seminare und technische Neuerungen beraten und beschlossen werden soll.

Folgende Ansätze sind zum jetzigen Zeitpunkt denkbar

- Erstellung von Bemessungstabellen: Bei Umfragen wurde festgestellt, dass von Seiten der Planer eine gewisse Scheu vor dem Spannbeton besteht, die zum einen in der komplexen Struktur im Hochbau aber auch in dem ungewohnten Umgang mit den entsprechenden Bemessungsschritten begründet liegt. Gerade die aufwendige Berechnung der Durchbiegungen kann für gängige Abmessungen im Vorfeld durchgeführt und in Bemessungstabellen zusammengefasst werden.

- Durchführung von Seminaren und Informationsveranstaltungen: In Seminaren und durch Veröffentli-

chungen ist vorgesehen, auf die Vorteile der Vorspannung, insbesondere der Vorspannung mit „Freier Spanngliedlage“ hinzuweisen. Der Einsatz der Vorspannung im Hochbau muss sowohl für Ingenieure als auch für Architekten selbstverständlicher werden, wofür Informationen und Schulungen Voraussetzung sind.

- Durchführung eines weiteren Brandversuchs: Die Brandversuche, die Aufschluss über die günstige Nachnutzbarkeit nach einem Brand ergaben, wurde jedoch nur als erste Annäherung mit Einfeldträgern durchgeführt. Um genauere Aussagen über das Trag- und Verformungsverhalten während und nach einer Brandbeanspruchung machen zu können, sollte über die Durchführung eines Brandversuchs mit einem statisch unbestimmten Durchlaufträger nachgedacht werden.

- Weitere technische Neuerungen auf dem Gebiet des Spannbetons im Hochbau: Um die Vorspannung für den Hochbau praktikabler zu machen, muss unbedingt über weitere technische Neuerungen nachgedacht werden. Für die verbundlose Vorspannung ist die Idee der „Freien Spanngliedlage“ im Zusammenhang mit dem Konzept „vorgespannter Spannbeton“ ein sicherlich guter Ansatz.

Da es aber auch in vielen Fällen sinnvoll ist, die Vorspannung auch im Bruchsicherheitsnachweis anzusetzen, und hierfür die Vorspannung mit Verbund eine wesentlich wirtschaftlichere Bemessung erlaubt, sollte auch hier bei Planung und Ausführung über mögliche technische Vereinfachungen nachgedacht werden. Möglicherweise ist auch hier die Untersuchung einer „Freien Spanngliedlage“ sinnvoll.

## 7 Literatur

- [1] Maier, K.; Wicke, M.: Die Freie Spanngliedlage, Beton- und Stahlbetonbau 95, Heft 2, 2000, S. 62-71
- [2] Wicke, M.: Verbundlose Spannglieder in Hochbaudecken, Braunschweiger Bauseminar 2001 Bauen im Wandel der Zeit, S. 49- 60
- [3] Falkner, H.; Kordina, K., Gerritzen, D.: Untersuchungen zum Brandverhalten von Flachdecken mit Freier Spanngliedlage (Forschungsbericht), Mai 2002
- [4] Wicke, M.; Maier, K.: Anwendungen des Spannbetons, In: Betonkalender 2002, 91. Jahrgang, Band 2, Seite 113 bis 179, Ernst & Sohn, a Wiley Company Berlin 2002

# Anwendungsbereich und Hintergrund der neuen DIN 1055 Teil 4

## Ihr Sicherheitskonzept beschreibt Lasten für die Tragfähigkeit und Gebrauchstauglichkeit

Die neue DIN 1055-4 liefert die Grundlage für die Bemessung der Tragfähigkeit und für den Nachweis der Gebrauchstauglichkeit von *Tragwerken*, nicht mehr von *Bauten*. Sie musste in das neue Sicherheitskonzept für die Tragwerksplanung im Konstruktiven Ingenieurbau eingebettet werden, das in DIN 1055-100 festgelegt ist. Dieses Sicherheitskonzept beruht, soweit die Einwirkungsseite der Nachweisgleichung betroffen ist, auf einem System von charakteristischen Lasten, Teilsicherheitsbeiwerten und Kombinationsfaktoren. Die grundlegend überarbeitete Windlastnorm beschreibt also charakteristische Lasten im Sinne der Nachweise der Tragfähigkeit und Gebrauchstauglichkeit. Im folgenden Beitrag wird beschrieben, vor welchem klimatischen Hintergrund sie aufgestellt ist und für welchen Anwendungsbereich sie gilt.

### Prof. Dr.-Ing. Hans-Jürgen Niemann



Jahrgang 1935; Studium des Bauingenieurwesens an der TH Hannover, Promotion und Habilitation an der Ruhr-Universität Bochum; seit 1981 Universitätsprofessor für Bauingenieurwesen; 1997 bis 2001 Dekan der Fakultät für Bauingenieurwesen der Ruhr-Universität Bochum; seit 2001 Gesellschafter der Ingenieurgesellschaft Niemann & Partner (Bochum)

## 1 Einführung

Die neue DIN 1055-4: *Einwirkungen auf Tragwerke – Windlasten* liegt als Gelbdruck 03/2001 im Entwurf vor. Sie soll die DIN 1055-4: *Lastannahmen für Bauten – Verkehrslasten, Windlasten bei nicht schwingungsanfälligen Bauwerken*, Ausgabe 8.86 ablösen. Der Wechsel in der Bezeichnung von *Bauten* zu *Tragwerke* bedeutet nicht, dass der Anwendungsbereich sich ändert: Die Norm dient zur Ermittlung der ungünstigen Wirkungen des natürlichen Windes auf die Tragkonstruktionen von baulichen Anlagen und ihrer Teile. Sie liefert damit die Grundlage für die Bemessung der Tragfähigkeit und für den Nachweis der Gebrauchstauglichkeit. Die Neufassung musste infolgedessen in das neue Sicherheitskonzept für die Tragwerksplanung im Konstruktiven Ingenieurbau eingebettet werden, das in DIN 1055-100 *Grundlagen der Tragwerksplanung, Sicherheitskonzept und Bemessungsregeln*, 3.2001 festgelegt ist. Das Sicherheitskonzept beruht, soweit die Einwirkungsseite der Nachweisgleichung betroffen ist, auf einem System von charakteristischen Lasten, Teilsicherheitsbeiwerten und Kombinationsfaktoren. Die grundlegend überarbeitete Windlastnorm beschreibt also charakteristische Lasten im Sinne der Nachweise der Tragfähigkeit und Gebrauchstauglichkeit.

## 2 Gründe für die Neufassung der Windlastnorm

### 2.1 Stand der Windlastnormung in Deutschland

Die Windlastnorm dient zur Berechnung der ungünstigsten Wirkungen, die der natürliche Wind in der Überlagerung mit anderen Einwirkungen auf die tragenden Teile von Baukonstruktionen ausübt. Sie ist damit Grundlage für eine sichere Bemessung der Tragfähigkeit und den Nachweis der Gebrauchstauglichkeit.

Die z. Zt. gültige Windlastnorm DIN 1055 Teil 4 8/86 [3] geht in ihrem Konzept auf die Ausgabe Juni 1938 zurück: einheitliche Windgeschwindigkeit für das gesamte Geltungsgebiet, Erfassung der Böenwirkung durch eine geeignete Böengeschwindigkeit, Zunahme des Geschwindigkeitsdrucks mit der Höhe über Grund nach der bekannten Treppenkurve.

Materiell wurden 1941, 1961, 1977 und 1986 Anpassungen vorgenommen, die vor allem die aerodynamischen Beiwerte betrafen, so z.B. nach den negativen Erfahrungen bei der Sturmkatastrophe von 1961 in Schleswig-Holstein.

In der z.Zt. gültigen Norm wird für das gesamte Gebiet der BRD eine einheitliche Windgeschwindigkeit angenommen. Diese tritt nach Erläuterungen zu [3] in freiem Gelände in Süddeutschland etwa einmal in 50 Jahren, in der norddeutschen Tiefebene etwa einmal in 10 Jahren, entlang der Nord- und Ostseeküste einmal pro Jahr auf. Das führt zu regional sehr unterschiedlichen Sicherheitsniveaus.

Die Ausgabe 8.86 war vom damaligen Arbeitsausschuss als eine Zwischenlösung gedacht auf dem Wege einer grundlegenden Neubearbeitung mit dem Ziel [3] „... um eine Grundlage für eine wirklichkeitsnahe und allgemeingültige Beschreibung der Windwirkungen bei beliebigen Baukonstruktionen zu schaffen.“ Der Ausschuss schränkte den Anwendungsbereich im Titel auf nicht-schwingungsanfällige Bauwerke und in den Erläuterungen auf solche, bei denen die Windlast das Bemessungsergebnis nicht wesentlich bestimmt, ein.

Für turmartige Bauwerke wie Schornsteine und Antennentragwerke, bei denen die Windlast die Bemessung bestimmt, wurden daher zwischen 1984 und 1991 neue Normen [4,5] herausgegeben, in denen die Regelwerte der Windgeschwindigkeit in einer Windzonenkarte regional unterschiedlich festgelegt wurden. Damit war für diese Bauwerke ein im gesamten Geltungsbereich weitgehend gleichförmiges Sicherheitsniveau erreicht.

Wenn man die Norm durchgreifend ändert und nicht nur wie bisher ergänzt, muss man sich fragen lassen, ob der Gebäudebestand in der Vergangenheit nicht ausreichend sicher oder aber zu konservativ bemessen wurde, da doch der Wind der gleiche geblieben ist. Darauf gibt es eine Reihe von Antworten:

■ Tatsächlich weist die Versicherungswirtschaft seit vielen Jahren darauf hin, dass die Verluste bei Sturmschäden an Gebäuden ständig ansteigen [11]. Die Gründe sind vielfältig. Sie liegen u.a. darin, dass die versicherten Werte in den Gebäuden größer geworden sind. Alan G. Davenport, der Nestor der Windlast-

theorie, hat dazu bemerkt: „The adequate level of risk has not yet been clarified. In 10 years we double the amount of damage. Target risks must consider the social consequences.“ Auch wird nicht länger ausgeschlossen, dass sich das Sturmklima verschlechtert. Beide Trends können dafür sprechen, die Windlasten für die heute entstehende Bebauung anzupassen, um die Schadenshäufigkeit in der Zukunft zu begrenzen.

■ Die Methoden des Tragwerksentwurfs sind in den letzten Jahrzehnten ganz erheblich zugespitzt worden mit dem Ziel, Material und Kosten einzusparen. Das führt häufig dazu, dass früher vorhandene, versteckte Sicherheitsreserven aufgezehrt werden. Die heute möglichen, hochgenauen Berechnungen und Bemessungen werden jedoch auf der Eingabeseite mit einem Lastmodell durchgeführt, von dem wir wissen, dass es nur eine grobe, in vielen Fällen nicht-konservative Näherung ist. Die heutige Windlasttheorie ist seit etwa 1960 entstanden. Der Sprung gegenüber dem Stand von 1938 ist ähnlich groß wie der Fortschritt bei den Entwurfsmethoden. Heute stehen Windlastmastmodelle zur Verfügung, die sehr viel genauer sind als die alte Windlastnorm. Damit gelingt es, die modernen Möglichkeiten der Tragwerksoptimierung voll auszuschöpfen.

■ Auch die Bauweisen haben sich verändert; z.B. sind sehr viel leichtere Bauweisen möglich geworden. Das führt dazu, dass die Wirkung der Windlast gegenüber den Eigenlasten hervortritt und die Bemessung wesentlich bestimmt. Für den Tragwerksentwurf wird dann ein wirklichkeitsnahes Modell der Windlast und ihrer Wirkung auf das Tragwerk benötigt.

Wie erklärt sich dann, dass die Häufigkeit von Windschäden im gesamten Gebäudebestand offensichtlich in der Vergangenheit ein toleriertes Niveau nicht überschritten hat. Das liegt u.a. daran, dass die Vereinfachungen der jetzigen Norm in vielen Fällen durchaus konservativ sein können. Eine der Vereinfachungen besagt, dass sich das Bauwerk in offenem, glatten Gelände befindet und von allen Seiten frei zugänglich angeströmt werden kann. Tatsächlich trifft das nur in wenigen Fällen zu. Die große Mehrzahl ist durch Nachbarbebauung und Geländebewuchs geschützt; die hohen Windgeschwindigkeiten der exponierteren Lage im freien Gelände werden am Bauwerksstandort nicht erreicht.

Auch die weitere Annahme, dass die extreme Windgeschwindigkeit aus jeder beliebigen Richtung zu erwarten ist, ist konservativ, weil es bekanntlich bevorzugte Sturmwindrichtungen gibt. Viele Gebäude sind so ausgerichtet, dass die Windrichtung, bei der die höchsten vom Wind induzierten Beanspruchungen entstehen, nicht mit der Hauptwindrichtung zusammenfällt.

Die Neubearbeitung „von Grund auf“ [3] mit dem Ziel einer wirklichkeitsnahen Erfassung der Windwirkungen lief also auf eine stärkere Differenzierung und Detaillierung des Regelwerks hinaus.

Aufgabe des NABau-Arbeitsausschusses 00.02.03 war es vor diesem Hintergrund unter anderem,

- das Konzept der bestehenden Norm dort anzupassen, wo es sich als unzulänglich erwiesen hatte, und
- den Anwendungsbereich zu erweitern, um der Praxis für bisher nicht erfasste Anwendungsfälle genormte Verfahren an die Hand zu geben.

Die wesentlichen Randbedingungen werden im Folgenden kurz dargelegt.

## 2.2 Die Tragwerkssicherheit

Im Hintergrund der Tragwerksplanung steht die Aufgabe, das Risiko eines Bauwerks gegenüber den Kosten für Bau und Betrieb zu optimieren. Risiko wird hier als Produkt der Kosten einer Schädigung oder des Totalverlusts und der Wahrscheinlichkeit, dass er in der planmäßigen Lebensdauer eines Bauwerks eintritt, verstanden. Auch die Kosten von Unterhaltung und Ertüchtigung sind in dieser allgemeinen Definition unter dem Begriff des Risikos erfasst. Das Ziel der Optimierung besteht also darin, die Gesamtkosten für das Tragwerk zu minimieren.

Es wäre wünschenswert, jedes Risiko vollständig zu vermeiden. Dieses Ziel ist jedoch nicht zu erreichen, weil die Wahrscheinlichkeit für den Eintritt eines Schadens auch durch größten Aufwand bei der Herstellung nicht zu Null gemacht werden kann. Dafür gibt es zwei wesentliche Ursachen:

- Die Eingangsparameter, nämlich die Festigkeiten und die Einwirkungen, sind statistisch streuende Größen, so dass nicht ausgeschlossen werden kann, dass die Tragfähigkeit kleiner ist als der Einwirkungseffekt.
- Die Modelle, die der Prognose zu Grunde gelegt werden, sind unsicher oder ungenau. Dazu gehören die statischen und dynamischen Berechnungsmodelle ebenso wie die physikalischen Modelle für Lasten infolge Wind, Schnee, Erdbeben oder für Zwang infolge Temperatur, Baugrundbewegung, Montage usw. Im übrigen sind auch die Wahrscheinlichkeitsmodelle selbst mit Unsicherheiten behaftet.

Weitere Ursachen, die nach Eintritt eines Schadens häufig zu Tage treten, sind u.a. fehlende Redundanz und Robustheit des Tragwerks, Ausführungsmängel, menschlicher Irrtum bei Planung und Herstellung u.a.m. Sie können kaum durch Normung gehoben werden.

Die Minimierung der Gesamtkosten führt zu einem optimalen Höchstwert für die Versagenswahrscheinlichkeit oder allgemeiner für den Eintritt eines Schadens. Die Komplementärwahrscheinlichkeit, die Zuverlässigkeit, muss einen Mindestwert erreichen. Für die praktische Anwendung wird das Konzept an der historischen Schadensrate geeicht.

In der neuen Normengeneration, die zur Zeit entsteht, wird erstmals, und zwar mit DIN 1055-100 *Grundlagen der Tragwerksplanung, Sicherheitskonzept und Bemessungsregeln*, 3.200, das Nachweis-konzept vorgegeben und das geforderte Zuverlässigkeitsniveau zahlenmäßig festgelegt. Der Nachweis ist erbracht, wenn die durch den Teilsicherheitsbeiwert dividierte charakteristische Tragfähigkeit größer ist als der Einwirkungseffekt, der sich aus den mit den Teilsicherheitsbeiwerten vervielfachten charakteristischen Einwirkungen errechnet.

Die charakteristischen *Einwirkungen* sind als seltene Ereignisse im *oberen* Bereich der Wahrscheinlichkeitsverteilung, z.B. mit einer Überschreitungswahrscheinlichkeit von 0,98 definiert. Entsprechendes gilt für die Festigkeit im unteren Bereich ihrer Verteilung.

Man kann das geforderte Zuverlässigkeitsniveau einstellen, ohne Teilsicherheitsbeiwerte einzuführen, indem Bemessungswerte mit außerordentlich geringer Wahrscheinlichkeit der Über- bzw. Unterschreitung benutzt werden. Dieses Vorgehen hat jedoch einen wesentlichen Nachteil, der am Beispiel der Windlast besonders augenfällig wird: Ihr charakteristischer Wert hat eine Wiederkehrperiode von nominell 50 Jahren, ihr Bemessungswert eine solche von 2500 Jahren. Die Windstatistik umfasst etwa 50-jährige Beobachtungen. Es ist klar, dass der charakteristische Wert daraus zuverlässig prognostiziert werden kann, während bei der Extrapolation auf den extrem seltenen Bemessungswert der Erfahrungsbereich verlassen wird und die Prognose (wegen Klimaschwankungen, wegen Modellunsicherheiten des statistischen Modells u.a.m.) in erheblichem Maße unsicher bleiben muss. Es ist methodisch klarer und im Ergebnis sicherer, einen zuverlässigen Bemessungswert und einen einheitlichen Teilsicherheitsbeiwert zu benutzen.

Der Teilsicherheitsbeiwert für die Windlast hat dabei den Sinn, mögliche Überschreitungen des charakteristischen Wertes der Windgeschwindigkeit sowie Modellunsicherheiten des meteorologischen Modells, des Lastmodells und des statistischen Modells abzudecken.

Zusammenfassend ergibt sich für die Windlast aus der Grundlagnorm DIN 1055-100 *Grundlagen der Tragwerksplanung, Sicherheitskonzept und Be-*

*messungsregeln, 3.2001*: Die Windlasten sind nicht-ständige Lasten, deren Lasthöhe mit einem statistischen Kennwert festzulegen ist. Für die Normwindlast wird bei Bauten mit üblicher planmäßiger Lebensdauer eine (auf den Zeitraum eines Jahres bezogene) Überschreitungswahrscheinlichkeit von 0,02 vorgegeben. Daraus ergibt sich näherungsweise, dass die anzunehmende extreme Windgeschwindigkeit eine Wiederkehrperiode von (mindestens) 50 Jahren aufweisen soll. Diese Forderung war die Grundlage für die Windzonenkarte, die eine der Neuerungen der DIN 1055-4: *Einwirkungen auf Tragwerke – Windlasten* ist.

## 2.3 Vorarbeiten

Der NABau AA 00.02.03 konnte auf wesentliche Vorarbeiten zurückgreifen, die in zwei vorangegangenen Ausschüssen geleistet worden waren. Es handelt sich zum einen um den Arbeitsausschuss *Lastannahmen für Bauten; Verkehrslasten; Windlasten* des NABau im DIN (Obmann Helmut Hirtz), der als Ergebnis langjähriger Arbeit im Jahre 1993 einen Normvorschlag DIN 1055 Teil 40 vorgelegt hatte. Diese Vornorm diente, als die europäische Windlastnorm aufgestellt wurde, als nationales Bezugsdokument.

Der zweite Ausgangspunkt war die Europäische Vornorm ENV 1991-2-4: *Eurocode 1: Grundlagen der Tragwerksplanung und Einwirkungen auf Tragwerke – Teil 2.4: Windlasten*, des Europäischen Komitees für Normung, CEN, die ein Unterausschuss (Convenor Hans Ruscheweyh) des Technischen Komitees CEN/TC 250 im Mai 1995 vorgelegt hatte.

Die Arbeiten zur Neufassung wurden im übrigen mit dem parallelen CEN-Arbeitsausschuss für den Eurocode EN 1991-1-4: *Einwirkungen auf Tragwerke – Windeinwirkungen* abgeglichen. Durch die Mitarbeit des Autors in beiden Ausschüssen gelang es, die verschiedenen Änderungsvorschläge und Anregungen beider Ausschüsse soweit möglich zu harmonisieren. Wo das nicht möglich war, wurden im Hinblick auf das noch zu erstellende NAD (National Application Document) in den Eurocode entsprechende Öffnungsklauseln aufgenommen, die abweichende Regelungen in den Ländern erlauben, so dass das deutsche NAD basierend auf der neuen DIN 1055-4 entwickelt werden kann.

## 3 Struktur des Normvorschlags

Die Windlast im böigen Wind ist ein außerordentlich komplizierter Vorgang. **Abb. 1** zeigt den Fußabdruck von großräumigen Böen, die über ein

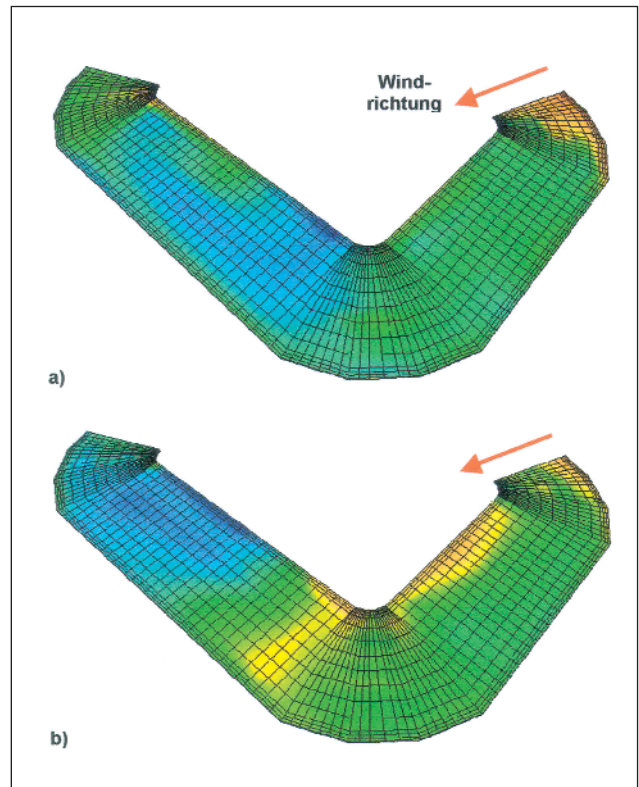


Abb. 1: Momentane Druckfelder auf der Oberseite eines Stadionsdaches: Ergebnisse eines Windkanalversuchs [12], rot: hoher Windsog, blau: niedriger Winddruck

Stadionsdach streichen, in den Drücken auf der Dachoberseite. Man erkennt die regellose Verteilung von Ausdehnung und Lage der hoch belasteten Bereiche. Ein erheblicher Aufwand ist erforderlich, um die Eingabedaten zu ermitteln und die Tragwerksreaktion zu berechnen. In der Mehrzahl der Fälle wirkt sich der Lastfall Wind auf die Kosten oder die Sicherheit eines Tragwerks nicht so stark aus, dass der Aufwand erforderlich wäre.

Eine wesentliche Aufgabe für die Windlastnorm bestand darin, die Wirkung dieser Lastabläufe auf die bemessungskritischen Tragwerksreaktionen vereinfacht zu erfassen. Der Grad der Vereinfachung wurde abgestuft, so dass der Tragwerksplaner einfache Verfahren für robuste Tragwerke ebenso findet wie genauere Verfahren für windempfindliche Bauwerke.

Die bekannte Windwirkungskette (**Abb. 2**) zeigt, wie die Tragwerksreaktion zustande kommt. Im ersten Schritt werden Windmessungen in ebenem, offenen Gelände statistisch ausgewertet, um den 50-Jahres-Wind als Kennwert zu erhalten und daraus eine Windzonenkarte zu erstellen.

Anschließend muss von dem Ort, an dem die Windmessung erfolgt, auf die Windverhältnisse am Bauwerksstandort geschlossen werden. Der Messort

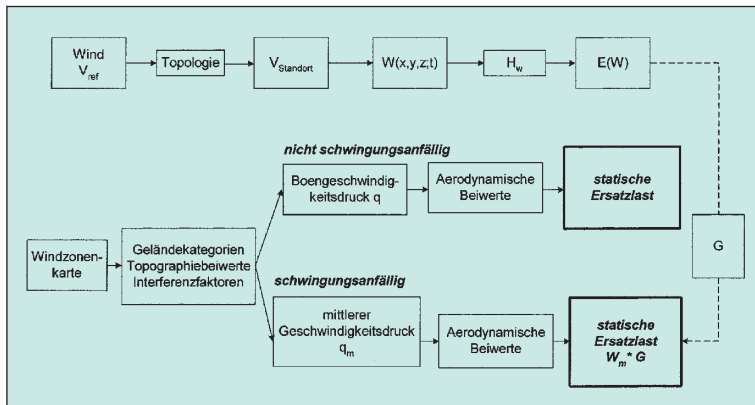


Abb. 2: Die Windwirkungskette und ihre Umsetzung für die Normung

liegt relativ exponiert, damit die Messung nicht gestört ist. Die jetzige Norm unterstellt, dass auch das Bauwerk gleichermaßen exponiert liegt. Diese konservative Annahme wird im Normvorschlag als Regelfall beibehalten.

Tatsächlich herrschen am Bauwerksstandort wegen der Bodenrauigkeit, wegen topografischer Einflüsse und wegen Strömungsinterferenz mit der Nachbarbebauung andere Strömungsverhältnisse. Der Normvorschlag enthält eine Öffnungsklausel zum Einfluss der Bodenrauigkeit: er darf, da er fast immer lastmindernd wirkt, ausgenutzt werden. Die Auswirkung mehrerer Rauigkeitswechsel stromauf vom Bauwerksstandort muss dabei berücksichtigt werden.

In diesen Zusammenhang gehört eine weitere Öffnungsklausel, die sich auf die Stärkewindrose, den Zusammenhang von Windstärke und Windrichtung, bezieht: Im Regelfall ist anzunehmen, dass die extreme Windgeschwindigkeit aus jeder Himmelsrichtung zu erwarten ist. Die Stärkewindrose darf berücksichtigt werden, ohne dass festgelegt wird, in welcher Weise das geschehen soll.

Das Verfahren, mit dem die Böenwirkung erfasst wird, richtet sich nach dem Ausmaß der Resonanzreaktion des Tragwerks: überwiegt die quasi-statische Reaktion, so wird das Konzept der einhüllenden Böengeschwindigkeit herangezogen. Ist das Tragwerk dagegen schwingungsanfällig, so greift man auf das Verfahren mit Böereaktionsfaktor zurück. Die neue DIN 1055-4 gilt im Gegensatz zur bisherigen Ausgabe 8.86 also auch für solche Tragwerke, die schwingungsanfällig gegenüber der dynamischen Wirkung der Windböigkeit sind. Hier wird eine Lücke geschlossen.

Die Norm erfasst darüber hinaus auch periodische Strömungskräfte, die durch Wirbelablösungen bei schlanken Tragwerken wie Masten, Türmen oder Schornsteinen erzeugt werden. Sie können bei mäßi-

gen oder geringen Windgeschwindigkeiten zu Wirbelresonanzschwingungen mit großen Lastwechselzahlen führen und Ermüdung verursachen.

Diese Erweiterungen sind als Anhänge formuliert, um den Kern der Norm für das Alltagsgeschäft der Tragwerksplanung zu reservieren und ihn von Sonderfällen freizuhalten.

## 4 Die Windzonenkarte

Der Geschwindigkeitsdruck der derzeit geltenden Windlastnorm [3] nimmt nach der bekannten Treppenkurve mit der Höhe über Grund zu. Die Werte gelten unabhängig von der geographischen Lage einheitlich für das gesamte Gebiet Deutschlands. Tatsächlich ist das Windklima zwischen Küste und Binnenland sehr unterschiedlich. Die bestehende Regelung führt daher zu unterschiedlichen Sicherheiten. Die Versagenswahrscheinlichkeit für Gebäude in Süddeutschland ist weitaus geringer als in Norddeutschland. Es war daher geboten, die Sicherheit baulicher Anlagen in der BRD auf ein gleichmäßiges, kontrolliertes Niveau zu bringen. Die Windzonenkarte der neuen Norm ist die grundlegende Voraussetzung, um dieses Ziel zu erreichen. Die Auswertung der Windstatistik führt dazu, dass die charakteristische Windgeschwindigkeit in Süddeutschland geringer ist als bisher, während sie in Norddeutschland höher angenommen werden muss. Dieses Ergebnis war zu erwarten. Es ist im Sinne der Wirtschaftlichkeit und Zuverlässigkeit gerade leichter, windempfindlicher Konstruktionen.

Nach dem neuen Sicherheitskonzept der DIN 1055-100 „ist der charakteristische Wert in der Regel so festgelegt, dass er mit einer Wahrscheinlichkeit von 0,98 während einer Bezugsdauer von einem Jahr nicht überschritten wird“ (Abschnitt 6, Satz (8)). Als typischer Grund für eine Abweichung von dieser Regel wird eine geringere Nutzungsdauer angegeben. Die gleiche Anforderung ergibt sich im übrigen auch aus dem Eurocode. Die Ausarbeitung der Windzonenkarte bleibt im Rahmen dieser Vorgaben den nationalen Anhängen überlassen, d.h. eine verbindliche europäische Fassung ist nicht vorgesehen.

Ein erster Vorschlag für eine Karte aus dem Jahre 1973 stammt von König und Zilch [9]. Diese wurde bei den Arbeiten zur grundsätzlichen Neufassung der Windlastnorm weiterentwickelt und bildete die Grundlage der Karte für den Gelbdruck der DIN 1056 von 1978, die schließlich 1984 mit dem Weißdruck Normencharakter erhielt und später auch in die

DIN 4131, 4133 eingeführt wurde. Auf diese auf eine Windzonenkarte wurde zunächst zurückgegriffen

Gleichzeitig regte der Ausschuss den Entwurf einer neuen Karte an, um die seit 1980 vergrößerte Datenbasis und die verbesserten Auswertemethoden auszunutzen. Das Vorhaben, an der Ruhr-Universität Bochum durchgeführt, wurde von Mitgliedern des Ausschusses und einem Mitarbeiter des Deutschen Wetterdienstes betreut und in allen Phasen begleitet.

Der Entwurf der neuen Karte lag im Februar 2001 vor. Die BRD ist darin in fünf Windzonen mit mittleren Windgeschwindigkeiten von 22,5 bis 30 m/s unterteilt. Nach Diskussion des Vorschlags u.a. durch den Ausschuss und bei Fachtagungen sowie nach einem Abgleich der Windzongrenzen mit Nachbarländern wurde die Karte mit einigen Änderungen im Ausschuss am 14.12.2001 verabschiedet.

**Abb. 3** zeigt die Windzonenkarte nach neuestem Stand. Sie gründet auf einer größeren Menge an meteorologischen Daten und erfasst insgesamt 183 Stationen des Deutschen Wetterdienstes, dem dafür Dank gebührt, dass er die Daten zur Verfügung gestellt hat.

Die Windzonenkarte enthält die Bezugsgeschwindigkeit  $v_{ref}$ , für die bestimmte, einheitliche Standardbedingungen festgelegt wurden:

- mittlere Windgeschwindigkeit, die über 10 min gemittelt ist,
- Jahrestremwert mit einer Rückkehrperiode von 50 Jahren, der unabhängig von der Windrichtung bestimmt wird,
- ebenes Gelände der Geländekategorie II,
- 10 m Höhe über Grund.

Daraus werden die für ein Tragwerk maßgebenden Windlasten berechnet. Einflussparameter sind hierbei:

- **Die Geländerauhigkeit:** sie führt zu einer u.U. erheblichen Abminderung der Windlast.
- **Die Böendauer:** der Anstieg der Windgeschwindigkeit in Böen erhöht die Windwirkung. Die maßgebende Böengeschwindigkeit hängt von der Böendauer ab. Im Regelfall sind 2 bis 3 sec Böendauer angemessen.
- **Die Höhe über Grund:** die Zunahme der Windgeschwindigkeit mit wachsendem Bodenabstand wird durch Geschwindigkeitsprofile der Böengeschwindigkeit und der Mittelgeschwindigkeit erfasst.
- **Die Andauer des betrachteten Zustands:** die angegebene, charakteristische Last gilt für eine planmäßige Lebensdauer des Bauwerks von etwa 50 Jahren. Für Zustände, die kürzere Zeit andauern, z.B. für Bauzustände können die Lasten ohne Verlust an Sicherheit abgemindert werden.

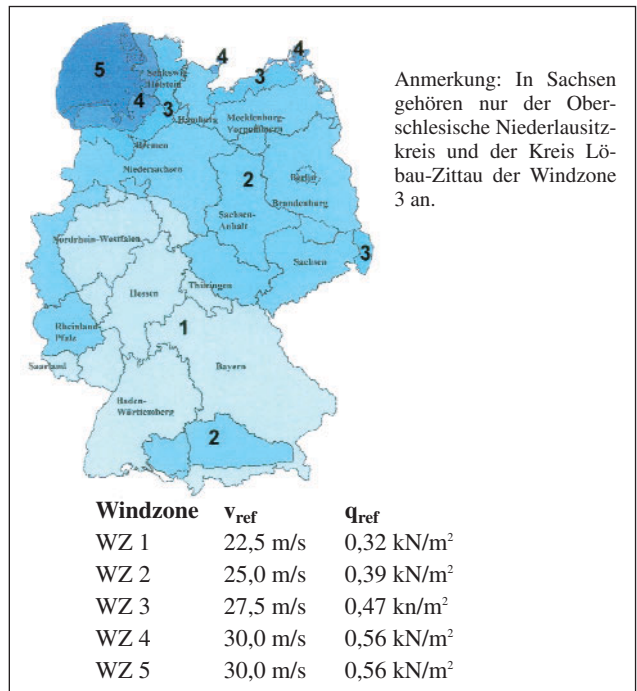


Abb. 3: Vorschlag für eine Windzonenkarte für die Windlastnorm

Zum Vergleich mit der gültigen Regelung der Windlastnorm Ausgabe 8/86 sind im Folgenden die Werte für den Böenstaudruck in 10 m und 40 m Höhe über Grund in ebenem, offenen Gelände zusammengestellt. Die Treppenkurve wird für den Vergleich durch eine stetige Kurve angenähert, die in den Erläuterungen zu DIN 1055 Teil 4, Ausgabe 8/86, angegeben ist.

### Gültige Norm

Treppenkurve	$q(10) = 0,80 \text{ kN/m}^2$	$q(40) = 1,10 \text{ kN/m}^2$
stetige Kurve	$q(10) = 0,75 \text{ kN/m}^2$	$q(40) = 1,02 \text{ kN/m}^2$

### Neue Windzonenkarte für ungeschützte Lagen

Windzone 1, ca. 40% der Fläche der BRD	$q(10) = 0,67 \text{ kN/m}^2$	$q(40) = 0,93 \text{ kN/m}^2$
Windzone 2, ca. 45% der Fläche der BRD	$q(10) = 0,82 \text{ kN/m}^2$	$q(40) = 1,14 \text{ kN/m}^2$
Windzone 3, ca. 10% der Fläche der BRD	$q(10) = 0,99 \text{ kN/m}^2$	$q(40) = 1,38 \text{ kN/m}^2$

Wie die Zusammenstellung zeigt, kann durch die differenzierte Einteilung in Windzonen der Geschwindigkeitsdruck im Süden und in der Mitte Deutschlands vermindert werden. In großen Teilen Norddeutschlands wird er nur geringfügig erhöht, und erst in Teilen von Schleswig-Holstein, Nieder-



Windzone mit $v_{ref}$ in m/s		Böengeschwindigkeitsdruck in 10m Bodenabstand $q(10)$ in kN/m <sup>2</sup> in Geländekategorie			
		I	II	III	IV
1	22,5	–	0,67 $(z/10)^{0,24}$	0,51 $(z/10)^{0,31}$	0,35 $(z/10)^{0,40}$
2	25,0	–	0,82 $(z/10)^{0,24}$	0,63 $(z/10)^{0,31}$	0,43 $(z/10)^{0,40}$
3	27,5	–	0,99 $(z/10)^{0,24}$	0,76 $(z/10)^{0,31}$	0,52 $(z/10)^{0,40}$
4	30,0	–	1,18 $(z/10)^{0,24}$	0,91 $(z/10)^{0,31}$	0,62 $(z/10)^{0,40}$
5	30,0	1,46 $(z/10)^{0,19}$	–	–	–

Tab. 1: Böengeschwindigkeitsdruck in den Windzonen in Abhängigkeit vom Geländetyp: I – offene See; II – offen, wenige niedrige Hindernisse; III – Vorstadt, Wald; IV – Stadtgebiete

sachsen und von Mecklenburg-Vorpommern ist eine spürbare Erhöhung von 25 bis 30% anzusetzen. In der Deutschen Bucht (Windzone 5) und entlang der Nordseeküste (Windzone 4) ist naturgemäß mit extremen Sturmstärken zu rechnen.

## 5 Geländeeinfluss

Je rauer die Geländeoberfläche ist, über die der Wind das Bauwerk anströmt, desto stärker nimmt – besonders in Bodennähe – die Grundgeschwindigkeit ab. Gleichzeitig wächst die Turbulenzintensität an. In rauerem Gelände sinkt also die statische Grundlast, gleichzeitig steigt der relative Anteil der durch Böen induzierten Last an. Die gesamte, aus beiden Anteilen resultierende Windlast wird durch Rauigkeit vermindert. Nur bei ausgeprägter Resonanz kann der dynamische Anteil vorherrschen und dadurch in rauem Gelände zu höheren Beanspruchungen führen. Ist das Bauwerk von unterschiedlich rauem Gelände umgeben, so hängen diese Effekte zusätzlich von der Windrichtung ab.

Es wurden vier Kategorien der Geländerauigkeit definiert; **Tab. 1** enthält dafür die Profile des Böengeschwindigkeitsdruckes in den fünf Windzonen. Mit der Kategorie I wird die geringe Reibung zwischen einer Wasseroberfläche und der Luftströmung, also der Seewind erfasst. Er tritt nur in Windzone 5, d.h. auf den Inseln der Deutschen Bucht und in unmittelbarer Nähe zur Küste auf. Die Kategorie II gilt für freies, offenes Gelände mit einzelnen, weit auseinander liegenden, niedrigen Hindernissen. Sie wird konservativ als Regelfall festgelegt. Dadurch sind auch Standorte am Rande glatter Landflächen, z.B. Flughäfen, oder ausgedehnter Wasserflächen abgedeckt.

Der angenommene Regelfall ist eine relativ exponierte Lage des Bauwerks. Die Mehrzahl des Baubestandes liegt weniger exponiert in rauem Gelände. Die Lastminderung ist u.U. sehr erheblich.

Die Lastminderung darf im Prinzip ausgenutzt werden. Dabei müssen aber einige Besonderheiten berücksichtigt werden. Die erste ist darin begründet, dass die Profile der **Tab. 1** sich erst nach einer gewissen Anlaufstrecke der Strömung über das rauere Gelände vollständig ausbilden. In Bodennähe, d.h. bei niedrigen Gebäuden genügen wenige 100 m, in großer Höhe setzt sich die Wirkung erst nach langer Anlaufstrecke, z.B. 30 km stromab von einem Rauigkeitswechsel durch. Im Übergangsbereich liegen Mischprofile vor. Bei der typischen, sehr ungleichförmigen Rauigkeit in Mitteleuropa erschien eine Regelung für die Berechnung der Mischprofile kompliziert und nicht für die Norm geeignet.

Ein grundsätzlicher Einwand besteht darin, dass bei Ausnutzung größerer Bodenrauigkeit die Sicherheit des Bauwerks davon abhängig gemacht wird, ob Bewuchs oder Bebauung der Umgebung dauernd vorhanden sein werden. Das muss vom Tragwerksplaner verantwortlich geprüft werden. Bei Innenstädten und vielen Vorstädten kann er sicher von dauerhafter Bodenrauigkeit ausgehen und die erhebliche Lastminderung ausnutzen, die dadurch entsteht.

Wenn die Windschutzwirkung nicht von der allgemeinen Bodenrauigkeit ausgeht, sondern von einem oder mehreren individuellen Nachbargebäuden, so liegt der Fall der Strömungsinterferenz in einer Gebäudegruppe vor. Die Schutzwirkung kann nicht ausgenutzt werden, da die Tragsicherheit von der Existenz der Nachbarbebauung abhängig gemacht wird. Jedoch müssen Lasterhöhungen infolge von Interferenzeffekten berücksichtigt werden.

Der Ausschuss hat, wie erwähnt, vor diesem Hintergrund das Profil der Kategorie II als konservativen Regelfall (außerhalb des Küstenbereichs) festgelegt. Jedoch ist eine Öffnungsklausel aufgenommen, die es dem Tragwerksplaner freigestellt, den Geländeeinfluss auszunutzen. Zu diesem Zweck sind die grundlegenden Windparameter für alle vier Geländekategorien in die Norm aufgenommen.

Der Ausschuss hat, wie erwähnt, vor diesem Hintergrund das Profil der Kategorie II als konservativen Regelfall (außerhalb des Küstenbereichs) festgelegt. Jedoch ist eine Öffnungsklausel aufgenommen, die es dem Tragwerksplaner freigestellt, den Geländeeinfluss auszunutzen. Zu diesem Zweck sind die grundlegenden Windparameter für alle vier Geländekategorien in die Norm aufgenommen.

## 6 Erfassung der Böenwirkung

### 6.1 Grundsätzliches Vorgehen

Der natürliche Wind wird als Überlagerung einer Grundströmung, die durch den 10-min-Mittelwert

erfasst wird, mit einer Zusatzbewegung infolge der Windböigkeit verstanden. Die Windlast besteht dementsprechend aus der statischen Grundlast, der eine schwankende Last aus der Windturbulenz überlagert ist. Die Böenlast tritt über ein breites Frequenzband verteilt auf. Die Reaktion des Tragwerks ist statisch auf die Grundlast, quasi-statisch auf die niederfrequente und resonant auf die höherfrequente Böenlast. Die wesentliche Schwierigkeit besteht darin, die durch die Böigkeit induzierte Last so zu abbilden, dass ihre Wirkung auf das Tragwerk und seine Bemessung zutreffend erfasst wird.

Der einfachen Handhabung wegen kam nur der Weg infrage, die Lastschwankungen und ihre Wirkungen auf das Tragwerk in Form von *statischen Ersatzlasten* zu erfassen. Für eine Windkraft  $F_w$  werden dabei je nach Schwingungsanfälligkeit zwei unterschiedliche Ansätze benutzt:

für eine nicht-schwingungsanfällige Konstruktion

$$F_w = c_f \cdot q(z) \cdot A_{ref} \quad (6.1)$$

für eine schwingungsanfällige Konstruktion

$$F_w = G \cdot c_f \cdot q_m(z) \cdot A_{ref} \quad (6.2)$$

( $c_f$  – aerodynamischer Kraftbeiwert,  $A_{ref}$  – Bezugsfläche,  $q_m$  – mittlerer Geschwindigkeitsdruck in Bezugshöhe  $z$ ).

Im ersten Falle wird der Böengeschwindigkeitsdruck  $q$  benutzt. Im zweiten Fall wird ein genaueres Verfahren herangezogen, das von der statischen Grundlast  $F_{w,m} = c_f A_{ref} q_m$  ausgeht. Sie wird mit einem dynamischen Faktor, dem Böereaktionsfaktor  $G$ , vergrößert, der die Böenresonanz erfasst. Für den mittleren Geschwindigkeitsdruck gilt näherungsweise

$$q_m = \frac{\rho}{2} v_m^2 \quad (6.3)$$

mit der Luftdichte  $\rho$ .

## 6.2 Verfahren für nicht-schwingungsanfällige Bauwerke und Bauteile

Bei den meisten Tragwerken ist der Resonanzanteil kleiner als 10% und damit vernachlässigbar. Für solche Fälle wird das bisherige, vereinfachte Konzept der Böengeschwindigkeit beibehalten: darin wird eine statische Ersatzlast festgelegt, von der angenommen wird, dass sie zeitlich und räumlich konstant wirkt. Dabei ist jedoch zu berücksichtigen, dass die Böenlast tatsächlich nicht gleichzeitig an allen Oberflächenpunkten eines Baukörpers auftritt. Mit zunehmender Größe der Lasteinzugsfläche wird die Korrelationsabnahme immer größer, die Böenlast

durch die mechanische Übertragung immer stärker räumlich gemittelt und damit schließlich die gleichwertige Ersatzlast geringer.

Der Böengeschwindigkeitsdruck  $q$  für die Ersatzlast wurde anhand der quasi-statischen Böereaktion bestimmt:

$$q = (1 + 2gQ_0I_v) \cdot q_m \quad (6.4)$$

Der Klammerausdruck ist der quasi-statische Böereaktionsfaktor. Darin ist  $q_m$  der Geschwindigkeitsdruck der Grundgeschwindigkeit,  $g$  der Spitzenfaktor,  $I_v$  die Turbulenzintensität und  $Q_0$  der Böengrundanteil der Böereaktion, ein Parameter, der die Korrelationsabnahme erfasst. Es wurde ein typischer Wert  $gQ_0 = 3$  gewählt und damit auf eine typische Größe der Lasteinzugsfläche von ca. 50 m<sup>2</sup> abgestellt. Die entsprechende Böengeschwindigkeit wird aus dem Geschwindigkeitsdruck rückgerechnet:

$$v_b = \sqrt{\frac{2}{\rho} \cdot q} \quad (6.5)$$

Sie erweist sich bei der gewählten Lasteinzugsfläche als ein Mittelwert über eine Böendauer von  $t_b = 2$  bis 3 sec.

## 7 Erfassung der Böenwirkung bei merklicher Böenresonanz

Das genauere Verfahren geht von der Vergrößerung einer typischen statischen Reaktionsgröße durch die böeninduzierte Windkraft aus. Dieser Böereaktionsfaktor  $G$  wird benutzt, um die statische Grundlast zu vergrößern und damit eine statische Ersatzlast mit gleicher Wirkung, wie sie der wirkliche stochastische Erregerprozess zumindest für die betrachtete Antwortgröße hat, zu gewinnen. Der Böereaktionsfaktor für die Tragwerksreaktion  $x$  ist demnach wie folgt definiert:

$$G = \frac{x_m + g \cdot \sigma_x}{x_m} = 1 + g \cdot \frac{\sigma_x}{x_m} \quad (7.1)$$

Dabei ist  $x_m$  der statische Mittelwert der Reaktion  $x$ ,  $\sigma_x$  ihre Standardabweichung und  $g$  der Spitzenfaktor.

**Abb. 4** zeigt die spektrale Verteilung  $S_x$  der Varianz  $\sigma_x^2$  des Fußeinspannmomentes eines Kragsystems über die Frequenz  $n$ , wie sie in einem Windkanalversuch gemessen wurde. Man erkennt den Böengrundanteil, der ohne Resonanzüberhöhung, d.h. qua-

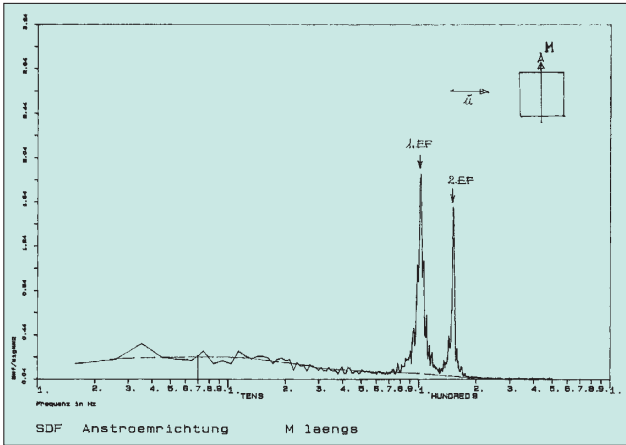


Abb. 4: Spektrale Dichte des Fußmoments eines Hochhausturmes

si-statisch übertragen wird, und die ausgeprägten Resonanzspitzen im Bereich der ersten zwei Eigenfrequenzen. Die Aufspaltung der beiden Anteile erfolgt im Frequenzraum anhand der Übertragungsgleichung. Einzelheiten dazu folgen später. Die Varianz der Antwort erhält man aus dem Antwortspektrum zu

$$\sigma_x^2 = \int_0^{\infty} S_x(n) \cdot dn \quad (7.2)$$

$S_x$  bezeichnet die Spektraldichte. Sie setzt sich additiv aus quasi-statischem (oder Böengrund-) und Resonanzanteil zusammen. Daraus ergibt sich eine Aufspaltung der Standardabweichung  $\sigma_x$  gemäß:

$$\frac{\sigma_x}{x_m} = \sqrt{\left(\frac{\sigma_{xQ}}{x_m}\right)^2 + \left(\frac{\sigma_{xR}}{x_m}\right)^2} \equiv 2I_V \sqrt{Q_0^2 + R_x^2} \quad (7.3)$$

Der zweite Teil der Gleichung definiert die normierten Parameter  $Q_0$  und  $R_x$ , die in der Norm für die beiden Anteile benutzt werden. Der Böereaktionsfaktor ist damit

$$G = 1 + 2gI_V(z_{eff}) \sqrt{Q_0^2 + R_x^2} \quad (7.4)$$

Die Windlasttheorie zeigt, dass die bezogene Tragwerksreaktion auf die Böenlast annähernd proportional zur Turbulenzintensität  $I_V$  ist.  $Q_0$  und  $R_x$  sind Proportionalitätsfaktoren, die von der speziellen Umständen abhängen und in der Norm angegeben werden.

**Böengrundanteil:** Für den Böengrundanteil gilt nach Gl. (7.3):

$$\frac{\sigma_{xQ}}{x_m} = 2 \cdot I_V \cdot Q_0 \quad (7.5)$$

Zur Erläuterung der Bedeutung von  $Q_0$  wird das Fußmoment eines vertikalen Kragsystems be-

trachtet. Die quasi-statische Standardabweichung lässt sich ohne Transformation in den Frequenzbereich berechnen, weil die zugehörige mechanische Übertragung unabhängig von der Frequenz ist. Die Breite des Bauwerks ist  $b$ , die Höhe  $h$ . Mittelwert und Standardabweichung der quasi-statischen Reaktion erhält man zu

$$x_m = \int_h c_f(z) \cdot b(z) \cdot q_m(z) \cdot z \cdot dz = q_{m,h} c_f h^2 b \frac{1}{2(1+\alpha)}$$

$$\sigma_{xQ} = 2I_V q_{m,h} c_f h^2 b \left\{ \frac{1}{b^2} \iint_b \rho_b(y_1, y_2) \cdot dy_1 dy_2 \cdot \frac{1}{h^4} \iint_h z_1^{1+\alpha} \cdot z_2^{1+\alpha} \cdot \rho_h(z_1, z_2) \cdot dz_1 dz_2 \right\}^{1/2} \quad (7.6, 7.7)$$

Dabei ist mit  $\alpha$  der Profilexponent des Windprofils bezeichnet,  $\rho_b$  und  $\rho_h$  sind die Korrelationen der Turbulenzstruktur in Breiten- und Höhenrichtung. Den normierten Böengrundanteil erhält man daraus zu

$$Q_0 = \frac{1}{2I_V} \frac{\sigma_{xQ}}{x_m} = 2(1+\alpha) \left\{ \frac{1}{b^2} \iint_b \rho_b(y_1, y_2) \cdot dy_1 dy_2 \cdot \frac{1}{h^4} \iint_h z_1^{1+\alpha} z_2^{1+\alpha} \cdot \rho_h(z_1, z_2) \cdot dz_1 dz_2 \right\}^{1/2} \quad (7.8)$$

$Q_0$  ist bestimmt durch die Korrelationskoeffizienten  $\rho$ . Die Abnahme der Korrelation in der Turbulenz zwischen zwei Punkten wird gekennzeichnet durch eine charakteristische Korrelationslänge, das Integralmaß  $L_i$ . Die Korrelationsabnahme über die Oberfläche des Bauwerks hängt deshalb von den Verhältnissen der Bauwerksbreite und Bauwerkshöhe zum Integralmaß oder allgemeiner von der Größe einer Lastezugsfläche ab. Die u.U. erhebliche Verringerung des Böengrundanteils mit wachsender Größe der Lastezugsfläche zeigt **Abb. 5**.

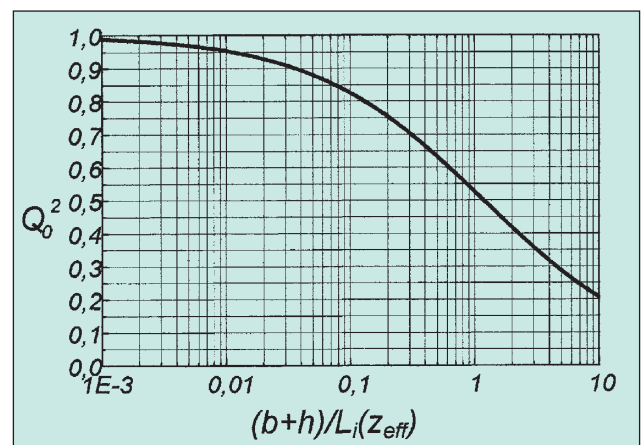


Abb. 5: Böengrundanteil

*Resonanzanteil:* Das Vorgehen im Normenvorschlag für den Resonanzanteil soll anhand eines 1-Freiheitsgrad-Schwingers kurz erläutert werden. Als Antwortgröße wird die Verschiebung  $x$  der Masse betrachtet. Die Resonanzreaktion lässt sich im Frequenzbereich d.h. im Antwortspektrum  $S_x(n)$  identifizieren, indem der quasi-statisch übertragende Antwortanteil abgespalten wird. Man geht dazu von der Übertragungsgleichung im Frequenzraum aus, die den Zusammenhang zwischen dem Erregerkraftspektrum  $S_F$  und dem Antwortspektrum  $S_x$  beschreibt:

$$S_x(n) = \frac{V_x^2}{(m \cdot \omega_1^2)^2} S_F(n) = \frac{1}{(m \cdot \omega_1^2)^2} S_F(n) + \frac{V_1^2 - 1}{(m \cdot \omega_1^2)^2} S_F(n) = S_{xQ}(n) + S_{xR}(n) \quad (7.9)$$

Darin ist  $m$  die Masse,  $\omega_1$  die Eigenkreisfrequenz und  $V_x(n)$  die mechanische Vergrößerungsfunktion des Schwingers.  $V_x^2 = 1$  bedeutet statische Übertragung, der darüber hinausgehende, mit  $(V_x^2 - 1)$  übertragende Anteil ist demnach durch Resonanz bedingt.

Um die Varianz des Resonanzanteils zu berechnen, wird nach Gl. (7.2) über die Frequenz integriert.

$$\sigma_{xR}^2 = \int S_{xR}(n) \cdot dn = \frac{1}{(m \cdot \omega_1^2)^2} \int (V_x^2 - 1) S_F \cdot dn \quad (7.10)$$

Betrachtet man die Vergrößerungsfunktion genauer, vereinfacht sich die Integration. Es ist

$$V_x^2 = \frac{1}{(1 - \eta^2)^2 + \left(\frac{\delta}{\pi} \eta\right)^2} \quad (7.11)$$

( $\eta$  – Frequenzverhältnis  $\eta = n/n_1$ ;  $\delta$  – logarithmisches Dämpfungsdekrement). Die Dämpfung ist üblicherweise klein, so dass für die Vergrößerungsfunktion an der Resonanzstelle gilt:

$$V_x(\eta = 1) = \frac{\pi}{\delta} \gg 1 \quad \text{d.h.} \quad V_x^2 - 1 \approx V_x^2 \quad (7.12)$$

Weiterhin ist der Frequenzbereich der Resonanz, wo  $n$  in der Umgebung von  $n_1$  ist, schmalbandig, so dass sich die breitbandige Spektraldichte der Erregerkraft dort, wo der größte Beitrag zum Integral entsteht, nur wenig ändert und konstant angenommen werden darf:

$$S_F(n_1 - \Delta \leq n \leq n_1 + \Delta) \approx S_F(n_1) \quad (7.13)$$

Die Integration von Gl. (7.10) führt mit diesen Vereinfachungen auf

$$\sigma_x^2 = \frac{n_1 S_F(n_1)}{(m \cdot \omega_1^2)^2} \int_0^\infty V_x^2 \cdot d\eta = \frac{n_1 S_F(n_1)}{(m \cdot \omega_1^2)^2} \frac{\pi^2}{2 \cdot \delta} \quad (7.14)$$

Um daraus  $R_x$  abzuleiten, sind noch zwei weitere Überlegungen anzustellen. Zunächst wird für den 1-Freiheitsgrad-Schwinger die statische Verschiebung unter der Wirkung der statischen Last eingesetzt:

$$x_m = \frac{F_{w,m}}{m \cdot \omega_1^2} \quad (7.15)$$

Weiterhin wird das Spektrum der Erregerkraft auf das Turbulenzspektrum  $S_v$  zurückgeführt. Wie beim Böengrundanteil muss auch beim Resonanzanteil die Korrelation berücksichtigt werden. Sie hängt außer von der Lasteinzugsfläche auch von der Frequenz ab. Dieses Verhalten wird mit folgendem Ansatz erfasst:

$$\frac{S_F(n)}{F_{w,m}^2} = (2 \cdot I_v)^2 \cdot R_h(n, h/L_i) \cdot R_b(n, b/L_i) \frac{S_v(n)}{\sigma_v^2} \quad (7.16)$$

Darin sind  $R_b$  und  $R_h$  die aerodynamischen Übertragungsfunktionen in Horizontal- und Vertikalrichtung quer zur Windrichtung. Die Gl. (7.15) und (7.16) werden in (7.14) eingesetzt und man erhält schließlich für den normierten Resonanzanteil:

$$R_x^2 = \left( \frac{1}{2 \cdot I_v} \right)^2 \left( \frac{\sigma_x}{x_m} \right)^2 = \frac{\pi^2}{2\delta} \cdot R_h(n_1) \cdot R_b(n_1) \cdot \frac{S_v(n_1) \cdot n_1}{\sigma_v^2} \quad (7.17)$$

Die Gleichung (7.17) lässt sich direkt auf einzelne Schwingungsformen eines kontinuierlichen Schwingers anwenden. Die Schwingungsform geht dabei in die aerodynamischen Übertragungsfunktionen ein, d.h. sie sind als modale Größen zu ermitteln. Der Ansatz der Norm gilt für die Grundschiwingung.

Genau genommen muss über alle Eigenformen summiert werden. Bei kleiner Dämpfung und ausreichendem Abstand zwischen den Eigenformen dominiert die Grundschiwingung. Die übrigen Beiträge sind zu vernachlässigen. Schwingt das Tragwerk merklich in mehreren Eigenformen, z.B. bei einem massivem Turm mit flexiblem Mastaufsatz, so müssen ins Einzelne gehende Berechnungen herangezogen werden. Das Normverfahren stößt hier an seine Grenzen.

## Literatur

---

- [1] DIN 1055-100: Einwirkungen auf Tragwerke – Teil 100: Grundlagen der Tragwerksplanung, Sicherheitskonzept und Bemessungsregeln, 03.2001
- [2] E DIN 1055-4: Einwirkungen auf Tragwerke – Teil 4: Windlasten, Entwurf 03.2001
- [3] DIN 1055 Teil 4: Lastannahmen für Bauten – Verkehrslasten, Windlasten bei nicht schwingungsanfälligen Bauwerken – 08.1986
- [4] DIN 1056: Freistehende Schornsteine in Massivbauart – Berechnung und Ausführung, 10.1984
- [5] DIN 4131: Antennentragwerke aus Stahl, 11.1991; DIN 4133: Schornsteine aus Stahl, 11.1991
- [6] G. Böllmann, G. Jurksch: Ein Beitrag zur Festlegung der Grundwind- und Nennböengeschwindigkeit im Binnenland der Bundesrepublik Deutschland für die DIN-Norm 1055, Teil 4, Meteorol. Rdsch. 37, S. 1-10, 1984
- [7] C. P. W. Geurts: External pressure coefficients and peak factor for buildings in ENV 1991-2-4 : Wind Loads, TNO-report 2000-CON-DYN-R2021, April 2000
- [8] W. Bächlin: Belastung von Gebäuden durch den windinduzierten Innendruck, Sonderforschungsbereich 210 „Strömungsmechanische Bemessungsgrundlagen für Bauwerke“, Universität Karlsruhe (TH), März 1985
- [9] König, G., und K. Zilch: Untersuchung zur Schaffung von Unterlagen für wirtschaftliche und sichere Annahmen über Windlasten – Windgeschwindigkeitskarte Deutschland, Forschungsbericht T.H. Darmstadt 1973
- [10] Niemann, H.-J., und M. Hortmanns: Die neue DIN 1055 T4: Windlasten, in Windeinwirkungen im Bauwesen, 7. Dreiländertagung D-A-CH 2001 der Windtechnologischen Gesellschaft, Hrsg. Udo Peil, Aachen 2001
- [11] Berz: The increasing significance of windstorms and the IDNDR. Journal of Wind Engineering and Industrial Aerodynamics, Vol. 41-44 (1992) pp. 23-25
- [12] Stadion Borussia Mönchengladbach: Windkanaluntersuchung zu den statischen und dynamischen Windlasten, Interner Bericht der Ingenieurgesellschaft Niemann & Partner, Bochum, und PSP – Technologien im Bauwesen, Aachen, Mai 2002

# Die Brückenerhaltung ist für Ingenieure eine neue Herausforderung

**Neben der Technik müssen dabei auch ihre Geschichte und ihre Gestaltung beachtet werden**

Die Pflege unserer Brücken wird in den kommenden Jahren erheblich an Bedeutung gewinnen. Deswegen haben der Bund und die Straßenbauverwaltungen der Länder ein Erhaltungsmanagementsystem aufgebaut, das jetzt erprobt und eingeführt wird. Dazu gehört auch das Bauwerks-Management-System (BMS), mit dem die Abläufe transparent gemacht werden können. Ohne Frage sind hierbei – wie im folgenden Beitrag erläutert wird – die Herausforderungen an die beteiligten Ingenieure wesentlich höher als im Neubau, da neben dem Verständnis über die Ausbildung älterer Bauwerke ein großes Know-how erforderlich ist, um die jeweils technisch, wirtschaftlich und teilweise auch gestalterisch günstigste Erhaltungsmaßnahme zu bestimmen.

**Ministerialrat Dipl.-Ing. Joachim Naumann**



studierte Bauingenieurwesen an der TH Darmstadt, ging 1978 in die hessische Straßenbauverwaltung und wechselte 1987 ins Referat Brücken- und Ingenieurbau des Bundesverkehrsministeriums, dessen Leitung er am 1. Dezember mit der Sonderaufgabe „Koordinierung eines bundesweit einheitlichen Erhaltungsmanagements für Bundesfernstraßen“ übernahm.

## 1 Einführung

Mobilität ist in unserer heutigen Gesellschaft eine wesentliche Voraussetzung für wirtschaftliches Wachstum und ein wichtiger Beitrag für die Lebensqualität der Bürger. Der weitaus größte Teil des Güter- und Personenverkehrs wird dabei nach wie vor auf den Straßen geleistet, und dies wird sich trotz intensiver politischer Bemühungen, mehr Verkehr auf die Schiene zu verlagern, auch in Zukunft kaum ändern. Insbesondere die Autobahnen, die mit einem Anteil am Gesamtstraßennetz von nur 1,8 % allein 30 % der gesamten Verkehrsleistungen aufnehmen, geraten hierdurch immer mehr an die kapazitive Leistungsgrenze. Durch die Verwirklichung des europäischen Binnenmarktes und die Öffnung der Grenzen nach Osten ist jedoch mit weiteren Steigerungen des Verkehrsaufkommens zu rechnen. Neuere Prognosen im Rahmen der Fortschreibung des Bundesverkehrswegeplanes weisen hierzu selbst bei dem bahnfrendlichen Integrationsszenario für die Straßen bis 2015 einen nochmaligen Zuwachs im Güterverkehr von fast 70 % und im Personenverkehr von 20 % aus (Abb. 1).

Die wenigen Zahlen zeigen bereits, wie wichtig die Sicherstellung der ständigen Funktionstüchtigkeit des vorhandenen Straßennetzes für Wirtschaft und Gesellschaft ist. Bereits geringe Störungen im

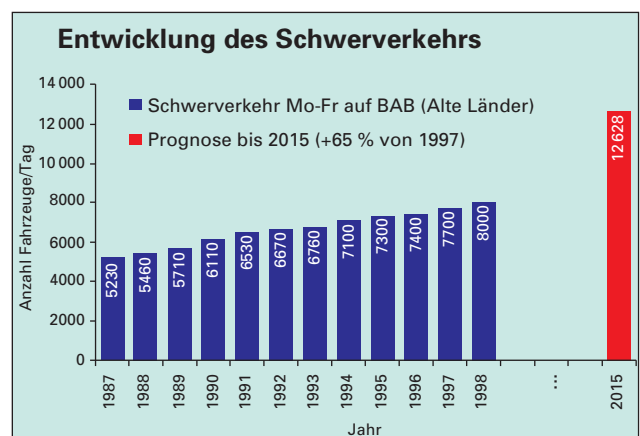


Abb. 1

Netz durch Verkehrsbeschränkungen oder durch den Ausfall einzelner Anlagenteile führen zwangsläufig zu starken Verkehrsbehinderungen mit erheblichen Folgekosten für den Nutzer und die Volkswirtschaft sowie zu negativen Auswirkungen auf die Umwelt. Da eine kapazitive Erweiterung des Netzes aus finanziellen und ökologischen Gründen nur noch sehr eingeschränkt möglich ist, wird bei weiter zunehmendem Kfz-Verkehr die Erhaltung und Pflege der vorhandenen Bausubstanz eine zentrale Aufgabe der Zukunft für alle Beteiligten sein.

Politik, Medien und breite Öffentlichkeit haben von dieser wichtigen Aufgabe bisher nur wenig Notiz genommen, und selbst in Fachkreisen wird dieser Aufgabe nicht die ausreichende Aufmerksamkeit zuteil. Kongresse und Veröffentlichungen befassen sich nach wie vor mehr mit Neubaumaßnahmen und technischen Innovationen als mit Fragen der Substanzerhaltung.

Hier ist ein grundsätzliches Umdenken erforderlich, denn bei weiter knappen Kassen der öffentlichen Haushalte wird sich künftig der Schwerpunkt der Investitionen zwangsläufig mehr in Richtung Instandsetzung und Erneuerung der bestehenden Infrastruktur verschieben müssen.

## 2 Bauwerksbestand und -zustand

Im Netz der Bundesfernstraßen (Autobahnen und Bundesstraßen) befanden sich zum Stichtag 31.12.2000 rd. 35.700 Brückenbauwerke in der Baulast des Bundes (Abb. 2). Das Anlagevermögen dieser Bauwerke kann auf etwa 40 Mrd. Euro veranschlagt werden. Das aktuelle Anlagevermögen des gesamten Bundesfernstraßennetzes beläuft sich auf etwa 150 Mrd. Euro.



Anzahl der Brücken:	35 675
Gesamtlänge:	1579,3 km
Gesamtfläche:	25 61 km <sup>2</sup>
Anlagewert:	ca. 40 Mrd. €

Abb. 2

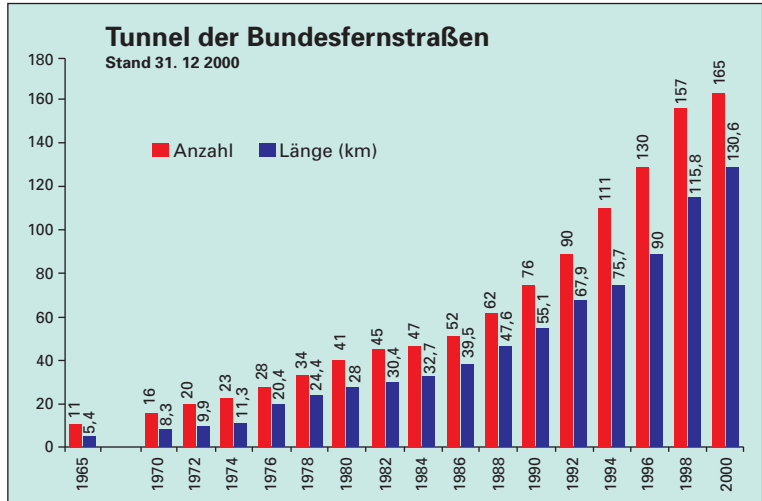


Abb. 3

Neben den Brücken gehören zum Bauwerksbestand an Bundesfernstraßen außerdem 165 Tunnelbauwerke mit einer Gesamtröhrenlänge von 130 km sowie eine Vielzahl von Stützwänden, Lärmschutzwänden und Verkehrszeichenbrücken (Abb. 3).

Der Bestand nach Brückenflächen beträgt rd. 25,6 Mio. m<sup>2</sup>, wobei die Beton- und Spannbetonbrücken mit 22,6 Mio. m<sup>2</sup> oder 88 % den weitaus größten Anteil haben. Brücken aus Holz oder Mauerwerk spielen im Netz der Bundesfernstraßen nur eine untergeordnete Rolle (Abb. 4).

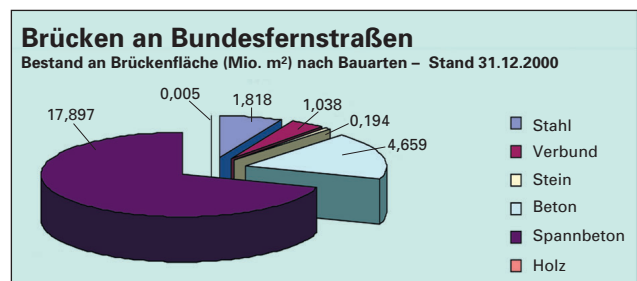


Abb. 4

Auf Grund der Topografie in Deutschland ist der Anteil der Großbrücken relativ gering. Die längste Brücke ist die Hochstraße Elbmarsch bei Hamburg im Zuge der A 2 mit einer Gesamtlänge von 4.359 m. Die größte Stützweite hat die Rheinbrücke Kleve Emmerich mit 500 m. Die Palette der Brückentypen reicht von Durchlässen über Rahmenbauwerke, Balken- und Bogenbrücken bis hin zu den großen Schrägseil- und Hängebrücken.

Die Altersstruktur der Brücken ist in den neuen und alten Bundesländern sehr unterschiedlich. Zum Zeitpunkt der Wiedervereinigung waren im Westen rd. 76 % nicht älter als 30 Jahre, während im Ostteil fast 60 % noch aus der Zeit vor dem 2. Weltkrieg stammten. Dies hat sich inzwischen durch den for-

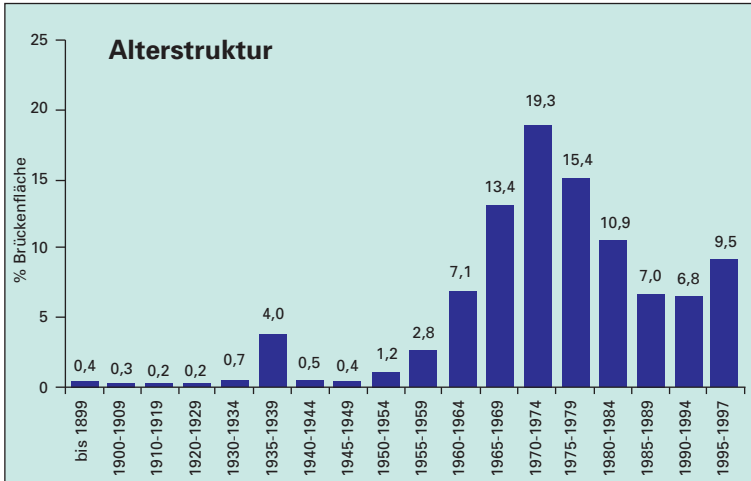


Abb. 5

cierten Neu- und Ausbau insbesondere im Rahmen der Verkehrsprojekte Deutsche Einheit (VDE) erheblich geändert (Abb. 5). Zwar sind in den neuen Ländern immer noch eine erhebliche Anzahl von Bauwerken instandzusetzen oder zu erneuern, der Schwerpunkt der Erhaltungsmaßnahmen wird sich aber in den nächsten Jahren in erster Linie auf den Bestand in den alten Bundesländern beziehen.

Auf Grund der insgesamt trotz allem noch günstigen Altersstruktur des Bauwerksbestandes haben Fragen der Tragfähigkeit bei Erhaltungsmaßnahmen bisher noch keine allzu große Bedeutung. Rund 68 % des Brückenbestandes erreichen die Brückenklasse 60/30 oder 60 und können ohne Einschränkungen von den allgemein zugelassenen Fahrzeugen befahren werden. Nur 15 % des Bestandes musste auf Grund von Nachrechnungen in die Brückenklasse 30 oder kleiner eingestuft und somit teilweise gewichtsbeschränkend beschildert werden (Abb 6).

Anders sieht dies beim Erhaltungszustand der Bauwerke aus. Nach einer Betriebszeit von 20 bis 30 Jahren sind in der Regel die ersten größeren Instandsetzungsarbeiten fällig, die sich an den Bauwerken

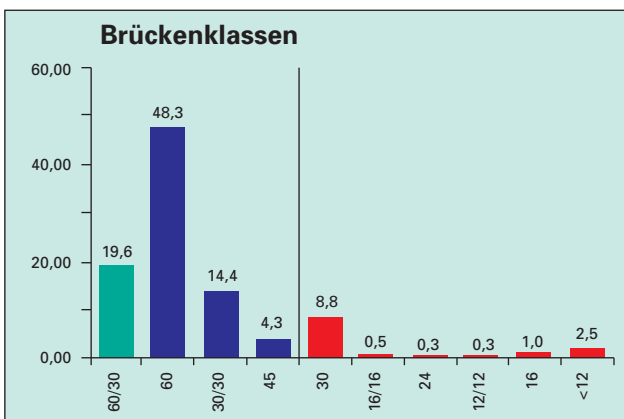


Abb. 6

auch durch entsprechende Schäden dokumentieren. Durch die regelmäßigen Bauwerksprüfungen nach DIN 1076 hat der Baulastträger jedoch eine gute Übersicht über die aktuellen Schadensbilder und deren Entwicklung. In den „Richtlinien zur einheitlichen Erfassung, Bewertung, Aufzeichnung und Auswertung von Ergebnissen der Bauwerksprüfung nach DIN 1076“ (RIEBW-PRÜF) sind sehr viele Hilfestellungen für die Beurteilung der festgestellten Schäden gegeben, so dass eine objektive und weitgehend einheitliche Beschreibung sichergestellt ist. Die Ergebnisse der Bauwerksprüfungen werden heute von Bauwerksprüfungingenieuren direkt vor Ort über einen Laptop in die Bauwerksdatenbank aufgenommen und zur weiteren Bearbeitung weitergeleitet. Jedes Bauwerk erhält dabei eine Zustandsnote, die sich aus drei Teilnoten für Standsicherheit, Dauerhaftigkeit und Verkehrssicherheit zusammensetzt. Die Verteilung der Zustandsnoten zeigt, dass für einen nicht unerheblichen Anteil der Bauwerke mit Zustandsnoten > 3 aktueller Handlungsbedarf besteht, der zu entsprechenden Erhaltungsmaßnahmen führen muss (Abb. 7).

und zur weiteren Bearbeitung weitergeleitet. Jedes Bauwerk erhält dabei eine Zustandsnote, die sich aus drei Teilnoten für Standsicherheit, Dauerhaftigkeit und Verkehrssicherheit zusammensetzt. Die Verteilung der Zustandsnoten zeigt, dass für einen nicht unerheblichen Anteil der Bauwerke mit Zustandsnoten > 3 aktueller Handlungsbedarf besteht, der zu entsprechenden Erhaltungsmaßnahmen führen muss (Abb. 7).

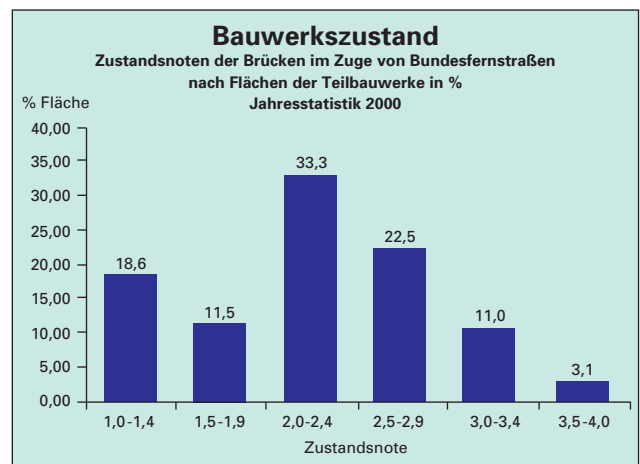


Abb. 7

Alter und Zustand allein reichen jedoch nicht, um eine weitgehend verlässliche Prognose des künftigen Erhaltungsbedarfs zu gewährleisten. Eine wichtige Aufgabe in der nächsten Zeit wird auch sein, den Bauwerksbestand nach Robustheitskriterien zu sortieren, um die aus unterschiedlichen Gründen eventuell stärker gefährdeten Bauwerke zu identifizieren. Hierzu gehören u. a. Spannbetonbauwerke aus den 60er und 70er Jahren, bei denen Spannstähle mit höherer Empfindlichkeit eingebaut wurden und einer besonderen Beobachtung bedürfen. Oder Stahlbrücken aus der gleichen Zeit, bei denen für die heutigen Belastungskollektive Verstärkungen der Stege gegen Ausbeulen erforderlich werden können oder



die Dicke der Deckbleche im Fahrbahnbereich nicht mehr heutigen Erfordernissen entspricht. Das BM-VBW hat hierzu bereits einige Forschungsvorhaben eingeleitet, um über eine Analyse des Bauwerksbestandes eventuelle Gefährdungspotentiale identifizieren zu können.

### 3 Entwicklung des Schwerververkehrs

Auf die künftig noch zu erwartende Steigerungsrate für den Güterverkehr bis 2015 wurde bereits hingewiesen. Schon heute liegt der Schwerlastanteil auf Autobahnen zwischen 15 und 25 % mit der Folge, dass auf hochbelasteten Strecken der rechte Fahrstreifen fast durchgängig von Lkws belegt ist (**Abb 8**). Mit der Einführung der streckenbezogenen Lkw-Gebühr ab 2003 ist zu erwarten, dass durch den verschärften Wettbewerb der Speditionen und die heutigen Ortungs- und Kommunikationsmöglichkeiten die Auslastung der Lkws deutlich höher sein wird. Dies ist zwar verkehrspolitisch erwünscht, führt aber bei den Straßenbefestigungen und den Bauwerken zu wesentlich größeren Beanspruchungen.



Abb.: 8

Bereits heute bereiten allerdings Überladungen von Fahrzeugen bis zu 30 % vor allem in den grenznahen Bereichen große Sorgen, wie das Bundesamt für Güterverkehr (BAG) bei seinen Kontrollen wiederholt festgestellt hat. Dies hängt offensichtlich mit den europaweit unterschiedlichen zulässigen Gesamtgewichten zusammen, die in den Niederlanden z.B. 50 to betragen. Auch in Deutschland sind die nach StVO zulässigen Achslasten und Gesamtgewichte in den letzten Jahrzehnten deutlich gestiegen (**Abb. 9**). Forderungen nach weiteren Erhöhungen gibt es bereits seit Jahren. Da ältere Bauwerke aber für die damals gültigen Lasten bemessen wurden und Verstärkungen nicht oder nur mit großem Aufwand möglich

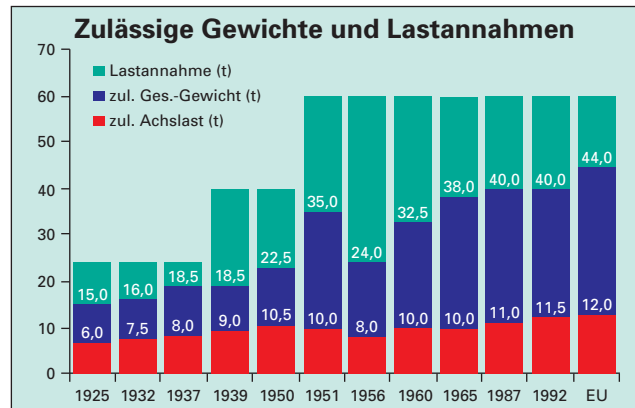


Abb. 9

sind, können solche Forderungen nicht akzeptiert werden.

Höhere Gesamtgewichte als zugelassen sind allerdings schon immer über Ausnahmegenehmigungen nach StVO möglich. Sorge bereiten jedoch die enormen Steigerungsraten bei den Anträgen, die in der Regel auch von den zuständigen Verkehrsbehörden genehmigt werden, ab gewissen Grenzen mit entsprechenden Auflagen. Die statistische Aufzeichnung der Autobahndirektion Nordbayern zeigt eine fast exponentiale Zunahme und entspricht auch den Erfahrungen anderer Straßenbauverwaltungen (**Abb. 10** und **Abb. 11**). Hier muss trotz des wirtschaftlichen Drucks dringend ein Umdenken erfolgen, denn flächendeckende Dauergenehmigungen (mit Negativliste) für Fahrzeuge bis 72 t Gesamtgewicht wie zurzeit in Hessen üblich, sind im Hinblick auf den Brückenbestand nicht akzeptabel!



Abb. 10

Um die Auswirkungen des zunehmenden Schwerververkehrs auf den Bauwerksbestand besser einschätzen zu können, wurden durch das BMVBW und die Bundesanstalt für Straßenwesen (BASt) bereits mehrere Forschungsvorhaben durchgeführt. Die Fragen sind jedoch sehr komplex, da der Bauwerksbestand nicht einheitlich ist und standardisierte Berech-

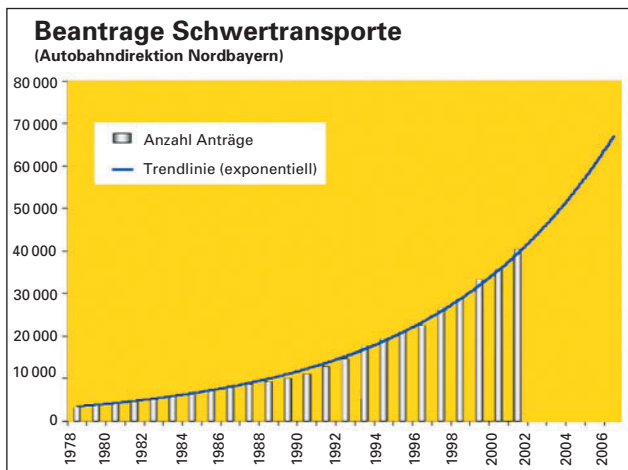


Abb. 11

nungsmodelle nur eingeschränkt anwendbar sind. Das BMVBW hat daher im Frühjahr 2002 gemeinsam mit den Ländern eine neue Arbeitsgruppe eingerichtet, die sich mit diesen Fragen schwerpunktmäßig beschäftigen wird.

Wichtig zur Klärung dieser Fragen ist es insbesondere, bessere Informationen zu erhalten, mit welchen Fahrzeugkollektiven heute und künftig zu rechnen ist. Der Aufbau eines Achslastmesssystems mit rd. 40 Messstellen an repräsentativen Querschnitten und zusätzliche Kontrollen des BAG werden hierzu wichtige Daten liefern. Um künftige Entwicklungen besser einschätzen und ggf. beeinflussen zu können, ist es daneben notwendig, sich mit der Fahrzeug- und Reifenindustrie über die Entwicklung neuer Schwerfahrzeuge und Reifen auszutauschen, da auch dort der wirtschaftliche Wettbewerb erheblichen Innovationsdruck ausübt.

## 4 Bausteine des Bauwerks-Management-Systems

Die genauen Kenntnisse über Bestands- und Zustandsdaten der Bauwerke und das Wissen über zu erwartende Einwirkungen sind wichtige Voraussetzungen, um eine gezielte Erhaltungsstrategie durchführen zu können. Um jedoch die komplexen Zusammenhänge transparent zu machen und die notwendigen Arbeitsschritte von der Schadensaufnahme über Wirtschaftlichkeitsbetrachtungen von möglichen Erhaltungsmaßnahmen bis hin zu einem netzweiten Erhaltungsprogramm systematisch und nach einheitlichen Verfahren abarbeiten zu können, sind moderne Managementsysteme unverzichtbar. Im Straßenbau ist daher die Entwicklung solcher Systeme für Straßenbefestigungen (Pavement-Management-Sy-

stem PMS) und Bauwerke (Bauwerks-Management-System BMS) bereits weit fortgeschritten. Sie sollen später in ein Gesamtmanagementsystem (Assessment-Management-System AMS) integriert werden.

Das Konzept für ein künftiges Bauwerks-Management-System sieht die Aufteilung des Systems in insgesamt 7 Module vor, die wiederum in Themengruppen untergliedert sind. Die Themengruppen sind sowohl vertikal wie teilweise auch horizontal miteinander verknüpft (Abb. 12).

Modul I beinhaltet die erforderlichen Bestandsdaten für Brücken, Tunnel und andere Ingenieurbauwerke, die als Teil einer umfassenden Straßeninformationsbank organisiert sind. Hierdurch soll ein Rückgriff auch auf andere Daten wie z.B. Straßendaten, Verkehrsdaten, Unfalldaten, Betriebsdaten usw. jederzeit möglich sein und eine Verknüpfung mit anderen Managementsystemen sichergestellt werden.

Modul II betrifft die Bereitstellung der Zustandsdaten aus den Ergebnissen der Bauwerksprüfungen sowie die Bewertung der festgestellten Schäden. Die Durchführung der Bauwerksprüfungen, Erfassung der Schäden und deren erste Bewertung erfolgt durch besonders hierfür ausgebildete Brückenprüfungingenieure der Länder. In Modul II werden diese Angaben weiter verarbeitet und mit Kostenkurven verknüpft. Als Ergebnis liefert Modul II eine netzweite Reihung der Bauwerke nach Zustandsnoten und erste Angaben zum Finanzbedarf zur Beseitigung der Schäden.

Modul III bezieht sich auf eine weitergehende objektbezogene Schadensanalyse ggf. unter Hinzuziehung von Expertenwissen. Hierzu sollen zu einem späteren Zeitpunkt auch Schadenentwicklungsmodelle integriert werden.

In Modul IV wird ein detaillierter Katalog von Maßnahmen bereitgehalten, die zum Teil in Regelwerken genauer beschrieben sind. Anhand eines Maßnahmenkataloges werden hier in jedem Einzelfall geeignete Maßnahmenvarianten unter Bezugnahme auf die Zustands- und Schadensbewertung ausgewählt und geprüft.

Ein weiterer wesentlicher Baustein des BMS stellt Modul V dar, das die Bewertung von Maßnahmenvarianten im Rahmen gesamtwirtschaftlicher Betrachtungen behandelt. Hierzu gehört die Einbeziehung von Lebensdauerkostenmodellen und Nutzen-/Kostenberechnungen. Weiterhin gehören zu Modul V Simulationsrechnungen, mit denen die Auswirkungen unterschiedlicher Erhaltungsstrategien analysiert werden können. Bisher werden solche Betrachtungen nur in Einzelfällen durchgeführt, z. B. wenn die Wirt-

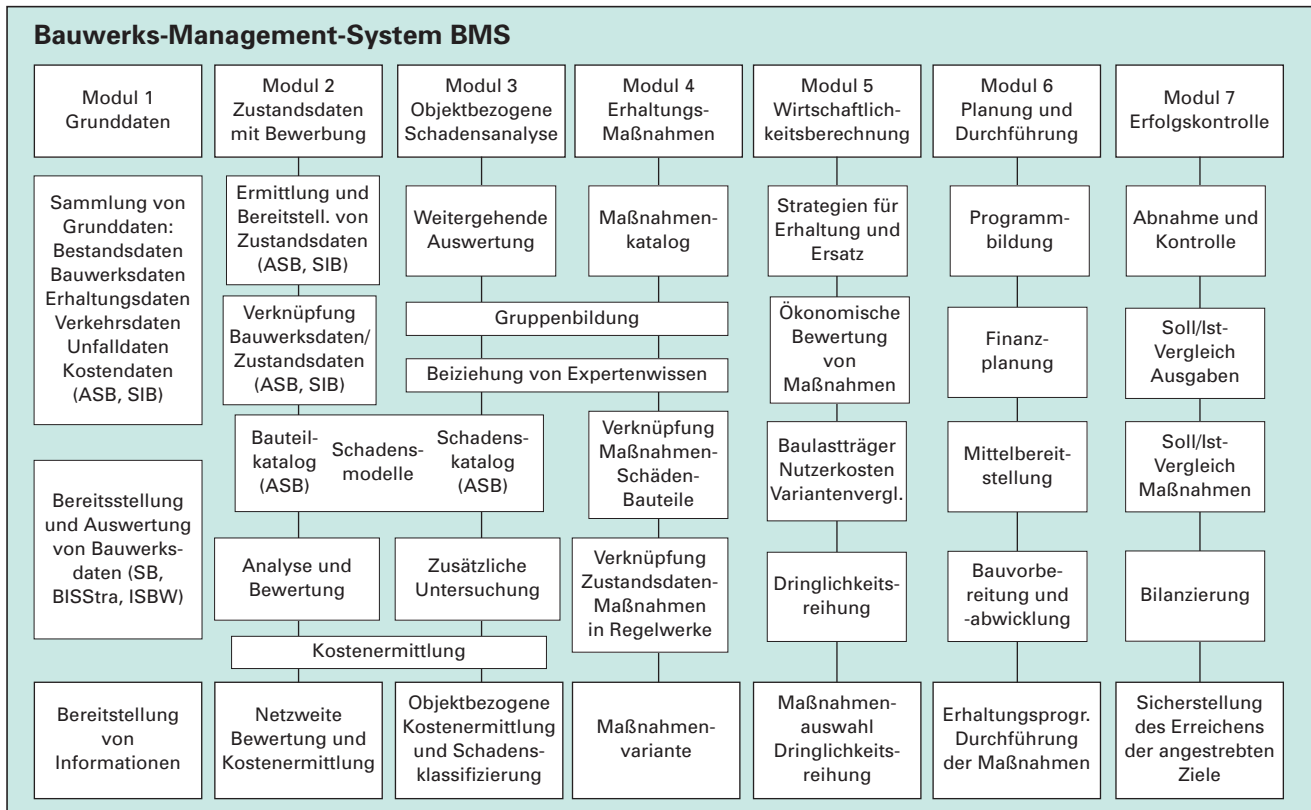


Abb. 12

schaftlichkeit einer vorgesehenen Instandsetzungsmaßnahme gegenüber einer vorgezogenen Teil- oder Kompletterneuerung zu bewerten ist.

Ergebnis von Modul V ist eine Dringlichkeitsreihung von Erhaltungsmaßnahmen, aus der konkrete Erhaltungs- und Finanzbedarfsprogramme erstellt werden können.

Modul VI behandelt die Planung und Durchführung von Erhaltungsmaßnahmen. Hierzu gehört die Aufstellung von Erhaltungsprogrammen auf der Basis der ermittelten Dringlichkeitsreihung, die Finanzplanung und Mittelbereitstellung sowie die Bauvorbereitung und -abwicklung einschließlich einer Qualitätskontrolle.

Modul VII schließlich beinhaltet die Erfolgskontrolle durch Soll/Ist-Vergleiche und die Bilanzierung über betriebswirtschaftliche Betrachtungen.

## 5 Bauwerksmanagement als Teil einer systematischen Straßenerhaltung

Unter Berücksichtigung der Aufgabenteilung zwischen Bund und Ländern für den Bereich der

Bundesfernstraßen haben die Managementsysteme BMS und PMS im wesentlichen zwei Funktionen:

- einerseits soll mit dem BMS den Straßenbauverwaltungen der Länder ein operatives Instrumentarium an die Hand gegeben werden, mit dem nach einheitlichen Verfahrensabläufen und Bewertungsalgorithmen eine Dringlichkeitsreihung von Erhaltungsmaßnahmen als Basis für objektbezogene Erhaltungs- und Finanzprogramm erstellt werden kann,

- andererseits soll mit dem BMS der Bund in die Lage versetzt werden, durch einen ständigen Überblick über den aktuellen Zustand der Bauwerke auf Netzebene und durch aktualisierte Aussagen zum Finanzbedarf die Erhaltungs- und Finanzprogramme der Länder zu prüfen und ggf. zu steuern, um seine mittel- und langfristigen Zielvorgaben zu verwirklichen.

Die Managementsysteme sind somit Teil einer umfassenden und systematischen Straßenerhaltung, wie sie in **Abb. 13** schematisch dargestellt ist. In Zusammenarbeit mit den Ländern ist die Entwicklung und Einführung der hierzu erforderlichen Bausteine bereits weit fortgeschritten.

Zur Zeit ist im Rahmen der Fortschreibung des Bundesverkehrswegeplanes die Erstellung einer neuen und erstmals regional und sektoral differenzierten Erhaltungsbedarfsprognose unter Berücksichtigung

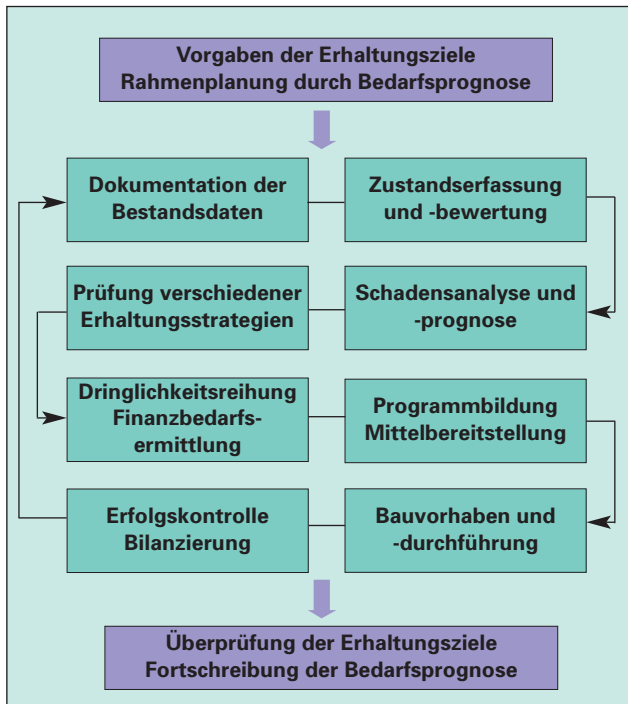


Abb. 13

des aktuellen Nachholbedarfs in Bearbeitung. Die Prognose wird nach drei unterschiedlichen methodischen Ansätzen erstellt und liefert als Ergebnis für drei verschiedene Szenarien den notwendigen Finanzbedarf bis 2015. Der Bericht soll bis Ende 2002 vorliegen.

Die Managementsysteme PMS und BMS befinden sich in der Phase der probeweisen Anwendung; die bisher erreichten Entwicklungsstufen lassen bereits eine qualifizierte Anwendung für die Aufstellung von netzweiten Erhaltungsprogrammen zu. Um dem Bund einen besseren Überblick über den aktuellen und mittelfristigen Erhaltungsbedarf der Länder für die in ihrem Bereich befindlichen Bundesfernstraßen zu geben, sind die Länder seit 2001 verpflichtet, jährlich dem BMVBW ein nach Anlagenteilen (Straße und Bauwerke) koordiniertes Erhaltungsprogramm für einen Zeitraum von vier Jahren vorzulegen. Für Autobahnen sind Bestand, Zustand und ge-

plante Erhaltungsmaßnahmen außerdem grafisch in einem Streckenband darzustellen. Damit wird dem BMVBW erstmals die Möglichkeit gegeben, länderübergreifend zu koordinieren und z.B. größere Baustellen auf Grund von Erhaltungsmaßnahmen auf durchgehenden Fernverbindungen aufeinander abzustimmen.

## 6 Zusammenfassung

Nach der Phase des Wiederaufbaues und Neubaus zunächst in den alten Bundesländern und in den letzten zehn Jahren in den neuen Bundesländern wird in den nächsten Jahren die Pflege des Bestandes stärker an Bedeutung gewinnen. Hierzu hat der Bund zusammen mit den Straßenbauverwaltungen der Länder ein umfassendes Erhaltungsmanagementsystem aufgebaut, das schrittweise erprobt und eingeführt wird.

Für die Erhaltung der hochbelasteten Bauwerke in den Bundesfernstraßen wurde ein Bauwerks-Management-System (BMS) entwickelt, mit dem die komplexen Abläufe transparent und nachvollziehbar gemacht werden können. Ohne Frage sind hierbei die Herausforderungen an die beteiligten Ingenieure wesentlich höher als im Neubau, da neben dem Verständnis über die Ausbildung älterer Bauwerke ein großes Know-how erforderlich ist, um die jeweils technisch, wirtschaftlich und teilweise auch gestalterisch günstigste Erhaltungsmaßnahme zu bestimmen.

Neben diesen fachtechnischen Aufgaben ist es auch zunehmend wichtig, die Notwendigkeit dieser Maßnahmen in Politik und Gesellschaft deutlicher herauszustellen, um die dauerhafte Funktionsfähigkeit unserer Infrastruktur auch für die Zukunft sicherzustellen. Die vorhandenen Defizite sind inzwischen an manchen Straßenabschnitten für jedermann zu erkennen, so dass zu hoffen ist, dass hierzu rechtzeitig die notwendigen Maßnahmen getroffen und unterstützt werden.

# Traglasten von Trägern aus Stahlwalzprofilen unter Berücksichtigung nicht zentrierter Auflagersteifen

## Untersuchungen zur Tragfähigkeit von Stahl-Walzträgern infolge nicht zentrierter einseitiger Anordnung von Auflagersteifen

Aufbauend auf den im Auftrag der Studiengesellschaft für Stahlanwendung e.V. durchgeführten umfangreichen Versuchen an Schalungsträgern aus Walzprofilen ohne Auflagersteifen wurden vom Ingenieurbüro Weyer, Dortmund, Vergleichsrechnungen von Walzprofilträgern für kleinere bis mittlere Spannweiten mit nicht zentrierten und zum Teil nur einseitigen Auflagersteifen durchgeführt.

Die ermittelten Traglasten verschiedener Walzprofilträger mit unterschiedlichen Stützweiten und Auflagerbedingungen wurden von KHP, Frankfurt, anhand von FE-Vergleichsrechnungen überprüft. Dabei wurden die Parameter variiert und zum Teil erweitert.

Der folgende Beitrag fasst die vom Ingenieurbüro Weyer erarbeiteten Grundlagen und Ergebnisse zusammen und berichtet über deren Überprüfung durch König, Heunisch und Partner (KHP), Frankfurt.

*Prof. Dr.-Ing. Ulrich Weyer  
Dr.-Ing. Jürgen Uhlendahl*

*Weyer, Beratende Ingenieure im Bauwesen GmbH  
Martin-Schmeißer-Weg 5  
44227 Dortmund*

*Dr.-Ing. Tilman Zichner  
Dipl.-Ing. Michael Küchler*

*KHP  
König, Heunisch und Partner  
Beratende Ingenieure für Bauwesen  
Oskar-Sommer-Straße 15-17  
60596 Frankfurt am Main*

## 1 Grundlagen

### 1.1 Veranlassung

Zur Herstellung von Brückenüberbauten aus Stahlbeton oder Spannbeton werden häufig Lehrgerüste mit kleinen bzw. mittleren Stützweiten zwischen den Jochachsen eingesetzt, bei denen die Trägerlage aus Walzprofilen besteht. Die Länge der einzelnen Profilgrößen ist im Traggerüstbau in der Regel standardisiert.

Gemäß dem Stand der Technik sind zentrisch über den Jochträgern Auflagersteifen in die Träger einzuschweißen, die einerseits zur unmittelbaren Lasteinleitung dienen und andererseits das im Stabilisierungskonzept benötigte Gabellager darstellen (siehe hierzu auch ZTV-K 96/12.1.4). Beim Mehrfacheinsatz der Träger ergeben sich durch die Vielgestaltigkeit der geometrischen Randbedingungen häufig unterschiedliche Stützweiten, die mit einer aufwändigen und damit unwirtschaftlichen Bearbeitung der Auflagerbereiche verbunden sind.

Aufgrund der bisher gemachten Erfahrungen hat sich daher der Arbeitskreis Gerüste des Bau- und Überwachungsvereins (BÜV) bei einer ersten Festlegung des maximal zulässigen Abstandes zwischen Auflagerlinie und Schottblech mangels genauere Untersuchungen auf einen vorsichtig gewählten Wert von  $\Delta e \leq h/2$  bzw.  $\Delta e \leq 15$  cm entschieden. Der kleinere Wert ist maßgebend [20].

Die Bundesinnung Gerüstbau hat zur wirtschaftlicheren Nutzung der Träger einen Gegenvorschlag unterbreitet. Danach sollen Abstände von  $\Delta e \leq 30$  cm bei allen Profilgrößen zulässig sein. Hierfür legte sie eine bisher unveröffentlichte Untersuchung des Ingenieurbüros Weyer, Dortmund, vor [10]. Über diese Untersuchung, ihre Prüfung sowie weitergehende Parametervariationen soll nachfolgend berichtet werden.

### 1.2 Grundlagen und Ergebnisse nach Weyer/Uhlendahl

Im Auftrag der Studiengesellschaft für Stahlanwendung e.V. wurden vom Ingenieurbüro Weyer,

Dortmund, Großversuche geplant und ausgewertet sowie Vergleichsberechnungen an Faltsystemen durchgeführt. Ziel war die Ableitung eines Bemessungsverfahrens, mit dem unter realistischen Randbedingungen der Nachweis für einen Verzicht auf Auflagersteifen erbracht werden kann [11, 12]. In [11] wurden umfangreiche Tragfähigkeitstabellen für Walzprofile der HE-B-Reihe auch unter Berücksichtigung von Querlasten und/oder einer Drehbettung durch den Schalungsaufbau mitgeteilt. Basierend auf dieser Forschungsarbeit wurden die Verfasser durch die Gerüstbaufirma C.O. Weise GmbH & Co. KG, Dortmund, beauftragt, gezielt Auflagersituationen mit nicht zentrierten Auflagersteifen mit  $\Delta e \leq 30$  cm für vorgegebene Einfeld-Profilträger zu untersuchen. Die in [10] erarbeiteten Ergebnisse werden in diesem Kapitel zusammenfassend vorgestellt.

Den Untersuchungen lagen die Randbedingungen gem. **Abb. 1** zugrunde.

Die untersuchten Stützweiten mit den unterschiedlich angeordneten Auflagersteifen (verschweißt mit Untergurt, Obergurt und Steg) sowie die hierzu gehörenden Trägerüberstände sind in **Tab. 1** zusammengefasst.

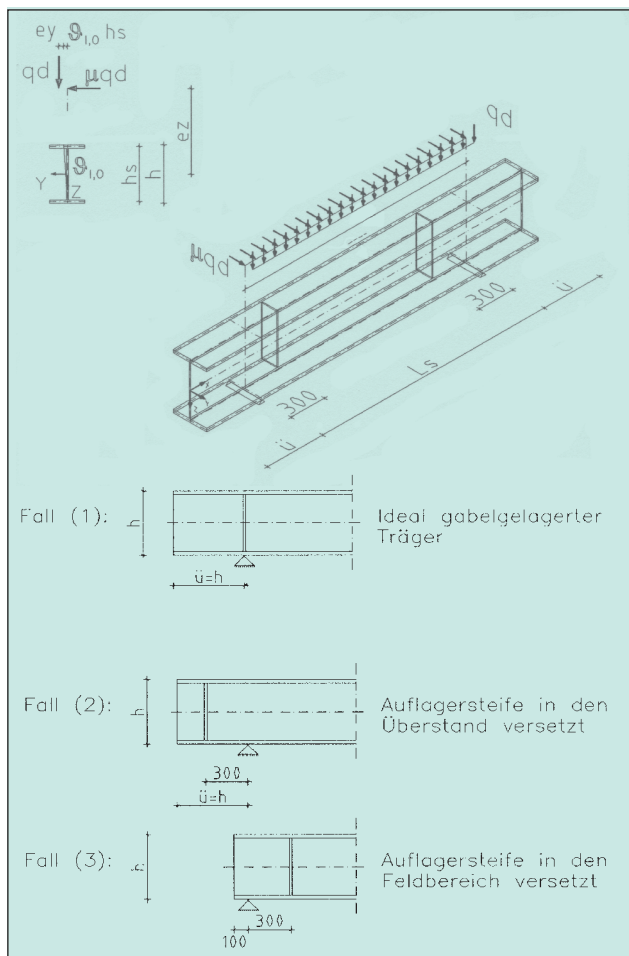


Abb. 1: System, Belastungen und Lagerungsbedingungen

**Tab. 1: Lagerungsbedingungen und Systembezeichnungen am Faltsystem**

Profil	HE 300 B	HE 500 B	HE 700 B
$l_s$	10 m	15 m	21 m
Typ 0	300-0	500-0	700-0
Typ 1	300-1	500-1	700-1
Typ 2	300-2	500-2	700-2
Typ 3	300-3	500-3	700-3

- Typ 0: Auflagersteifen beidseitig über dem Auflager, Überstand  $\bar{u} = h$ , [Fall (1)]
- Typ 1: Auflagersteife einseitig über dem Auflager, Überstand  $\bar{u} = h$
- Typ 2: Auflagersteife um 300 mm nach **außen** (in den Überstand) versetzt, Überstand  $\bar{u} = h$ , [Fall (2)]
- Typ 3: Auflagersteife um 300 mm nach **innen** (in den Feldbereich) versetzt, Überstand  $\bar{u} = 100$  mm, [Fall (3)]
- Die einseitige Auflagersteife liegt jeweils auf der Seite des Horizontallastangriffs.
- Die Träger liegen rechtwinklig zur Trägerachse und mit der ganzen Untergurtbreite auf Stahl-Zentrierleisten  $20 \times 20$  mm auf.
- Auf der sicheren Seite liegend wurden weder die Drehbettung noch eine stabilisierende Rückstellwirkungen durch den Lasteintrag an der Überhöhungsleiste berücksichtigt.
- Werkstoff S 235 JR G2

An den gemäß **Tab. 2** definierten Faltsystemmodellen wurden die elastisch aufnehmbaren Grenzlaster  $q_{el,d,z}$  ermittelt. Abbruchkriterium war das Erreichen der zulässigen Spannung  $\sigma_{s,d} = f_{y,k} / \gamma_m = 235 / 1,1 = 214 \text{ N/mm}^2$  als Obergurt-Eckspannung im Feld oder als Hauptspannung  $\sigma_{H,max}$  ( $n_{xx}, n_{yy}, n_{xy}, m_{xx}, m_{yy}$  und  $m_{xy}$ ) an den Untergurt-Oberflächen im Auflagerbereich. Mit der vorhandenen Auflagersteife ist der Steg kein Kriterium. Die Elementspannungen im Auflagerbereich sind vorsichtig konservativ nicht über die gewählte Elementgröße hinaus gemittelt.

Klaffen in der Auflagerfuge wird stets im Vergleich zur rechnerisch zugfesten Untergurtlagerung berücksichtigt. Die Faltsysteme aus [11] teilen Gurte und Stege der Profile in je 10 Elemente. Dabei ist die Ausrundung zwischen den Trägergurten und den Stegen in diesen Bereichen durch eine Ersatzstegblechdicke beschrieben. In Trägerlängsrichtung ist die Teilung gegenüber [11] gemäß **Tab. 2** entsprechend der Anordnung der Auflagersteifen angepasst.

**Tab. 2: Schemata für die Diskretisierung Trägerlängsrichtung**

	HE 300 B			HE 500 B			HE 700 B		
	Teilung	Abschnittslängen [mm]		Teilung	Abschnittslängen [mm]		Teilung	Abschnittslängen [mm]	
<b>Trägertyp</b>	–	300-0/-1/-2	300-3	–	500-0/-1/-2	500-3	–	700-0/-1/-2	700-3
<b>Überstand</b>	5	250	50	5	425	25	5	615	15
<b>Auflager</b>	10	100	100	10	150	150	10	170	170
	18	900	900	20	1350	1350	30	1980	1980
	30	3750	3750	28	5625	5625	18	7745	7745
<b>Feld</b>	6	300	300	6	450	450	6	690	690
<b>Systemlänge</b>	–	5300	5100	–	8000	7600	–	11200	10600
<b>Überstand</b>	–	300	100	–	500	100	–	700	100

Die Überhöhung wurde berücksichtigt mit einem konstanten Wert  $\Delta e_z = 10 + 8 / \pi^2$  zug  $v_z / 1,35$ . Dabei wird der parabelförmige Anteil durch Mittelung mit dem Faktor  $8 / \pi^2$  in eine konstante Ersatzausmitte überführt. Für den vertikalen Versatz gilt dann  $e_z = -h / 2 - \Delta e_z$ .

Die seitliche Auslenkung des Obergurtes wurde mit dem konstanten Wert  $e_y = 8 / \pi^2$   $2/3$   $l_s / 500$  in der Berechnung berücksichtigt. Auch hier geht mit dem Faktor  $8 / \pi^2$  der parabelförmige in einen konstanten Ansatz über. Gleichgerichtet hierzu wird an den beiden Auflagern zusätzlich eine Verdrehung von  $\Theta_{l,0} = 1 / 100$  angesetzt.

In Höhe der Oberkante der Überhöhungsleiste wirken rechtwinklig zur Stegebene 3,5 % der Vertikalbelastung als Querbelastung  $\mu q_d$ .

In **Tab. 3** sind die „Lastdaten“ für die Berechnung zusammengestellt.

Die Grenzlasten für die ideale Gabellagerung sowohl für die theoretische Lösung als auch für die Faltwerkberechnung werden als Bezugswerte für Abminderungen infolge der hiervon abweichenden Ausführungen in **Tab. 4** angegeben.

Zur Vergleichbarkeit mit der Berechnung am ideal gabelgelagerten Stab (DGL) ist das Faltwerkmodell (FW) mit zentrierten beidseitig angeordneten Auflagersteifen ausgestattet. Die hierfür errechneten Durchbiegungswerte liegen den weiteren Berechnungen als Festwerte ohne Nachiteration der Überhöhung zugrunde.

**Tab. 3: Belastung und Lastangriff**

Profil	$\mu$	$e_z$	$e_y$	$\Theta_{l,0}$
	[-]	[mm]	[mm]	[-]
<b>HE 300 B</b>	0,035	-193	11	0,01
<b>HE 500 B</b>	0,035	-292	16	0,01
<b>HE 700 B</b>	0,035	-389	23	0,01

**Tab. 4: Grenzlasten für Gabellagerung**

Profil	$q_{pl,d}$	$q_d$ (DGL)	$q_d$ (FW)	zug $v_z$
	[kN/m]	[kN/m]	[kN/m]	[mm]
<b>HE 300 B</b>	32,6	20,6	21,0	56
<b>HE 500 B</b>	37,3	16,7	16,2	54
<b>HE 700 B</b>	33,0	9,3	9,4	48

- $q_{pl,d}$ : vollplastische Grenzlast für reine Biegung
- $q_d$  (DGL): elastische Grenzlast für Biegetorsion am Stabmodell
- $q_d$  (FW): elastische Grenzlast für Biegetorsion am Faltwerk

Alle erreichten Lastniveaus sind mit ihren zugehörigen Spannungswerten in **Tab. 5.1** für die Feldmitte und in **Tab. 5.2** für den Auflagerbereich zusammengestellt. Mit der dort definierten Skalierung werden alle Ergebnisse auf die DGL-Lastwerte bezogen und sind damit vergleichbar. Fett markierte Faktoren  $F < 1$  bedeuten Abminderung der Tragfähigkeit gegenüber der DGL-Lösung. In **Tab. 5.2** ist für HE 300 B und HE 500 B die Anzahl der bei reiner Drucklagerung unwirksamen Lagerfedern mit angegeben. Danach kippt der HE 700 B bei Drucklagerung am Untergurt rechnerisch um, unabhängig von der Ausführung der Auflagersteifen. Dies macht deutlich, dass die Frage der Lagesicherheit der Träger gesondert vom Biegetorsionsproblem betrachtet werden muss. Die Ersatzstabberechnung eines gabelgelagerten Einfeldträgers allein liefert nicht die nötigen Informationen zur Bewertung der Lagesicherheit.

Folgende Ergebnisse lassen sich festhalten:

- Die mit dem Faltwerkmodell errechneten Grenzlasten liegen alle nahe bei der DGL-Grenzlast.
- Bei den untersuchten Trägern dominiert Feldversagen. Die Auflagerbeanspruchung schlägt durch bei den Trägermodellen mit kurzen Überständen und nach innen versetzten Steifen.

**Tabelle 5.1: Auswertung der Gurtrandspannung [N/mm<sup>2</sup>] in Feldmitte – Kriterium  $\sigma_x$  (OG)**

System	$q_d$ (DGL) [kN/m]	$q_d$ (FW) [kN/m]	$\sigma_x$ (OG) [N/mm <sup>2</sup> ]		$F[\sigma_x$ (OG)]	
			mit Zugausfall	ohne Zugausfall	mit Zugausfall	ohne Zugausfall
300-0	20,6	20,6	208	208	1,03	1,03
300-1	–	20,6	209	208	1,02	1,03
300-2	–	20,2	209	208	<b>1,00</b>	<b>1,01</b>
300-3	–	20,0	210	209	<b>0,99</b>	<b>0,99</b>
500-0	16,7	16,7	221	221	0,97	0,97
500-1	–	16,7	221	220	0,97	0,97
500-2	–	15,8	214	210	<b>0,95</b>	<b>0,96</b>
500-3	–	15,4	208 *)	203	0,95	<b>0,97</b>
700-0	9,3	9,3	Lage !	211	Lage !	1,01
700-1	–	9,3	Lage !	212	Lage !	1,01
700-2	–	9,0	Lage !	209	Lage !	0,99
700-3	–	8,6	Lage !	189 *)	Lage !	1,05

Skalierung:  $F[\sigma_x(OG)] = 214/\sigma_x(OG) * q_d(FW)/q_d(DGL)$ ; Lage !: Träger kippt rechnerisch um!; \*) Auflagerbereich maßgebend

**Tabelle 5.2 Auswertung der Gurthauptspannung [N/mm<sup>2</sup>] im Auflagerbereich – Kriterium  $\sigma_H$  (UG)**

System	$q_d$ (DGL) [kN/m]	$q_d$ (FW) [kN/m]	$\sigma_H$ (UG) [N/mm <sup>2</sup> ]		$F[\sigma_H$ (UG)]		Anteil Ausfall [–]
			mit Zugausfall	ohne Zugausfall	mit Zugausfall	ohne Zugausfall	
300-0	20,6	20,6	72	72	2,97	2,97	0 / 11
300-1	–	20,6	129	72	1,66	2,97	5 / 11
300-2	–	20,2	184	181	1,14	1,16	4 / 11
300-3	–	20,0	204	197	1,02	1,05	5 / 11
500-0	16,7	16,7	103	12	2,08	2,10	4 / 11
500-1	–	16,7	154	132	1,39	1,62	6 / 11
500-2	–	15,8	214	199	0,95	1,02	6 / 11
500-3	–	15,4	214 *)	191	<b>0,92</b>	1,03	6 / 11
700-0	9,3	9,3	Lage !	119	Lage !	1,80	Lage !
700-1	–	9,3	Lage !	151	Lage !	1,42	Lage !
700-2	–	9,0	Lage !	190	Lage !	1,09	Lage !
700-3	–	8,6	Lage !	216 *)	Lage !	<b>0,92</b>	Lage !

Skalierung:  $F[\sigma_H(UG)] = 214/\sigma_H(UG) * q_d(FW)/q_d(DGL)$ ; Lage !: Träger kippt rechnerisch um!; \*) Auflagerbereich maßgebend

■ Zugausfall bei der Untergurtlagerung wirkt sich sichtbar auf die Untergurtbeanspruchung im Auflagerbereich aus, jedoch nur untergeordnet beim dominierenden Feldversagen. Der größte Einfluss ist mit zentrierter einseitig angeordneter Auflagersteife festzustellen. Wird die Steife versetzt, sind die Beanspruchungen ausgeglichener.

In **Tab. 6** sind die Untersuchungsergebnisse zusammengestellt. Die Faktoren geben die Grenzlasten nunmehr bezogen auf das jeweilige „ideal gabelgelagerte“ Faltwerk (Auflagersteifen zentriert und zweiseitig, Lagerung ohne Zugausfall) an. Es zeigt sich, dass bei den gewählten schlanken Systemen nicht zentrierte Auflagersteifen ( $\Delta e = +/- 300$  mm) die vergleichsweise niedrige Tragfähigkeit der Träger nur geringfügig weiter abmindern. Auffällig sind die „schlechten“ Werte bei Trägern mit kurzem Überstand.

Bei mit kleinerer Stützweite zunehmender Tragfähigkeit der Profile kann dem Einfluss der Auflagerung eine größere Bedeutung zukommen.

**Tab. 6: Reduktion der Grenzlasten gegenüber idealer Gabelagerung**

Profil	Faktoren für die Grenzlasten	
	(a)	(i)
HE 300 B	0,97	0,96 <sup>2)</sup>
HE 500 B	0,98	0,95 <sup>2)</sup>
HE 700 B	0,98 <sup>1)</sup>	0,91 <sup>1)2)</sup>

1): Auswertung mit Lagerung ohne Zugausfall

2): Kurzer Überstand (100 mm)

■ (a) Auflagersteife um 300 mm nach **außen** (in den Überstand) versetzt ( $\Delta e = -0,30$  m). Faktor (a) =  $F(\sigma)_{-2} / F(\sigma)_{-0}$  gem. Tab. 5.1 und 5.2



- (i) Auflagersteife um 300 mm nach **innen** (in den Feldbereich) versetzt ( $\Delta e = 0,30$  m). Faktor (i) =  $F(\sigma)_{-3} / F(\sigma)_{-0}$  gem. Tab. 5.1 und 5.2

## 2 Überprüfung der Werte durch KHP

### 2.1 Biegetorsionstheorie II. Ordnung

Die Ergebnisse der untersuchten Träger werden durch eine völlig unabhängige Vergleichsrechnung geprüft.

Die Träger erfahren eine Belastung in der Stegebene und senkrecht dazu. Bei der Ermittlung der Schnittgrößen werden die Einflüsse aus der Verformung berücksichtigt. Die Lösung dieses Spannungsproblems erfolgt nach der Biegetorsionstheorie II. Ordnung. Die theoretischen Grundlagen dazu können der einschlägigen Literatur entnommen werden [13].

Die Spannungsnachweise werden nach dem Verfahren Elastisch-Elastisch (E-E) geführt. Das heißt: sowohl die Beanspruchungen als auch die Beanspruchbarkeiten werden auf Grundlage der Elastizitätstheorie berechnet. Entsprechend der Klassifizierung des Verfahrens (E-E) dürfen Beanspruchungen an keiner Stelle des Trägers den Bemessungswert der Streckgrenze  $f_{y,k}$  überschreiten. Zudem ist durch das Einhalten der Werte  $\text{grenz}(b/t)$  sicherzustellen, dass sich der volle druckbeanspruchte Querschnittsteil an der Lastabtragung beteiligt. Ist dies nicht der Fall, so muss zusätzlich der Nachweis einer ausreichenden Beulsicherheit nach DIN 18800-3 geführt werden.

Bei den üblicherweise im Traggerüstbau eingesetzten Walzprofilen der HE-Reihen A, B und M sind die Werte  $\text{grenz}(b/t)$  in der Regel eingehalten. Bei geschweißten Trägern sollte stets ein solcher Nachweis erfolgen.

### 2.2 Einfluss der Drillkopplung

Die Wirksamkeit der Drillkopplung zwischen Obergurt und Untergurt über den Auflagern der Träger bestimmt direkt deren Beanspruchbarkeit.

Eine ausreichende Drillkopplung (Wölbfedersteifigkeit) kann auf unterschiedliche Weise konstruktiv realisiert werden. Zum Beispiel durch die Anordnung einer am Trägerende angeschweißten und ausreichend dicken Stirnplatte, durch einen Trägerüberstand ( $l_{\text{ü}} \geq h$ ) in Verbindung mit Schottblechen

oder durch drillsteife Auflagersteifen in Form von U- oder L-Profilen [15].

Bei den hier betrachteten Walzprofilen wird im Lagerungsfall (1) die Drillkopplung durch einen Trägerüberstand entsprechend der Trägerhöhe und beidseitig angeordneten am Obergurt, Untergurt und Steg verschweißten Schottblechen von mind. 10 mm Dicke erreicht. In den Lagerungsfällen (2) und (3) werden einseitig eingeschweißte Schottbleche im Abstand von 300 mm vor bzw. 300 mm hinter der rechnerischen Auflagerlinie der Berechnung zugrunde gelegt (vgl. **Abb. 1**). Die Schottbleche werden auf der zur Ausweichrichtung entgegengesetzten Seite der Träger angeordnet. Die Dicke der Schottbleche beträgt auch hier mind. 10 mm.

Zu der geringen Wölbfedersteifigkeit der einseitigen Schottbleche addiert sich nur die Rahmensteifigkeit des Walzprofils. Der gleiche stabilisierende Einfluss, wie er bei einer idealen Drillkopplung von Ober- und Untergurt entsteht, ist bei dieser Lage deshalb nicht zu erwarten.

### 2.3 Imperfektionsansätze

Eine Spannungsberechnung nach Theorie II. Ordnung erfordert grundsätzlich die Einbeziehung von Imperfektionen in den Nachweis. Nach DIN 18800-2 (201) wird dabei zwar zwischen geometrischen und strukturellen Imperfektionen unterschieden, zugleich aber der Ansatz einer alle Einflüsse umfassenden Ersatzimperfektion zugelassen.

Die anzusetzende Vorverformung soll sich der zu erwartenden Knickfigur des kleinsten Eigenwertes möglichst gut anpassen. Im Falle der hier betrachteten Einfeldsysteme mit konstanten Querlastanteilen gehört zum kleinsten Eigenwert eine einwellige Verformungsfigur mit der maximalen Auslenkung in Trägermitte.

Um die Vergleichbarkeit mit den Vorgabewerten aus Abschnitt 1.2 zu gewährleisten, wird für die Nachrechnung eine horizontale Vorverformung des Trägerobergurtes  $v_{OG}$  mit  $1/1000$  der Stützweite angenommen.

Die Vorverformung wird als Verschiebungsanteil  $v$  und Verdrehungsanteil  $\vartheta$  in Form einer quadratischen Parabel über die Stützweite der Träger angesetzt.

$$v_{OG} = v + \vartheta * h / 2 \equiv 1/1000 * l_s$$

Mit der Stützweite  $l_s$  und der Höhe  $h$  des jeweils untersuchten Trägers.

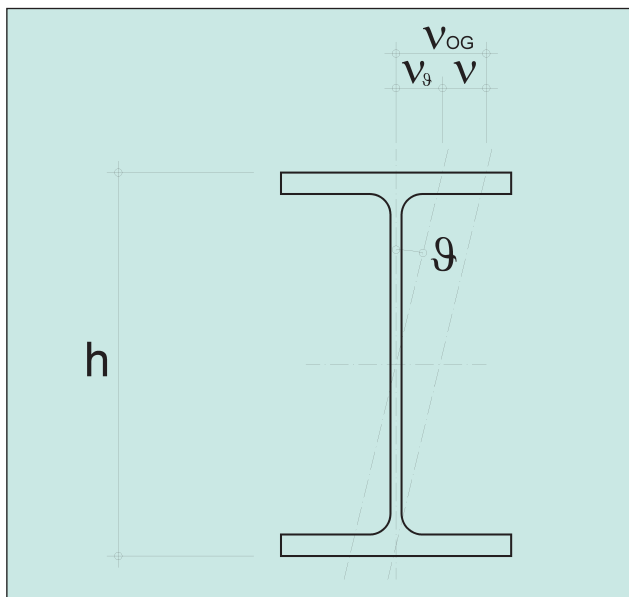


Abb. 2: Imperfektionsansatz

## 2.4 Untersuchte Walzprofile

Im Rahmen der Vergleichsrechnung werden für jeden Träger zwei Stützweiten sowie mindestens drei unterschiedliche Horizontalbeanspruchungen untersucht (Tab. 7).

Tab. 7: Untersuchte Walzprofile

Profil	Stützweite	Querlastanteil
[-]	[m]	[%]
HE 300 B	6,00	3,5 / 5,5 / 7,5
	10,00	3,5 / 5,5 / 7,5
HE 500 B	10,00	3,5 / 5,5 / 7,5
	15,00	3,5 / 5,5 / 7,5
HE 700 B	14,00	3,5 / 5,5 / 7,5
	21,00	3,5 / 5,5 / 7,5

■ Bei den markierten Stützweiten handelt es sich um die von Weyer/Uhlendahl untersuchten Träger, alle anderen Stützweiten und Querlastanteile dienen im Rahmen der Vergleichsrechnung zur Absicherung der Ergebnisse.

Zur Anwendung kommen Walzprofile aus üblichen unlegierten Baustählen der Güte S 235 JR G2.

## 2.5 Modellbildung

### 2.5.1 Ideal gabelgelagerte Träger

Zunächst werden für alle Stützweiten und Querlastanteile die elastischen Grenzlasten  $q_{el,d,z}$  [kN/m] am ideal gabelgelagerten Querschnitt (Lagerungsfall 1) ermittelt. Die Berechnung wird unter Berücksichtigung einer Vorverformung nach der in Abschnitt 2.1 bereits beschriebenen Biegetorsionstheorie II. Ordnung durchgeführt.

### 2.5.2 FE-Modell des Faltwerkes

Die Diskretisierung der Modellträger wurde gem. Abb. 3 vorgenommen. Da sowohl bei den Trägerabmessungen als auch bei den Auflagerbedingungen und der Belastung Symmetrie herrscht, kann die Berechnung auf eine Trägerhälfte beschränkt werden. In der Feldmitte werden Übergangsbedingungen definiert.

Zur Nachrechnung werden die unterschiedlichen Modellträger als räumliche Faltwerke mit dem FE-Programmsystem MicroFe [17] abgebildet.

Hierzu werden ebene Schalenelemente verwendet. Der Lasteinleitungsbereich um das Auflager und der Bereich in Feldmitte ( $l_5 = h$ ) besitzt eine verdichtete Struktur. In Tab. 8 sind die Teillängen  $l_1$  bis  $l_5$  angegeben.

Tab. 8: Teillängen der Modellträger

Profil	$l_s$	$l_1$	$l_2$	$l_3$	$l_4$	$l_5$
[-]	[mm]	[mm]	[mm]	[mm]	[mm]	[mm]
HE 300 B	6000	250	100	900	1750	300
	10000	250	100	900	3750	300
HE 500 B	10000	425	150	1350	3075	500
	15000	425	150	1350	5755	500
HE 700 B	14000	615	170	1980	4235	700
	21000	615	170	1980	7735	700
FE - Elemente	70 E	6 E	10 E	18 E	30 E	6 E

Um eine unabhängige Prüfung der Ergebnisse zu gewährleisten, wurden die Elementteilungen der vom Büro Weyer, Dortmund, untersuchten Träger (vgl. Tab. 2) teilweise verändert.

Die Ausrundung zwischen den Trägergurten und dem Steg wird durch die Eingabe einer Ersatzstegblechdicke  $s^*$  im Ausrundungsbereich berücksichtigt (Tab. 9).

Tab. 9: Ersatzstegblechdicke  $s^*$

Profil	$h$	$t$	$s$	$r$	$s^*$
[-]	[mm]	[mm]	[mm]	[mm]	[mm]
HE 300 B	300	19	11	27	18,42
HE 500 B	500	28	14,5	27	16,83
HE 700 B	700	32	17	27	17,61

Der Ansatz der Vorverformung gem. Abschnitt 2.3 erfolgt über die Eingabe des Systems als verschobene Struktur. Der Obergurt wird in horizontaler Richtung zur nicht ausgesteiften Seite des Trägers um den Wert  $v_{OG}$  verschoben eingegeben (Tab. 10).

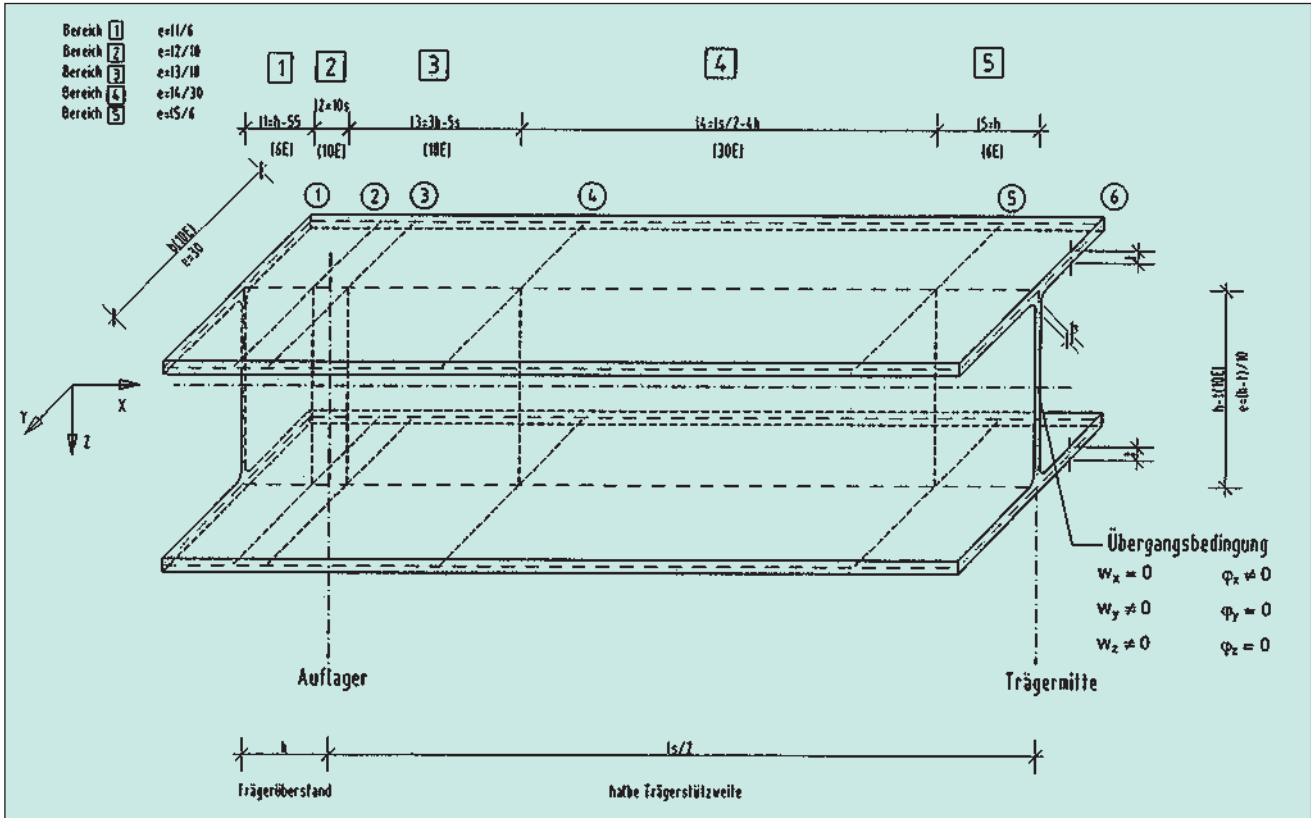


Bild 3: Diskretisierung der Modellträger (aus [11])

Tab. 10: Vorverformung  $v_{OG}$

Profil	$l_s$	$v_{OG}$	$v$	$\vartheta$
[-]	[mm]	[mm]	[mm]	[-]
HE 300 B	6000	6,0	3,0	0,020
	10000	10,0	5,0	0,033
HE 500 B	10000	10,0	5,0	0,020
	15000	15,0	7,5	0,030
HE 700 B	14000	14,0	7,0	0,020
	21000	21,0	10,5	0,030

### 2.5.3 Lagerungsbedingungen

In den rechnerischen Auflagerlinien wird unter Zuhilfenahme von Federelementen mit Zugausfall eine Linienlagerung über die gesamte Trägerbreite modelliert (Abb. 4).

Die Federsteifigkeit beträgt  $c_f = 1 \cdot 10^6$  kN/m.

Zur Horizontallastabtragung wird am Untergurt eine „starre“ Feder angesetzt. Das Gabellager wird durch eine zusätzliche „starre“ Feder am Obergurt realisiert.

Nach jedem Rechenlauf wurde überprüft ob und wie viele Federn sich durch Zugausfall der Lastabtragung entzogen haben. Es konnte festgestellt werden, dass die Träger HE 300 B und HE 500 B bei allen untersuchten Stützweiten und Querlastanteilen

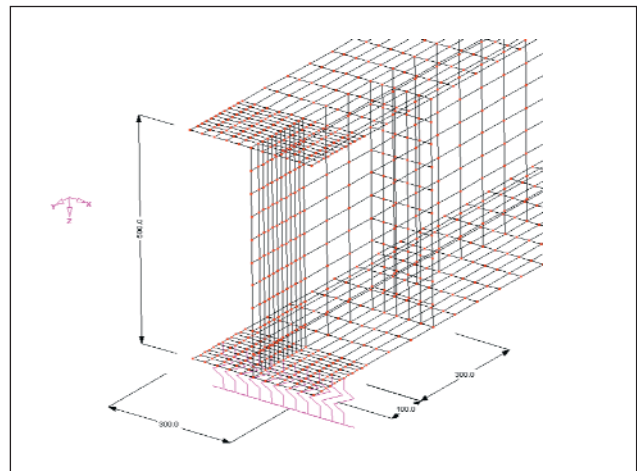


Bild 4: Lagerungsbedingungen

nur in den Randbereichen eine klaffende Fuge zeigen. Maximal waren vier der elf vorhandenen Federelemente ausgefallen. Das gleiche gilt für den Träger HE 700 B mit der Stützweite  $l_s = 14$  m. Lediglich bei der Stützweite von  $l_s = 21$  m und den Querlastanteilen von 5,5% und 7,5% fielen mehr als die Hälfte der Federelemente aus. Die Lagesicherheit dieser Träger ist also nicht sichergestellt.

### 2.5.4 Lasteinleitung im Auflagerbereich

Die Lagerung der Träger erfolgt auf einer Zentrierleiste  $b_{ii}/d_{ii} = 20 / 20$  mm, die über die gesamte

Untergurtbreite reicht. Anders als bei den Untersuchungen nach Weyer/Uhlendahl werden bei der Vergleichsrechnung die lokalen Spannungen in den Lasteinleitungsbereichen am Untergurt analog DIN 18800-1 (744) betrachtet.

Es werden zwei Grenzwerte in Abhängigkeit der Anzahl der ausgefallenen Federelemente für die Lasteinleitungslänge  $c_s$  untersucht.

Bei den Trägern mit geringen Stützweiten und entsprechend hohen elastisch aufnehmbaren Grenzlasten  $q_{el,d,z}$  ergeben sich zwar die größten Beanspruchungen im Lagerbereich, es entziehen sich aber auch nur wenige Federelemente dem Lastabtrag. Das bedeutet, dass die mitragende Länge des Steges hier auch am größten ist. Es ergibt sich somit eine Verteilbreite von  $max\ c_s = s + 1,61\ r + 5\ t$  (siehe **Abb. 5**).

Bei den längeren Trägern mit großen Bauhöhen fallen im Lagerbereich auch die meisten Federelemente aus (bis hin zum Umkippen der Träger). Hier ergibt sich bei einer geringeren Beanspruchung des Lagerbereiches die kleinste Verteilbreite. Näherungsweise gilt  $min\ c_s = 1/2\ max\ c_s$ .

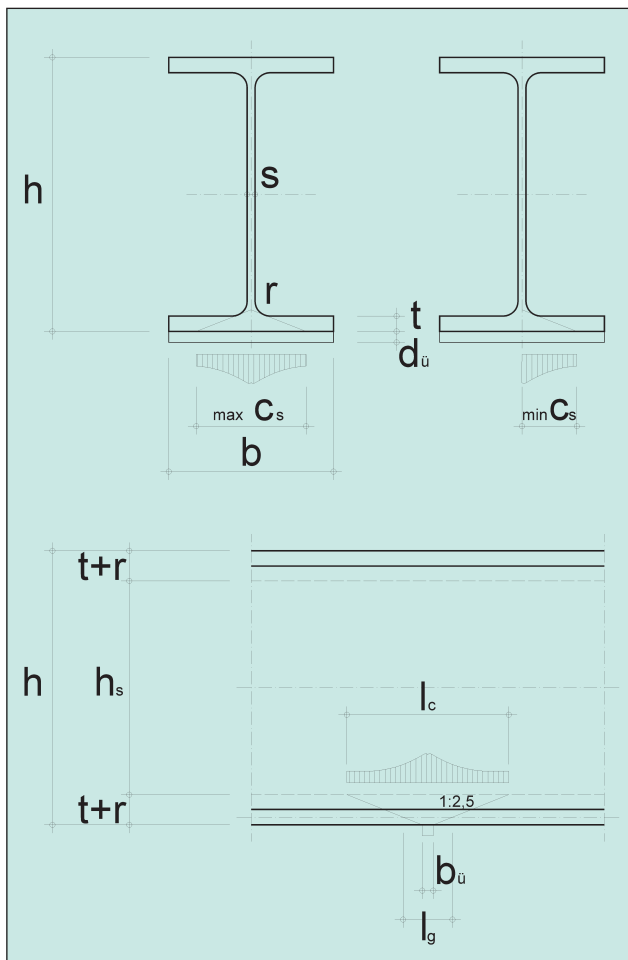


Bild 5: Lasteinleitung im Gurt- und Stegbereich

Die Lasteinleitungslänge  $l_c$  berechnet sich in beiden Fällen abhängig von der Verteilbreite  $c_s$  zu  $l_c = c_s + 5 (t + r)$  (siehe **Tab. 11**). Ein Sonderfall der Lasteinleitungslänge stellt der Lagerungsfall (3) (gem. **Abb. 1**) dar. Hier wird  $l_c$  für alle untersuchten Träger konstant mit  $200\ mm$  angenommen.

**Tabelle 11: Lasteinleitungslängen  $l_c$  und  $l_g$**

Profil	max $c_s$		min $c_s$		Gurt
	$c_s$	$l_c$	$c_s$	$l_c$	$l_g$
[-]	[mm]	[mm]	[mm]	[mm]	[mm]
HE 300 B	150	380	75	305	67
HE 500 B	200	430	100	330	90
HE 700 B	220	450	110	340	100

Abhängig von der tatsächlich ausgefallenen Anzahl der Federelemente wurde für jeden untersuchten Träger die Verteilbreite  $c_s$  linear zwischen den Grenzwerten der **Tab. 11** interpoliert und daraus die Lasteinleitungslänge  $l_c$  berechnet.

Die an den Faltsystems berechneten Hauptspannungen im Gurt- und Stegbereich wurden dann über die entsprechenden Lastverteilungsbreiten gemittelt und geometrisch überlagert  $\sigma_{S,d} = \sqrt{(\sigma_{S,d,x}^2 + \sigma_{S,d,z}^2)}$ . Die so ermittelten Spannungen wurden mit dem Grenzspannungskriterium  $\sigma_{R,d,1} = f_{y,k} / \gamma_m = 240 / 1,1 = 218,1\ N/mm^2$  verglichen. Ist der Betrag des Normalspannungsanteils  $\sigma_{S,d,x}$  jedoch größer als  $0,5\ f_{y,k}$ , wird ein lastabhängiges Spannungskriterium definiert:

$$\sigma_{R,d,2} = [f_{y,k} (1,25 - 0,5 \cdot |\sigma_{S,d,x} / f_{y,k}|)] / \gamma_m$$

Durch die Abminderung der Grenzspannung  $\sigma_{R,d,2}$  wird berücksichtigt, dass es sich hier um einen zweiachsigen Spannungszustand handelt.

Im Zuge der Vergleichsrechnung konnte bestätigt werden, dass das von Weyer/Uhlendahl für die lokale Lasteinleitung konservativ definierte Kriterium, ohne Mittelung der Spannungen, insbesondere bei den Trägern mit in den Feldbereich versetzten Steifen maßgebend wurde. Werden jedoch die auftretenden Spannungen über die Lastverteilungsbreiten  $l_c$  bzw.  $l_g$  gemittelt und mit den Grenzspannungskriterien  $\sigma_{R,d,1}$  bzw.  $\sigma_{R,d,2}$  verglichen, so zeigt sich, dass nur bei dem Träger HE 300 B mit der Stützweite  $l_s = 6,0\ m$  in den Lagerungsfällen (2) und (3) das Auflager- und Feldversagen praktisch gleichzeitig auftritt. In allen anderen Fällen dominierte das Feldversagen. Das Spannungskriterium  $\sigma_{R,d,2}$  wurde bei keinem der untersuchten Träger maßgebend. Die Dominanz des Feldversagens hat jedoch nur Gültigkeit bei den hier überprüften Trägern mit genau definierten Randbedingungen. Insbesondere bei Trägern mit geringen Stützweiten dürfte vor allem im Lagerungsfall (3) das Spannungskriterium im Auflagerbereich maßgebend werden.

Der gezeigte Lösungsansatz für die lokale Last-einleitung in den Stegbereich gilt jedoch nur für Walz-profile, bei denen die Stegshlankheit in der Regel ge-ring genug ist, um auf einen genauen Beulsicherheits-nachweis verzichten zu können. Für Schweißprofile ergeben sich aufgrund der fehlenden Steg-ausrundungen häufig ungünstigere Werte, so dass ein lo-kales Stabilitätsversagen durchaus maßgebend wer-den kann. Als Grenze hierfür wird gem. [1] Element (744) eine Stegshlankheit von  $h/s > 60$  definiert.

## 2.5.5 Lastansatz

Die äußeren Lasten wurden an den gem. Ab-schnitt 2.3 vorverformten Berechnungssystemen auf-gebracht. Die Eingabe erfolgte je nach System als Li-nienlast bzw. als in die Knoten des FE- Netzes umge-rechnete Einzellasten.

## 2.6 Berechnung

### 2.6.1 Ermittlung der Grenzlasten

Unter der Grenzlast  $q_{el,d,z}$  wird die elastische Grenzspannung  $\sigma_{S,d} = f_{y,k} / \gamma_m$  am äußeren Rand in Feldmitte des Trägerobergurtes erreicht. Die Grenz-spannung für den verwendeten Stahl S 235 JR G2 be-trägt:

$$\sigma_{R,d} = 240 / 1,1 = 218,1 \text{ N/mm}^2.$$

Um eine Bezugsgröße zur Beurteilung der an den einzelnen Trägern mit den unterschiedlichen Längen und Querlastanteilen gefundenen Berech-nungsergebnissen zu erhalten, wurden zunächst deren elastische Grenzlasten ohne Berücksichtigung von Stabilitätseinflüssen ermittelt (**Tab. 11**).

**Tab. 11: Grenzlasten bei reiner Biegung ohne Stabilitätseinfluss**

Profil	HE 300 B		HE 500 B		HE 700 B	
	6 m	10 m	10 m	15 m	14 m	21 m
$l_s$						
$q_{el,d,z}$	73,850	26,586	63,548	28,243	51,600	22,933
3,5 %	2,585	0,931	2,224	0,989	1,806	0,803
$q_{el,d,z}$	70,109	25,239	58,490	25,995	46,058	20,470
5,5 %	3,856	1,388	3,217	1,430	2,533	1,126
$q_{el,d,z}$	66,730	24,023	54,177	24,079	41,590	18,485
7,5 %	5,005	1,802	4,063	1,806	3,119	1,386

mit  $q_{el,d,z}$  bzw. Querlastanteilen 3,5%, 5,5% und 7,5% in [kN/m].

Im zweiten Schritt erfolgte die Berechnung der elastischen Grenzlasten aller Träger unter der Voraus-setzung einer idealen Gabellagerung mit Hilfe des Programms DRILL [18] (**Tab. 12a bis 12c**). Diese Werte dienten dann als „Startwerte der Beanspru-chung“ für die später mit FEM durchgeführte Be-rechnung der Faltwerkssysteme.

An den Ergebnissen der **Tabellen 12a bis 12c** erkennt man deutlich den günstigen Einfluss des Trägerüberstandes auf die Größe der aufnehmbaren elastischen Grenzlasten.

### 2.6.2 Auswertung der gefundenen Ergebnisse

In **Tab. 13** sind die mit dem FE-Programm MicroFe ermittelten elastischen Grenzlasten der ein-zelnen Träger zusammengestellt. Es folgt dann in der **Tab. 14** die zahlenmäßige Auswertung der Ausla-stung, bezogen auf die reine Biegebeanspruchung des jeweiligen Trägers ohne Stabilitätseinfluss. Ab-

**Tab. 12a: Reine Biegung mit Stabilitätseinfluss bei einem Querlastanteil von 3,5% (Biegetorsionstheorie II. Ordnung mit idealen Lagerungsbedingungen und variablem Trägerüberstand)**

Profil	HE 300 B		HE 500 B		HE 700 B		S 235 JR G2
	6,00	10,00	10,00	15,00	14,00	21,00	[m]
$v$	3,000	5,000	5,000	7,500	7,000	10,500	[mm]
$\vartheta$	0,020	0,033	0,020	0,030	0,020	0,030	[-]
$v_{OG}$	6,000	10,000	10,000	15,000	14,000	21,000	[mm]
$q_{el,st,d,z}$	61,685	20,791	44,505	16,910	27,070	9,376	[kN/m] *)
zug $q_y$	2,159	0,728	1,558	0,592	0,947	0,328	[kN/m]
$q_{el,st,d,z}$	62,180	20,883	44,806	17,050	27,278	9,442	[kN/m] **)
zug $q_y$	2,176	0,731	1,568	0,597	0,955	0,330	[kN/m]
$q_{el,st,d,z}$	63,449	21,216	46,395	17,578	28,650	9,795	[kN/m] ***)
zug $q_y$	2,221	0,743	1,624	0,615	1,003	0,343	[kN/m]

Lastangriff  $q_z$  und  $q_y$  am Trägerobergurt, Ausmitten  $e_y$  und  $e_z$  wurden berücksichtigt.

Die Grenzspannung beträgt  $\sigma_{R,d} = 240 / 1,1 = 218,18 \text{ kN/cm}^2$

- \*) aus DRILL ohne Trägerüberstand
- \*\*) aus DRILL mit Trägerüberstand = 100 mm
- \*\*\*) aus DRILL mit Trägerüberstand = Trägerhöhe

**Tab. 12b: Reine Biegung mit Stabilitätseinfluss bei einem Querlastanteil von 5,5%**

Profil	HE 300 B		HE 500 B		HE 700 B		S 235 JR G2
	6,00	10,00	10,00	15,00	14,00	21,00	
$l_s$							[m]
$v$	3,000	5,000	5,000	7,500	7,000	10,500	[mm]
$\vartheta$	0,020	0,033	0,020	0,030	0,020	0,030	[-]
$v_{OG}$	6,000	10,000	10,000	15,000	14,000	21,000	[mm]
$q_{el,st,d,z}$	56,661	19,299	40,211	15,658	24,680	8,832	[kN/m] *.)
zug $q_y$	3,116	1,061	2,212	0,861	1,357	0,486	[kN/m]
$q_{el,st,d,z}$	57,121	19,387	40,488	15,790	24,874	8,896	[kN/m] **.)
zug $q_y$	3,142	1,066	2,227	0,868	1,368	0,489	[kN/m]
$q_{el,st,d,z}$	58,293	19,698	41,928	16,280	26,126	9,229	[kN/m] ***)
zug $q_y$	3,206	1,083	2,306	0,895	1,437	0,508	[kN/m]

Anmerkungen wie Tab. 12a.

**Tab. 12c: Reine Biegung mit Stabilitätseinfluss bei einem Querlastanteil von 7,5%**

Profil	HE 300 B		HE 500 B		HE 700 B		S 235 JR G2
	6,00	10,00	10,00	15,00	14,00	21,00	
$l_s$							[m]
$v$	3,000	5,000	5,000	7,500	7,000	10,500	[mm]
$\vartheta$	0,020	0,033	0,020	0,030	0,020	0,030	[-]
$v_{OG}$	6,000	10,000	10,000	15,000	14,000	21,000	[mm]
$q_{el,st,d,z}$	52,583	18,094	36,889	14,640	22,770	8,359	[kN/m] *.)
zug $q_y$	3,944	1,357	2,767	1,098	1,708	0,627	[kN/m]
$q_{el,st,d,z}$	53,021	18,180	37,150	14,766	22,953	8,421	[kN/m] **.)
zug $q_y$	3,977	1,364	2,786	1,107	1,721	0,632	[kN/m]
$q_{el,st,d,z}$	54,108	18,471	38,472	15,225	24,109	8,736	[kN/m] ***)
zug $q_y$	4,058	1,385	2,885	1,142	1,808	0,655	[kN/m]

Anmerkungen wie Tab. 12a.

schließlich werden die Ergebnisse zur besseren Übersicht in graphischer Form dargestellt (siehe **Tab. 13** und **14** sowie **Abb. 6–8**).

Nach der Auswertung der Ergebnisse wird deutlich, dass der Einfluss der Lagerungsbedingungen insbesondere einer unvollständigen Drillkoppelung nur eine geringe Auswirkung auf die Größe der aufnehmbaren elastischen Grenzlaster hat. Bei den Lagerungsfällen (2) und (3) werden die am Obergurt angreifenden Horizontallasten (äußere Lasten und Abtriebskräfte) an den Querschotten konzentriert an den Untergurt abgegeben und von dort über Blechbiegung in die Auflagerkonstruktion eingeleitet.

Abhängig von der Stützweite sind die Träger auch in der Lage, über die Rahmenwirkung Lastanteile direkt an den Untergurt abzugeben. In geringem Maße wird der Obergurt dadurch zusätzlich stabilisiert. Voraussetzung dafür ist jedoch, dass es im Gesamtsystem zwischen Träger und Auflager vor dem Erreichen der Grenzlaster nicht zu energieärmeren Versagensformen kommt. Im Fall der Träger HE 700 B kommt es bei einer Querneigung von 7,5 % in den Lagerungsfällen (2) und (3) zu einer derartigen Ver-

sagensform. Die Träger kippen schon bei einer Auslastung von ca. 40 % um.

Es zeigt sich, dass zwischen der Lage der Steife im Überstand Fall (2) oder im Feldbereich Fall (3) des Trägers kaum ein Unterschied in der Traglast zu erkennen ist. Dies ist im Wesentlichen der stabilisierenden Wirkung des Trägerüberstandes zuzuschreiben. Sollte der Überstand geringer sein als die Trägerhöhe, so ergeben sich insbesondere im Lagerungsfall (3) geringere Werte.

In **Tab. 15** wurden zum Vergleich die FE-Berechnung für die Lagerungsfälle (1) und (3) mit einem Trägerüberstand von 100 mm zusammengestellt.

Der Vergleich der elastisch aufnehmbaren Grenzlaster  $q_{el,st,d,z}$  für die Lagerungsfälle (1) und (3) zeigt klar auf, dass mit einer Verringerung des Trägerüberstandes auf 100 mm weitere Traglasteinbußen von bis zu ca. 5 % verbunden sind. Insbesondere bei den Trägern HE 500 B und HE 700 B kommt der stabilisierenden Wirkung des Überstandes eine zunehmende Bedeutung zu.

**Tab. 13: Träger mit variablen Lagerungsbedingungen und Querlastanteilen**

Trägerüberstand = Trägerhöhe, Zentrierleiste  $b = 300 \text{ mm}$

Profil	HE 300 B		HE 500 B		HE 700 B		S 235 JR G2	
	$l_s$	6,00	10,00	10,00	15,00	14,00		
$q_{el,d,z}$	73,850	26,586	63,548	28,243	51,600	22,933	[kN/m]	Reine Biegung
zug $q_y$	2,585	0,931	2,224	0,989	1,806	0,803	[kN/m]	
$q_{el,st,d,z}$	62,865	21,042	45,847	17,868	28,797	10,335	[kN/m]	3,50%
zug $q_y$	2,200	0,736	1,605	0,625	1,008	0,362	[kN/m]	Fall (1)
$q_{el,st,d,z}$	61,188	20,414	43,925	17,210	27,227	9,832	[kN/m]	3,50%
zug $q_y$	2,142	0,714	1,537	0,602	0,953	0,344	[kN/m]	Fall (2)
$q_{el,st,d,z}$	60,522	20,172	43,362	16,973	27,091	9,677	[kN/m]	3,50%
zug $q_y$	2,118	0,706	1,518	0,594	0,948	0,339	[kN/m]	Fall (3)
$q_{el,d,z}$	70,109	25,239	58,490	25,995	46,058	20,470	[kN/m]	Reine Biegung
zug $q_y$	3,856	1,388	3,217	1,430	2,533	1,126	[kN/m]	
$q_{el,st,d,z}$	59,249	20,045	41,793	16,527	26,288	9,735	[kN/m]	5,50%
zug $q_y$	3,259	1,102	2,299	0,909	1,446	0,535	[kN/m]	Fall (1)
$q_{el,st,d,z}$	58,172	19,714	40,747	16,213	25,257	9,530	[kN/m]	5,50%
zug $q_y$	3,199	1,084	2,241	0,892	1,389	0,524	[kN/m]	Fall (2)
$q_{el,st,d,z}$	57,256	19,385	40,027	15,911	24,762	9,334	[kN/m]	5,50%
zug $q_y$	3,149	1,066	2,201	0,875	1,362	0,513	[kN/m]	Fall (3)
$q_{el,d,z}$	66,730	24,023	54,177	24,079	41,590	18,485	[kN/m]	Reine Biegung
zug $q_y$	5,005	1,802	4,063	1,806	3,119	1,386	[kN/m]	
$q_{el,st,d,z}$	55,300	18,950	37,756	15,392	24,271	9,440	[kN/m]	7,50%
zug $q_y$	4,147	1,421	2,832	1,154	1,820	0,708	[kN/m]	Fall (1)
$q_{el,st,d,z}$	54,215	18,673	36,707	15,183	15,285*	5,849*	[kN/m]	7,50%
zug $q_y$	4,066	1,401	2,753	1,139	1,146	0,439	[kN/m]	Fall (2)
$q_{el,st,d,z}$	53,048	18,254	35,847	14,813	14,898*	5,762*	[kN/m]	7,50%
zug $q_y$	3,979	1,369	2,689	1,111	1,117	0,432	[kN/m]	Fall (3)

  Ergebnisse der FE-Faltwerksberechnung

\*Träger kippt vor dem Erreichen der Grenzlasterlast um.

**Tab. 14: Auslastung bezogen auf die reine Biegebeanspruchung**

Profil	HE 300 B		HE 500 B		HE 700 B		S 235 JR G2	
	$l_s$	6,00	10,00	10,00	15,00	14,00		
$q_{el,d,z}$	73,850	26,586	63,548	28,243	51,600	22,933	[kN/m]	Reine Biegung
$f$	1,000	1,000	1,000	1,000	1,000	1,000	[-]	
$q_{el,st,d,z}$	62,865	21,042	45,847	17,868	28,797	10,335	[kN/m]	3,50%
$f$	0,851	0,791	0,721	0,633	0,558	0,451	[-]	Fall (1)
$q_{el,st,d,z}$	61,188	20,414	43,925	17,210	27,227	9,832	[kN/m]	3,50%
$f$	0,829	0,768	0,691	0,609	0,528	0,429	[-]	Fall (2)
$q_{el,st,d,z}$	60,522	20,172	43,362	16,973	27,091	9,677	[kN/m]	3,50%
$f$	0,820	0,759	0,682	0,601	0,525	0,422	[-]	Fall (3)
$q_{el,d,z}$	70,109	25,239	58,490	25,995	46,058	20,470	[kN/m]	Reine Biegung
$f$	1,000	1,000	1,000	1,000	1,000	1,000	[-]	
$q_{el,st,d,z}$	59,249	20,045	41,793	16,527	26,288	9,735	[kN/m]	5,50%
$f$	0,845	0,794	0,715	0,636	0,571	0,476	[-]	Fall (1)
$q_{el,st,d,z}$	58,172	19,714	40,747	16,213	25,257	9,530	[kN/m]	5,50%
$f$	0,830	0,781	0,697	0,624	0,548	0,466	[-]	Fall (2)
$q_{el,st,d,z}$	57,256	19,385	40,027	15,911	24,762	9,334	[kN/m]	5,50%
$f$	0,817	0,768	0,684	0,612	0,538	0,456	[-]	Fall (3)
$q_{el,d,z}$	66,730	24,023	54,177	24,079	41,590	18,485	[kN/m]	Reine Biegung
$f$	1,000	1,000	1,000	1,000	1,000	1,000	[-]	
$q_{el,st,d,z}$	55,300	18,950	37,756	15,392	24,271	9,440	[kN/m]	7,50%
$f$	0,829	0,789	0,697	0,639	0,584	0,511	[-]	Fall (1)
$q_{el,st,d,z}$	54,215	18,673	36,707	15,183	15,285	5,849	[kN/m]	7,50%
$f$	0,812	0,777	0,678	0,631	0,368	0,316	[-]	Fall (2)
$q_{el,st,d,z}$	53,048	18,254	35,847	14,813	14,898	5,762	[kN/m]	7,50%
$f$	0,795	0,760	0,662	0,615	0,358	0,312	[-]	Fall (3)

Um die Beurteilung der Ergebnisse zu vervollständigen, muss noch die Spannungsauswertung für den Auflagerbereich erfolgen.

In **Tab. 17** sind die gem. Abschn. 2.5.4 gemittelten Spannungen im Trägersteg am Untergurt in Höhe der Ausrundung zusammengestellt. Es werden nur Spannungen ausgewertet, die am Faltwerk in den einzelnen Elementknoten über der Grenze  $\sigma_{R,d} = 24/1,1 = 21,818 \text{ kN/cm}^2$  lagen. Wie bereits beschrieben, ergeben sich nur beim Träger HE 300 B ( $l_s = 6,0 \text{ m}$  / Lagerungsfall (3)) bei Erreichen des Spannungs-kriteriums am Obergurt in Feldmitte auch im Auflagerbereich Spannungen, die in der gleichen Größen-

ordnung liegen. D.h. hier tritt Feld- und Auflagerver-sagen bei etwa gleichem Lastniveau auf. Bei allen an-deren untersuchten Trägern dominierte das Feldver-sagen.

### 2.6.3 Vergleich der Nachrechnung mit den Werten von Weyer/Uhlendahl

In der folgenden **Tab. 18** sind die von Weyer/Uhlendahl ermittelten Traglasten sowie die entspre-chenden Werte der Vergleichsrechnung zusamme-gestellt. Verglichen werden die elastisch aufnehmbaren Traglasten  $q_{el,st,d,z}$  aus **Tab. 5.1** bzw. **5.2** mit den Wer-ten aus der Vergleichsrechnung für einen Querlastan-

**Tab. 15: Träger mit variablen Lagerungsbedingungen und Querlastanteilen**  
Trägerüberstand = 100 mm, Lagerungsfall (1) und (3), Zentrierleiste  $b = 300 \text{ mm}$

Profil	HE 300 B		HE 500 B		HE 700 B		S 235 JR G2	
$l_s$	6,00	10,00	10,00	15,00	14,00	21,00	[m]	
$q_{el,st,d,z}$	61,633	20,714	44,314	17,337	27,443	9,962	[kN/m]	3,50%
zug $q_y$	2,157	0,725	1,551	0,607	0,960	0,349	[kN/m]	Fall (1)
$q_{el,st,d,z}$	59,893	20,207	42,477	16,679	26,213	9,548	[kN/m]	3,50%
zug $q_y$	2,096	0,707	1,487	0,584	0,917	0,334	[kN/m]	Fall (3)
$q_{el,st,d,z}$	58,082	19,731	40,379	16,030	25,037	9,379	[kN/m]	5,50%
zug $q_y$	3,194	1,085	2,221	0,882	1,377	0,516	[kN/m]	Fall (1)
$q_{el,st,d,z}$	57,026	19,443	39,091	15,580	24,195	9,059	[kN/m]	5,50%
zug $q_y$	3,136	1,069	2,150	0,857	1,331	0,498	[kN/m]	Fall (3)
$q_{el,st,d,z}$	54,210	18,649	36,490	14,929	23,519	9,102	[kN/m]	7,50%
zug $q_y$	4,066	1,399	2,737	1,120	1,764	0,683	[kN/m]	Fall (1)
$q_{el,st,d,z}$	53,040	18,251	35,291	14,509	14,372*	5,537*	[kN/m]	7,50%
zug $q_y$	3,978	1,369	2,647	1,088	1,078	0,415	[kN/m]	Fall (3)

Ergebnisse der FE-Faltwerksberechnung
 \*Träger kippt vor dem Erreichen der Grenzlast um.

**Tab. 16: Vergleich der elastisch aufnehmbaren Grenzlasten  $q_{el,st,d,z}$  [kN/m] in den Lagerungsfällen (1) und (3) zwischen einem Trägerüberstand  $\ddot{u} = \text{Trägerhöhe } h$  und einem Trägerüberstand  $\ddot{u} = 100 \text{ mm}$ .**

Profil	HE 300 B		HE 500 B		HE 700 B		S235 JR G2	
$l_s$	6,00	10,00	10,00	15,00	14,00	21,00	[m]	
$\ddot{u} = h$	62,865	21,042	45,847	17,868	28,797	10,335	[kN/m]	Fall (1)
$\ddot{u} = 100 \text{ mm}$	61,633	20,714	44,314	17,337	27,443	9,962	[kN/m]	Querlastanteil
Abweichung	-1,961	-1,559	-3,344	-2,973	-4,702	-3,614	[%]	= 3,5 %
$\ddot{u} = h$	60,522	20,172	43,362	16,973	27,091	9,677	[kN/m]	Fall (3)
$\ddot{u} = 100 \text{ mm}$	59,893	20,207	42,477	16,679	26,213	9,548	[kN/m]	Querlastanteil
Abweichung	-1,040	0,173	-2,041	-1,730	-3,244	-1,331	[%]	= 3,5 %
$\ddot{u} = h$	59,249	20,045	41,793	16,527	26,288	9,735	[kN/m]	Fall (1)
$\ddot{u} = 100 \text{ mm}$	58,082	19,731	40,379	16,030	25,037	9,379	[kN/m]	Querlastanteil
Abweichung	-1,970	-1,567	-3,385	-3,011	-4,757	-3,659	[%]	= 5,5 %
$\ddot{u} = h$	57,256	19,385	40,027	15,911	24,762	9,334	[kN/m]	Fall (3)
$\ddot{u} = 100 \text{ mm}$	57,026	19,443	39,091	15,580	24,195	9,059	[kN/m]	Querlastanteil
Abweichung	-0,402	0,300	-2,337	-2,082	-2,288	-2,946	[%]	= 5,5 %
$\ddot{u} = h$	55,300	18,950	37,756	15,392	24,271	9,440	[kN/m]	Fall (1)
$\ddot{u} = 100 \text{ mm}$	54,210	18,649	36,490	14,929	23,519	9,102	[kN/m]	Querlastanteil
Abweichung	-1,970	-1,584	-3,353	-3,012	-3,098	-3,587	[%]	= 7,5 %
$\ddot{u} = h$	53,048	18,254	35,847	14,813	14,898	5,762	[kN/m]	Fall (3)
$\ddot{u} = 100 \text{ mm}$	53,040	18,251	35,291	14,509	14,372	5,537	[kN/m]	Querlastanteil
Abweichung	-0,016	-0,014	-1,552	-2,052	-3,531	-3,905	[%]	= 7,5 %



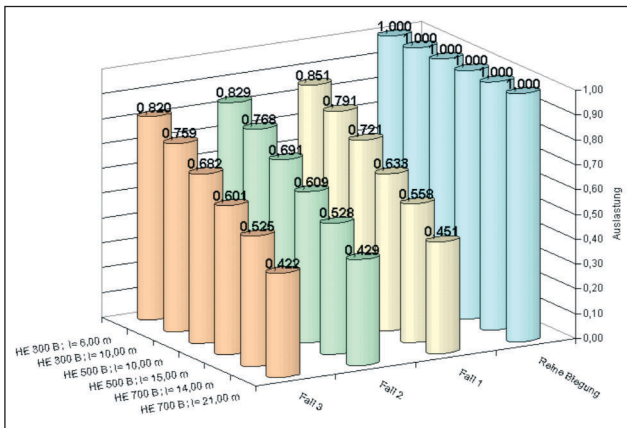


Bild 6: Auslastung der Träger bei  $q_y = 3,5\%$

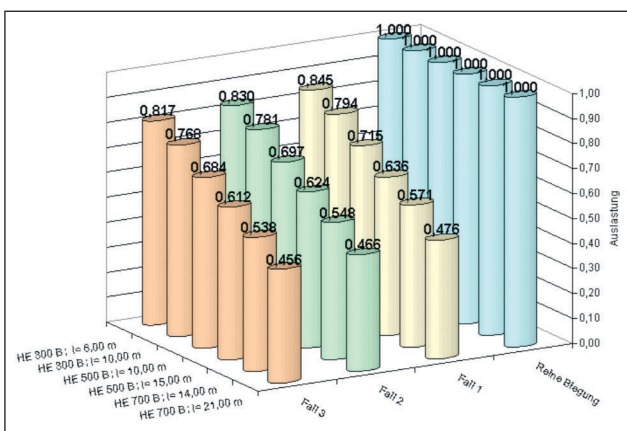


Bild 7: Auslastung der Träger bei  $q_y = 5,5\%$

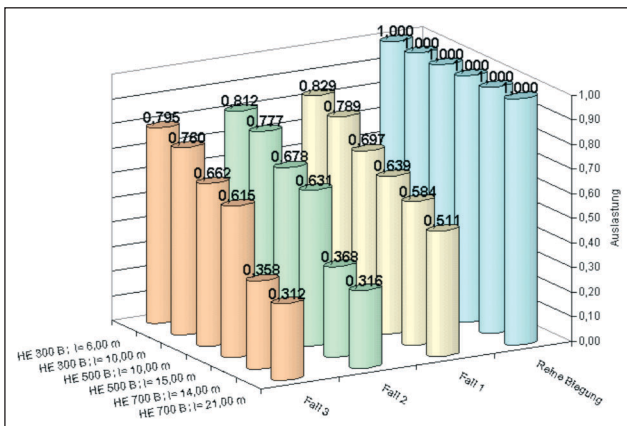


Bild 8: Auslastung der Träger bei  $q_y = 7,5\%$

teil von 5,5 % für die Lagerungsfälle (1) und (2) aus **Tab. 13** und für den Lagerungsfall (3) aus **Tab. 15**. Bei den Lagerungsfällen (1) und (2) entspricht der Trägerüberstand der Trägerhöhe, im Lagerungsfall (3) beträgt der Überstand 100 mm. Die Zentrierleiste reicht bei allen Lagerungsfällen über die gesamte Untergurtbreite (**Tab. 18**).

Bei den Werten für die Träger HE 300 B und HE 500 B zeigt sich eine gute Übereinstimmung der beiden Berechnungsergebnisse. Beim Träger HE 700 B

**Tabelle 17: Spannungsauswertung Auflager**

Profil $l_s$	HE 300 B		HE 500 B		HE 700 B		Querlast
	6 m	10 m	10 m	15 m	14 m	21 m	
Fall (1)	14,485	–	–	–	–	–	3,50%
Fall (2)	20,039	12,290	13,400	–	11,440	–	
Fall (3)	20,468	11,875	14,587	–	13,203	–	
Fall (1)	13,676	–	–	–	–	–	5,50%
Fall (2)	20,989	–	13,732	–	11,768	–	
Fall (3)	21,502	–	15,012	–	13,115	–	
Fall (1)	12,804	–	–	–	–	–	7,50%
Fall (2)	21,462	–	13,651	–	–	–	
Fall (3)	22,084	–	14,968	–	–	–	

- Spannungen  $\sigma_{s,d}$  in  $[\text{kN}/\text{cm}^2]$
- Zentrierleiste  $20 \times 20$  mm über die gesamte Untergurtbreite.
- Fall 1 und Fall 2, Trägerüberstand = Trägerhöhe
- Fall 3, Trägerüberstand = 100 mm

ergeben sich jedoch bei allen Lagerungsfällen Abweichungen der Ergebnisse von bis zu 5,9 % (vgl. **Tab. 19**). Die Ursachen hierfür sind zum einen der Unterschied bei dem angesetzten Grenzspannungskriterium und zum andern das Durchschlagen des Auflagerkriteriums insbesondere im Lagerungsfall (3). Das Grenzspannungskriterium wurde von Weyer/Uhlendahl mit einer Streckgrenze des Baustahls von  $f_{y,k} = 235 \text{ N}/\text{mm}^2$  gem. EC 3 definiert. Im Rahmen der Vergleichsrechnung wurde jedoch die Streckgrenze nach DIN 18800-1 (433) mit  $f_{y,k} = 240 \text{ N}/\text{mm}^2$  zugrundegelegt. Die Abweichung zwischen diesen beiden Werten beträgt ca. 2,1 %. Das bedeutet, dass die

**Tab. 18: Zusammenfassung der Ergebnisse**

	HE 300 B $l_s = 10 \text{ m}$		HE 500 B $l_s = 15 \text{ m}$		HE 700 B $l_s = 21 \text{ m}$		
	KHP	Weyer	KHP	Weyer	KHP	Weyer	
$q_{el,st,d,z}$	20,045	20,600	16,527	16,700	9,735	9,300	Fall 1
zug $q_y$	1,102	0,721	0,909	0,585	0,535	0,326	[kN/m]
$q_{el,st,d,z}$	19,714	20,200	16,213	15,800	9,530	9,000	Fall 2
zug $q_y$	1,084	0,707	0,892	0,553	0,524	0,315	[kN/m]
$q_{el,st,d,z}$	19,443	20,000	15,580	15,400	9,059	8,600	Fall 3
zug $q_y$	1,069	0,700	0,857	0,539	0,498	0,301	[kN/m]

- Die Werte zug  $q_y$  nach Weyer / Uhlendahl berücksichtigen einen Querlastanteil von 3,5 %, die zusätzlichen 2 % aus Imperfektion sind nicht ausgewiesen.

**Tab. 19: Prozentuale Abweichung der Ergebnisse**

	HE 300 B $l_s = 10 \text{ m}$	HE 500 B $l_s = 15 \text{ m}$	HE 700 B $l_s = 21 \text{ m}$
Fall (1) [%]	2,695	1,034	-4,676
Fall (2) [%]	2,404	-2,617	-5,888
Fall (3) [%]	2,785	-1,168	-5,336

- Bezugswert ist das Ergebnis von KHP

großen Abweichungen beim Träger HE 700 B kleiner werden und sich gleichzeitig die geringeren Abweichungen bei den Trägern HE 300 B und HE 500 B etwas vergrößern.

Der Vergleich zeigt, dass sich trotz einiger Unterschiede im Berechnungsansatz und der Auswertung eine gute Übereinstimmung der gefundenen Ergebnisse ergibt.

**Abb. 9** vergleicht die gefundenen Werte nach KHP und Weyer/Uhlendahl und setzt sie in Beziehung zum Grenzspannungskriterium ohne Stabilitätseinfluss.

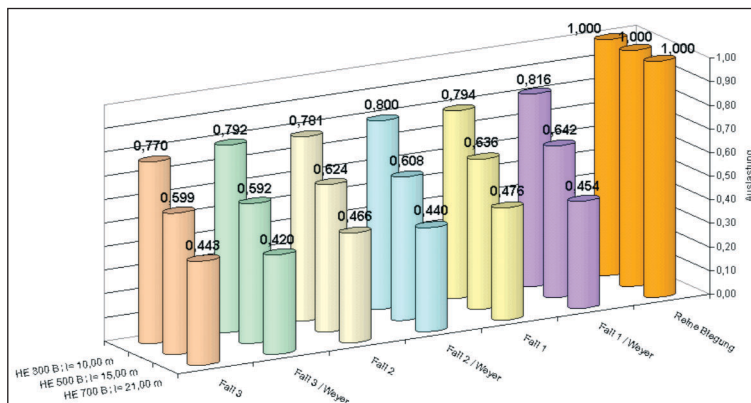


Abb. 9: Ergebnisvergleich

### 2.6.4 Bewertung der Vergleichsrechnung

Vergleicht man die Berechnungsergebnisse der **Tab. 12a** bis **12c**, also die mit idealen Lagerungsbedingungen nach der Biegetorsionstheorie II. Ordnung ermittelten elastischen Grenzlasten, mit denen aus der Faltwerkberechnung, so zeigen sich insbesondere bei den Trägern HE 700 B Abweichungen von bis zu 7,5 %. Bei den übrigen Träger-Stützweiten-Kombinationen beträgt die maximale Abweichung zwischen den am Faltwerk ermittelten Grenzlasten zu den theoretischen Werten ca. 2,5 %. Auffällig ist, dass überall dort, wo die aufnehmbaren elastischen Grenzlasten der Faltwerkberechnung über den Werten der **Tab. 12a** bis **12c** lagen, die zugehörigen Horizontalverschiebungen der Trägerobergurte sowie

die Verdrehung  $\vartheta_m$  der Träger in Feldmitte nur unwesentlich größer als die mit DRILL ermittelten Werte waren. Nach [13] sind die Spannungsanteile aus der Theorie II. Ordnung mit der Verformung des Trägerobergurtes sowie die Anteile aus der Verwölbung mit der zweiten Ableitung des Drillwinkels  $\vartheta_m$  verknüpft. Das deutet darauf hin, dass eben diese Spannungsanteile bei den Faltwerken, trotz der größeren elastischen Grenzlasten, kleiner wurden. Die Faltwerte wirkten in den meisten Fällen also etwas steifer als die mit DRILL berechneten Träger.

Insgesamt zeigen die am Faltwerk berechneten Werte jedoch eine gute Übereinstimmung mit den theoretischen Werten der **Tab. 12a** bis **12c**. In der **Tab. 20** wurden analog **Tab. 6**, die bei der FE-Be-

**Tab. 20: Abminderungsfaktoren bezogen auf den Lagerungsfall (1)**

Profil	HE 300 B		HE 500 B		HE 700 B*		S 235 JR G2	
$l$	6,00	10,00	10,00	15,00	14,00	21,00	[m]	
$q_{el,st,d,z}$	62,865	21,042	45,847	17,868	28,797	10,335	[kN/m]	3,50%
$f$	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	[-]	Fall 1
$q_{el,st,d,z}$	61,188	20,414	43,925	17,210	27,227	9,832	[kN/m]	3,50%
$f$	0,97	0,97	0,96	0,96	0,95	0,95	[-]	Fall 2
$q_{el,st,d,z}$	60,522	20,172	43,362	16,973	26,213	9,548	[kN/m]	3,50%
$f$	0,96	0,96	0,95	0,95	0,92	0,92	[-]	Fall 3
$q_{el,st,d,z}$	59,249	20,045	41,793	16,527	26,288	9,735	[kN/m]	5,50%
$f$	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	[-]	Fall 1
$q_{el,st,d,z}$	58,172	19,714	40,747	16,213	25,257	9,530	[kN/m]	5,50%
$f$	0,98	0,98	0,97	0,98	0,96	0,98	[-]	Fall 2
$q_{el,st,d,z}$	57,256	19,385	40,027	15,911	24,195	9,059	[kN/m]	5,50%
$f$	0,97	0,97	0,96	0,96	0,92	0,93	[-]	Fall 3
$q_{el,st,d,z}$	55,300	18,950	37,756	15,392	24,271	9,440	[kN/m]	7,50%
$f$	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	[-]	Fall 1
$q_{el,st,d,z}$	54,215	18,673	36,707	15,183	15,285**	5,849**	[kN/m]	7,50%
$f$	0,98	0,99	0,97	0,99	0,630	0,619	[-]	Fall 2
$q_{el,st,d,z}$	53,048	18,254	35,847	14,813	14,372**	5,537**	[kN/m]	7,50%
$f$	0,96	0,96	0,95	0,96	0,592	0,587	[-]	Fall 3

\* Bei den Trägern HE 700 B wurden im Lagerungsfall (3) die Werte für einen Überstand von 100 mm (gem. Tab. 15) eingesetzt.  
 \*\* Träger kippt vor dem Erreichen der Grenzlast um.

█ Vergleichswerte zu Tab. 6; Fall 2 = (a) und Fall 3 = (i).

rechnung ermittelten Abminderungsfaktoren der elastischen Grenzlasten, bezogen auf den Lagerungsfall (1), zusammengestellt.

### 3 Zusammenfassung

Anhand umfangreicher Vergleichsberechnungen von verschiedenen Träger-Stützweiten-Kombinationen, konnte eine weitgehende Übereinstimmung mit den von Weyer/Uhlendahl ermittelten elastischen Grenzlasten festgestellt werden. Die im Abstand von 30 cm von der rechnerischen Auflagerlinie, in den Überstand bzw. den Feldbereich, verschobenen, einseitig angeordneten Auflagersteifen haben einen traglastmindernden Einfluss von 7 % nach KHP bzw. bis zu 9 % nach Weyer/Uhlendahl auf die elastisch aufnehmbare Grenzlast am ideal gabelgelagerten System zur Folge. Diese geringen Werte sind zu einem großen Teil der stabilisierenden Wirkung des Trägerüberstandes zuzuschreiben. Ist kein Trägerüberstand vorhanden oder ist dieser kleiner als die Trägerhöhe, ist mit einer weiteren Abminderung der Traglasten um ca. 5 % zu rechnen.

Der Unterschied zwischen den Werten von KHP und Weyer/Uhlendahl erklärt sich durch den unterschiedlichen Ansatz des Grenzspannungskriteriums im Auflagerbereich. Während bei Weyer/Uhlendahl das Grenzspannungskriterium konservativ nicht über die Elementbreite hinaus gemittelt wurde, ist im Rahmen der Vergleichsrechnung durch KHP eine Lastverteilung analog DIN 18800-1 (744) mit zum Teil lastabhängi-

gem Grenzspannungskriterium angesetzt worden. Dies hat zur Folge, dass bei allen untersuchten Trägern-, Stützweiten- und Querlastkombinationen das Feldversagen maßgebend wurde. Lediglich bei einer Stützweite von  $l_s = 6 \text{ m}$  trat beim Profil HE 300 B in den Lagerungsfällen (2) und (3) das Feld- und Auflagerversagen unter annähernd gleichem Lastniveau auf.

Wenn dies auch im Rahmen der Vergleichsrechnung nur im Ansatz deutlich wurde, so ist doch bei der Auswertung der Spannungen in den Auflagerbereichen ein eindeutiger Trend hin zu einer zunehmenden Dominanz des Lagerkriteriums für Träger mit kurzen Stützweiten erkennbar. Abschließend sei noch einmal darauf hingewiesen, dass die von Weyer/Uhlendahl [10] vorgelegten und durch KHP überprüften Ergebnisse nur und ausschließlich für die untersuchten Träger mit klar definierten Randbedingungen gelten. Die von KHP durchgeführte Parametervariation diente lediglich dazu, die gefundenen Werte besser interpretieren zu können. Darüber hinaus gehende Schlussfolgerungen oder gar die Übertragung der Ergebnisse auf „ähnliche Fälle in der Praxis“ sind auf dieser Basis nicht möglich. In den Empfehlungen der Prüfeningenieure für die Prüfung von Traggerüsten (Seite 68) wird die Traglast deshalb auf 5 % begrenzt und darüber hinaus mit klar definierten Randbedingungen verknüpft. Eine generelle Erweiterung der Regelung über die nicht-zentrierte Anordnung von Auflagersteifen für einen breiteren Anwendungsbereich sind nur durch weitere systematische Untersuchungen möglich. Die bisherigen Erkenntnisse lassen erwarten, dass sich hieraus wirtschaftliche Lösungen für den Traggerüstbau entwickeln lassen.

### 4 Literatur

#### 4.1 Vorschriften

- [1] DIN 18800-1 Stahlbauten, Bemessung und Konstruktion
- [2] DIN 18000-2 Stahlbauten, Knicken von Stäben und Stabwerken
- [3] Lindner, Scheer, Schmidt: Stahlbauten, Erläuterungen zu DIN 18800 Teil 1 bis 4 Beuth / Ernst & Sohn, 2. Auflage 1994

#### 4.2 Grundlagen

- [10] Weyer, Uhlendahl: Schalungsträger aus Walzprofilen – Untersuchung zur Auswirkung nicht zentrierter Auflagersteifen. Faltwerksstudie im Auftrag der C.O. Weise GmbH & Co. KG, Dortmund, August 2000 (unveröffentlicht)
- [11] Weyer, Uhlendahl: Schalungsträger aus Walzprofilen ohne Auflagersteifen. Forschungsbericht P 226 der Studiengesellschaft für Stahlanwendung e.V., Dezember 1998
- [12] Weyer, Uhlendahl: Schalungsträger aus Walzprofilen ohne Auflagersteifen, Bauingenieur Band 77, März 2002
- [13] Petersen: Statik und Stabilität der Baukonstruktionen. Vieweg, 2. Auflage 1982, Nachdruck 1992

- [14] Kuhlmann, et al.: Stahlbaukalender Jahrgänge 1999, 2000 und 2001. Ernst & Sohn
- [15] Friemann, et al.: Seminarband Biegedrillknicken TU Darmstadt 09/1998. TU Darmstadt, Institut für Stahlbau und Werkstoffmechanik
- [16] Kroll: Rechenbehelfe für ideale Biegedrillknickmomente doppelsymmetrischer I-Querschnitte. Verlag Stahl-Eisen, 1998
- [17] mb-Software: MicroFe 6.40 – Finite – Element – System für Tragwerksplanung. mb – Programme, Software im Bauwesen, Hameln 1998
- [18] Friemann: Programm DRILL. TU Darmstadt, Institut für Stahlbau und Werkstoffmechanik
- [19] Friemann: Biegedrillknicken gerader Träger, Grundlagen zum Programm. DRILL, Veröffentlichungen aus dem Institut für Stahlbau und Werkstoffmechanik der TH Darmstadt, Heft 56, 1996
- [20] Empfehlungen der Prüfeningenieure für die Prüfung von Traggerüsten. *Der Prüfeningenieur*, Heft 17/Oktober 2000. Bundesvereinigung der Prüfeningenieure für Bautechnik e.V.

# Empfehlungen der Prüflingenieure für die Prüfung von Traggerüsten

## Einheitliche Bewertungskriterien Empfehlungen Stand 09/2002

Der Arbeitskreis Gerüste des Bau-Überwachungsvereins (BÜV) hat unter der Leitung des Prüflingenieurs Dipl.-Ing. Uwe Schmiedel die mit Stand 09/2000 veröffentlichten „Empfehlungen der Prüflingenieure für die Prüfung von Traggerüsten“ („Der Prüflingenieur“ Nr. 17, Oktober 2000) aktualisiert und ergänzt. Der Abschnitt 15.2: „Ausschottung der Träger“ berücksichtigt jetzt das Ergebnis der von Prof. Dr.-Ing. Ulrich Weyer durchgeführten Berechnungen an Walzprofilträgern für kleine und mittlere Stützweiten mit nicht zentrierten und zum Teil halbseitigen Auflagersteifen (s.a. Seite 53). Die Aussagen konnten nach Prüfung durch Dr.-Ing. Tilman Zichner jetzt in die vorliegenden Empfehlungen übernommen werden.

Folgende Teile wurden neu aufgenommen: Abschnitt 18: Absenkkeile, Abschnitt 19: Anforderungen an zusammengesetzte Stützen aus Stahlwalzprofilen, Abschnitt 20: Überwachungen. Die übrigen Abschnitte sind gegenüber der bisher veröffentlichten Fassung unverändert, so dass die Empfehlungen hiermit vollständig und geschlossen vorliegen. Auch für die vorliegende Fassung 09/2002 gilt aber, dass die in den Bundesländern eingeführten bautechnischen Bestimmungen ohne Abstriche einzuhalten sind.

Dem Arbeitskreis gehörten an:

Für die Bundesvereinigung der Prüflingenieure für Bautechnik (VPI):

*Dr.-Ing. Manfred Hanf, Dipl.-Ing. Wolf Jeromin, Dipl.-Ing. Friedhelm Löschmann, Dipl.-Ing. Uwe Schmiedel (Leitung), Dr.-Ing. Hansjürgen Spanke, Dipl.-Ing. Catharina Stahr, Dipl.-Ing. Heinz Steiger, Dipl.-Ing. Tilman Zichner*

Für die Bundesinnung Gerüstbau:

*Dipl.-Ing. Werner Majer, Dipl.-Ing. Heinz-Hermann Punkte, Dipl.-Ing. Thomas Weise*

## 1 Umfang und Genauigkeit der zeichnerischen Darstellung

Erforderlich sind Ausführungszeichnungen mit einer Genauigkeit und einem Umfang, die den Anforderungen gemäß ZTV-K 96, Abschnitt 12.1 und der DIN 4421, Abschnitt 7 entsprechen. Hinweise in Ausführungszeichnungen auf die Statik (z.B. „siehe Detail Statik Seite. . .“) sind nicht ausreichend.

Insbesondere wird auf Folgendes hingewiesen:

- Systemlinien, Hauptmaße und Hauptlängen sind darzustellen.
- Es sind alle wichtigen Details maßstäblich darzustellen, unter anderem auch Spindelhöhen mit Angabe der maximalen Ausspindelungen, horizontale Festhaltungen an Bauwerksteilen.
- In maßgeblichen Schnitten sind Höhen, Vermaßung der Lichtraumprofile im Bauzustand und Abstände zwischen Traggerüst und Lichtraumprofil im Betonier- und Absenkzustand anzugeben.
- Montageverbände, die zu unzulässigen Zwängungen führen können, sind vor dem Betonieren zu lösen. Sie sind auf der Zeichnung besonders zu kennzeichnen.
- Werden Obergerüst, Traggerüst und Gründung auf getrennten Blättern dargestellt, sind die wichtigsten angrenzenden Bauteile mit anzudeuten: Zum Beispiel bei der Gründung die Stützenstiele und bei dem Obergerüst die Trägerlage.
- Kippverbände von Trägerlagen sind auch in der Draufsicht darzustellen.

Die koordinierten Ausführungsunterlagen zum Obergerüst (Schalung), Traggerüst und zur Gründung sind gleichzeitig zur Prüfung vorzulegen.

## 2 Vollständigkeit der Ausführungsunterlagen

Bei den statischen Berechnungen und Ausführungsplänen sind Querverweise auf die Unterla-

gen anderer Ausführungsbeispiele, die ggf. als Kopie beigelegt werden, nicht möglich, auch nicht, wenn diese gleiche oder vergleichbare Belastungen und statische Systeme aufweisen. Vielmehr müssen die vorzulegenden Ausführungsunterlagen den vorliegenden Ausführungsfall objektbezogen und vollständig behandeln.

Umrechnungsfaktoren und Vergleiche mit Berechnungen anderer Objekte können nicht als Ausführungsstatik akzeptiert werden.

### 3 Montage- und Rückbauzustände

Die Prüfung und Überwachung von Montage-, Rückbau- und Verschiebezuständen gehört im Regelfall nicht zum Aufgabenbereich des Prüfingenieurs. Dies wäre im Ausnahmefall, z.B. bei öffentlichem Verkehr unter oder unmittelbar neben dem Traggerüst, gesondert schriftlich zu vereinbaren.

### 4 Verbindlichkeit von Zulassungen, Einhaltung von Ergebnissen der Typenprüfungen

■ Abweichungen von Zulassungen sind grundsätzlich nicht möglich.

■ Die Forderungen aus Typenprüfungen sind uneingeschränkt einzuhalten.

Eine Abweichung von einer Typenprüfung ist nur durch einen in sich vollständigen Nachweis im Einzelfall möglich, wobei wegen der Verantwortlichkeit des Aufstellers keine Verweise auf die Typenprüfung möglich sind.

Ein vertikaler Verband zwischen Spindelkopf und Stützenkopf kann beispielsweise nicht als planmäßiger Ersatz für unzulässige Abweichungen der Ausdrehlängen angesehen werden.

### 5 Anwendung der neuen Vorschriften auf der Grundlage der neuen Sicherheitstheorie bei Gerüsten

Die Eurocodes dürfen für Gerüste noch nicht angewandt werden.

### 6 Anerkennung firmeneigener Versuche als Verwendbarkeitsnachweis von Bauteilen

Zu diesem Punkt macht die ZTV-K 96 in Abschnitt 12.1.2 folgende Aussage: Versuche nach DIN

4421, Abschnitt 6.5.1 können nur bei einer anerkannten Prüfstelle durchgeführt werden.

### 7 Planmäßiger Systemwechsel vor der eigentlichen Belastung des Gerüsts

Ein planmäßiger Systemwechsel vor dem Betonieren nach Endmontage des Gerüsts ist nur erlaubt, wenn eine entsprechende Arbeitsanweisung vorliegt. Darüber hinaus muss eine verantwortliche Person, die die Maßnahmen überwacht und protokolliert, benannt sein.

Dieses gilt zum Beispiel für eine Festpunktänderung bei Brücken mit Arbeitsfugen, wenn das Traggerüst kurz vor dem Betonieren an den vorhergehenden Überbauabschnitt befestigt wird.

### 8 Berücksichtigung von Lastexzentrizitäten bei Flachgründungen

Außermittigkeiten von Stützen auf Gründungen lassen sich baupraktisch nicht vermeiden. Pauschale Vorgaben solcher Exzentrizitäten für die Statik sind nicht sinnvoll, weil damit Ausführungen mit großer Maßgenauigkeit benachteiligt werden.

Daher wird empfohlen, in der Statik in Zusammenarbeit mit dem Koordinator für jeden Einzelfall die maximale Lastexzentrizität für die Gründung anzugeben. Diese wird in den statischen Nachweisen (z.B. Grundbruchnachweise) erfasst und auf der Ausführungszeichnung ausdrücklich benannt.

Die so zulässige Exzentrizität dient dann als oberer Grenzwert für die Ausführung und wird bei der Überwachung und Überprüfung kontrolliert.

### 9 Weiterleitung des horizontalen Betonierdrucks

Der horizontal wirkende Betonierdruck, z.B. auf Steg- oder Endquerträgerschalung, steht mit dem gleich großen, entgegengesetzt wirkenden Druck auf den Frischbetonkörper im Gleichgewicht. Sofern diese beiden Drücke nicht über eine entsprechende konstruktive Ausbildung der Schalungskonstruktion unmittelbar in ein inneres Gleichgewicht gebracht werden, müssen sie getrennt in unterschiedliche Auflager nach außen abgeleitet werden.

Bei der Abschlusschalung des Brückenendes kommt hierfür z.B. folgende Lösung in Betracht: Druck auf Seitenschalung wird über Abstützungen

ins Widerlager abgegeben, Druck auf Frischbetonkörper wird über Bodenplattenschalung von der Längsfesthaltung der Trägerlage aufgenommen.

Insbesondere bei Bauwerken mit schiefen Brückenenden ist dieser Einfluss sowohl bei der Schalung der Hauptträgerstege aber auch bei der Schalung des Überbauabschlusses konsequent zu verfolgen.

## 10 Ersatzlast $V/100$ und Horizontalkräfte aus Imperfektionen

Beim statischen Nachweis müssen sowohl  $H = V/100$  als horizontale Ersatzlast (siehe DIN 4421, Abschnitt 6.3.1.4) als auch zusätzlich Horizontallasten aus geometrischen Imperfektionen (siehe DIN 4421, Abschnitt 6.2) berücksichtigt werden. Beide sind in jeder beliebigen Richtung möglich.

Sofern der Prüfenieur im Überprüfungsprotokoll ausdrücklich die Einhaltung der zulässigen Grenzwerte für die geometrischen Imperfektionen bestätigen soll, wird empfohlen, dass er sich vom Bauleiter eine Bescheinigung geben lässt, in der dieser die gemessenen Imperfektionen verantwortlich unterschrieben zusammengestellt und den zulässigen Werten gegenübergestellt hat. Anhand dieser Zusammenstellung kann der Prüfenieur dann – nach entsprechender stichprobenartiger Kontrolle – bestätigen, dass die vorhandenen Imperfektionen durch die Ansätze der Statik erfasst sind.

## 11 Windlastreduzierung in besonderen Einzelfällen

Eine Windlastreduzierung im Betonierzustand kann – wenn die Bauaufsichtsbehörde zustimmt – in Ausnahmefällen (sofern die volle Windlast nach DIN 1055 zu einer unangemessenen Härte führen würde) entsprechend DIN 4421, Abschnitt 6.3.2.2, akzeptiert werden, wenn sichergestellt wird, dass nur bis zur dort genannten Windstärke betoniert wird. Die maximale Windgeschwindigkeit darf bis zu 12 Stunden nach dem Betonierende nicht überschritten werden. Die windtechnischen Daten für den maßgebenden Zeitraum müssen unmittelbar vor dem Betonieren von einem meteorologischen Institut bestätigt sein.

## 12 Wahl der Festpunkte bei Kopfhalterungen von Pendeljochen

Es müssen statisch eindeutige Festhaltepunkte gewählt werden.

In der Regel sollten die Jochträger am Widerlager bzw. Pfeiler gegen Zug und Druck verankert werden. Bei Festhaltung an den Längsträgerüberständen sind die möglichen Trägerverformungen (Durchbiegungen, Auflagerdrehwinkel) zu berücksichtigen.

## 13 Im Grundriss schräg angeordnete Pendeljoch

Bei im Grundriss schräg angeordneten Jochen sind die Einwirkungen aus Wind in die Komponenten zu zerlegen, in deren Richtung eine Lastaufnahme möglich ist. Dies sind in der Regel die Richtungen der Joch- und Längsträgerlage.

Umlenkkräfte aus Imperfektionen, horizontale Ersatzlast und Wind sind in der Richtung wirkend anzusetzen, für die sich die jeweils ungünstigsten Reaktionen an den horizontalen Lagerungen ergeben. Für jede Lagerung ist jeweils der ungünstigste Fall zu ermitteln.

Ergibt sich an Jochen aufgrund der gewählten Konstruktion eine Längsverschiebung  $\Delta l$  der Trägerlage, so ist die Horizontalaussteifung der Joch für die Kräfte nachzuweisen, die sich aus einer Verschiebung in Jochachse von  $\Delta l \cdot \cos \alpha$  ( $\alpha =$  Winkel  $\leq 90^\circ$  zwischen Joch und Längsträger) ergeben. Kräfte aus äußeren horizontalen Einwirkungen (Wind, horizontale Ersatzlast) dürfen hierauf angerechnet werden, wobei die horizontale Scheibensteifigkeit der Schalung bei dieser Grenz Betrachtung außer Ansatz bleibt.

## 14 Anwendung der steifenlosen Bauweise des Stahlbaus (DIN 18800 Teil 1)

Die Grundsätze der steifenlosen Bauweise können auch im Traggerüstbau angewendet werden, wenn die Auflagerung, wie in DIN 18800-1 beschrieben, konstruiert wird. Insofern ist die Erfüllung der stahlbaulichen Voraussetzungen in jedem Einzelfall nachzuweisen. Die steifenlose Bauweise sieht nur Kräfte in der Stegebene vor.

Nicht zu erfüllen ist diese Voraussetzung beispielsweise bei Kopf- und Fußträgern von Stützenjochen, wenn dort Lastexzentrizitäten infolge der V-Lasten unvermeidbar sind.

Für Längsträger ist die Voraussetzung beispielsweise nur erfüllt, wenn die H-Kraftableitung durch gesonderte Konstruktionen nachgewiesen wird und sich aus der Schalungskonstruktion keine ungewollten Lastexzentrizitäten ergeben.

## 15 Kippsicherung von Profilträgern

Fragen der örtlichen Lasteinleitung in die Profile im Auflagerbereich sind hier nicht behandelt. Diese sind in jedem Einzelfall statisch gesondert zu beurteilen.

Die folgenden Regeln gelten darüber hinaus nur für rechteckige Trägerauflagerungen (z.B. Längsträger/Jochträger). Bei schiefen Systemen sind bei der konstruktiven Ausbildung Zusatzüberlegungen erforderlich.

### 15.1 Vertikale Verbandscheiben zwischen den Trägern

- Stahlbaumäßige Verbindung an den Orten der Auflagerlinien zwischen den Obergurten der Träger mit Aussteifung an den Enden (Diagonalstab mit Eckschott zur Aufnahme der Umlenkkraft), siehe **Abb. 1**.

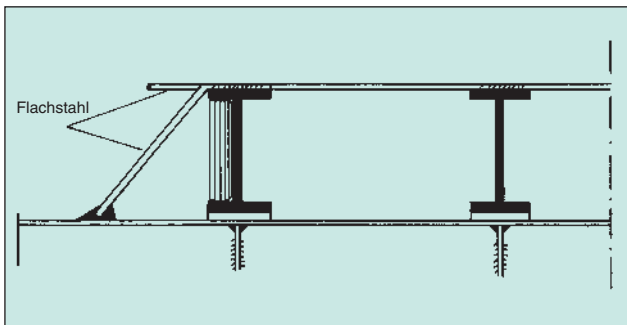


Abb. 1: Flachstahlaussteifung mit Eckschott als Kippsicherung am Auflager

- Verbände aus Kanthölzern mit Verspannung der Träger untereinander, siehe **Abb. 2**.

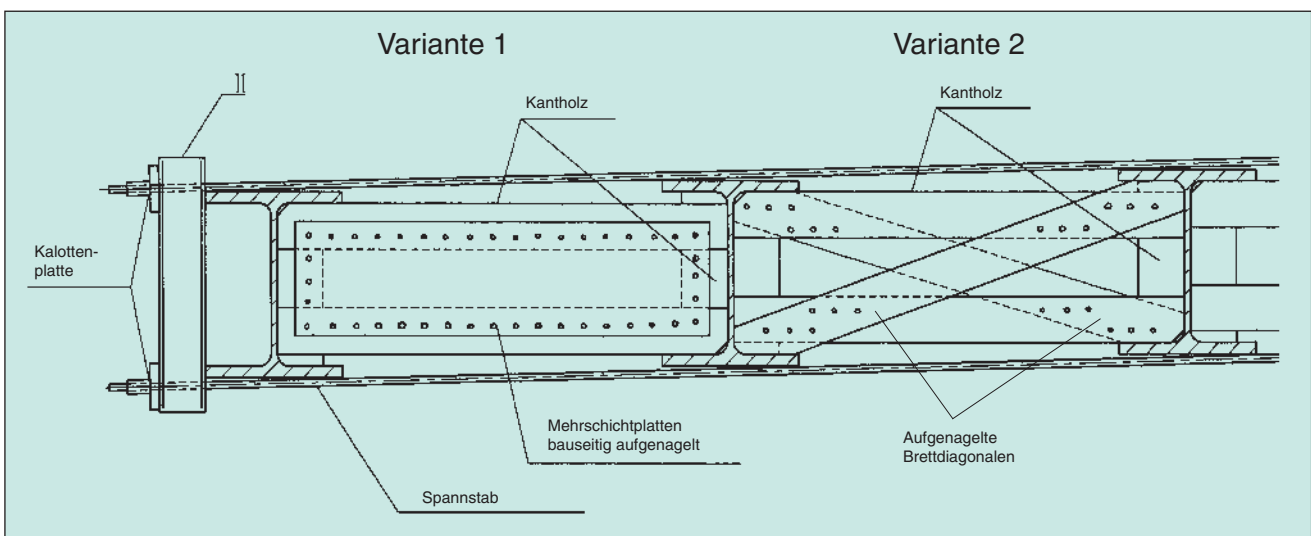


Abb. 2: Kantholzverband mit Verspannung als Kippsicherung im Feld und/oder am Auflager

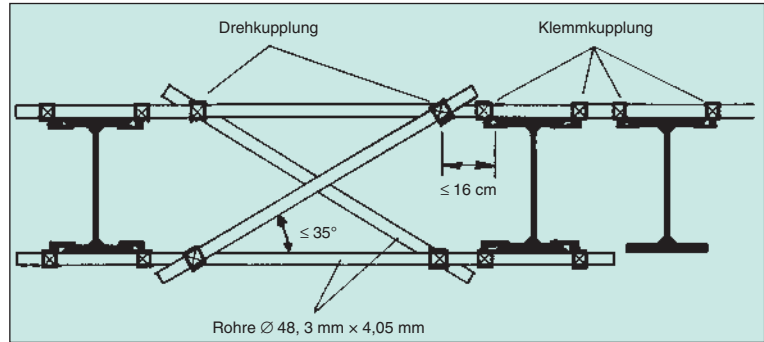


Abb. 3: Rohrkupplungsverband als Kippsicherung im Feld und/oder am Auflager

Voraussetzung hierfür ist, dass die Kanthölzer sorgfältig zwischen den Stegen eingepasst und verkeilt sind, die Verkeilungen müssen gesichert werden und während der Belastung des Gerüsts fest sitzen. Die Spannstäbe sind nach Einbau der Kanthölzer gleichmäßig festzuziehen.

- Rohrkupplungsverbände aus Rohrkreuzungen zwischen den Trägern (Diagonalen) und Gurtrohren oberhalb und unterhalb der Träger, siehe **Abb. 3**.

Als Verbindungsmittel der Rohre werden Drehkupplungen verwendet. Die Gurtrohre müssen beidseitig unverschieblich an den Flanschen der Träger angeklemt oder angeschraubt werden. Die Abstände der Diagonalanschlüsse an den Gurtrohren dürfen gemäß DIN 4421 Abb. 2 das Maß von  $16 \text{ cm}$  nicht überschreiten.

Eine optimale Steifigkeit der Auskreuzung wird bei Winkeln  $\leq 35^\circ$  zwischen Diagonalen und Gurten erreicht.

Dieser Verband ist nur bei Trägern gleicher Höhe und Neigung möglich.

## 15.2 Ausschottungen der Träger

- Entsprechend ZTV-K 96 Abschnitt 12.1.4 sind bei Profilträgern Bleche einzuschweißen, sofern Ausschottungen erforderlich sind. Diese Forderung kann zur Herstellung der Kippsicherung durch Gabellagerung eingeschränkt werden auf eine notwendige horizontale Aussteifung vom Obergurt gegenüber dem Untergurt. Die Minstdicke der Ausschottungsbleche muss 10 mm betragen. Sie sind mit Kehlnähten  $a \geq 4$  mm vollständig an Gurte und Steg des Walzprofils einzuschweißen.
- Werden Ausschottungen von Profilträgern – auch halbseitige – nicht zentrisch über den Auflagerlinien angeordnet, so kann nach [1] eine Tragkraft, die gegenüber der bei ideeller Gabellagerung um 5 % vermindert ist, zugrunde gelegt werden. Folgende Voraussetzungen sind dabei einzuhalten:
  - ■ Abstand der Ausschottung von Auflagerlinie  $\leq 30$  cm
  - ■ Profilträger  $\leq 500$  mm Höhe; mindestens der Reihe HE-B
  - ■ Querlast rechtwinklig zum Steg  $\leq 5,5$  % (einschl. 2 % aus Imperfektion) der gleichzeitig wirkenden Last in Stegebene
  - ■ Stützweite des Profilträgers  $\geq 20$ -fache Trägerhöhe
  - ■ Trägerüberstand über Auflager  $\geq$  Trägerhöhe

Ist eine der Voraussetzungen nicht erfüllt, können die Traglasten nur aufgrund genauerer Untersuchungen festgelegt werden.

## 15.3 Zur Kippsicherung nicht geeignete Maßnahmen

- Beidseitig zwischen die Flansche eines Trägerprofils eingepasste Rohrstützen oder Spindeln stellen Pendel dar. Sie können ein seitliches Ausweichen des oberen Trägerflansches nicht wirksam verhindern. Bei auf andere Weise unverschieblicher Halterung der Flansche sind sie nur zur zentrischen Kraftdurchleitung zum Beispiel bei Fußträgern geeignet.
- Hartholzauskeilungen von Profilträgern sind wegen der nur aufwendig zu erreichenden Passgenauigkeit, der Schwind- und Quellmaße der Hölzer sowie der fast unmöglichen Keilsicherung auch zur Kraftdurchleitung auszuschließen.

## 16 Ausführung von in die Fundamente einbetonierten Verankerungseisen

Häufig werden Bewehrungseisen als Verankerungen für Zugdiagonalen von Stützenjochen in die Fundamente einbetoniert. Es wird empfohlen, diese Systeme nicht zu verwenden, da die erforderliche Maßgenauigkeit (z.B. Neigungswinkel) und der genaue Einbauort auf der Baustelle erfahrungsgemäß nur schwer eingehalten werden können.

## 17 Wiederholte Verwendung von ungeschützten Spannstählen St 885/1080

Gegen die wiederholte Verwendung von ungeschützten Spannstählen St 885/1080 bestehen keine Bedenken, wenn eine optische Überprüfung keine Mängel ergibt. Schäden durch mehrfache Verwendung solcher ungeschützten Stäbe sind bisher nicht bekannt. Für Abhängungen an Koppelfugen sind grundsätzlich neuwertige Spannstähle einzusetzen.

## 18 Absenkeile

Absenkeile können ohne genaueren Nachweis nicht zur Übertragung von Momenten herangezogen werden. Der genauere Nachweis einer Momentenübertragung bei Absenkeilen ist nur im Rahmen einer Typenprüfung oder bauaufsichtlichen Zulassung möglich.

Obere und untere Abschlussplatte der Absenkeile müssen immer planmäßig parallel zueinander liegen.

## 19 Anforderungen an zusammengesetzte Stützen aus Stahlwalzprofilen

- Einzelstützen aus Stahlwalzprofilen mit angeschweißten Fußplatten können wegen der relativ kleinen Fußplattenabmessungen und der rechnerisch schwer erfassbaren Nachgiebigkeit der Mörtelfuge und des Fundamentes nicht ohne weiteres am Fußpunkt als eingespannt angenommen werden. Solche Stützenfußpunkte müssen daher in der Regel im statischen System des Einzelknickstabes nach Theorie 2. Ordnung rechnerisch als Gelenkpunkte angesetzt werden.

Sind gleichzeitig horizontale Wege des Stützenkopfes aus Pendelwirkung nicht auszuschließen, darf die drehbehindernde Wirkung der Stützenfuß-



platte nur vernachlässigt werden, wenn besondere Maßnahmen für eine gelenkige Lagerung dort vorgesehen sind.

Vereinfacht können die Schnittgrößen als Einzelknickstab nach Theorie 2. Ordnung (Annahme Gelenk im Stützenfußpunkt) und die Schnittgrößen aus Pendelwirkung (Annahme Einspannung am Stützenfußpunkt) ungünstig superponiert werden.

■ Kopfplattenstöße von Stützenschüssen sind nur dann Kontaktstöße im Sinne der DIN 18 800, wenn die Kopfplatten in den Stoßfugen entsprechend parallel und winkeltreu sind. Bei Abweichungen hiervon ist eine entsprechende ungewollte gegenseitige Winkelverdrehung der gestoßenen Bauteile zueinander zu berücksichtigen. Die Einhaltung der rechnerischen Vorgaben ist vor Ort, z. B. durch Spaltnmessungen in den Stoßfugen, zu kontrollieren.

Während derartige Abweichungen von den Bedingungen für Kontaktstöße nach DIN 18 800 bei Einzelstützen (Pendelstützen) durch die erläuterten rechnerischen Vorgaben erfasst werden können, muss bei Rahmenstützen, das sind durch eingeschweißte Verbände verbundene Einzelstützen, die Einhaltung der nach DIN 18 800 geforderten Toleranzen in der Rahmenebene streng erfüllt sein.

Auf eine darüber hinausgehende Lastexzentrizität aus Stoßquerversatz kann nur verzichtet werden, wenn durch passgenaue Verschraubung der Kopfplatten ausgeschlossen ist, dass die gestoßenen Stützteile querversetzt sind.

■ An Stützenköpfen sind Außermittigkeiten zwischen Stützenachse und aufliegenden Bauteilen (Absenkkeile bzw. Pressen, Jochträger, Zentrierleisten) nicht zu vermeiden. Hierfür sind realistische Größen in die statische Berechnung einzuführen, deren Einhaltung vor Ort zu kontrollieren ist. Gemäß DIN 4421, Ziff. 6.2, letzter Absatz ist hier jeweils mind. 5 mm anzusetzen, wenn nicht nachweisbar kleinere Außermittigkeiten sichergestellt sind.

■ Beim Knicksicherheitsnachweis für die Einzelstütze ist zusätzlich zu den ungewollten Außermittigkeiten gemäß der beiden vorgenannten Punkte die Vorverformung affin zur Knickfigur entsprechend DIN 18 800 einzuführen.

■ Die Knicklänge von Stützen als Einzelstützen (Pendelstützen) reicht vom Fußpunkt in OK Fundament bis zur Kippleiste zwischen Längsträger und Jochträger des Traggerüstes, schließt also zwischen Stützenkopf und Jochträger angeordnete Absenkkeile (bzw. Pressen) und den Jochträger selbst (evtl. Trägerstapel) mit ein, sofern nicht durch andere kon-

struktive Maßnahmen eine andere Knickfigur erzwungen wird.

Wegen der Gelenkwirkung der Absenkkeile (bzw. Pressen mit Kugelkalotten) werden in solchen Fällen planmäßige Überbrückungen solcher Gelenke zur Herstellung des durchgehend biegesteifen Druckstabes erforderlich. Diese müssen statisch eine ausreichend biegesteife Verlängerung der Stützen bis zur Kippleiste der Traggerüstlängsträger bilden, wobei die Lagerung und Steifigkeit der überbrückenden Bauteile, z. B. [-Profile, und Nachgiebigkeiten eventueller Durchspannungen im statischen System des Knickstabes zu erfassen sind. Zum Nachweis der Standsicherheit ist eine Berechnung unter  $v$ -facher Belastung nach Theorie 2. Ordnung erforderlich.

■ Der Absenkvorgang des Traggerüstes durch zwischen Stützenkopf und Jochträger angeordnete Absenkkeile (bzw. Pressen) kann häufig nur durch Lösen der überbrückenden Bauteile ausgeführt werden. Dies kann dann zu einer statischen Unsicherheit des Tragverhaltens der Stütze zum Zeitpunkt nach dem Lösen und vor dem Absenken führen, sofern sie weiter unter Last steht. Ist also eine Teilabsenkung des Traggerüstes erforderlich und muss somit das Gerüst während des Absenkvorganges und danach voll standsicher bleiben, sind besondere Maßnahmen zu treffen.

## 20 Überwachungen

Es hat sich wegen der besseren Zugänglichkeit als zweckmäßig erwiesen, dass eine stichprobenweise Kontrolle des Traggerüstes bis Oberkante Trägerlage durch den Prüfenieur vor Aufbringen der Schalung vorgenommen wird. Dazu muss ihm das Ausführungsprotokoll der ausführenden Firma gemäß DIN 4421, Abschnitt 7.3.3 für diesen Teil des Traggerüstes vorliegen.

Dadurch wird allerdings eine weitere abschließende stichprobenweise Kontrolle der Gesamtkonstruktion einschließlich Schalungskonstruktion erforderlich. Dabei ist es unter anderem von besonderer Bedeutung, die Überhöhungsleisten auf den Stahlträgern bzw. Rüstbindern auf zentrische Anordnung zu überprüfen.

## Literatur

- [1] Weyer, U.; Uhlendahl, J. und Zicher, T.; Küchler, M.: Traglasten von Trägern aus Stahlwalzprofilen unter Berücksichtigung nicht zentrierter Auflagersteifen. Der Prüfenieur Nr. 21, Oktober 2002.

# Stand und Tendenzen des bautechnischen Regelwerks im Eisenbahnbau

## Die Bahnreform wirkt sich auch auf die Prüflingenieure aus

Die Entwicklung der Deutschen Bundesbahn und der Deutschen Reichsbahn zu einem vereinigten Unternehmen, das nach privatwirtschaftlichen Grundsätzen geführt wird, und einer Genehmigungsbehörde, dem Eisenbahn-Bundesamt (EBA), ist noch lange nicht beendet und hat noch immer gravierende Auswirkungen auf einen ganzen Wirtschaftsbereich. Vor allem das moderne unternehmerische Regelwerk des EBA, das derzeit heranreift und dessen Fertigstellung wohl noch einige Jahre dauern wird, betrifft auch die Prüflingenieure als Partner des EBA in erheblichem Maße. Deswegen dürften auch für sie der Stand, die Entwicklung und die Entwicklungstendenzen des bautechnischen Regelwerks von besonderem Interesse sein, das wir im nachfolgenden Beitrag beschreiben.

### Baudirektor Dipl.-Ing. Hartmut Freystein



studierte Bauingenieurwesen an der Universität Hannover, war von 1992 bis 1994 in der Hauptverwaltung der Deutschen Bundesbahn in der Hauptabteilung „Brückenbau und Konstruktiver Ingenieurbau, Tunnelbau und Hochbau“ tätig und wechselte 1994 zum Eisenbahn-Bundesamt, wo er heute das Referat 21 „Technische Aufsicht und Bauaufsicht über Ingenieurbau-, Oberbau-, Hochbau- und maschinentechnische Anlagen sowie Landeseisenbahnaufsicht“ leitet; Mitglied mehrerer Spiegelausschüsse des Normenausschusses Bauwesen (NABau), Mitglied der Fachkommission „Bautechnik“ der ARGEBAU.

sche Aufsicht und Bauaufsicht über Ingenieurbau-, Oberbau-, Hochbau- und maschinentechnische Anlagen sowie Landeseisenbahnaufsicht“ leitet; Mitglied mehrerer Spiegelausschüsse des Normenausschusses Bauwesen (NABau), Mitglied der Fachkommission „Bautechnik“ der ARGEBAU.

## 1 Einführung

Über Jahrzehnte waren die Prozesse beim Bau von Eisenbahnbetriebsanlagen und das Zusammenspiel zwischen der Deutschen Bahn als „bauende Behörde“ und den anderen am Bau Beteiligten geregelt und eingeübt. Alle Beteiligten wussten um ihre Aufgabe und ihre Verantwortung. Es gab ein bahninternes Regelwerk, das sich sehr eigenständig behauptete und von einer Vielzahl von Fachleuten im Unternehmen weiterentwickelt wurde.

Die Strukturreform der Deutschen Bahnen zum 01.01.1994 erforderte jedoch ein Umdenken auf allen Seiten. Die bislang in der Deutschen Bundesbahn und in der Deutschen Reichsbahn als Behördenbahn vereinigte Kompetenz als Wirtschaftsunternehmen und Genehmigungsbehörde wurde getrennt.

Einleitend sollen jedoch die Bedeutung von anerkannten Regeln der Technik und die rechtlichen Rahmenbedingungen beleuchtet werden; es ist hilfreich für das Verständnis der Vorgehensweise des Eisenbahn-Bundesamtes bei der Bearbeitung der Eisenbahnspezifischen Liste der Technischen Baubestimmungen.

## 2 Rechtlicher Rahmen

### 2.1 Generalklausel des Bauordnungsrechtes

Die Musterbauordnung (MBO) als Empfehlung der ARGEBAU für die Landesbauordnungen legt in § 3 Abs. 1 als Generalklausel des Bauordnungsrechtes fest, dass „bauliche Anlagen (...) so anzuordnen, zu errichten, zu ändern, instand zu halten sind, dass die öffentliche Sicherheit und Ordnung, insbesondere Leben und Gesundheit, (...) nicht gefährdet werden.“

Nach alter Lesart des § 3 Abs. 2 MBO gilt dies als erfüllt, wenn die anerkannten Regeln der Technik eingehalten werden; anerkannte Regeln der Technik

sind „insbesondere die von der obersten Bauaufsichtsbehörde durch öffentliche Bekanntmachung als Technische Baubestimmung eingeführten technischen Regeln“

## 2.2 Begriff der „anerkannten Regel der Technik“

Normung diene zunächst zur Vereinheitlichung und Rationalisierung von Produkten und Produktionsprozessen im Maschinenbau und wurde erst später zum Ordnungsfaktor bei der Beherrschung der Technik im Hinblick auf die vom Staat formulierten Schutzziele wie Sicherheit, Verbraucherschutz, Umwelt- und Arbeitsschutz.

Die Normung als umfangreichen und zeitraubenden Diskussionen unterworfenen Entwicklungsprozess kann bildhaft als Funktion zwischen dem Wissensstand auf der Ordinate und der Verbreitung des Wissensstandes auf der Abszisse dargestellt werden (Abb. 1).

Vom *Stand von Wissenschaft und Technik* spricht man, wenn eine Übereinstimmung zwischen wissenschaftlicher und technischer Entwicklung auf der Basis der neuesten wissenschaftlichen Erkenntnisse besteht. Die Anwendung erfolgt z.B. beim Bau und Betrieb von Kernkraftwerken.

Der *Stand der Technik* ist der Entwicklungsstand fortschrittlicher Verfahren, wobei zur Bestimmung des Standes der Technik vergleichbare Verfahren heranzuziehen sind, die mit Erfolg erprobt sind. Die allgemeine Anerkennung sowie die praktische Anwendung sind hier nicht ausschlaggebend. Der Stand der Technik ist z.B. bei schalltechnischen Festlegungen nach BImSchG im Rahmen der Planfeststellung von Verkehrswegen zugrunde zu legen.

*Anerkannte Regeln der Technik* sind auf wissenschaftlichen Erkenntnissen basierende, in der Pra-

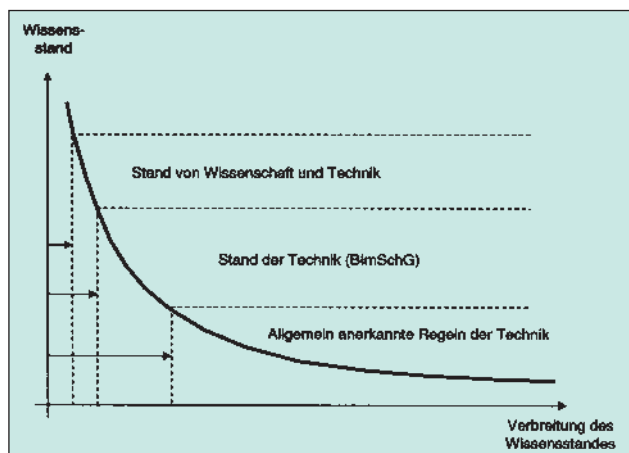


Abb. 1

xis bewährte und bei der überwiegenden Mehrheit der in der Bauwirtschaft Tätigen bekannte Regeln. Die anerkannten Regeln der Technik heute werden nicht von staatlichen Organen erlassen und stellen daher keine Rechtsnormen dar, sondern sind auf praktische Erfahrungen und wissenschaftliche Erkenntnisse gestützte Anleitungen und Informationen. Sie geben insbesondere an, auf welche Weise erreicht wird, dass Bauten den gesetzlichen Anforderungen an die öffentliche Sicherheit und Ordnung entsprechen. Sie machen Aussagen über das erforderliche Ausmaß an Sicherheitsvorkehrungen und damit über die Grenze zwischen vertretbarem Risiko und Gefahrenabwehr.

In den anerkannten Regeln der Technik werden nicht nur Naturgesetze beschrieben, sie haben auch wertenden Charakter. Die allgemeine Anerkennung bedeutet in der Auslegung des strafrechtlichen Begriffs durch das Reichsgericht – diese Auslegung wurde zunächst allgemein für den bauordnungsrechtlichen Begriff in der Form übernommen –, dass alle planend und ausführend in der Bauwirtschaft Tätigen oder jedenfalls ihre große Mehrheit diese Regeln kennen und anwenden.

Die bauordnungsrechtlich erheblichen Aussagen in den oben genannten technischen Regelwerken sind hier nicht unter allen Umständen als allgemein anerkannte Regeln anzusehen, jedoch spricht dafür eine „tatsächliche“ Vermutung. Die Regeln werden von Gremien ausgewiesener Fachleute in einem Verfahren aufgestellt, das eine gründliche Erörterung auch mit Außenstehenden sichert. Daher kann erwartet werden, dass die Regelwerke zum Zeitpunkt ihrer Entstehung die gesicherten Erkenntnisse auf dem jeweiligen Fachgebiet wiedergeben. Wird eine allgemein anerkannte Regel der Technik eingehalten, so ist grundsätzlich anzunehmen, dass der Bau den gesetzlichen Anforderungen, insbesondere an die bauliche Sicherheit, genügt.

Regeln enthalten häufig – soweit sie sich mit der Gefahrenabwehr befassen – Werturteile. Wollte man annehmen, dass die Regeln mit ihren Wertungen von der Verwaltung und im Streitfall von den Verwaltungsgerichten unüberprüft übernommen werden müssten, so wirkten sie sich letztlich doch wie Rechtsnormen aus. Ein Setzen von Recht durch private Kreise von Fachleuten wie z.B. den Normenausschüssen des DIN, wäre nicht akzeptabel. Dies wäre umso bedenklicher, als hier trotz aller Bemühungen bei der bisherigen Ausgestaltung des Normungsverfahrens nicht auszuschließen ist, dass sich gerade in den wertenden Aussagen der Regelwerke eine einseitige Sichtweise zu stark durchsetzt, z.B. vom Standpunkt des Herstellers oder Verarbeiters bestimmter Bauprodukte. Daher muss es der Bauaufsicht schon aus verfassungsrechtlichen Gründen ermöglicht wer-

den, die Wertungen in den Regeln der Technik jedenfalls daraufhin zu überprüfen, ob sie im Hinblick auf die öffentliche Sicherheit und Ordnung ausreichend sind.

Normen und Verordnungen, die die anerkannten Regeln der Technik sozusagen „umsetzen“, müssen bauaufsichtlich eingeführt werden. Der Vorgang der Einführung bauaufsichtlicher Regelwerke lässt die „tatsächliche“ Vermutung, es handele sich um anerkannte Regeln der Technik, in eine „gesetzliche“ Vermutung übergehen. Dies geschieht in Form des Erlasses durch die obersten Bauaufsichtsbehörden der Länder für den Geltungsbereich der Landesbauordnungen. Der Erlass erhält oft einige Ergänzungen oder Modifikationen gegenüber der ursprünglichen DIN-Norm.

### 2.3 Neue Regelung in der Musterbauordnung

Mitte der 90er Jahre hat sich die ARGEBAU entschieden, den Technischen Baubestimmungen einen verbindlicheren Charakter zu geben. Demnach sind nunmehr nach § 3 Abs. 2 „die von der obersten Bauaufsichtsbehörde durch öffentliche Bekanntmachung als Technische Baubestimmungen eingeführten technischen Regeln zu beachten. (...)“

Der unbestimmte Rechtsbegriff der anerkannten Regeln der Technik wird neu gedeutet: anerkannte Regeln der Technik im Sinne des Bauordnungsrechtes sind nunmehr nur die von den obersten Bauaufsichtsbehörden eingeführten technischen Regeln. Hiermit bekommen diese Regeln der Technik quasi einen Verordnungscharakter.

Weiterhin hat sich die ARGEBAU zur Verbesserung der Übersichtlichkeit entschlossen, die Technischen Baubestimmungen in einer „Musterliste der Technischen Baubestimmungen (LTB)“ zusammenzufassen. In dieser Musterliste, die in den Mitteilungen des Deutschen Instituts für Bautechnik (DIBt) erscheint, sind die Regeln der Technik mit ihrer jeweiligen Fundstelle im Hauptteil tabellarisch erfasst; die von der Bauaufsicht für erforderlich gehaltenen Änderungen und Abweichungen sind in einer Anlage aufgenommen. Jedes Bundesland seinerseits veröffentlicht – Baurecht ist Landeszuständigkeit – die Liste der Technischen Baubestimmungen in ihrem Gesetz- und Verordnungsblatt.

Diesen Schritt der ARGEBAU hat jedoch nicht jedes Bundesland vollzogen: zwar hat sich die Mehrheit der Bundesländer dieser Empfehlung angeschlossen, jedoch vier Bundesländer halten nach wie vor an der alten Regelung fest und beabsichtigen z.Zt. auch keine Änderung (**Abb. 2**).

Bundesland	Alte Regelung	Neue Regelung
Baden-Württemberg		×
Bayern		× <sup>1</sup>
Berlin	×	
Brandenburg		×
Bremen		×
Hamburg	×	
Hessen	×	
Mecklenburg-Vorp.		×
Niedersachsen		×
Nordrhein-Westfalen	× <sup>2</sup>	
Rheinland-Pfalz		×
Saarland		×
Sachsen		×
Sachsen-Anhalt		×
Schleswig-Holstein		×
Thüringen		×
<b>Summe</b>	<b>4</b>	<b>12</b>

Abb. 2

<sup>1</sup> Modifizierte Regelung in Art. 3 Abs. 2 BayBO: Die vom Staatsministerium des Innern oder der von ihm bestimmten Stelle durch öffentliche Bekanntmachung als Technische Baubestimmungen eingeführten technischen Regeln sind zu beachten. Bei der Bekanntmachung kann hinsichtlich ihres Inhalts auf die Fundstellen verwiesen werden. *Art. 19 Abs. 3, Art. 23 und Art. 70 Abs. 1* bleiben unberührt. Werden die allgemein anerkannten Regeln der Technik und Baukunst beachtet, gelten die entsprechenden bauaufsichtlichen Anforderungen dieses Gesetzes und der auf Grund dieses Gesetzes erlassenen Vorschriften als eingehalten.

<sup>2</sup> Modifizierte Regelung in § 3 Abs. 3 BauO NW: Als allgemein anerkannte Regeln der Technik gelten auch die von der obersten Bauaufsichtsbehörde durch öffentliche Bekanntmachung als Technische Baubestimmungen eingeführten technischen Regeln. Bei der Bekanntmachung kann hinsichtlich ihres Inhalts auf die Fundstelle verwiesen werden. Die Beachtung der technischen Regeln ist, soweit sie eingeführt sind, von den Bauaufsichtsbehörden gemäß § 72 Abs. 4 zu prüfen.

### 2.4 Anerkannte Regeln der Technik im Eisenbahnwesen

Die sog. Generalklausel für das Eisenbahnwesen beschreibt der § 2 der Eisenbahn-Bau- und Betriebsordnung (EBO); demnach „müssen Bahnanlagen so beschaffen sein, dass sie den Anforderungen der Sicherheit und Ordnung genügen. Diese Anforderungen gelten als erfüllt, wenn die (...) Bahnanlagen den Vorschriften dieser Verordnung und, soweit diese Verordnung keine ausdrücklichen Vorschriften enthält, den anerkannten Regeln der Technik entsprechen“.

Das Eisenbahnwesen folgt also der alten Regelung des Landesbaurechtes. Konsequenterweise regelt die Verwaltungsvorschrift BAU des Eisenbahn-

Bundesamtes in Ausgestaltung der EBO in § 2 „Allgemeine Anforderungen“ auch: „Für die baulichen Anlagen der Eisenbahnen des Bundes gelten die Gesetze und Rechtsverordnungen des Bundes unmittelbar. Ferner sind die anerkannten Regeln der Technik zu beachten. Das Eisenbahn-Bundesamt gibt technische Regeln als Technische Baubestimmungen öffentlich bekannt. Die Technischen Baubestimmungen enthalten auch anerkannte Regeln der Technik.“

## 3 Regelsetzung im Eisenbahnwesen im Wandel der Zeit

### 3.1 Regelsetzung vor der Bahnreform

Vor der Bahnreform galten für den Bereich der Deutschen Bundesbahn in erster Linie die eigenen Druckschriften (DS), die im materiellen Gehalt auf die auch im allgemeinen Bauordnungsrecht zu beachtenden DIN-Normen und Richtlinien Bezug nahmen und diese für die Aufgaben des Eisenbahnbaus durch zusätzliche, eisenbahnspezifische Regelungen ergänzten. Bauaufsichtlich eingeführt wurden die Regelwerke bis zum 31.12.1993 von der Zentralen Hauptverwaltung der Deutschen Bundesbahn (Z HVB) in der DS 839/1 „Sammlung von bauaufsichtlichen Bekanntgaben für den konstruktiven Ingenieurbau“.

Dieser Umstand hat seine wesentlichen Gründe zum einen in der Tatsache, dass die vom DIN herausgegebenen Normen und von den obersten Bauaufsichtsbehörden der Länder eingeführten Normen sich nur auf den allgemeinen Hochbau beziehen und somit in der Mehrzahl der Fälle nicht ohne Kommentierung bzw. Erweiterung auf den Eisenbahnbau übertragbar sind. Viel wesentlicher ist jedoch die Tatsache, dass durch die Normen dem Anforderungsprofil für Bauwerke der Eisenbahn wegen der dynamischen Lasteinwirkungen und der ungleich größeren Dominanz der Verkehrslasten im Hinblick auf die damit verbundenen erhöhten Ansprüche an Standsicherheit, Dauerhaftigkeit und Gebrauchstauglichkeit nicht genügend Rechnung getragen wird.

### 3.2 Situation nach der Bahnreform

Durch die Trennung der unternehmerischen von den hoheitlichen Aufgaben im Rahmen der Bahnreform zum 01.01.1994 waren die Aufgaben neu zu definieren. Während die Deutsche Bahn AG weiterhin ein eisenbahnspezifisches Regelwerk erarbeitet, prüft das Eisenbahn-Bundesamt dieses auf bauaufsichtliche Anforderungen und gibt Teile die-

ser Regeln, ergänzt um eigene Vorschriften, als Technische Baubestimmungen bekannt. Hierfür hat das Eisenbahn-Bundesamt die sog. „Eisenbahnspezifische Liste der Technischen Baubestimmungen (ELTB)“ geschaffen. Diese baut auf der Musterliste der Technischen Baubestimmungen auf und enthält darüber hinaus eisenbahnspezifische Abweichungen bzw. Regelungen. Die ELTB ist mit Einführungserslass 21.13 vom 01.08.02 erschienen; sie kann als Volltext auf der Internetseite des Eisenbahn-Bundesamtes unter [www.eisenbahn-bundesamt.de](http://www.eisenbahn-bundesamt.de) abgerufen werden.

## 4 Eisenbahnspezifische Liste der Technischen Baubestimmungen (ELTB)

### 4.1 Inhalt

Als Grundlage der ELTB wurde die Musterliste der Technischen Baubestimmungen (LTB) des Deutschen Instituts für Bautechnik verwendet. Diese Regelungen sind vollinhaltlich übernommen worden, soweit sie für Hochbauten und andere Bauten im Bereich der Betriebsanlagen der Eisenbahnen des Bundes anwendbar sind.

Die in der DS 839/1 bis zum 01.01.1994 enthaltenen eisenbahnspezifischen Änderungen zu diesen Normen wurden – soweit noch aktuell – in die ELTB übernommen worden. Bei seit 1994 neu erschienenen Normen wurden die Einführungserrlässe des Eisenbahn-Bundesamtes in der Anlage eingefügt. Die Nummerierung der ersten sieben Kapitel der ELTB entspricht also der Musterliste der Technischen Baubestimmungen. Alle eisenbahnspezifischen Regelungen sind zur eindeutigen Erkennbarkeit bei den am Bau Beteiligten – natürlich auch zur Vereinfachung bei anstehenden Änderungen – grau hinterlegt.

Ein ergänzendes Kapitel 8 enthält die eisenbahnspezifischen Regelwerke (**Abb. 3**). Dies sind neben den EBA-Richtlinien, wie z.B. der „Leitfaden für den Brandschutz in Personenverkehrsanlagen der Eisenbahnen des Bundes mit Stand Januar 2001“, die Richtlinien und Moduln der DB AG und von der DB AG angewandte weitere technische Regeln, ergänzt um zusätzliche Bestimmungen aus den Einführungsschreiben des EBA.

Eine Aufteilung der eisenbahnspezifischen Regelwerke in bauaufsichtlich relevante und nicht bauaufsichtlich relevante Teile ist derzeit nicht vorgesehen.

## Inhalt

**Kapitel 1-7 wie LTB**

- 8. Technische Regeln und Planungsgrundlagen für Eisenbahn-Betriebsanlagen
  - 8.1 Bahnanlagen und sonstige Anlagen
  - 8.2 Brücken- und Ingenieurbau
  - 8.3 Erd- und Grundbau
  - 8.4 Tunnelbau
  - 8.5 Personenverkehrsanlagen
  - 8.6 Oberbau
    - 8.6.1 Technische Regeln; Bau und Instandsetzung von Oberbauanlagen
    - 8.6.2 Technische Regeln; Berechnungsverfahren Oberbau
    - 8.6.3 Ergänzende Technische Regeln zur Herstellung und Instandhaltung der Fahrbahnanlagen Oberbau; Technische Anweisungen (TA)
    - 8.6.4 Technische Regeln; Planungsgrundsätze bei Oberbauanlagen
  - 8.7 Bahnübergänge

Abb. 3

**4.2 Beispiele**

Während in der Musterliste die Auflistung der Normen in sieben Kapiteln von dem Anlagenteil strikt getrennt wurde, hat sich das Eisenbahn-Bundesamt entschlossen, die für ein Normungspaket zugehörigen Anlagen gleich im Anschluss an das jeweilige Kapitel abzdrukken. Die nächste Zeit soll dafür genutzt werden festzustellen, ob diese Vorgehensweise zur Übersichtlichkeit beiträgt, oder ob die Gliederung der Musterliste doch besser ist.

Eisenbahnspezifische Regelwerke, also Regelwerke des EBA oder der DB AG, werden jedoch nur in Kapitel 8 aufgenommen. Diese Regelwerke, wie z.B. die DS 804, sind nicht entsprechend der Gliederung von DIN-Normen – hier gibt es Lastnormen, Bemessungsnormen für den Stahlbetonbau, für den Stahlbau usw. – strukturiert, sondern enthalten neben reinen eisenbahnspezifischen Regelungen alles, was es im Zusammenhang mit Planung und Bau zu regeln gilt, also Lastannahmen, technische Regeln zur Bemessung und Ausführung für alle Bauweisen, Gründungsbedingungen, usw.. Daher werden diese Regelwerke auch in den vorherigen Kapiteln 1 bis 7, soweit einschlägig, erwähnt. Für das Beispiel der „Lastannahmen“ in Kapitel 1 bedeutet dies, dass neben den im allgemeinen Hochbau gebräuchlichen DIN-Normen u.a. auch die DS 804 erwähnt wird, wobei mit Bezug auf die Anlage auf das Kapitel 8 verwiesen

wird (**Abb. 4**). Durch diesen „Kompromiss“ werden einerseits die Lesbarkeit erhöht, andererseits Doppelnennungen im Anlagentext vermieden.

Im Kapitel 8.1 sind die Planungsvorschriften für Bahnanlagen und sonstige Anlagen, das sind in erster Linie Richtlinie 800, DS 800 03 usw., aufgenommen. Kapitel 8.2 enthält die Vorschriften für den Brücken- und Ingenieurbau, dies sind die DS 804, Richtlinie 805 und Modul 800.2001 für die Bemessung von Lärmschutzanlagen an Eisenbahnbrücken (**Abb. 5**). Kapitel 8.3 behandelt den Erd- und Grundbau mit den erdbauppezifischen Vorschriften Modul 836 ff.; in Kapitel 8.5 sind die entsprechenden Vorschriften für die Planung, Bemessung und Ausführung von Personenverkehrsanlagen enthalten.

Der geneigte Leser wird sicher die DIN-Fachberichte für den Eisenbahnbrückenbau vermisst haben. Sie wurden nicht vergessen; der Grund liegt lediglich darin, dass diese sich noch in der Erprobungsphase befinden und nach diesen Fachberichten ausgeführte Bauwerke z.Zt. noch einer Zustimmung im Einzelfall bedürfen. In der nächsten Ausgabe der ELTB werden die neu aufgelegten DIN-Fachberichte aufgenommen sein.

**5 Ausblick, Tendenzen****5.1 Bauregelliste**

In Anlehnung an die Musterliste der Technischen Baubestimmungen enthält die ELTB nur Planungs-, Bemessungs- und Ausführungsnormen. Die Bauproduktnormen sind in Bauregellisten enthalten, die ebenfalls vom Deutschen Institut für Bautechnik herausgegeben werden. Auch hier plant das Eisenbahn-Bundesamt für die unmittelbare Zukunft eine ähnlich strukturierte eisenbahnspezifische Bauregelliste.

**5.2 Zusammenarbeit mit dem Bauüberwachungsverein (BÜV)**

Es erweist sich zunehmend als problematisch, die unternehmensinternen Vorschriften eines Privatunternehmens Deutsche Bahn AG, so gut sie auch sein mögen, allgemein verbindlich zu verwenden, zumal der wertende Charakter durch umfangreiche organisationsbezogene Regelungen zu stark dominiert. Weiterhin könnte der Staat auch im Rahmen der Gefahrenvorsorge gehalten sein, nach außen deutlich sichtbar einen unabhängigen Standpunkt zu Sicherheitsfragen zu formulieren. Dies könnte in der Tat am verbindlichsten innerhalb eines behördlichen Regelwerks geschehen. Effektiver erscheint es jedoch, und

Kenn. Lfd. Nr.	Bezeichnung	Titel	Ausgabe	Bezugsquelle Fundst.
1	2	3	4	5
<b>1 Technische Regeln zu Lastannahmen und Grundlagen der Tragwerksplanung</b>				
1.1	DIN 1055 Teil 1	Lastannahmen für Bauten –; Lagerstoffe, Baustoffe und Bauteile; Eigenlasten und Reibungswinkel –	Juli 1978	*)
	Teil 2 <i>Anlage Ei 1.1/1</i>	–; Bodenkenngößen; Wichte, Reibungswinkel, Kohäsion, Wandreibungswinkel	Februar 1976	*)
	Blatt 3 Anlage 1.1/1 <i>Anlage Ei 1.1/2</i>	–; Verkehrslasten	Juni 1971	*)
	Teil 4 Anlage 1.1/2 Teil 4 A1 <i>Anlage Ei 1.1/3</i>	–; Verkehrslasten; Windlasten bei nicht schwingungsanfälligen Bauwerken –; –; –; Änderung A1; Berichtigungen	August 1986 Juni 1987	*)
	Teil 5 Anlage 1.1/3 Teil 5 A 1 <i>Anlage Ei 1.1/4</i>	–; Verkehrslasten; Schneelast und Eislast –; –; –; (Schneelastzonenkarte)	Juni 1975 April 1994	*) *)
	Teil 6 Anlage 1.1/4 Beiblatt 1	–; Lasten in Silozellen –; –; Erläuterungen	Mai 1987 Mai 1987	*) *)
	-100 Anlage 1.1/5 <i>Anlage Ei 1.1/5</i>	Einwirkungen auf Tragwerke- Teil 100: Grundlagen der Tragwerksplanung, Sicherheitskonzept und Bemessungsregeln	März 2001	*)
	1.2	DIN 1072 Beiblatt 1	Straßen- und Wegbrücken; Lastannahmen –; –; Erläuterungen	Dezember 1985 Mai 1988
1.3	Richtlinie Anlage 1.3/1	ETB-Richtlinie – „Bauteile, die gegen Absturz sichern“	Juni 1985	*)
1.4	Richtlinie VDI 3673 Blatt 1	Druckentlastung von Staubexplosionen	Juli 1995	*)
Technische Regeln zu Lastannahmen enthalten auch:				
	–DS 804	Ei 8.2.1		
	–Richtlinie 805	Ei 8.2.2		
	–Richtlinie 836	Ei 8.3.1		
	–Richtlinie 853	Ei 8.4.1		

Abb.4

das ist die derzeitige Verwaltungspraxis des Eisenbahn-Bundesamtes, wenn sich die Behörde an der Erstellung und Fortentwicklung des Regelwerks beteiligt und im Falle des fehlenden Einvernehmens abweichende Regelungen vorgibt. Daher hatte das Eisenbahn-Bundesamt mit dem Vorstand der Deutschen Bahn AG schon 1995 vereinbart, in welcher Weise das eisenbahnspezifische Regelwerk erarbeitet und verabschiedet wird; diese Regeln werden dann vom EBA adaptiert und als Grundlage der behördlichen Entscheidungen zur Anwendung bekannt gegeben. Somit ist zwar sichergestellt, dass der Staat dem Anspruch der Gefahrenvorsorge gerecht wird, die technischen Regeln befinden sich jedoch immer noch im „Dunstkreis“ eines Unternehmens. Deshalb hat das Eisenbahn-Bundesamt auf dem Bausektor eingeleitet, zukünftig unter der Einbindung von bahnexternen

Organisationen, für den Ingenieurbau ist es der Bauüberwachungsverein (BÜV), die Regeln der Technik fortzuschreiben. In diesen bahnexternen Organisationen sind auch die anderen interessierten Fachkreise wie Wissenschaft und Forschung, Hersteller, Baufirmen und hoffentlich in Zukunft auch andere Bahnunternehmen in der gebotenen Anzahl vertreten. Unter der Schirmherrschaft des BÜV wurden inzwischen Arbeitskreise zu den Themen Lastannahmen, Betonbrücken, Stahlbrücken, Verbundbrücken, Erd- und Grundbau sowie Tunnelbau gebildet – sie sind in einigen Bereichen schon tätig und unterstützen das Eisenbahn-Bundesamt neben der normungsbegleitenden Tätigkeit auch in der Beratung bei anstehenden Zulassungen und Zustimmungen im Einzelfall – dies in Anlehnung an die Sachverständigenausschüsse des DIBt.

## 8.2 Technische Regeln zu Lastannahmen und Grundlagen der Tragwerksplanung

Kenn. Lfd. Nr.	Bezeichnung	Titel	Ausgabe	Bezugsquelle Fundst.
1	2	3	4	5
Ei 8.2.1	DS 804 Anlage Ei 8.2/1	DS 804 Bekanntgabe 6 „Vorschrift für Eisenbahnbrücken und sonstige Ingenieurbauwerke“	September 2000	E *)
Ei 8.2.2	Richtlinie 805	Tragsicherheit bestehender Eisenbahnbrücken	August 1999	E *)
Ei 8.2.3	Modul 800.2001	Netzinfrastruktur Technik entwerfen; Lärmschutzanlagen an Eisenbahnstrecken	Januar 2000	E *)
Ei 8.2.4	ARS	Allgemeine Rundschreiben Straßenbau		Ei ****)
(...)				
Ei 8.2.4.6	ARS-Nr. 01/1986 12/1989 10/1989 14/1996 15/1983	Technische Baubestimmungen Sachgebiet 05.2 – Zu DIN 1072 Sachgebiet 05.4 – Zu DIN 1045 Sachgebiet 05.4 – Zu DIN 1075 Sachgebiet 05.4 – Zu DIN 4227 Sachgebiet 05.3 – Zu DIN 4421	Januar 1986 Juli 1989 Juni 1989 Mai 1996 November 1983	Ei ****)
Ei 8.2.5	DIN EN 50122-1 Anlage Ei 8.2/2	(VDE 0115, Teil 3) – Ortsfeste Anlagen (Schutzmaßnahmen in Bezug auf elektrische Sicherheit und Erdung)	Oktober 1996	*)

### **Anlage Ei 8.2/1**

#### **Zu DS 804 Ausgabe September 2000**

*Bei Anwendung der Druckschrift sind folgende Seiten und Teile zu beachten:*

*Seiten 1 bis 13, Teile 1 bis 5, Seiten 359 bis 572 und 587 bis 591*

*Zu Seiten 189/1, 189/2, 189/3, 190 bis 193:*

*Für die Verwendung von Bauprodukten und Bauarten gelten für das Eisenbahn-Bundesamt die Bestimmungen nach § 3 der Verwaltungsvorschrift über die Bauaufsicht im Ingenieurbau, Oberbau und Hochbau (BAU), Ausgabe 10. 1998.*

*Die Verwaltungsvorschrift (BAU) kann vom Eisenbahn-Bundesamt bezogen werden. (E \*\*).*

*Zu Abs. 5 (Genehmigungen), Tabelle 1:*

*Für die laufende Nummer 12 „Trogbrücken“ gelten die Bestimmungen der Verfügung Pr.2140 EBO vom 26.02.98 (Bezugsquelle: Ei 7\*); insofern ist keine Zustimmung im Einzelfall durch das Eisenbahn-Bundesamt erforderlich.*

*zu Abs. 37 i.V.m. Anlage 2: Lasten aus Signalträgern und Oberleitungsmasten:*

*(...)*

Abb. 5

### 5.3 Verhältnis Eisenbahnen des Bundes/ NE- Bahnen

Auf eine noch breitere Basis würden die Regeln der Technik gestellt werden, wenn sie nicht nur für den Bereich der Eisenbahnen des Bundes, sondern auch für die vielen unter Länderaufsicht stehenden öffentlichen Bahnen gelten würden. Auf diesem Sektor gibt es in einigen eisenbahnspezifischen Bereichen ein parallel geltendes Regelwerk, lediglich im Ingenieurbau und Hochbau wird sich auf vorhandenes Regelwerk gestützt.

Die Anzahl der Eisenbahnen des Bundes – dazu gehört die Deutsche Bahn AG – ist klein im Verhältnis zu den etwa 250 nichtbundeseigenen Eisenbahnen. Zwar verfügt die DB AG über das weitaus größte Streckennetz mit ca. 37.000 km und über 32.900 Eisenbahnbrücken; demgegenüber stehen immerhin 16.700 km Streckennetz mit ca. 3.200 Eisenbahnbrücken der NE-Bahnen mit steigender Tendenz.

Hinzu kommt, dass die DB AG im Rahmen der Regionalisierung des Schienenpersonennahverkehrs versucht, auf Strecken, die lediglich von Personenzügen mit Geschwindigkeiten 100 km/h und mit vernachlässigbarem Güterverkehr befahren werden und daher lediglich den Status einer Nebenbahn nach EBO aufweisen, den Standard auch auf das entsprechende Niveau anzupassen. Es wird also ein an das Anforderungsniveau aus Verkehrsart, Belastung und Geschwindigkeit differenziertes Regelwerk entstehen können. Die Bundesländer sind ebenfalls daran interessiert, dass – auch unter dem Gesichtspunkt des europäischen Einigungsprozesses (siehe hierzu auch in Kapitel 5.5) – ein einheitliches Regelwerk mit verschiedenen Anforderungsklassen entsteht. Wenn also die Fortschreibung letztlich in den Bund/Länderaus-schuss für Eisenbahnen und Bergbahnen (LAEB) eingebunden werden könnte, wäre eine breite Basis für ein umfassendes und allgemeingültiges Regelwerk geschaffen.



## 5.4 Eisenbahn-Bauaufsichtsverordnung

In Ermächtigung des § 26 der kürzlich in Kraft getretenen Novelle des AEG erarbeitet z.Zt. das Bundesministerium für Verkehr, Bau- und Wohnungswesen (BMVBW) eine Bauaufsichtsverordnung für die Eisenbahnen des Bundes. In dieser Verordnung sollen u.a. die eben vorgestellten Regelungen im wesentlichen einfließen. So lässt sich aus dem Entwurf dieser Verordnung in § 2 Abs. 2 zitieren: „Die Bauaufsichtsbehörden [sic: EBA] können technische Regeln, die zur Erfüllung der grundlegenden Anforderungen an die Betriebsanlage unerlässlich sind, als Technische Baubestimmung durch öffentliche Bekanntmachung einführen. Bei der Bekanntmachung kann hinsichtlich ihres Inhalts auf die Fundstelle verwiesen werden. (...)“

## 5.5 Europäische Richtlinien

Die EU-Richtlinien über die Interoperabilität des Hochgeschwindigkeitsverkehrs und des konventionellen Verkehrs werden schrittweise in nationales Recht umgesetzt. Für den Bereich des Hochgeschwindigkeitsbahnsystems ist die formelle Umsetzung mit der Verordnung über die Interoperabilität des transeuropäischen Hochgeschwindigkeitsbahnsystems (Eisenbahn-Interoperabilitätsverordnung – EIV vom 20. Mai 1999; BGBl. I S. 1072) bereits erfolgt. Für die tatsächliche Umsetzung fehlten bislang allerdings die sog. „Technischen Spezifikationen für die Interoperabilität (TSI)“. Die TSI enthalten Maß und Zahl für bestimmte Eckwerte, die für die Gewährleistung eines interoperablen Bahnnetzes unabdingbar sind. Hierzu gehören u.a. die Spurweite, das Lichtraumprofil, die Bahnsteiglänge und -höhe, Trassierungsparameter und natürlich auch das Stromsystem: ein ehrgeiziges, langfristiges und milliardenträchtiges Vorhaben, wenn man sich die verschiedenen Standards der europäischen Bahnen vor Augen führt.

Die TSI für das Hochgeschwindigkeitsbahnsystem sind inzwischen erarbeitet, in die einzelnen Sprachen übersetzt und in das Europäische Amtsblatt eingestellt worden; sie werden zum 30.11.2002 verbindlich werden. Entgegenstehendes nationales Regelwerk muss bis dahin zurückgezogen werden; dies erfolgt in einer Überarbeitung der ELTB. Da die TSI die sog. „grundlegenden Anforderungen“ zum Teil nur sehr pauschal beschreiben, müssen jedoch ergänzende Regelwerke herangezogen werden. Dies sind z.Zt. die nationalen Regelwerke, also die in der ELTB und in der noch erscheinenden eisenbahnspezifischen Bauregelliste enthaltenen Normen und Richtlinien, die Zug um Zug, aber nicht in Gänze, durch europäische Normen abgelöst werden – also eine Regelung auf Zeit.

Bei der Verabschiedung der Interoperabilitätsrichtlinien und Bearbeitung der TSI hat die Europäische Kommission Defizite erkannt:

- zunächst die unterschiedlichen rechtlichen Rahmenbedingungen bei der Finanzierung, Planung und Genehmigung von Infrastrukturmaßnahmen,
- die Monopolstellungen der Staatsbahnen oder „Quasi-Staatsbahnen“ sowie die in vielen Mitgliedstaaten nicht oder nicht konsequent erfolgte Trennung zwischen Infrastrukturbereitstellung und Erbringung von Eisenbahnverkehrsleistung,
- die unterschiedlichen Sicherheitsstandards, Abfertungsverfahren im Eisenbahnbetrieb und die damit verbundenen Investitions- und Anpassungsanstrengungen.

Als zentrales Element im weiteren Einigungsprozess erarbeitet die Europäische Kommission daher eine Sicherheitsrichtlinie, deren Eckpunkte wie folgt zusammengefasst werden können:

- die Trennung von Netz und Betrieb für einen diskriminierungsfreien Netzzugang,
- die Schaffung von einheitlichen Sicherheitsstandards und einheitlichen Nachweisverfahren auf risikoorientierter und probabilistischer Basis,
- die Bildung von nationalen Eisenbahnaufsichtsbehörden, in denen die Eisenbahnaufsicht getrennt von den unternehmerischen Funktionen wie Bau und Betrieb von Eisenbahninfrastruktur wahrgenommen wird, in Deutschland 1994 schon geschehen durch die Gründung des Eisenbahn-Bundesamtes,
- die Schaffung eines von den Eisenbahnaufsichtsbehörden vorgegebenen sicherheitsspezifischen Regelwerks: hier gilt es in mittelfristiger Zukunft, die Vorgehensweise des Eisenbahn-Bundesamtes zu überprüfen; das bedeutet, dass auch im Eisenbahnwesen die neue Interpretation des unbestimmten Rechtsbegriffs der anerkannten Regeln der Technik Einzug halten wird,
- die Einrichtung einer sog. „Eisenbahnagentur“, die die Vereinheitlichung der Sicherheitsstandards initiieren, begleiten, überwachen und notfalls durchsetzen soll; darüber hinaus kommt ihr die Koordinierungsfunktion für die nationalen Aufsichtsbehörden zu, und
- die Einrichtung unabhängiger Unfalluntersuchungsbehörden in den Mitgliedstaaten.

Dieser Prozess wird sicher noch einige Jahre oder Jahrzehnte in Anspruch nehmen; es ist jedoch keine kühne Prognose anzunehmen, dass ein Erfolg bei diesem Vorhaben auch eine Signalwirkung auf die der einzelstaatlichen Interessenlage unterworfenen Umsetzung der Bauproduktenrichtlinie haben wird und einen erheblichen Entwicklungsschub auslösen wird.

# Europäische Zertifizierung von Bahntechnik durch *EISENBAHN-CERT*

**Sie sorgt auf deutscher Seite für die „Interoperabilität“ des europäischen Schienenverkehrs**

Das Zusammenwachsen der europäischen Staaten zu einer großen Staaten-Gemeinschaft erfordert vor allem auch eine Harmonisierung des Verkehrs, insbesondere des Eisenbahnverkehrs. Seine Revitalisierung hat die EU-Kommission mit einer Reihe von Richtlinien in Angriff genommen, die auch auf das deutsche Eisenbahnwesen tief greifende Auswirkungen hat. *EISENBAHN-CERT*, die beim Eisenbahn-Bundesamt angesiedelte Benannte Stelle, hat unter anderem die Aufgabe, die Kohärenz der Infrastruktur und der Fahrzeuge des Eisenbahnverkehrs mit dem höchsten Sicherheits- und Qualitätsniveaus zu gewährleisten. Was *EISENBAHN-CERT* für die Tätigkeit der Prüflingenieure bedeutet, beschreibt der folgende Beitrag.

**Dr.-Ing. Andreas Thomasch**



*studierte Mathematik und Fahrzeugtechnik in Berlin und Dresden, übte, nach einer Assistententätigkeit an der Hochschule für Verkehrswesen in Dresden, beim TÜV eine Prüflingenieur-tätigkeit aus, war wiss. Angestellter an der Staatl. Materialprüfungsanstalt der Universität Stuttgart, Werkleiter bei der DB in Stuttgart, danach Haupt-*

*gruppenleiter Informatik der DB-Zentrale in Mainz, später Referatsleiter, seit 1999 gleichzeitig Leiter der Zertifizierungsstelle beim Eisenbahn-Bundesamt und seit Juni 2001 Abteilungsleiter 3 des Eisenbahn-Bundesamtes*

## 1 Einführung

*EISENBAHN-CERT* ist eine Zertifizierungsstelle für komplexe Eisenbahnsysteme und deren Komponenten. Der europäische Rechtsrahmen, europäische Richtlinien, Dokumente und Anforderungen sowie der Stand der nationalen Umsetzung in Deutschland sind **Abb. 1** zu entnehmen.

Wichtiger Impuls für die Bewältigung der Anforderungen durch die wirtschaftliche Globalisierung und der damit verbundenen Nachfrage nach Transportleistungen für den Verkehrsträger Eisenbahn war der Strategievorschlag der Kommission im Weißbuch 1996 zur Revitalisierung der Eisenbahnen in der Gemeinschaft [1].

Die entsprechenden politischen Vorgaben der Mitgliedstaaten werden in Eisenbahn-Harmonisierungsrichtlinien für die transeuropäischen Netze umgesetzt. Dies betrifft den Hochgeschwindigkeitsverkehr (Richtlinie 96/48/EG), [2] und auch den konventionellen Eisenbahnverkehr (Richtlinie 2001/16/EG), [3]. Beide Richtlinien regeln Prüfung, Konformitätsbewertung und die Inbetriebnahme von Bahntechnik nach von der Gemeinschaft harmonisierten und in Kraft gesetzten technischen Anforderungen.

Bei der Europäischen Kommission wird weiterhin eine Eisenbahn-Sicherheitsrichtlinie vorbereitet.

## 2 *EISENBAHN-CERT*, die Zertifizierungsstelle des Eisenbahn-Bundesamtes

*EISENBAHN-CERT* ist als „Benannte Stelle Interoperabilität“ nach der Richtlinie 96/48/EG des Rates vom 23.07.1999 über die Interoperabilität des transeuropäischen Hochgeschwindigkeitsbahnsystems [2] notifiziert (Kenn-Nummer der Europäischen Kommission: 0893) und als unabhängige und selbständige Organisation öffentlichen Rechts beim

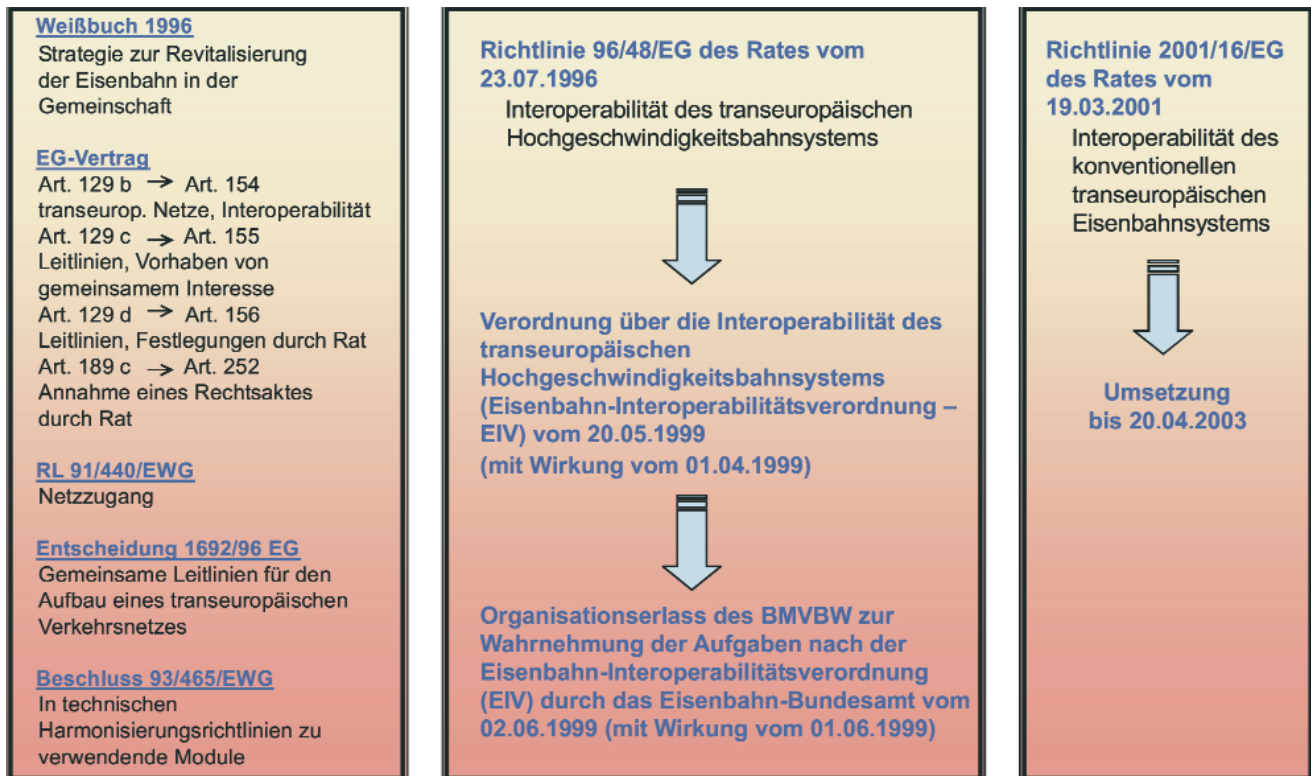


Abb. 1: Europäischer Rechtsrahmen und nationale Umsetzung in Deutschland

Eisenbahn-Bundesamt (EBA) in Bonn angesiedelt. Damit ist der Auftrag aus dem Vertrag zur Gründung der Europäischen Gemeinschaft zur Realisierung interoperabler transeuropäischer Eisenbahnverkehrsnetze, zunächst im Hochgeschwindigkeitsverkehr, aus deutscher Sicht angenommen. Die Integration der konventionellen Eisenbahnsysteme ist in Vorbereitung. Hier hat die nationale Umsetzung der entsprechenden Richtlinie 2001/16/EG vom 19.03.2001 über die Interoperabilität des konventionellen transeuropäischen Eisenbahnsystems [3] innerhalb von zwei Jahren zu erfolgen.

*EISENBAHN-CERT* untersteht der Fachaufsicht des Bundesministeriums für Verkehr, Bau- und Wohnungswesen (BMVBW) und wird durch einen Beirat, bestehend aus Vertretern der Industrie, von Eisenbahnverkehrsunternehmen, von Prüforganisationen sowie des BMVBW und des EBA unterstützt und beraten.

Die deutsche Benannte Stelle Interoperabilität besitzt umfassendes Eisenbahnwissen in allen Systembereichen. Sie stützt sich, insbesondere in der Übergangsphase, auf das umfassende know-how des Eisenbahn-Bundesamtes.

Damit ist *EISENBAHN-CERT* in der Lage, europäische Produktzertifizierungen von Eisenbahnkomponenten und Eisenbahnsystemen durchzuführen und die Kohärenz von Infrastruktur und Fahrzeugen

auf höchstem Sicherheits- und Qualitätsniveau zu gewährleisten.

Dies betrifft auch alle Komponenten und Systeme der Bahntechnik im gesetzlich unregulierten Bereich, die entsprechenden Zertifizierungsverfahren nach den Anforderungen des European Rail Committee (ERC) zur Durchführung von europäischen Pilotverfahren sind in Vorbereitung.

Die prozessorientierte Organisationsstruktur der Benannten Stelle Interoperabilität (**Abb. 2**) stellt eine komplexe und alle internen und externen Interaktionen berücksichtigende Bearbeitung innerhalb der Strukturbereiche:

- Infrastruktur,
- Energie,
- Zugsteuerung, Zugsicherung, Signalgebung,
- Fahrzeuge

einschließlich der Anforderungen aus den Bereichen Betrieb, Instandhaltung, Umwelt und Fahrgäste sicher. Die nach der Richtlinie über die Interoperabilität des konventionellen Eisenbahnsystems vorgesehenen Strukturbereiche Verkehrsbetrieb und Verkehrssteuerung sowie die Telematikanwendungen für den Personen- und Güterverkehr werden nach nationaler Inkraftsetzung direkt in die prozessverantwortlichen Organisationseinheiten integriert.

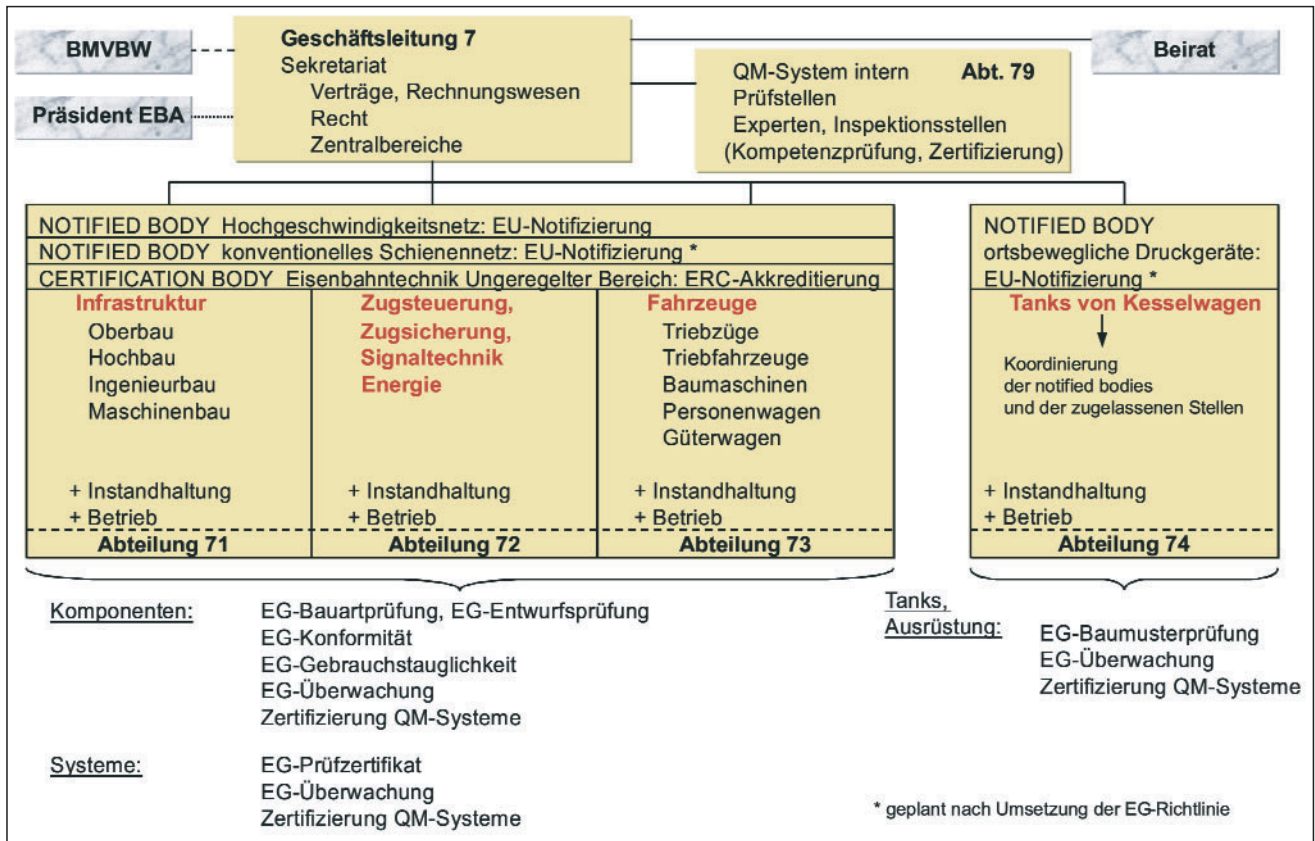


Abb. 2: Organisation, Struktur der Fachbereiche von EISENBAHN-CERT

Um das Systemwissen auch im Fahrzeugbereich wie bisher für Kunden und Hersteller konsistent bereitzustellen, strebt EISENBAHN-CERT nach Vorliegen der nationalen Voraussetzungen auch eine Akkreditierung als Benannte Stelle für ortsbewegliche Druckgeräte für Schienenfahrzeuge (Kesselwagen) nach der Richtlinie 1999/36/EG des Rates [5] an.

Die Leistungen und Qualifikationen von EISENBAHN-CERT sind:

- Spezifisches Eisenbahn-know-how über alle strukturbezogenen und betriebsbezogenen Bereiche gemäß Richtlinien 96/48/EG und 2001/16/EG,
- Gutachten, Analysen und umfassende qualifizierte Prüfungen in allen spezifischen Technik- und Betriebsbereichen für den Verkehrsträger Eisenbahn,
- systemübergreifende Erfahrungen und Kenntnisse des prüfenden Personals in Eisenbahnunternehmen,
- langjährige Erfahrungen im Bereich der technischen Zulassung und des Betriebes von Bahnsystemen,
- ganzheitliche Systemanalysen und Kohärenzbewertungen im Eisenbahnwesen,
- Prüfung, Bewertung und Zertifizierung von Komponenten, Teilsystemen einschließlich Schnittstellenbetrachtungen,

- sachverständiger Partner der Bahnbetreiber und der Bahnindustrie.

## 3 Richtlinienkonzept

### 3.1 Besondere Anforderungen der Eisenbahn-Harmonisierungsrichtlinien

Der Aufbau der Richtlinien 96/48/EG und 2001/16/EG entspricht den Prinzipien und Bedingungen des neuen Konzepts und erweitert den bekannten Rahmen mit der Zielstellung Interoperabilität. Der Schwerpunkt wird (vergleichbar den bisher vorliegenden Harmonisierungsrichtlinien) auf die grundlegenden Anforderungen

- Sicherheit,
- Zuverlässigkeit und Verfügbarkeit,
- Gesundheit,
- Umweltschutz

jedoch darüber hinaus im Besonderen auf die Forderung

- der technischen Kompatibilität der Systeme  
gelegt [2], [3] (Anh. III), (Abb. 3).

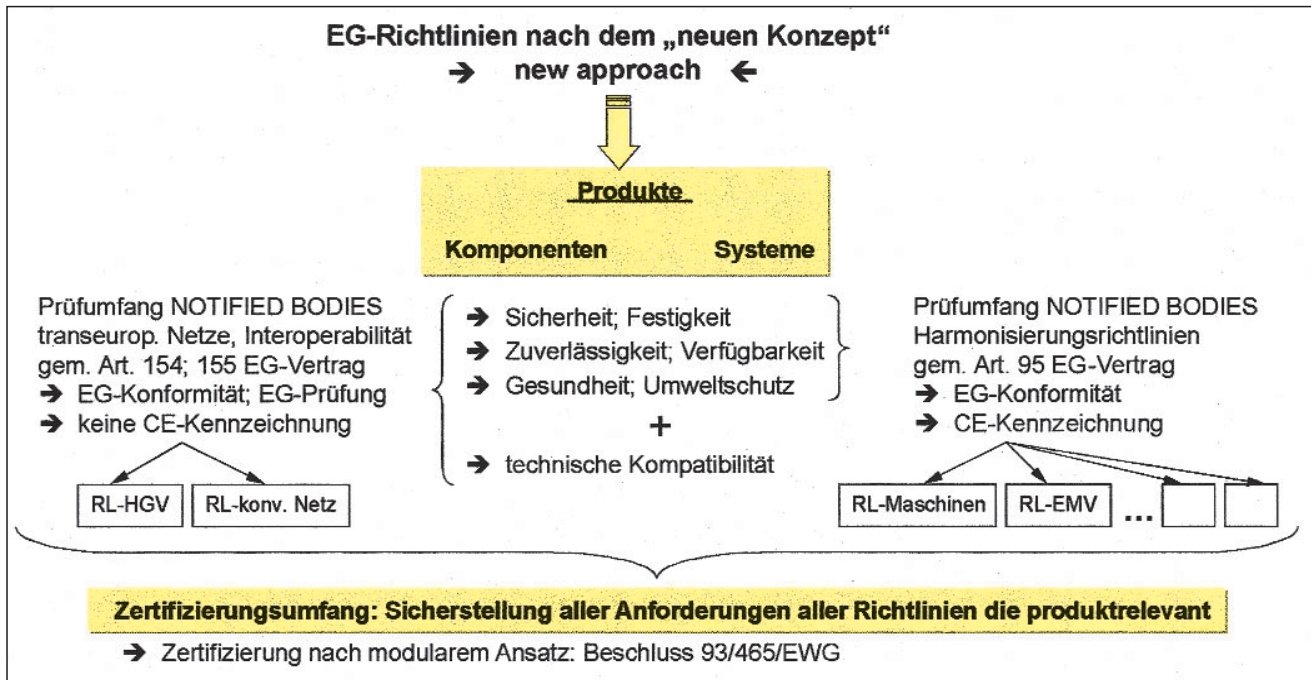


Abb. 3: Richtlinienansatz nach dem „neuen Konzept“

Eine sonst ggf. bei Harmonisierungsrichtlinien vorgesehene CE-Kennzeichnung ist hier nicht ausreichend und deshalb nach den Richtlinien 96/48/EG und 2001/16/EG nicht vorgesehen.

Dies berührt nicht eine mögliche Verwendung von Bauteilen oder Komponenten, für die nach bestimmten Richtlinien eine CE-Kennzeichnung vorgeschrieben ist. Dann ist davon auszugehen, dass die CE-Kennzeichnung eine Konformität dieser Bauteile mit den Bestimmungen auch anderer Richtlinien anzeigt [6 Anh. I]. Eine EG-Konformitätsprüfung von Komponenten der Bahntechnik berücksichtigt deshalb alle produktrelevanten Harmonisierungsanforderungen der im Einzelfall anzuwendenden EG-Richtlinien [2], [3] Art. 13 (3).

Die Richtlinien 96/48/EG bzw. 2001/16/EG definieren Interoperabilitätsparameter und sehen be-

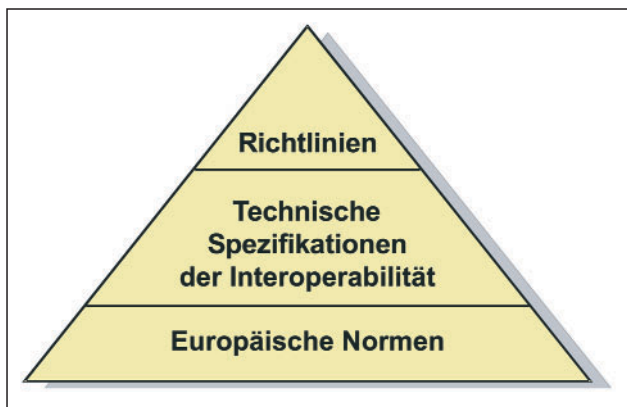


Abb. 4: Struktur des Regelwerkes nach dem Richtlinienkonzept

sondere Prüfverfahren für Komponenten (EG-Konformität, EG-Gebrauchstauglichkeit) und für Teilsysteme (EG-Prüfung) durch hierfür Benannte Stellen vor. Die weitere Spezifizierung der Anforderungen erfolgt durch die Arbeitsgruppen der AEIF (Association Européenne pour l'Interopérabilité Ferroviaire) in den technischen Spezifikationen Interoperabilität (TSI) und in harmonisierten europäischen Normen (in der Regel von CEN, CENELEC und ETSI erarbeitete europäische Produktnormen EN), (Abb. 4).

### 3.2 Start- und Übergangsphase

Grundlage für eine europäische Zertifizierung von Komponenten und Teilsystemen sind rechtskräftige Spezifikationen – TSIs. Die AEIF, ein von der Europäischen Kommission beauftragtes Gremium aus Experten des Internationalen Eisenbahnverbandes (UIC) und des Verbandes der Europäischen Eisenbahnindustrie (UNIFE), hatte den Auftrag, die Entwürfe der TSIs für das Genehmigungsverfahren zu erstellen. Diese Entwürfe sind in einem Ausschuss, bestehend aus Vertretern der Mitgliedstaaten unter Vorsitz der Kommission [2], [3] (Art. 21) zu beraten und abzustimmen. Die TSI für die Richtlinie 96/48 EG sind inzwischen erlassen und sind bis zum 30. 11. 2002 verbindlich anzuwenden.

Die von der Kommission beauftragten Normungsorganisationen (CEN, CENELEC, ETSI) erarbeiten parallel die erforderlichen harmonisierten europäischen Normen. Diese harmonisierten Normen sind kein Sonderfall der europäischen Normen, sie sind jedoch im Sinne der Richtlinien des neuen Kon-

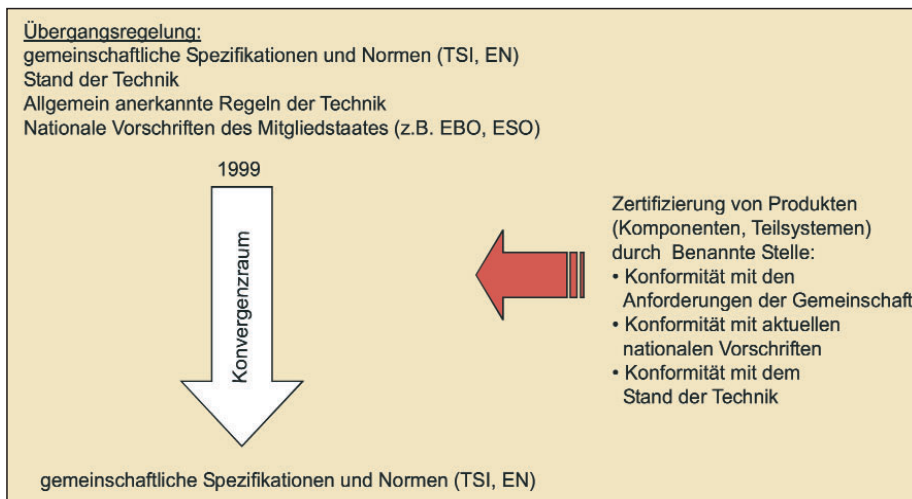


Abb. 5: Entwicklungsprozess des gemeinschaftlichen Regelwerkes

zepts eine Konkretisierung technischer Spezifikationen, die durch diese besonderen Richtlinien Bedeutung erhalten haben. Trotzdem bleibt ihre Anwendung grundsätzlich freiwillig [7].

Diese besondere Situation, die bei Umsetzung neuer Rechtsnormen und hier im Besonderen bei der Umsetzung der Richtlinien der neuen Konzeption keinesfalls unüblich ist, wird bereits in den Richtlinien selbst berücksichtigt [2], [3] (Art. 10 Abs. 5, Art. 16 Abs. 3). Hier wird die Verfahrensweise der gegenseitigen Information und der übergangsweisen gemeinsamen Anwendung von „gebräuchlichen“ technischen Spezifikationen und Vorschriften, d.h., die Verwendung der allgemein anerkannten Regeln der Technik, festgelegt. Dieser pragmatische Ansatz ist besonders für die Startphase wichtig und zukunftsweisend, soll doch durch Harmonisierung keinesfalls Freiwilligkeit und die Nachweisführung für den Einsatz neuer innovativer Lösungen eingeschränkt wer-

den (Nachweis gleicher Sicherheit).

Zwingend sind jedoch Bezugnahme, Anwendung und Einhaltung der in der Richtlinie und in den TSIs explizit genannten harmonisierten Normen hinsichtlich der hier spezifizierten Eckwerte und definierten Anforderungen für die Verwirklichung der Interoperabilität.

Für die unmittelbare Anwendung in der Start- und Übergangsphase ist somit vom Stand der Technik, d.h., von

gegenwärtig bereits vorhandenen europäischen Spezifikationen und Normen, von durch die Mitgliedstaaten vereinbarten nationalen Vorschriften und auch von vereinbarten privatrechtlichen anerkannten Regeln der Technik (z.B. UIC-Vorschriften) auszugehen (Abb. 5).

Es besteht folglich kein Antagonismus zwischen dem Anspruch nach Umsetzung der Forderungen der Richtlinie 96/48/EG einerseits und der gegenwärtigen Situation noch nicht umfassend vorliegender harmonisierter europäischer Normen andererseits. Rechtsetzung und Normung laufen technischen Entwicklungen in der Regel niemals voraus.

Es ergibt sich somit ein „... Prozess der fortschreitenden Entwicklung des rechtlichen Umfeldes ...“. Und: „... es kann weder das Fehlen von TSIs noch von Normen als Hindernis für die Umsetzung akzeptiert werden“ [8]. Während dieses zeitlichen Entwicklungsprozesses ist der

zwischen den Mitgliedstaaten gemeinsam vereinbarte Rechtsrahmen kontinuierlich zu pflegen. Hier haben die Benannten Stellen untereinander Prozedere und Entscheidungen sorgfältig abzustimmen. Dieses erfolgt in einer europäischen Koordinierungsgruppe, die ihre Tätigkeit bereits Ende 2000 aufgenommen hat.

Die TSIs nach der Hochgeschwindigkeitsrichtlinie 96/48/EG sind in der gegenwärtig vorliegenden Form noch

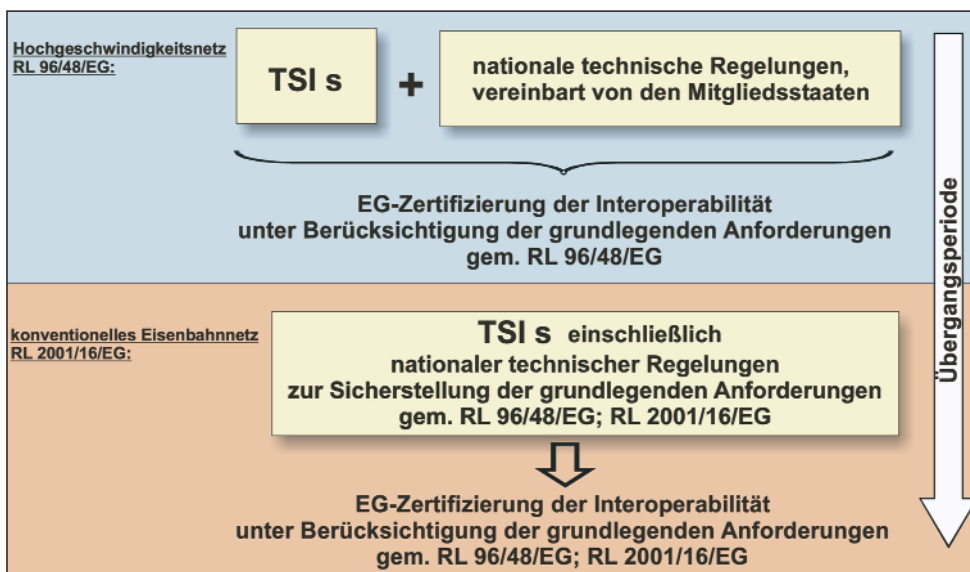


Abb. 6: EG-Zertifizierung im Übergangszeitraum

nicht hinreichend spezifiziert, um die grundlegenden Anforderungen der Richtlinie wie Sicherheit, Zuverlässigkeit sowie die Anforderungen des Umweltschutzes und auch Gesundheitsanforderungen umfassend und ausreichend zu erfüllen.

Eine von Benannten Stellen durchgeführte EG-Zertifizierung in Übereinstimmung mit den grundlegenden Anforderungen der Richtlinie kann somit in einer Übergangsperiode nur unter zusätzlicher Berücksichtigung der von den Mitgliedstaaten vereinbarten und publizierten nationalen technischen Anforderungen erfolgen. Deshalb wird in der Übergangszeit eine sehr starke Beteiligung und abschließende Bewertung der Zulassungsbehörden der Mitgliedstaaten (EBA) erforderlich.

Erst die TSIs nach der Richtlinie des konventionellen Netzes werden umfassend harmonisierte Anforderungen, unter Berücksichtigung aller grundlegenden Anforderungen der Richtlinien spezifizieren [9], [10] (**Abb. 6**).

## 4 Verfahrensweise

Prüfungen und Zertifizierungen von Eisenbahnkomponenten und Systemen führt die Benannte Stelle Interoperabilität mit assoziierten Partnern, externen Dritten und anerkannten know-how-Trägern durch (Unterauftragnehmer, **Abb. 7**).

Dies betrifft sowohl akkreditierte und von EBC hinsichtlich ihrer Fachkompetenz geprüfte Inspektionsstellen (DIN EN 45004), Produktzertifizierungsstellen (DIN EN 45011), QM-Zertifizierungsstellen (DIN EN 45012), Prüflaboratorien (DIN EN ISO/IEC 17025) als auch vom Eisenbahn-Bundesamt oder den Aufsichtsbehörden weiterer Mitgliedstaaten anerkannte Experten.

Dabei trägt *EISENBAHN-CERT* die Gesamtverantwortung für das Zertifizierungsverfahren (einschließlich für alle Unterauftragnehmer) und für die Überwachung der Einhaltung der zertifizierten Konformität der Komponenten und Systeme (EG-Überwachung, **Abb. 8**).

Systemübergreifende Schnittstellenanalysen gewährleisten das Ziel der Richtlinien 96/48/EG und 2001/16/EG: EU-Zertifizierungen von Komponenten und Systemen bei hervorragender Kohärenz zwischen Infrastruktur- und Fahrzeugmerkmalen.

Die Prüf- und Zertifizierungsverfahren von *EISENBAHN-CERT* tragen diesen hohen Sicherheits- und Qualitätsansprüchen in besonderer Weise Rechnung. Die Benannte Stelle Interoperabilität beim Eisenbahn-Bundesamt wurde uneingeschränkt für die Zertifizierung von Komponenten und Systemen der Bahntechnik notifiziert. Dadurch wird es möglich, die Prüf- und Zertifizierungsverfahren der einzelnen Systembereiche logisch zu verknüpfen und durch interne und systemübergreifende Schnittstellenanalysen und Kohärenzbewertungen zu ergänzen. Diese

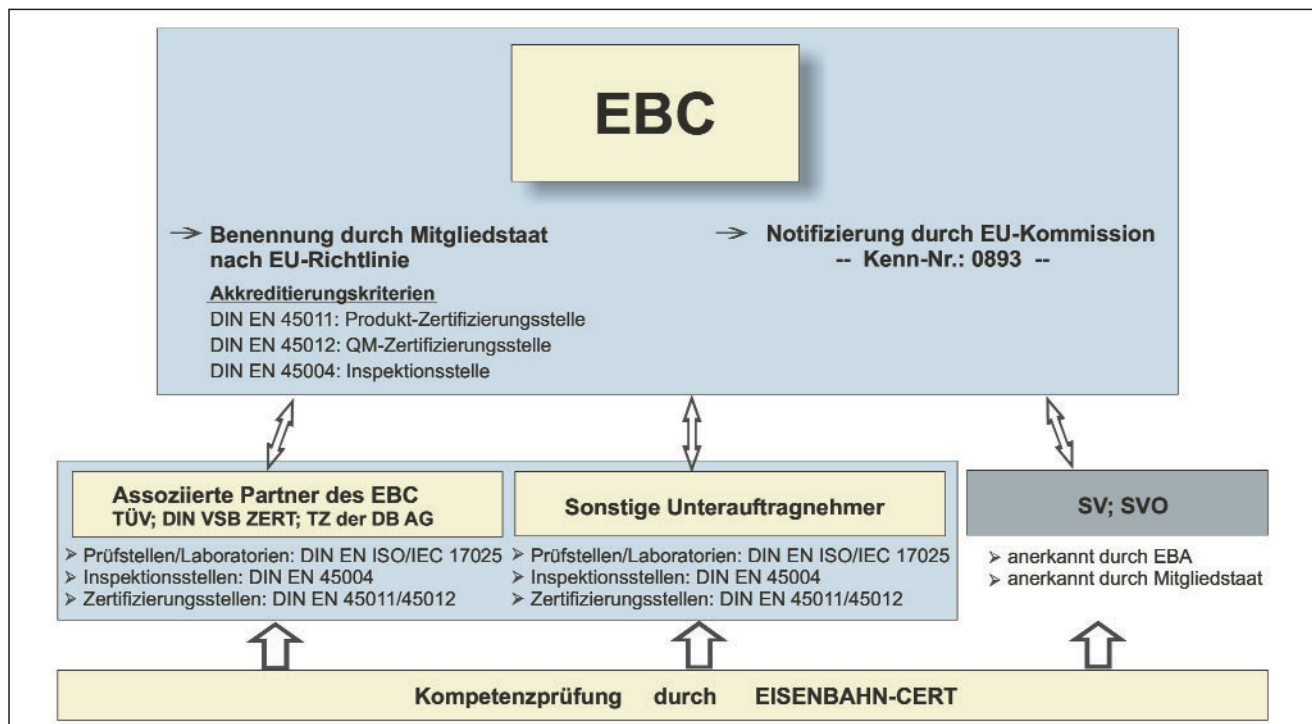


Abb. 7: Einschaltung externer know-how-Träger

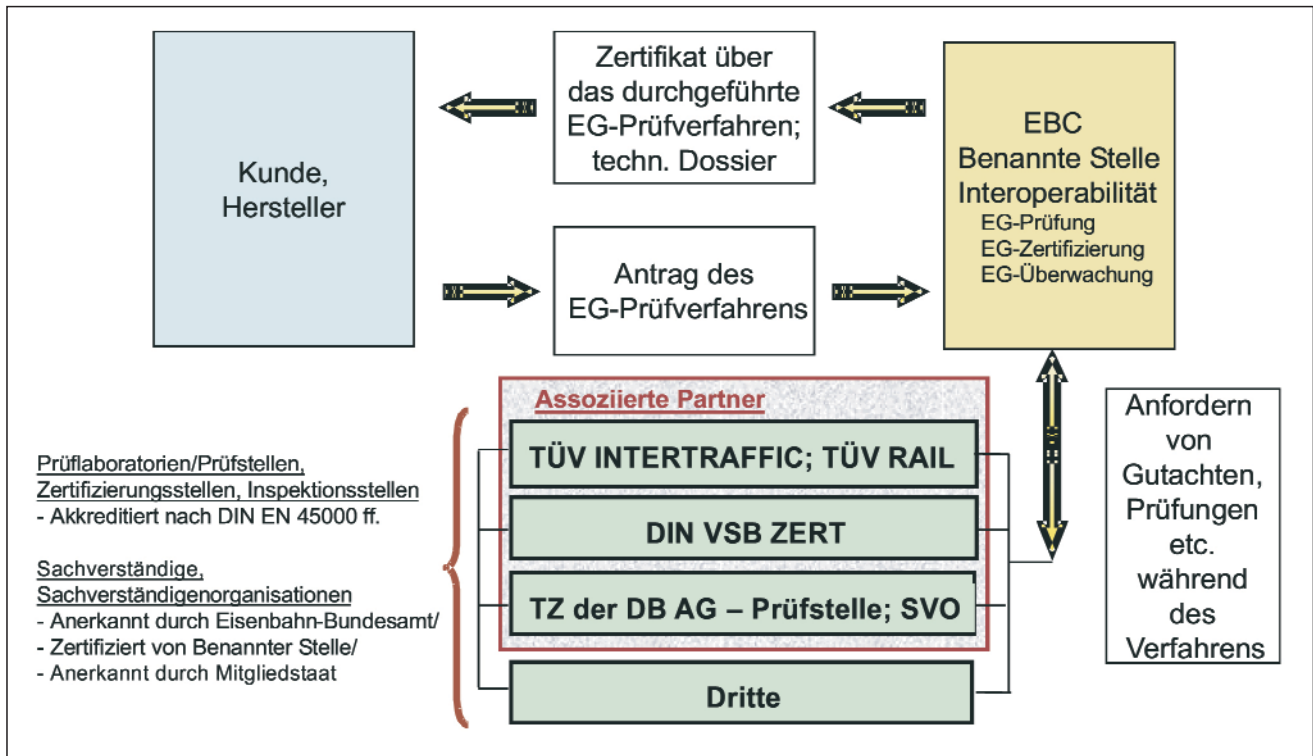


Abb. 8: Verfahrensweise für die Zertifizierung externer Know-how-Träger

Prüfungen werden durch geeignete interne Qualitätsmanagementverfahren abgesichert.

Die Prüfungen und Zertifizierungen erfolgen gemäß der Richtlinien und entsprechenden technischen Spezifikationen (TSIs) in den einzelnen Phasen vom Entwurf bis zur Inbetriebnahme (**Abb. 9**).

Hierzu sehen die Richtlinien 96/48/EG bzw. 2001/16/EG und die nachgeordneten TSIs die Anwendung von Modulen nach dem Beschluss 93/465/EWG vom 22.07.1993 [11] vor (**Abb. 10**).

*EISENBAHN-CERT* bietet hier in allen Phasen eine fachspezifische Produktbegleitung an. Auf Grund der bisherigen Erfahrungen bei der Zulassung von Infrastruktur- und Rollmaterial wird empfohlen, bereits in der Lasten- bzw. Pflichtenheftphase und insbesondere vor Vertragsabschluss mit allen beteiligten Partnern ein Beratungsgespräch mit dem Ziel der Vereinbarung und Sicherung aller Randbedingungen, insbesondere aller sicherheitsrelevanten Anforderungen, durchzuführen.

Die der Richtlinie nachgeordneten einzelnen TSIs spezifizieren jetzt jeweils für definierte Komponenten und Teilsysteme im Verfahren zu betrachtende Phasen sowie diesen Phasen zugeordnete Module (**Abb. 10** – modularer Ansatz nach Beschluss 93/465/EWG [11]). Dies ist jeweils nach TSI im Einzelnen zu betrachten. In einigen Fällen kann der Hersteller zwischen Modulen wählen. In diesen Fällen

wird eine Abstimmung mit der Benannten Stelle dringend empfohlen. Bei allen anzuwendenden Modulen (ausgenommen Modul A) ist die Beteiligung der Benannten Stelle erforderlich. Bei Komponenten, bei denen die TSIs die Wahlmöglichkeit des Moduls A vorsehen, wird das Verfahren der internen Fertigungskontrolle angewendet. Hier übernimmt somit der Hersteller die alleinige Verantwortung, dass ein Produkt die Anforderungen der Richtlinie, d.h. EG-Konformität bzw. EG-Gebrauchstauglichkeit, erfüllt. Wichtig ist darauf hinzuweisen, dass bei der EG-Prüfung von Teilsystemen grundsätzlich „hochwertigere Module“ (z.B. SG, SB – SD oder SB – SF oder SH) mit Beteiligung der Benannten Stelle vorgesehen sind. In den Prozess dieser Systemprüfungen sind dann auch alle Komponenten einzubeziehen.

Die Konformitätsbewertungsverfahren nach Modulen gem. Beschluss 93/465/EWG (**Abb. 10**) sind grundsätzlich für Produkte nach den Richtlinien des neuen Konzepts anzuwenden (gilt nicht für die Richtlinie über Bauprodukte 89/106/EWG, hier sind gem. Richtlinie besondere Module vorgesehen).

Da die komplexen Anforderungen an Bahnsysteme mit diesen Konformitätsbewertungsverfahren nicht hinreichend qualifiziert erfasst werden, sehen die TSIs für Bahnsysteme und Teilsysteme erweiterte und modifizierte Konformitätsbewertungsmodule vor (SG an Stelle G, SB an Stelle B ... (S steht für Subsystem)).



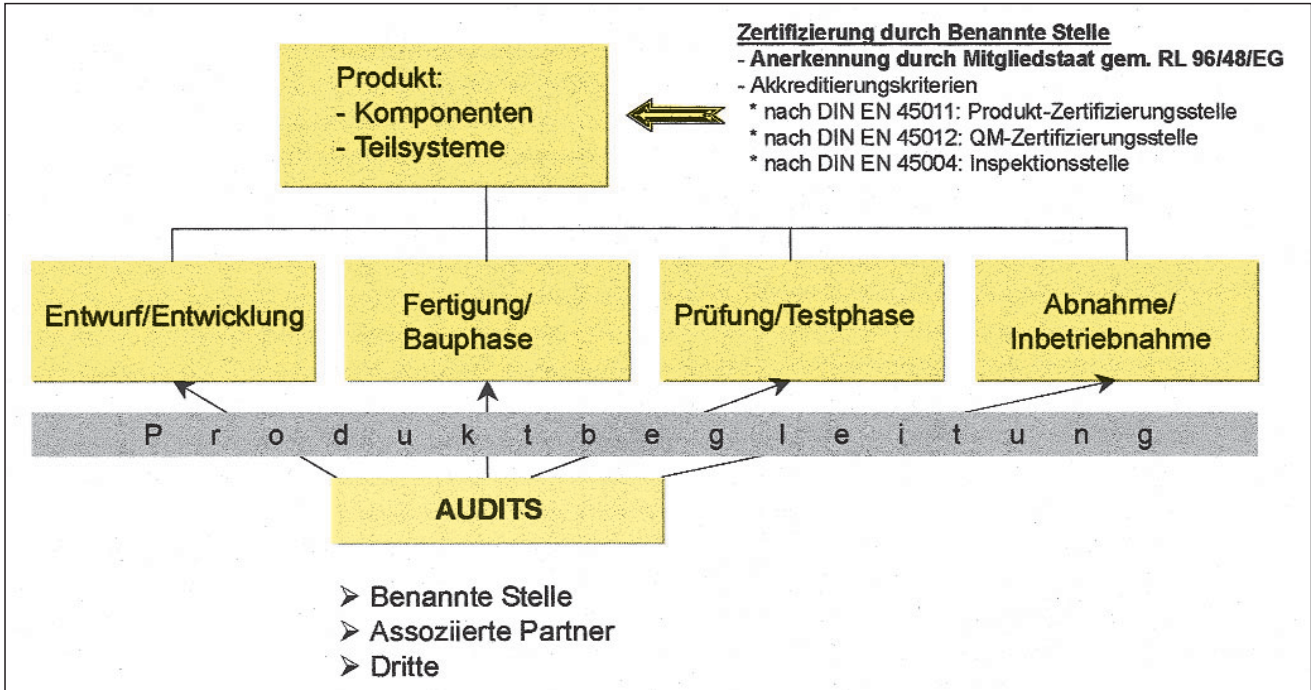


Abb. 9: Zertifizierung von Komponenten und Systemen

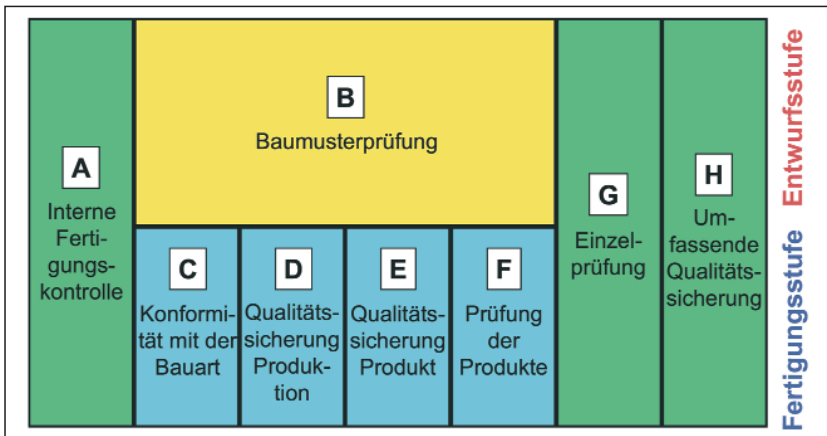


Abb. 10: Konformitätsbewertungsverfahren

Systeme bzw. Teilsysteme bedürfen darüber hinaus einer Inbetriebnahmegenehmigung durch die nationalen Eisenbahn-Aufsichtsbehörden der Mitgliedstaaten (in Deutschland das EBA).

Systemanforderungen nach nationalem Recht prüft und genehmigt der jeweilige Mitgliedstaat, er kann sich dabei der Fachkompetenz der Benannten Stellen bedienen.

Durch eine frühzeitige Abstimmung zwischen Hersteller und *EISENBAHN-CERT* kann effizient und zielorientiert über geeignete und die jeweiligen Sicherheitsanforderungen und weiteren Randbedingungen erfüllende Konformitätsbewertungsverfahren (Module) entschieden werden.

**Abb. 11** zeigt den grundsätzlichen Ablauf eines Zertifizierungsverfahrens für eine Komponente

oder ein System unter Nutzung der üblicherweise zur Anwendung kommenden Module für die Baumusterprüfung am Beispiel Rollmaterial [12].

Das anzuwendende Verfahren nach dem Phasenkonzept mit dem hierbei nach der TSI – Fahrzeuge vorgesehenen Modul SB für die Phase Entwurf/ Entwicklung (Baumusterprüfung) lässt sich mit dem bisher praktizierten Prüf- und Abnahmeverfahren des Eisenbahn-Bundesamtes für Fahrzeuge nach der Eisenbahn-Bau- und Betriebsordnung [13] grundsätzlich vergleichen.

Die EG-Überwachung der Produktion oder Serienfertigung erfolgt gleichfalls mittels in der TSI – Fahrzeuge hierfür definierter Module SD; SF oder SH für die Phase Produktion bzw. Produktqualität, ebenfalls mit direkter Beteiligung der Benannten Stelle (**Abb. 12**).

Bei Infrastruktursystemen (z.B. Oberbau) kommt das Modul SG zur Anwendung (**Abb. 13**). Das Modul SG beinhaltet das Verfahren der für Infrastrukturmaßnahmen üblicherweise anzuwendenden Einzelprüfung und bezieht sich auf alle Realisierungsphasen von der Gesamtkonzeption und Entwurfsphase über die Bau- bzw. Errichtungsphase bis zur Abnahmeprüfung des Systems einschließlich der Validierung unter vollen Betriebsbedingungen.

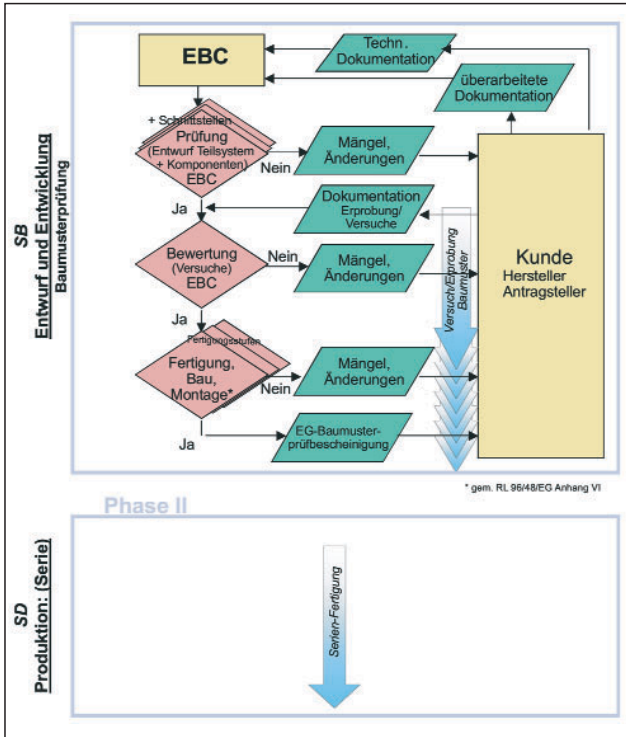


Abb. 11: Baumusterprüfung Fahrzeug – Modul SB

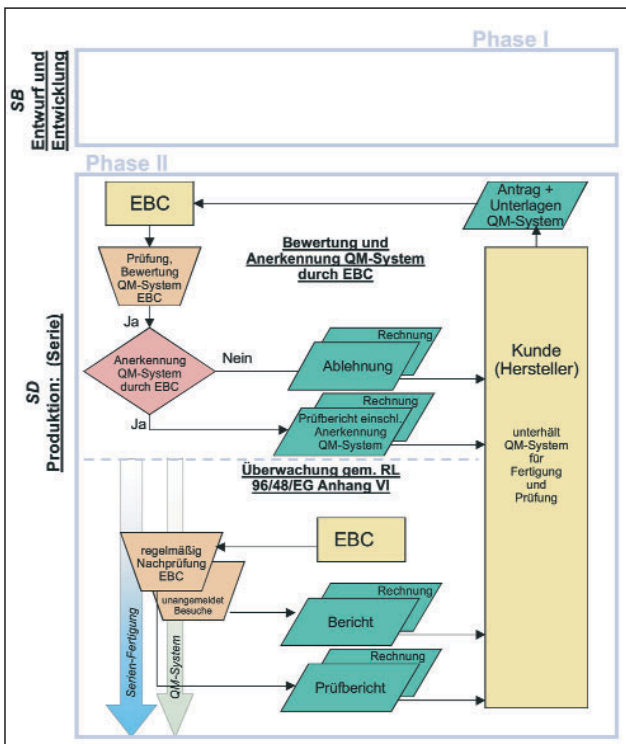


Abb. 12: Überwachung Produktion, Serienproduktion – Modul SD

Die Überwachung und Anwesenheit der Benannten Stelle *EISENBAHN-CERT* im Rahmen des EG-Prüfprozesses in Konstruktionsbüros, Laboratorien, Versuchsanlagen, in Werkstätten, Fertigungsstätten sowie auf Baustellen wird grundsätzlich mit dem Auftraggeber vereinbart.

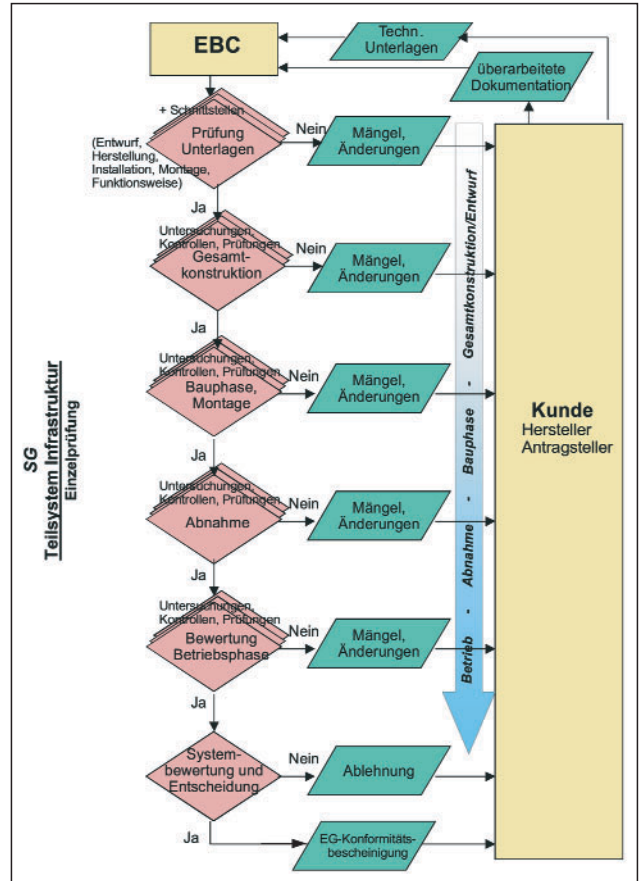


Abb. 13: Verfahrensablauf bei der Einzelprüfung von Infrastruktur nach Modul SG, z.B. für das Teilsystem Oberbau

Die Benannte Stelle ist weiterhin berechtigt, Überprüfungen (Audits) auf Baustellen und in Fertigungsstätten unangemeldet durchzuführen [2], [3] (Anh. VI).

## 5 Zusammenfassung und Ausblick

Die Benannte Stelle Interoperabilität beim Eisenbahn-Bundesamt wurde im Dezember 1999 als selbständige und unabhängige Zertifizierungsstelle beim Eisenbahn-Bundesamt gegründet.

Sie konzentriert deshalb das beim Eisenbahn-Bundesamt vorhandene gesamte Systemwissen der Bahntechnik und des Bahnbetriebes und verfügt über langjährige Erfahrungen im Bereich der technischen Zulassung von Bahnmaterial und im Bereich Betrieb von Bahnsystemen.

Sie ist so bereits heute für umfassende Prüfleistungen, Bewertungen und Zertifizierungen jeglicher Bahntechnik in Europa gerüstet [14 (6.4)].

Den Herstellern und Kunden stehen somit alle Leistungen und Erfahrungen zur Verfügung:

- Gutachten, Analysen und umfassende qualifizierte Prüfungen in allen spezifischen Technik- und Betriebsbereichen für den Verkehrsträger Eisenbahn,
- Prüfung, Bewertung und Zertifizierung von Komponenten und Systemen der Bahntechnik,
- ganzheitliche Systemanalysen und Kohärenzbewertungen von Bahntechnik,
- langjährige und umfassende Erfahrungen und Kenntnisse bei Prüfung und Zulassung sowie beim Betrieb von Bahnsystemen einschließlich Unfall- und Schadensuntersuchungen.

Bei Umsetzung und Beschleunigung der neuen Lösungsansätze und Innovationen zur Bedienung der Nachfrage nach Transportvolumen und Transportgeschwindigkeit beim umweltverträglichsten Verkehrsträger Eisenbahn kommt den Benannten Stellen in den Mitgliedstaaten potenzialverstärkende Wirkung zu. Nächste unmittelbare Aufgaben sind die Entwick-

lung der harmonisierten europäischen Normen und die Vereinbarung gemeinsam unmittelbar anwendbarer Regeln der Technik, dies können in der Startphase sowohl nationale Normen und Vorschriften als auch anerkanntes UIC-Regelwerk sein. Weiterhin ist eine Abstimmung und Harmonisierung zu den von den Benannten Stellen angewendeten Verfahren einzuleiten. Dies erfolgt gegenwärtig in der Koordinierungsgruppe der Benannten Stellen bei der EU. Zum erfolgreichen Bewältigen und zum beschleunigten gemeinsamen Umsetzen dieser neuen europäischen Aufgaben ist eine direkte Kooperation von *EISENBAHN-CERT* mit anderen europäischen Benannten Stellen bei ausgewählten europäischen Eisenbahnprojekten vorgesehen.

*EISENBAHN-CERT*, die Benannte Stelle Interoperabilität beim Eisenbahn-Bundesamt mit ihrem komplexen Systemwissen in der Bahntechnik und im Bahnbetrieb steht Kunden, Herstellern und Bahnunternehmen zur Lösung der anspruchsvollen künftigen Aufgaben zur Verfügung.

## 6 Literatur

- 
- [1] Weißbuch der Kommission: Neuer Strategievorschlag der Kommission zur Revitalisierung der Eisenbahnen in der Gemeinschaft, Kommissionsdokument KOM (96) 421 vom 30.07.1996.
  - [2] Richtlinie 96/48/EG des Rates vom 23.07.1996 über die Interoperabilität des transeuropäischen Hochgeschwindigkeitsbahnsystems, Amtsblatt der EG vom 17.09.1996, L 235, S. 6.
  - [3] Richtlinie 2001/16/EG des Rates vom 19.03.2001 über die Interoperabilität des konventionellen transeuropäischen Eisenbahnsystems, Amtsblatt der EG vom 20.04.2001, L 110, S. 1.
  - [4] Verordnung über die Interoperabilität des transeuropäischen Hochgeschwindigkeitsbahnsystems (Eisenbahn-Interoperabilitätsverordnung EIV) vom 20.05.1999, BGBl. Teil I 1999 Nr. 27, S. 1072.
  - [5] Richtlinie 1999/36/EG des Rates vom 29.04.1999 über ortsbewegliche Druckgeräte, Amtsblatt der EG vom 01.06.1999, L 138, S. 20.
  - [6] Richtlinie 93/68/EWG des Rates vom 22.07.1993, Änderungsrichtlinie, Amtsblatt der EG vom 30.08.1993, L 220 S. 1.
  - [7] Leitfaden für die Umsetzung der nach dem neuen Konzept und dem Gesamtkonzept verfassten Richtlinien der Europäischen Kommission: Amt für amtliche Veröffentlichungen der Europäischen Gemeinschaften, Luxemburg, 2000.
  - [8] Bericht der Kommission an den Rat und das Europäische Parlament: Umsetzung und Auswirkungen der Richtlinie 96/48 über die Interoperabilität des transeuropäischen Hochgeschwindigkeitsbahnsystems, Kommissionsdokument KOM (1999) 414 vom 10.09.1999.
  - [9] The Safety Requirements For The Trans-European High-Speed Network, Doc. DV 26 European Commission, 15.12.2000.
  - [10] Technical Specification For Interoperability Relating To The Infrastructure Subsystem Of The Trans-European High-Speed Rail System Referred To In Article 6(1) Of The Directive 96/48/EC, Draft Commission Decision, 96/48-DV36, 10.04.2001.
  - [11] Beschluss 93/465/EWG des Rates vom 22.07.1993 über die in den technischen Harmonisierungsrichtlinien zu verwendenden Module für die verschiedenen Phasen der Konformitätsbewertungsverfahren und die Regeln für die Anbringung und Verwendung der CE-Konformitätskennzeichnung, Amtsblatt der EG vom 30.08.1993, L 220, S. 23.
  - [12] Thomasch, A.: EU-Zertifizierung durch die deutsche Benannte Stelle Interoperabilität, ETR – Eisenbahntechnische Rundschau 49 (2000), H. 7/8, S. 510...516.
  - [13] Eisenbahn-Bau- und Betriebsordnung (EBO) vom 08.05.1967, BGBl. II S. 1563 in der Fassung des Gesetzes zur Neuordnung des Eisenbahnwesens (ENeuOG) vom 27.12.1993, BGBl. I S. 2378.
  - [14] Safety Regulations And Standards For European Railways: n/e/r/a – National Economic Research Associates, Draft Final Report, London Nov. 1999.

# „Die Prüffingenieure können bald auch für das EBA als Sachverständige tätig werden“

**Interview mit dem Präsidenten des Eisenbahn-Bundesamtes, Diplom-Ingenieur Horst Stuchly**

Der auf den vorhergehenden Seiten abgedruckte Beitrag über die Tätigkeiten und Aufgaben des Eisenbahn-Bundesamtes und seiner Zertifizierungsstelle EISENBAHN-CERT, wirft für die Prüffingenieure einige Fragen auf. Bisher konnten sie für dieses Amt nur als „Verwaltungshelfer“ tätig werden. Nun aber soll das anders werden – auch für das EBA sollen sie nämlich demnächst als hoheitlich beliehene Sachverständige beauftragt werden können. Dabei geht es aber nicht nur um einige EBA-Randaufgaben, sondern, wie der Präsident des Amtes, Diplom-Ingenieur Horst Stuchly in einem Interview mit unserer Zeitschrift mitteilte, um „alle Bereiche des Eisenbahnwesens“. Lesen Sie den Wortlaut dieses Gesprächs, das eben diese Bereiche und die damit zusammenhängenden Anknüpfungspunkte für die Prüffingenieure behandelt.

❓ *Herr Stuchly, für die Bundesländer arbeiten die Prüffingenieure als hoheitlich beliehene Unternehmer, im privatrechtlich organisierten Bereich als staatlich anerkannte Sachverständige, während sie für das Eisenbahn-Bundesamt als Verwaltungshelfer tätig sind. Beabsichtigt das Eisenbahn-Bundesamt auch im Bereich der Eisenbahnaufsicht die Rolle des Einzelsachverständigen zu ändern?*

! Ja. Mit der zum 1. Juli dieses Jahres in Kraft getretenen Novelle des Allgemeinen Eisenbahngesetzes (AEG) wurde eine Ermächtigungsgrundlage für den Erlass von Rechtsverordnungen für die Anerkennung von Sachverständigen und für die Aufgaben von Sachverständigen geschaffen. Demnach wollen wir für die bautechnische Prüfung, die ich weiterhin als Teil der Bauaufsicht begreife, die bisher als Verwaltungshelfer tätigen Prüffingenieure



*EBA-Präsident Horst Stuchly: „Wir wollen die bisher als Verwaltungshelfer tätigen Prüffingenieure demnächst als hoheitlich beliehene Sachverständige tätig werden lassen.“*

nieure als hoheitlich beliehene Sachverständige tätig werden lassen. Dies wird, denke ich, eine hinsichtlich Aufgabe, Kompetenz und Verantwortung klare Regelung zwischen den Aufgaben des Eisenbahn-Bundesamtes und den Aufgaben der Sachverständigen sicherstellen. Auf Arbeitsebene werden zur Zeit die entsprechenden Formulierungen für die Aufgaben, d.h. Umfang und Inhalt der Prüfung, z.B. Prüfen der Standsicherheitsnachweise, der Ausführungsunterlagen usw., erarbeitet sowie die Anerkennungsvoraussetzungen an diese Sachverständigen definiert.

❓ *Sie haben die bautechnische Prüfung genannt. Werden auch andere Aufgabengebiete von dieser Regelung erfasst werden?*

! Es ist sicher vorteilhaft, wenn alle Bereiche des Eisenbahnwesens einheitlich geregelt werden könnten. Ich kann zum heutigen Zeitpunkt jedoch nicht einschätzen, ob dies wegen der unterschiedlichen Traditionen im Fahrzeugbereich, im Bereich der Signal-, Fernmelde- und Elektrotechnik und der Bautechnik in gleicher Weise gelingen wird. Für den Baubereich wollen wir dies in einem Schritt tun: das gilt dann für die bautechnische Prüfung im Eisenbahnbau in den Fachrichtungen Massivbau, Stahlbau und Verbundbau – also dem klassischen Bereich der Prüffingenieure –, für die Prüfung der tunnelbautechnischen Nachweise und für die Prüfung der Brandschutzkonzepte. Durch die zurückliegende über achtjährige Praxis konnten wir nun hinreichend Erfahrung auf diesen Gebieten sammeln.

❓ *Wann ist mit einer Neuregelung zu rechnen?*

! Das steht noch nicht fest, jedoch  
 • mittelfristig in der ersten Hälfte der nächsten Legislaturperiode im Zusammenhang mit der Erarbeitung der Eisenbahnbauaufsichtsverordnung spätestens 2004.

❓ *Wie sehen diese Regelungen im Detail aus?*

! Ich kann natürlich die Lösung  
 • nicht vorwegnehmen, zumal das Gesetzgebungsverfahren – es ist eine von der Zustimmung des Bundesrates abhängige Verordnung – noch nicht eingeleitet ist. Aber die Eckpunkte könnten wie folgt sein: Die Sachverständigen sollen grundsätzlich im Auftrag des Eisenbahn-Bundesamtes als hoheitlich beliehene Sachverständige tätig sein und nach festen Gebührensätzen arbeiten. Das Eisenbahn-Bundesamt wird sich zum eigenen Know-how-Erhalt die Prüfung einiger weniger Baumaßnahmen vorbehalten. Als Voraussetzung für die Übertragung einer Aufgabe müssen diese jedoch hinreichend konkret und abschließend beschrieben sein.

❓ *Sie haben das Stichwort „Eisenbahnbauaufsichtsverordnung“ genannt. Was soll diese Verordnung enthalten?*

! Diese Verordnung wird zunächst  
 • die Aufgaben, Verantwortung und Anforderungen der am Bau Beteiligten umschreiben. Dazu gehören der Vorhabenträger, die Entwurfsverfasser, die Bauunternehmer und das Eisenbahn-Bundesamt und seine Erfüllungsgehilfen – dazu gehören natürlich auch die Prüffingenieure. Weiterhin werden die Genehmigungsverfahren sowie die Verwendung von Bauprodukten im Eisenbahnbau einschließlich Sicherheits-, Telekommunikations- und elektrotechnischen Anlagen geregelt. Es werden also die bisher in den Verwaltungsvorschriften BAU und BAU-STE aufgenommenen Regelungen in eine Verordnung gegossen.



*„Der Bauüberwachungsverein kann uns bei der Bearbeitung des eisenbahnspezifischen Regelwerks und bei der Abfassung von Zulassungen helfen“ – der Präsident des Eisenbahn-Bundesamtes Dipl.-Ing. Horst Stuchly im Interview mit dem Prüffingenieur*

❓ *Wird in dieser Verordnung auch die Schnittstelle zur Interoperabilitätsrichtlinie geregelt?*

! Soweit die Berührungspunkte  
 • zur Bauaufsicht betroffen sind, ja. Im übrigen regelt die Eisenbahn-Interoperabilitätsverordnung (EIV) die Aufgaben aufgrund dieser europäischen Richtlinien abschließend. Lediglich die Durchführung der Inbetriebnahmegenehmigung durch das Eisenbahn-Bundesamt und die Wahrnehmung der Bauaufsicht bedarf einer genaueren Regelung.

❓ *Herr Stuchly, der Bauüberwachungsverein als akkreditierte Stelle wurde für den privatrechtlichen Baubereich gebildet, um das sicherheitliche Niveau im Bauwesen auch bei fortschreitender Privatisierung und Deregulierung der Bauaufsicht aufrecht zu erhalten. Sehen Sie eine Möglichkeit für den BÜV, auch für das Eisenbahn-Bundesamt tätig zu werden?*

! Das Eisenbahn-Bundesamt setzt  
 • den einzeln beauftragten, für seine Tätigkeit verantwortlichen, Sachverständigen – die Sprachregelung heißt ja jetzt „Gutachter“ oder „Verwaltungshelfer“ – ein. Insofern ist eine Organisation für diese Einzelpersonen im Sinne einer Sachverständigenorganisation für

den originären Tätigkeitsbereich der Eisenbahnaufsicht nicht erforderlich. Für den Geltungsbereich der Interoperabilitätsrichtlinie für das Hochgeschwindigkeitsbahnsystem ist beim EBA eine Benannte Stelle, nämlich EISENBAHN-CERT – EBC – eingerichtet worden, die den Regelungen der EIV entspricht. Sie arbeitet im Verbund mit dem EBA zusammen und führt Zertifizierungen nach den europäischen Technischen Regelwerken, den so genannten „Technischen Spezifikationen für die Interoperabilität (TSI)“ durch.

❓ *Wie kann die Zusammenarbeit in Zukunft konkret aussehen?*

! Die Benannte Stelle EISEN-  
 • BAHN-CERT (EBC) beim Eisenbahn-Bundesamt wird bei den Konformitätsprüfungen von Interoperabilitätskomponenten und bei der EG-Prüfung von Teilsystemen auftragsbezogen auf fachkundige Partner aus diesem Bereich zurückgreifen.

❓ *Worin kann die Zusammenarbeit des BÜV mit dem Eisenbahn-Bundesamt noch liegen?*

! Da fällt mir spontan die Fortbil-  
 • dung und Betreuung der Sachverständigen ein. Sehr positiv sehe ich die im letzten Jahr mit dem VDEI vereinbarte Zusammenarbeit in dieser Angelegenheit an. Als weiteres Betätigungsfeld sehe ich die Fortschreibung und Entwicklung des bautechnischen Regelwerkes an. Dies insbesondere deshalb, weil die bisher von Privatunternehmen erstellten Regeln der Technik somit auf eine breitere Basis gestellt werden können. Die ersten Arbeitskreise unter der „Schirmherrschaft“ des BÜV sind ja jetzt gebildet und können mit der dort vereinigten geballten Fachkompetenz bei der Bearbeitung des eisenbahnspezifischen Regelwerks und bei der Abfassung von Zulassungen und Zustimmungen im Einzelfall mitwirken. Ich denke, dies ist noch weiter ausbaufähig.

## **Herausgeber:**

Bundesvereinigung der Prüfmgenieure für Bautechnik e.V.  
Dr.-Ing. Günter Timm, Ferdinandstr. 47, 20095 Hamburg  
E-Mail: info@bvpi.de, Internet: www.bvpi.de

ISSN 1430-9084

## **Redaktion:**

Klaus Werwath, Lahrring 36, 53639 Ittenbach  
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. Peter Hildenbrand, Ludwigsburg

### **Bayern:**

Dr.-Ing. Bernd Brandt, Nürnberg

### **Berlin:**

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

### **Brandenburg:**

Prof. Dr.-Ing. Gundolf Pahn, Herzberg

### **Bremen:**

Dipl.-Ing. Uwe Sabotke, Bremen

### **Hamburg:**

Dipl.-Ing. Horst-Ulrich Ordemann, Hamburg

### **Hessen:**

Dr.-Ing. K.-D. Schmidt-Hurtienne, Lohfelden/Kassel

### **Mecklenburg-Vorpommern:**

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

### **Niedersachsen:**

Dr.-Ing. Günter Griebenow, Braunschweig

### **Nordrhein-Westfalen:**

Dipl.-Ing. Josef G. Dumsch, Wuppertal

### **Rheinland-Pfalz:**

Dr.-Ing. Hubert Verheyen, Bad Kreuznach

### **Saarland:**

Dipl.-Ing. Gerhard Schaller, Homburg

### **Sachsen:**

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

### **Sachsen-Anhalt:**

Dipl.-Ing. Dieter Beyer, Magdeburg

### **Schleswig-Holstein:**

Dipl.-Ing. Kai Trebes, Kiel

### **Thüringen:**

Dipl.-Ing. Volkmar Frank, Zella-Mehlis

### **BVPI:**

Dr.-Ing. Hans-Jürgen Meyer

## **Druck:**

Vogel Druck und Medienservice GmbH & Co. KG, 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 Prüfmgenieure für Bautechnik gehalten worden sind.

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

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



