



Der Prüfingenieur

20 April 2002

Seite 5

Die Energieeinsparverordnung ist nur
mit dem Vier-Augen-Prinzip sinnvoll

Seite 17

Gelbdruck DIN 1045 „Sicherheitsnachweise im Erd- und Grundbau“

Seite 26

DIN-Fachbericht „Betonbrücken“

Seite 46

Neue Anforderungen an die Dauerhaftigkeit von Konstruktionen

Seite 59

Brandschutz-Prüfungen durch freiberufliche Prüfsachverständigen

Seite 66

Aus den Beratungen des BÜV-Arbeitskreises Gerüstbau

Seite 68

Prüfsachverständigen als Gutachter im Genehmigungsverfahren
für Fliegende Bauten

INHALT

EDITORIAL

Dr.-Ing. Hans-Jürgen Meyer

Die Energieeinsparverordnung ist nur mit dem Vier-Augen-Prinzip sinnvoll **5**

NACHRICHTEN

- Entspricht die Niederlassungsfreiheit der saSV dem Gleichbehandlungsgrundsatz? **6**
Großes Interesse an den DIN 1045-1-Seminaren **7**
„Preiswertes Bauen darf nicht zulasten der Sicherheit gehen“ **8**
Dieter Eschenfelder wurde 65 und trat nun in den Ruhestand **9**
Bauberatung Zement legt Planungshilfe für dauerhafte Betonbauteile vor **10**
DPÜ entwickelt sich zu einer europäisch orientierten modernen Organisation **11**
DPÜ-Zertifizierungsstelle schließt ersten SiGeKo-Einführungslehrgang ab **11**
Erste DPÜ-Fortbildung der Sachverständigen für Ganzheitliche Prüfungen **12**
Arbeitstagung der Prüfengeure dieses Jahr in Köln **13**
Praxisseminar zu den DIN-Fachberichten Beton, Stahlbeton und Spannbeton **13**
Gerhard Feld zum Ehrenvorsitzenden der Landesvereinigung Bremen gewählt **14**
Hans Reißmann † **15**
DIN-Fachberichte für den Brücken- und Ingenieurbau werden DIN 1045-1 angepasst **16**

ERD- UND GRUNDBAU

Univ.-Prof. Dr.-Ing. habil Dr.-Ing. E. h. Anton Weißenbach

Gelbdruck DIN 1045 „Sicherheitsnachweise im Erd- und Grundbau“ **17**

BRÜCKENBAU

Prof. Dr.-Ing. Dr.-Ing. e. h. Gert König/Dr.-Ing. Reinhard Maurer

DIN-Fachbericht „Betonbrücken“ **26**

KONSTRUKTIONSTECHNIK

Professor Dr. Tech. Asko Sarja

Neue Anforderungen an die Dauerhaftigkeit von Konstruktionen **46**

TRAGWERKSPLANUNG

Univ.-Prof. Dr.-Ing. habil. Wolfgang Krüger/Dr.-Ing. Olaf Mertzsch

Die Verformung von Stahlbetonbauteilen im Zustand II **54**

BRANDSCHUTZ

Prof. Dr. Jürgen Namysloh/Dr.-Ing. Heinz Fischer

Brandschutz-Prüfungen durch freiberufliche Prüfengeure **59**

GERÜSTBAU

Dipl.-Ing. Uwe Schmiedel

Aus den Beratungen des BÜV-Arbeitskreises Gerüstbau **66**

PRÜFPRAxis

BOR Dipl.-Ing. Hubert Kurras

Prüfengeure als Gutachter im Genehmigungsverfahren für Fliegende Bauten **68**

IMPRESSUM **76**

Die Energieeinsparverordnung ist nur mit dem Vier-Augen-Prinzip sinnvoll

Die Energieeinsparverordnung vom 16. November 2001 ist nun am 1. Februar 2002 in Kraft getreten. Gegenüber der 3. Wärmeschutzverordnung soll ein weiteres Energieeinsparpotenzial von 25 bis 35 Prozent erreicht werden. Hauptaugenmerk wird nun auf die Umsetzung gelegt. Während sich die Wärmeschutzverordnung auf die Begrenzung des Jahres-Heizwärmebedarfes stützte, werden die Anforderungen in der EnEV auf die Begrenzung des Primärenergiebedarfes erweitert. Hierin enthalten sind der Jahresheizenergiebedarf und der Trinkwarmwasserenergiebedarf sowie der Energieaufwand für die Anlagentechnik.

Grund für die immer restriktiver werdenden Anforderungen an Wohn- und Bürogebäude ist die Tatsache, dass 30 Prozent des Gesamtenergiebedarfes in der Bundesrepublik Deutschland für Raumwärme in privaten Haushalten verbraucht wird. Dieser Verbrauch gliedert sich in 80 Prozent für die Beheizung, circa 10 Prozent für die Nutzung und Bereitstellung von warmem Wasser und rund 10 Prozent für reine Stromnutzung. Die Bundesregierung verfolgt ein Reduktionsziel für private Haushalte und Gebäude für den CO₂-Ausstoß bis zum Jahr 2005 von 18 bis 25 Millionen Tonnen (bezogen auf das Jahr 1990). Die EnEV soll dabei eine Reduktion von 4 Millionen Tonnen CO₂ bewirken (BMU 2000).

Die EnEV beschäftigt sich in ihren Abschnitten mit zu errichtenden und bestehenden Gebäuden und definiert in den Anhängen die Anforderungen an zu errichtende Gebäude mit normalen und niedrigen Innentemperaturen, Anforderungen bei Änderung von Außenbauteilen, Anforderungen an die Dichtheit sowie Anforderungen zur Begrenzung der Wärmeabgabe von Wärmeverteilungs- und Warmwasserleitungen einschließlich Armaturen.

Aus Tabelle 1 im Anhang 1 der Verordnung wird deutlich, dass zwei Grenzwerte, bezogen auf das Verhältnis zwischen wärmeübertragender Umfassungsfläche zu Gebäudevolumen, einzuhalten sind. Zum einen der Grenzwert des Jahres-Primärenergiebedarfes, in den die Bedingungen der Gebäudehülle und der Anlagentechnik (z.B. über die Anlagenaufwandszahl) eingehen. Um aber zu verhindern, dass eine schlechte Gebäudehülle durch exzellente Anlagentechnik kompensiert wird, ist im rechten Teil der Tabelle 1 zum anderen der spezifische, auf die wärmeübertragende Umfassungsfläche bezogene Transmissionswärmeverlust begrenzt. Beide Anforderungen sind also zu erfüllen. Hierüber ist ein Energiebedarfsausweis (Energiepass) auszustel-



Dr.-Ing. Hans-Jürgen Meyer
Geschäftsführer der Bundes-
vereinigung der Prüffingenieure
für Bautechnik (Hamburg)

len, der die wesentlichen Ergebnisse der rechnerischen Nachweise eines Gebäudes enthält (siehe EnEV § 13 Abs. 1).

Wie soll nun die EnEV umgesetzt und die Einhaltung der Anforderungen kontrolliert werden. Das Bundesministerium für Verkehr, Bau- und Wohnungswesen BMVBW wird wohl den Ländern in einem Brief empfehlen, den Energiebedarfsausweis zum Bestandteil der Bauunterlagen werden zu lassen. Dieser soll zum Baubeginn vorliegen und muss bei Fertigstellung des Gebäudes den tatsächlichen Bedingungen, unter Berücksichtigung aller Änderungen, angepasst sein.

Hier stellt sich die Frage, genügt das bloße Vorhandensein dieses Ausweises oder macht es zum Wohl des Verbrauchers

Sinn, die Kontrolle des Inhaltes und der Umsetzung beispielsweise den Prüffingenieuren für Baustatik (Bautechnik) beziehungsweise den staatlich anerkannten Sachverständigen zuzuordnen. Der Prüffingenieur muss die bautechnischen Unterlagen ohnehin durchsehen und kann somit zusätzlich Abhängigkeiten im Sinne der Ganzheitlichkeit zwischen Standsicherheit und Wärmeschutz erkennen und ggf. eingreifen. In Brandenburg beispielsweise wird wohl den Prüffingenieuren, eventuell mit Zusatzqualifikation, die Prüfung des spezifischen Transmissionswärmeverlustes (siehe oben) übertragen, so dass zumindest gewährleistet ist, dass die Gebäudehülle der EnEV entspricht.

Sicherlich ist zu überlegen, ob nicht auch die Prüfung des Nachweises des Primärenergieverbrauches dem Prüffingenieur mit übertragen werden kann. Sollte dieser in der Anlagentechnik fachspezifische Zuarbeiten benötigen, ist es sicher möglich, Fremdgutachten anzufordern. Für die Beurteilung des Baugrundes ist dies gängige Praxis und hat sich bewährt. Leider wird auch oft von Seiten der ARGEBAU verlautbart, dass im bauaufsichtlichen Verfahren nur die Sicherheit für Leib und Leben Grundlage bauaufsichtlicher Kontrollen ist. Im Sinne des oben genannten Zieles der Bundesregierung ist es notwendig, eine Kontrolle des Nachweises nach ENEV und eine stichprobenartige Überwachung auf der Baustelle durchzuführen.

Wann und wie der Nachweis nach der EnEV vorzulegen hat, insbesondere in Bezug auf die unterschiedlichen Genehmigungs-, vereinfachte Baugenehmigungs-, Bauanzeige- und Freistellungsverfahren, muss noch festgelegt werden. Zum Vollzug der EnEV wird wohl in den nächsten Mitteilungen des Deutschen Instituts für Bautechnik (DIBt, Berlin) einiges zu finden sein.

Freie Bahn dem Tüchtigen oder: Ist das der Anfang vom Ende?

Entspricht die Niederlassungsfreiheit der saSV dem Gleichbehandlungsgrundsatz?

Die Aufweichung der Verpflichtungen für die Prüfindenieure rückt den saSV in die Nähe bürgerferner Prüforganisationen

Im Gegensatz zu den Regelungen, die für die Prüfindenieure für Baustatik gelten, ist es den staatlich anerkannten Sachverständigen (saSV) für die Prüfung der Standsicherheit nach BauO NRW nicht verboten, neben dem Hauptsitz Niederlassungen zu gründen. Dieser Umstand wirft die Frage auf: Ist bereits erlaubt, was nicht ausdrücklich verboten ist? Die Gründung von Niederlassungen wird von einigen saSV nämlich als Möglichkeit unternehmerischer Entfaltung verstanden und übt wohl auf einige andere eine Faszination aus, der sie nicht widerstehen können. Doch es mehren sich die Stimmen, die der Meinung sind, dass diese Regelung in niemandes Interesse sein kann. Ihre Argumente erläutert der folgende Beitrag.

Von den 206 saSV für die Prüfung der Standsicherheit, die der Ingenieurkammer-Bau NRW angehören, haben nur 90 ihren Wohnsitz in Nordrhein-Westfalen. Alle anderen sind in anderen Bundesländern ansässig. Mit den gegenüber dem Staat eingegangenen Verpflichtungen ist die Einrichtung von Niederlassungen aber kaum zu vereinbaren.

In der Verordnung über staatlich anerkannte Sachverständige nach der Landesbauordnung (SV-VO) wird in § 6, Abschnitt 2, gefordert: *„Staatlich anerkannte Sachverständige dürfen sich der Mithilfe von befähigten und zuverlässigen Mitarbeitern und Mitarbeiterinnen nur in einem solchen Umfang bedienen, dass sie deren Tätigkeit voll überwachen können.“*

In der Landesbauordnung und den nachgeordneten Vorschriften ist geregelt, dass sich der/die saSV stichprobenhaft davon überzeugen müssen, dass die Ausführung mit den geprüften bautechnischen Nachweisen übereinstimmt.

Die BauPrüfVO, die für Prüfindenieure für Baustatik maß-

geblich ist, stellt die Konsequenzen von Pflichtverletzungen noch stärker heraus. Danach verliert die Anerkennung wer *„nicht genügend Gewähr dafür bietet ..., dass die ordnungsgemäße Erfüllung der Pflichten, insbesondere ihrer oder seiner Überwachungspflicht nicht gewährleistet“*.

Soweit Niederlassungen in größerer Entfernung vom Hauptsitz eingerichtet worden sind, bestehen sicherlich nicht unbegründet Bedenken hinsichtlich der pflichtgemäßen Aufgabenerledigung.

Nicht nur das zuständige Ministerium und die Ingenieurkammer-Bau NRW verfolgen die Gründung von SV-Niederlassungen mit großer Sorge.

Die Ingenieurkammer-Bau NRW hat sich deshalb gegenüber dem MSWKS NRW dafür ausgesprochen, bei der in Vorbereitung befindlichen Novellierung der Verordnung über staatlich anerkannte Sachverständige den § 5 wie folgt zu ergänzen.

Die Anerkennung ist von der zuständigen Kammer zu wi-

derrufen, *„wenn staatlich anerkannte Sachverständige nach § 1 Abs. 2 Nr. 1 bis 3 neben dem Dienstsitz eine oder mehrere Niederlassungen als staatlich anerkannte Sachverständige einrichten“*.

Eine zweite Forderung der IK-Bau NRW betrifft eine Konkretisierung bezüglich der Mitarbeiter. Danach dürfen sich saSV künftig *„ausschließlich der Mithilfe nur von befähigten und zuverlässigen, festangestellten Mitarbeitern/Mitarbeiterinnen in einem solchen Umfang bedienen, wie sie deren Tätigkeit voll überwachen können“*.

Für diese Forderungen haben sich insbesondere die in der Ingenieurkammer-Bau NRW in Ausschüssen mitarbeitenden saSV/ Prüfindenieure eingesetzt.

Die Begründung ergibt sich aus der Kollision mit der den saSV übertragenen Wahrnehmung öffentlicher Interessen mit den zwangsläufig konkurrierenden unternehmerischen Strategien.

Peter Wagner weist im Deutschen IngenieurBlatt (Heft 9/2001) auf folgendes hin:

Zur Gefahrenabwehr und Sicherung eines Mindeststandards ist die bautechnische Prüfung durch den unabhängigen Prüfindenieur für Baustatik unverzichtbar. Sein Status als beliehener Unternehmer verleiht ihm die nötige Durchsetzungskraft. Sachverständige als privat Beauftragte müssen mit dem Druck des weit verbreiteten Honorardumpings leben, was

um die Sorgfalt ihrer Arbeit fürchten lässt. Staatliche Vergütungsregelungen bewirken dabei wenig. Der bundesweite Einsatz der Sachverständigen wird den Konkurrenzkampf forcieren.

Letzteres hatte in NRW eine Entwicklung genommen, die der Vereinigung der Prüfengeure Veranlassung gegeben hat, eine Bewertungs- und Kontrollstelle einzurichten, der sich aus Sorge um die Unabhängigkeit und Integrität fast alle in NRW ansässigen saSV angeschlossen haben.

Das Verbot, Niederlassungen einzurichten, gilt für Prüfengeure für Baustatik in allen Bundesländern. Lediglich Baden-Württemberg genehmigt Niederlassungen auf Antrag. Aus dem zuständigen Ministerium war zu erfahren, dass dabei folgende Kriterien ausschlaggebend sind.

1) die Bedarfsfrage muss positiv sein, d. h., dass auch in abgele-

genen ländlichen Gebieten ein Prüfengeur/eine Prüfengeurin zur Verfügung steht.

2) Prüfengeure/Prüfengeurinnen, die eine Niederlassung genehmigt bekommen, unterliegen einer strengeren Kontrolle der Obersten Bauaufsicht.

Der Gleichbehandlungsgrundsatz und die fast zwangsläufige Eigendynamik von Niederlassungen machen es aber offensichtlich dem zuständigen Ministerium schwer, Begehrlichkeiten Herr zu werden, wie zu hören war.

In Deutschland werden die unabhängige Prüfung von Standsicherheitsnachweisen und die Bauüberwachung seit fast 90 Jahren von Prüfengeuren bei einem Minimum an Kosten und einem Maximum an erreichbaren präventiven Maßnahmen – auch im internationalen Vergleich – beispielhaft durchgeführt. Diese Institution aufzugeben oder zu verwässern

grenzt an staatspolitischen Leichtsinns (vgl. Peter Wagner, Deutsches Ingenieurblatt 9/01).

Aufweichungen von stringent einzuhaltenden Verpflichtungen und die Einrichtung von kaum hinreichend zu überwachenden Mitarbeitern in Niederlassungen rücken den saSV in die Nähe von bürgerfernen Prüforganisationen, die „alles können“ und wenig besorgen. Die Folgen daraus bedenkend, kann eine solche Entwicklung wohl in niemandes Interesse liegen.

Erfreulich ist, dass die Ingenieurkammer-Bau und die Vereinigung der Prüfengeure NRW hinsichtlich der Anpassung der SV-VO an die BauprüfVO an einem Strang ziehen. Aber auch aus dem zuständigen Ministerium hört man positive Signale, die eine Umsetzung der eingereichten Vorschläge in die neue SV-VO erwarten lassen. *Josef Dumsch*

Großes Interesse an den DIN 1045-1-Seminaren

Die Bundesvereinigung bietet demnächst weitere Termine an

Mit großem Interesse ist die Seminarreihe über die „Bau-praktische Anwendung der neuen Stahlbetonnorm DIN 1045-1“ aufgenommen worden, die die Bundesvereinigung der Prüfengeure für Bautechnik weiterhin anbietet. Wegen der großen Nachfrage hat sich die Bundesvereinigung entschlossen, weitere Veranstaltungen zu diesem Thema zu veranstalten.

Bisher haben sich über 200 Teilnehmer für vier Kurse angemeldet, die in Zusammenarbeit mit der Technischen Universität Hamburg-Harburg (TUHH) und der Hochschule für angewandte Wissenschaften Hamburg (HAWH) durchgeführt werden. Unterstützt werden diese Kurse

außerdem vom Verband Beratender Ingenieure (VBI) und der Hamburger Ingenieurkammer-Bau. An fünf Abenden mit jeweils 3,5 Stunden werden folgende Themen behandelt:

- Einführung und Biegebemessung: Prof. Dr.-Ing. Klaus Liebrecht,
- Sicherheitskonzept und Stabilität: Prof. Dr.-Ing. Ulrich Quast,
- Querkraft, Torsion und Durchstanzen: Prof. Dr.-Ing. Diedrich Nölting,
- Dauerhaftigkeit und Gebrauchstauglichkeit: Prof. Dr.-Ing. Holger Hamfler,

■ Spannbeton, Stabwerkmodelle u. Fertigteilbau: Prof. Dr.-Ing. Günter Rombach.

Die Referenten sind Professoren an der TUHH und der HAWH. Ziel der Veranstaltungen ist es, den Teilnehmern den Einstieg in die Berechnung nach der neuen DIN 1045-1 zu erleichtern. Damit die Teilnehmer möglichst effektiv die einzelnen Themen bearbeiten und diskutieren und damit auch Rechenbeispiele erarbeitet werden können, wurde die Teilnehmeranzahl pro Kurs auf ca. 30 Personen begrenzt.

Interessenten für die künftigen Termine wenden sich bitte an die Bundesvereinigung der Prüfengeure für Bautechnik in Hamburg (Fax: 040/353565).

**Vorsitzender des Bundestags-Bauausschusses
unterstützt die Prüflingen**

**„Preiswertes Bauen darf nicht
zulasten der Sicherheit gehen“**

**Eduard Oswald: Bauaufsichtsbehörden müssen
die Einhaltung der Vorschriften überwachen**

Wie schon zuvor der Vorsitzende des Parlamentskreises Mittelstand der CDU/CSU-Bundestagsfraktion, Dr.-Ing. h. c. Hans-Jürgen Doss, so hat nun auch der ehemalige Bundesbauminister und jetzige Vorsitzende des Bauausschusses des Deutschen Bundestages, Eduard Oswald (CSU), in einem Gespräch mit Vertretern der Bundesvereinigung der Prüflingen für Bautechnik die Prüflingen in Deutschland bei ihrem Bemühen unterstützt, geeignete gesetzliche Maßnahmen einzuleiten, mit denen weitere Qualitätseinbußen am Bau verhindert werden können.

Aktueller Anlass für das Gespräch zwischen dem Politiker und dem Vorstandsmitglied der Bundesvereinigung, Dr.-Ing. Hartmut Kalleja (Berlin) und Geschäftsführer Dr.-Ing. Hans-Jürgen Meyer im Paul-Löbe-Abgeordnetenhaus in Berlin war die Kritik der Prüflingen an der nach ihrer Meinung falsch verstandenen Deregulierungspolitik. Jüngstes Beispiel sei der Entwurf der Fortschreibung der neuen Musterbauordnung, den die Bundesvereinigung modifiziert wissen möchte.

Kritisiert werden vor allem die vorgesehene Einschränkung der unabhängigen hoheitlichen Prüfung sowie die Absicht, eine bautechnische Prüfung von Gebäudegrößen abhängig zu machen und nicht vom Schwierigkeitsgrad der Statik. Ihre Bedenken hat die Bundesvereinigung bereits in einer Stellungnahme an die Bauminkonferenz ARGEBAU zum Ausdruck gebracht. Die Prüflingen weisen in diesem Papier darauf hin, dass die Prüfeinschränkung erhebliche Folgen für Leib und Leben haben und zur Verschwendung des Volksvermögens führen würde.

Der CSU-Politiker unterstützte die Forderung der Bundes-

vereinigung der Prüflingen: Es dürfe, so sagte er, nicht grundsätzlich auf die unabhängige Prüfung verzichtet werden. Übereinstimmend wurde festgestellt, dass die Zahl der Bauschäden ansteigt, wo nicht unabhängig geprüft wird.

Gerade in puncto Sicherheitsstandard habe sich die Bundesrepublik in den zurückliegenden Jahrzehnten in der Welt einen guten Namen gemacht. Dieses Renommee dürfe nicht leichtsinnig aufs Spiel gesetzt werden, sagte Oswald. Der Politiker wandte sich gegen den Trend, Bauen in Deutschland um jeden Preis billiger machen zu wollen. „Bei den Qualitätsstandards dürfen wir nicht nachlassen“, sagte er.

Der Vorsitzende des Bauausschusses kritisierte die Bundesregierung, die seiner Meinung nach zwar das kostengünstige Bauen propagiere und fördere, aber nicht genug unternehme, um den Pfusch am Bau einzudämmen. Beim Bauen komme es auf langfristige Qualitätsstandards an: „Bauen muss etwas Werthaltiges bleiben“, sagte Oswald. Es müsse der Spagat gelingen, kostengünstiger zu bauen, ohne die Qualität zu vernachlässigen.

Wie Dr. Kalleja betonte, haben sich die Bedingungen für das Planen und Bauen in den zurückliegenden zehn Jahren erheblich verschlechtert. 16 Bundesländer und 16 verschiedene Genehmigungsverfahren erschwerten die Arbeit von Ingenieuren und Architekten. Festgestellt würden mehr Planungsfehler, schlechte Bauausführung und mangelhafte Qualität des Materials. Diese Entwicklung sei die Folge tief greifender Veränderungen bei den vertraglichen Strukturen. Im Zuge des Rückgangs der Tätigkeit auf dem Bau sei das Arbeiten aller am Bau Beteiligten zu Niedrigstpreisen zur Regel geworden. Die Folge seien immer mehr Abstimmungsprobleme zwischen den vielen am Bau beteiligten Gewerken sowie Termindruck in Planung und Ausführung.

Angesichts dieser Fülle an Problemen sei, so ergänzte VPI-Geschäftsführer Meyer, es umso mehr Aufgabe der Bauaufsichtsbehörden, darüber zu wachen, dass die öffentlich-rechtlichen Vorschriften auch eingehalten werden. Der Staat könne nicht einerseits ein Verbraucherschutz-Ministerium einrichten und andererseits die fundamentalen Verbraucherinteressen übersehen. Unabhängige Kontrollmechanismen seien erforderlich, um langfristige Verbraucherinteressen zu sichern, sagte Dr. Meyer. Die Bundesvereinigung bat den Vorsitzenden des Bundestagsausschusses auch um Unterstützung bei ihren Bemühungen, den von ihnen in Zusammenarbeit mit der Bundesingenieurkammer und dem Deutschen Institut für Prüfung und Überwachung (DPÜ) herausgegebenen Bauwerkspass bundesweit einzuführen. Dies sei vor allem deshalb wünschenswert, weil es Überlegungen gibt, die Dokumentationspflicht der Unteren Bauaufsichtsbehörden immer mehr einzuschränken und teilweise sogar ganz abzuschaffen, um den Staat von den Archivierungsaufgaben zu entlasten.

Dieter Eschenfelder wurde 65 und trat nun in den Ruhestand

Am 17. März 2002 hat der Leiter der Gruppe Bautechnik und Ökologie beim Ministerium für Städtebau und Wohnen, Kultur und Sport des Landes NRW, Leitender Ministerialrat Dieter Eschenfelder, sein 65. Lebensjahr vollendet. Zum Ende dieses Monats ist er in den Ruhestand getreten.

Nach dem Studium des Bauingenieurwesens an der TU Darmstadt sammelte Eschenfelder erste praktische Erfahrungen als Projektingenieur in einem Darmstädter Stahlbauunternehmen. 1969 wechselte er zur Hessischen Landesprüfstelle für Baustatik, 1974 zum Hessischen Innenministerium, wo er das Referat „Bautechnik und Bauphysik“ in der Abteilung „Bauaufsicht, Städtebau und Wohnungswesen“ übernahm. 1991 wurde ihm im damaligen Ministerium für Bauen und Wohnen des Landes NRW in Düsseldorf die Gruppe „Bautechnik“ anvertraut. Dort hat er sich auch zahlreichen Aufgaben in der ARGEBAU verpflichtet. 1993 wurde er zum Vorsitzenden der Fach-

kommission „Bautechnik“ der ARGEBAU gewählt. Hier kümmerte er sich nun vorrangig um die Privatisierung staatlich-technischer Prüfaufgaben für die Bereiche Standsicherheit, Brandschutz, Schall- und Wärmeschutz. Die Schaffung staatlich anerkannter Sachverständiger in Nordrhein-Westfalen trägt seine Handschrift.

Beim Deutschen Institut für Bautechnik Berlin hat Eschenfelder viele Jahre lang als Obmann in den Sachverständigen-Ausschüssen Tiefbau, Grundbau, Klebtechnik, Betonstähle, Prüf-, Überwachungs- und Zertifizierungsstellen an der Erarbeitung allgemeiner bauaufsichtlicher Zulassungen mitgewirkt. Er arbeitete in zahlrei-



Foto: Archiv

Leitender Ministerialrat
Dipl.-Ing. Dieter Eschenfelder

chen länderübergreifenden Gremien und in verschiedenen Ausschüssen im Normenausschuss Bauwesen im DIN mit. Besondere Aufmerksamkeit schenkte er der bauaufsichtlichen Behandlung von Glasfassaden, deren Regelungen er maßgeblich beeinflusst hat. Seit 1994 ist er im Beirat der VDI-Gesellschaft „Bautechnik“ und vertritt dort die Belange der staatlichen Bauaufsicht und des Bauordnungsrechts. Seit dem 1. Januar 1995 gehört er dem Vorstand der VDI-Gesellschaft „Bautechnik“ an.

Ernst Schmieskors

DPÜ legt ersten „Blickpunkt“ vor Informationsblatt wird künftig viermal im Jahr erscheinen

Im April diesen Jahres ist die erste Ausgabe des neuen Informationsfaltblattes „Im Blickpunkt“ des Deutschen Instituts für Prüfung und Überwachung DPÜ erschienen.

Mit dieser neuen Publikation will das DPÜ, in dem sich in interdisziplinär arbeitenden Arbeitskreisen prüfende Sachverständige für zahlreiche der „neuen“ Prüfgebiete zusammengeschlossen haben, mit Hintergrundinformationen über neue, für solche Sachverständige wichtige Entscheidungen aus Parlamenten, Regierungen, Parteien,

aus Wirtschaft und Wissenschaft informieren und über neue Entwicklungen auf dem laufenden halten.

„DPÜ im Blickpunkt“ wird künftig viermal jährlich erscheinen und wendet sich an alle, die am Baugeschehen beteiligt sind und regelmäßig über die neuesten Entwicklungen informiert werden möchten.

Gleichzeitig wird „DPÜ im Blickpunkt“ auch dazu dienen, das Deutsche Institut für Prüfung und Überwachung bekannter zu machen. In der ersten Ausgabe

werden die Leser deshalb beispielsweise detailliert über die neue Bauabzugssteuerregelung informiert. Auch der von der Bundesregierung herausgegebene Gebäudepass und die Hausakte für den Neubau von Einfamilienhäusern werden in dieser Ausgabe vorgestellt und kommentiert.

Interessenten können das erste und die folgenden Hefte von „DPÜ im Blickpunkt“ beim Deutschen Institut für Prüfung und Überwachung e.V., Ferdinandstr. 47, 20095 Hamburg, kostenlos bestellen (Fax: 040/353565).

Festlegung des Betons nach der neuen Normengeneration im Betonbau

Bauberatung Zement legt Planungshilfe für dauerhafte Betonbauteile vor

Der Bauteilkatalog ordnet Betonbauteilen die neuen „Eigenschaften“ zu

Die neuen Normen des Betonbaus werden in Kürze bauaufsichtlich eingeführt. Neben der Standsicherheit wird die Dauerhaftigkeit des Betons künftig mit „Eigenschaften“ definiert werden. Die neue Terminologie und die neuen Vorgaben der Norm wurden von der Bauberatung Zement in einem Bauteilkatalog als Planungshilfe herausgegeben.

Die im Rahmen der europäischen Harmonisierung erarbeiteten Normen bringen erhebliche Umstellungen für die im Betonbau tätigen Fachleute. Neben einer veränderten Terminologie gilt auch eine Neuordnung der Verantwortlichkeiten der am Bau Beteiligten. Die Leistungen und Pflichten der Planenden werden erweitert und deutlich festgelegt.

Dies betrifft besonders die Dauerhaftigkeit von Betonbauteilen. Sie ist neben dem Nachweis der Tragfähigkeit und der Gebrauchstauglichkeit als Entwurfskriterium in die neuen Normen aufgenommen. Das zu planende Betonbauteil wird „Expositionsklassen“ zugeordnet. Diese erfassen die Umweltbedingungen, die zu einem Angriff auf die Bewehrung oder den Beton führen können. In Abhängigkeit von den Expositionsklassen sind Betondeckung, Mindestdruckfestigkeitsklasse, zulässige Rissbreite, Betonzusammensetzung und Nachbehandlung festzulegen, um die Dauerhaftigkeit sicherzustellen.

In der Regel wird künftig „Beton nach Eigenschaften“ festgelegt werden. Dabei handelt es sich um einen Beton, für den die geforderten Eigenschaften und zusätzliche Anforderungen dem Hersteller gegenüber festgelegt sind. Der Hersteller ist für die Bereitstellung des so definierten Betons verantwortlich. Die Festlegung

muss die Druckfestigkeitsklasse, die Expositionsklassen, das Größtkorn, die Art der Verwendung (unbewehrter Beton, Stahlbeton, Spannbeton) und die Konsistenz enthalten. Bei der Festlegung auf unterschiedlichen Stufen des Entwurfs- und Herstellungsprozesses können verschiedene Beteiligte Festlegungen treffen (Bauherr, Architekt, Tragwerksplaner, Bauunternehmer, Subunternehmer). Die endgültige Zusammenstellung wird als „Festlegung“ bezeichnet.

Der Umgang mit den Expositionsklassen ist neu und in der Anfangszeit ungewohnt. Die Bauberatung Zement hat deshalb eine Planungshilfe für dauerhafte Be-

tonbauteile nach der neuen Normengeneration, einen Bauteilkatalog, herausgegeben. Darin werden Betonbauteilen die Expositionsklasse, die Mindestdruckfestigkeit, die Mindestbetondeckung und die Überwachungsklasse zugeordnet. Für den Anwendungsbereich der Alkali-Richtlinie ist die Feuchtigkeitsklasse angegeben. Der Bauteilkatalog soll Hilfe für die Praxis bieten, bewährte Planungsvorgänge nach neuer Norm vorzunehmen. Es wird ausdrücklich darauf hingewiesen, dass diese Planungshilfe nicht die projektbezogene Planungsleistung ersetzt. Die Vorgaben der Norm sind im konkreten Anwendungsfall zu überprüfen.

Der Bauteilkatalog ist im Verlag Bau + Technik, Erkrath, erschienen. Er ist im Internet unter www.betonguide.de verfügbar und kann dort menügeführt angewendet werden. *Dr.-Ing. Stefan Lotter*

50 Jahre Landesvereinigung Baden-Württemberg

Prüfingenieure feiern im Juni in Freudenstadt

Mit ihrer traditionellen Freudenstädter Arbeitstagung feiert die Landesvereinigung der Prüfingenieure von Baden-Württemberg dieses Jahr am 28. und 29. Juni gleichzeitig ihr 50-jähriges Bestehen. Im Mittelpunkt des Programms stehen mehrere Vorträge über den Wiederaufbau der Dresdener Frauenkirche und eine Betrachtung des Präsidenten der Bundesarchitektenkammer,

Peter Conradi, über die Deregulierung und ihre Folgen. Außerdem wird über die neue DIN 1055, die Möglichkeiten und Grenzen des Stahlfaserbetons und über die Konstruktion von Betonbauteilen mit Stahlfasern referiert.

Auskünfte erteilt die Landesvereinigung (Fax: 0621/4194975).

Baubegleitende Qualitätssicherung wird häufiger

DPÜ entwickelt sich zu einer europäisch orientierten modernen Organisation

Gerhard Feld wurde zum dritten Mal zum Präsidenten des DPÜ gewählt

Das Deutsche Institut für Prüfung und Überwachung DPÜ – die Trägerorganisation des Bau-Überwachungsvereins BÜV und der Technischen Organisation von Sachverständigen TOS – hat sich zu einer „modernen, europäisch orientierten Organisation“ entwickelt.

Diese Ansicht vertrat der Vorstand des DPÜ anlässlich der jüngsten Mitgliederversammlung des DPÜ bei der Abgabe seines Berichts über das abgelaufene Geschäftsjahr. Auf dieser Mitgliederversammlung ist der bisherige Präsident des DPÜ, Diplom-Ingenieur Gerhard Feld, zum dritten Mal in seinem Amt bestätigt worden. Der Bericht des Vorstandes zeigte,

dass das DPÜ mittlerweile 18 Sachverständigenbereiche mit qualitativen Prüfsachverständigen beherbergt. Hauptaufgabe sei die ganzheitliche, qualitätssichernde Überwachung von Bauwerken, bei der alle Gewerke sowohl der Bautechnik als auch der technischen Gebäudeausrüstung nach dem Vier-Augenprinzip überwacht werden.

Zur Sicherstellung der Qualifikation der Prüfsachverständigen und der hohen Qualität der Prüfungen und Überwachungen diene eine Personalzertifizierstelle, die nach DIN EN 45013 organisiert ist, für Weiterbildung und Erfahrungsaustausch sorgt und den Rahmen der Prüftätigkeit unter anderem auch mit Verfahrensanweisungen festlegt.

Zunehmend, so berichtete DPÜ-Präsident Feld, würden auch die qualitätssichernde Baubegleitung sowohl vom Bauherrn als auch von Bauträgern in Auftrag gegeben, Bauträger ließen auch ihre Bauwerkstypen auf Normenkonformität und Stand der Technik überprüfen.

Feld mahnte in seinem Bericht auch eine Verstärkung des notwendigen Engagements der Prüfindingenieure an, die sich noch intensiver um diesen noch relativ neuen Aufgabenbereich bemühen sollten.

DPÜ-Zertifizierungsstelle schließt ersten SiGeKo-Einführungslehrgang ab

Im August wird voraussichtlich der nächste Lehrgang beginnen

Um sicherzustellen, dass die Koordination auf der Baustelle gemäß Baustellen-Verordnung durch kompetente Sicherheits- und Gesundheitsschutzkoordinatoren ausgeführt wird, bietet das Deutsche Institut für Prüfung und Überwachung DPÜ seit kurzem Lehrgänge mit umfassender Prüfung an. Der Lehrgang mit anschließender Prüfung hat das Ziel, Sicherheits- und Gesundheitsschutzkoordinatoren auszubilden und zu zertifizieren.

Der Einführungslehrgang vermittelt den Teilnehmern die Grundlagen und Voraussetzungen einer DPÜ-Zertifizierung. Ebenso bekommen Sie eine Übersicht über die Prüfungsinhalte (Arbeits-

schutzgesetz, Baustellenverordnung, Koordination in der Planungsphase, Koordination in der Ausführungsphase, Haftung und Vertragsgestaltung). Hierbei werden auch einzelne Fälle beispielhaft durchdiskutiert, um ein Bild von der Komplexität der Aufgaben des SiGeKo zu vermitteln.

Die Teilnehmer der Einführungslehrgänge – der erste seiner Art wird zurzeit abgeschlossen – haben nach bestandener Prüfung die Möglichkeit, mit der Zertifizierungsstelle des DPÜ einen Vertrag über eine künftige Zusammenarbeit abzuschließen und an verschiedenen anderen Lehrgängen zur Vertiefung der einzelnen Prüfungsinhalte teilzunehmen. Solche

Lehrgänge werden angeboten für die Bereiche:

- Grundlagen des Baurechts,
- baufachliche Kenntnisse,
- Grundlagen des Arbeitsschutzrechts und
- spezielle Koordinatorenkenntnisse.

Der nächste Einführungslehrgang findet voraussichtlich am 23. August 2002 statt. Interessenten können weitere Informationen bei der Zertifizierungsstelle des Deutschen Institutes für Prüfung und Überwachung, Ferdinandstr. 47, 20095 Hamburg anfordern (Fax: 040/353565).

Erste DPÜ-Fortbildung der Sachverständigen für Ganzheitliche Prüfungen

Das deutsche Institut für Prüfung und Überwachung (DPÜ) hat – wie im *Prüfingenieur* (Nr. 19) schon berichtet wurde – eine eigene Zertifizierungsstelle der Sachverständigen für Ganzheitliche Prüfungen gegründet. Vor einer solchen Zertifizierung müssen diese Sachverständigen einen Lehrgang absolvieren und eine entsprechende Prüfung ablegen. Diese Prüfung ist für diejenigen Sachverständigen, die sich im Bereich der Ganzheitlichen Prüfung zertifizieren lassen wollen, eine Pflicht, alle anderen Sachverständigen aus dem DPÜ können aber an diesen Veranstaltungen auch teilnehmen. Die erste Fortbildungsveranstaltung dieser Art wird am 17. Mai 2002 in Hamburg stattfinden. Dort werden folgende Themen behandelt:

- Einführung in das Ganzheitliche Denken,
- Abstimmung E-Technik/Bautechnik und Abstimmung Heizungstechnik/Bautechnik,
- Bauwerksabdichtungen nach DIN 18195,
- Bauvertragsrecht,
- Fassaden (Algen und Schimmelbefall),
- Bauphysik (EnEV) – Einführung und Beispiele.

Weitere Informationen verbreitet die Zertifizierungsstelle des Deutschen Institutes für Prüfung und Überwachung, Ferdinandstr. 47, 20095 Hamburg (Fax: 040/353565).

TOS-Seminar für Sachverständige für die Prüfung von RLT-Anlagen

Praktische Prüfungsaufgaben und Übungen ergänzen den Lehrstoff

Die Technische Organisation von Sachverständigen TOS wird am 24. und 25. Mai in Hamburg ein Seminar zur Vorbereitung auf die Prüfung zum anerkannten Sachverständigen für die Prüfung von Lüftungstechnischen Anlagen nach dem Bauordnungsrecht durchführen.

Im einzelnen werden die Referenten – die Diplom-Ingenieure Gabriele Albers, Andreas Elsäßer, Peter Kunert und Manfred Herrmann –

- die Auslegung von RLT-Anlagen (Luftzustandsänderungen, Bestimmung des Mindestaußenluftstroms und des Zuluftstroms, Bestimmung der Leistung von Lüftungskomponenten),
- Lüftungsanlagen und CO-Warnanlagen in geschlossenen Großgaragen,
- Raumlufttechnische Anlagen in Krankenhäusern (DIN 1947, Teil 4),
- Lüftungsanlagen und deren Komponenten,
- Rauch- und Wärmeabzugsanlagen (natürlich und maschinell, inklusive Druckbelüftung in Treppenhäusern),

behandeln und dabei jeweils auch praktische Prüfungsaufgaben und Übungen aufgeben.

Die Teilnahme an dem zweitägigen Seminar kostet 530 € (TOS-Mitglieder: 430 €). Auskünfte und Anmeldung bei der TOS-Geschäftsstelle, Ferdinandstrasse 47, 20095 Hamburg (Fax: 040/353565).

Hamburgische Ingenieurkammer-Bau schließt sich dem Versorgungswerk der Ingenieurkammer Niedersachsen an

Die Hamburgische Ingenieurkammer-Bau ist mit Wirkung vom 1. März 2002 an das Versorgungswerk der Ingenieurkammer Niedersachsen angeschlossen. Das bedeutet, dass nun auch von den Mitgliedern der Hamburgischen Ingenieurkammer-Bau die Vorteile eines berufsständigen Versorgungswerkes hinsichtlich der Absicherung für die Zeit nach der aktiven Berufstätigkeit und für den Fall der Berufsunfähigkeit genutzt werden können.

Für Fragen zur Mitgliedschaft im Versorgungswerk kann man sich direkt an die Mitarbeiter des niedersächsischen Ingenieurversorgungswerkes Hohenzollernstraße 52, 30161 Hanno-

ver wenden: Frau Sieker, Telefon: 0511/39789-50 (montags von 9 bis 16 Uhr und dienstags von 13 bis 17 Uhr). Fax: 0511/39789-34.

Bei Fragen grundsätzlicher Art und zur Mitgliedschaft in der Hamburgischen Ingenieurkammer-Bau stehen die Mitarbeiter der Geschäftsstelle der Ingenieurkammer Hamburg zur Verfügung. Die Adresse: Hamburgische Ingenieurkammer-Bau Grindelhof 40, 20146 Hamburg (Tel:040/4134546-0, Fax: 040/4134546-1). Dort sind übrigens auch Informationen über die vielen fachspezifischen Seminare erhältlich, die von der Hamburgischen Ingenieurkammer angeboten werden.

Vom 15. bis 17. September in Köln

Arbeitstagung der Prüfingenieure dieses Jahr in Köln

Die diesjährige Arbeitstagung der Prüfingenieure für Bautechnik wird etwas früher als gewohnt, nämlich vom 15. bis 17. September 2002 in Köln stattfinden. Als Tagungsort wurde das Maritim-Hotel ausgewählt, das direkt am Rhein liegt. Von dort aus sind es nur wenige Schritte zur Altstadt, zum Dom und zum Hauptbahnhof.

Aber nicht nur die Stadt Köln hat den Teilnehmern der Arbeitstagung einiges zu bieten, sondern auch das diesjährige Programm. Folgende Themen und Referenten sind bisher vorgesehen:

- Lebensdauerermittlung ermüdungsbeanspruchter Stahlbauten (Prof. Dr.-Ing. Peil, Braunschweig),

- Plastische Bemessung im Stahlbau/Was sollte ein Prüfin-

genieur wissen (Prof. Dr.-Ing. Kindmann, Bochum),

- Die Stellung des Prüfingenieurs beim Eisenbahn-Bundesamt (Dipl.-Ing. Freystein, EBA Bonn),

- Verbundbau (Prof. Dr.-Ing. Hanswille, Wuppertal),

- Windwirkung und Normen (Prof. Dr.-Ing. Niemann, Bochum),

- Bemessung und Konstruktion von vorgespannten Decken im Hochbau (Prof. Dr.-Ing. Hegger, Aachen),

- Erdbeben (Prof. Dr.-Ing. Stempniewski, Karlsruhe),

- Ausgewählte Probleme der Vorspannung im Hochbau (Prof. Dr.-Ing. Falkner, TU Braunschweig).

Den Festvortrag wird der bekannte ARD-Meteorologe Jörg Kachelmann über „Wilde Wetterwelten“ halten.

Die Organisatoren der gastgebenden Landesvereinigung der Prüfingenieure in NRW haben ein umfangreiches Begleitprogramm vorgesehen. Als Ausflugsziele wurden nicht nur die Kölner Altstadt und der Dom ausgewählt, sondern auch das Siebengebirge und Schloss Brühl.

Die Einladungen zur Arbeitstagung 2002 werden im Juni versandt.

Am 18./19. September an der TU Hamburg-Harburg

Praxisseminar zu den DIN Fachberichten Beton, Stahlbeton und Spannbeton

Für alle Ingenieure, die im Umgang mit den DIN-Fachberichten 101 und 102 mehr Sicherheit bekommen möchten, veranstaltet die Bundesvereinigung der Prüfingenieure für Bautechnik am 18. und 19. September 2002 an der TU Hamburg-Harburg ein Praxisseminar zu diesen Themengebieten. Damit reagiert die Bundesvereinigung auf die erheblichen Veränderungen, die demnächst auf den Brückenbau in Deutschland zukommen, für den bekanntlich verschiedene, auf dem Eurocode basierende Normen, nationale Anwendungsdokumente und nationale Richtlinien zu so genannten

DIN-Fachberichten zusammengefasst worden sind. Die DIN-Fachberichte 101 (Einwirkungen) und 102 (Betonbaubemessung) sind 2001 bereits erschienen, die DIN Fachberichte 103 und 104 sollen alsbald eingeführt werden. Mit diesem Regelwerk ändern sich nicht nur die Grundlagen der Lastannahmen für die Straßen-, Eisenbahn- und Fußgängerbrücken, sondern auch das Bemessungskonzept mit einem semi-probabilistischen Sicherheitsansatz.

Folgerichtig werden in dem Seminar folgende Themen behandelt:

- Einwirkungen auf Brücken – Grundlagen der Tragwerksplanung,

- Allgemeines zur Bemessung,

- Grenzzustand der Tragfähigkeit mit Beispielberechnungen,

- Grenzzustand der Gebrauchstauglichkeit mit Beispielberechnungen,

- Spannbeton,

- Konstruktive Durchbildung,

- Beton.

Als Referenten wurden die Professoren Rombach (TU Hamburg-Harburg), Großmann (Direktor der Bundesanstalt für Straßenwesen) und Graubner (Frankfurt am Main) gewonnen.

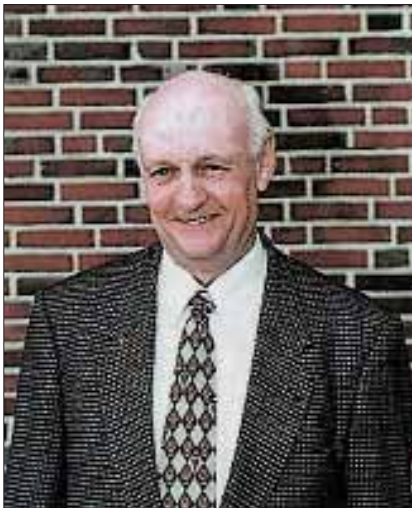
Interessenten können sich an die Bundesvereinigung der Prüfingenieure für Bautechnik wenden (Fax: 040/353565).

Neuer Vorsitzender in Bremen: Dr.-Ing. Rainer Wegner

Gerhard Feld zum Ehrenvorsitzenden der Landesvereinigung Bremen gewählt

Die Gründung des DPÜ und der Bauwerkspass sind vor allem sein Werk

Auf Grund seiner „außerordentlichen Verdienste für die Landesvereinigung und für den Berufsstand der Prüfm Ingenieure“ ist der seit 1987 amtierende Vorsitzende der Landesvereinigung Bremen der Prüfm Ingenieure für Baustatik, Diplom-Ingenieur Gerhard Feld, von der Mitgliederversammlung der Landesvereinigung per Akklamation und mit großem Dank zum Ehrenvorsitzenden gewählt worden. Er stand für eine Wiederwahl nicht zur Verfügung, weil – mit 68 Jahren – seine Anerkennung als Prüfm Ingenieur erloschen war. Er wurde von Dr.-Ing. Rainer Wegner abgelöst.



War 15 Jahre lang Vorsitzender und ist nun Ehrenvorsitzender der Landesvereinigung der Prüfm Ingenieure für Baustatik in Bremen: Diplom-Ingenieur Gerhard Feld.

Mit mehreren Laudationes wurde Feld aus seinem Amt verabschiedet. Sein Vorstandskollege Prof. Dipl.-Ing. Horst Bellmer hatte es beispielsweise übernommen, den Dank der Kollegen auszudrücken, was angesichts der Fülle der Verdienste Felds nicht ganz leicht war.

Bellmer konnte deshalb „in einer beispiellosen Aufzählung berufspolitischen Engagements“ nur skizzieren, was Feld als Ingenieur und Prüfm Ingenieur beruflich und berufspolitisch in Bremen und in ganz Deutschland geleistet

hat. Vor allem seinem „liebsten Kind“, dem Gedanken der Ganzheitlichen Prüfung, habe Feld mit großer Beharrlichkeit einen besonders hohen Stellenwert in seiner Verbandsarbeit zugewiesen.

Diese Beharrlichkeit habe sich vor allem in der Gründung des „Deutschen Instituts für Prüfung und Überwachung DPÜ“ manifestiert, die Feld mit argumentativer Überzeugungskraft betrieben und dessen erster Präsident er geworden und auch noch heute ist. „Dafür müssen wir Ihnen“, so sagte Bellmer direkt an Feld gewandt, „Dank sagen“.

Den Dank der Bundesvereinigung der Prüfm Ingenieure für Bautechnik, deren Vorstand Feld seit vielen Jahren angehört, stattete deren Geschäftsführer Dr.-Ing. Hans Jürgen Meyer ab – stellvertretend für den Erweiterten Vorstand der Bundesvereinigung und im Namen ihres Präsidenten, Dr.-Ing. Günter Timm. Meyer erinnerte vor allem an die entscheidenden berufspolitischen Aktionen und Erfolge Felds, dessen Handschrift in zahlreichen heute gültigen Gesetzen- und Verordnungen abzulesen sei.

So stamme der erste „Kriterienkatalog“ für die Abgrenzung



Übernahm den Vorsitz der Landesvereinigung der Prüfm Ingenieure für Baustatik in Bremen: Dr.-Ing. Rainer Wegner.

der Prüfpflicht aus seiner Feder, den man zukünftig auch in ähnlicher Form in der Musterbauordnung wieder finde. Auch der, wie Meyer sagte, „sehr erfolgreiche Bauwerkspass“, den die Bundesvereinigung der Prüfm Ingenieure zusammen mit dem DPÜ und der Bundesingenieurkammer entwickelt hat, „stammt maßgeblich von ihm“, und dass sogar im „staatlichen“ Gebäudepass des Bundesbauministeriums „der Prüfm Ingenieur“ explizit erwähnt sei, „ist auch eine Frucht dieser Saat“.

Der neue Vorsitzende der Landesvereinigung, Dr.-Ing. Rainer Wegner, ist seit 1988 selbstständig und seit 1989 Prüfm Ingenieur für Baustatik (Massivbau, Stahlbau). Er gehört dem Vorstand der Ingenieurkammer der Hansestadt Bremen an und führt, neben seinem Prüfbüro, als Beratender Ingenieur das weit über Bremen hinaus bekannte „Ingenieurbüro für Bauwesen Dr.-Ing. Rainer Wegner“ in Bremen.

Hans Reißmann †

Im September vergangenen Jahres ist Diplom-Ingenieur Hans Reißmann, langjähriger Vorsitzender und Ehrevorsitzender der Vereinigung der Prüffingenieure für Baustatik in Niedersachsen, im Alter von 87 Jahren verstorben.

Der gebürtige Schleswig-Holsteiner hat im Alter von 22 (!) Jahren in Hannover das Studium des Bauingenieurwesens abgeschlossen. Militärzeit und der 2. Weltkrieg unterbrachen seine Tätigkeit im Büro von Dipl.-Ing. Müller, dem Gründer des Ingenieurbüros „grbv“ vor 75 Jahren. Nach Kriegsende kehrte Hans Reißmann in das Büro Müller zurück, wo er 1954 als Partner aufgenommen wurde, das Büro firmierte nun unter „Müller, Gruhl, Reißmann“. 1955 wurde er Prüffingenieur für Baustatik.

Hans Reißmann war mit Leib und Seele Beratender Ingenieur und Prüffingenieur. Aus der unermesslichen Zahl seiner Projekte ist besonders sein jahrzehntelanges Mitwirken beim Brückenbau und U-Bahnbau in Hannover hervorzuheben. Daneben ist sein unermüdliches Eintreten für die gute Gestaltung von Ingenieurbauwerken zu erwähnen – hier im besonderen von Brücken – und deren Einbindung in die Landschaft. Stellvertretend sei sein Engagement im Rahmen einer hannoverschen Ingenieur-Arbeitsgemeinschaft bei dem Gutachtenwettbewerb für die Überquerung des Werratal bei Hedemün-



Der langjährige Vorsitzende der Landesvereinigung Niedersachsen der Prüffingenieure für Baustatik, Diplom-Ingenieur Hans Reißmann – hier mit der ehemaligen Wirtschaftsministerin von Niedersachsen, Birgit Breuel –, ist im Alter von 87 Jahren verstorben

den durch Autobahn und Bundesbahn genannt. Neben seiner beruflichen Tätigkeit war Hans Reißmann jahrzehntelang in der Berufspolitik der Beratenden Ingenieure (VBI) und der Prüffingenieure für Baustatik (VPI) tätig. In seinem Wirken als Berater der Verwaltungen und politischer Gremien bei der das Bauen betreffenden Gesetzgebungsarbeit äußerte sich sein staatspolitischer Sinn.

Das Land Niedersachsen dankte ihm nach dem Verdienstkreuz

1. Klasse mit dem Großen Verdienstkreuz des Niedersächsischen Verdienstordens. Auch der damalige Bundespräsident Richard von Weizsäcker würdigte seine Verdienste mit dem Großen Verdienstkreuz des Verdienstordens der Bundesrepublik Deutschland: Anerkennung für ein Verdienst zum Wohle des Ganzen und einen Dienst an der Allgemeinheit.

Hans Reißmann hat Ideen verfolgt und vieles initiiert, dessen Tragweite und Notwendigkeit erst heute erkannt werden können. Er hat mit unglaublichem Weitblick seit 1976 die Idee einer Kammer für Ingenieure verfolgt. 1990 wurde mit der Gründung der Ingenieurkammer Niedersachsen eine seiner Visionen Realität. Hans Reißmann hat den Landesverband geprägt und war maßgeblich an der Förderung des Ansehens der Ingenieure in diesem Land beteiligt.

Der Landesvorsitzende des VBI Hans U. Böckler sagte in seiner Trauerrede: „Reißmann hat die Beratenden Ingenieure stets zum selbstbewussten Handeln aufgerufen, um die Bedeutung ihrer Leistung beim Bauen im öffentlichen Bewusstsein zu verankern.“ Dies gibt uns Hans Reißmann mit auf den Weg.

H.-U. Kammeyer

Steinfurter Stahlbauseminar in der Stadthalle Rheine

Am 5. Juni findet in der Stadthalle in Rheine das 21. Steinfurter Stahlbauseminar der Fachhochschule Münster statt. Unter der Leitung und Moderation von Professor Dipl.-Ing. Rudolf Hacken werden dort folgende Vorträge angeboten:

■ Konstruieren mit Glas (Dr. Rudolf Hess, Ing.-Büro für Glasstrukturen, Utikon, Schweiz),

■ Zum Nachweis ausreichender Tragfähigkeit von Stäben mit

dem Verfahren Elastisch-Plastisch (Prof. Dr.-Ing. Rolf Kindmann, Ruhr-Uni Bochum),

■ Zur Tragfähigkeit von Stützen aus Gusseisen (Prof. Dr.-Ing. Joachim Lindner, TU Berlin),

■ Planung und Bau der Überdachung der Neuen Messehalle 3 in Frankfurt/Main (Dr.-Ing. Ludwig Meese, Schlaich, Bergermann & Partner, Stuttgart),

■ Die Kanalbrücke über die Elbe im Wasserstraßenkreuz Magdeburg (Ltd. Baudirektor Dipl.-Ing. Thomas Menzel, Wasserstraßen-Neubauamt Magdeburg),

Die Teilnahme kostet 175 Euro. Auskünfte und Anmeldung bei: FH Münster (Fax: 02551/962-120).

Bericht aus der Jahressitzung 2002 des DAfStb

DIN-Fachberichte für den Brücken- und Ingenieurbau werden DIN 1045-1 angepasst

Abweichungen zum Inhalt des Weißdrucks der DIN 1045-1 sollen bereinigt werden

Während der letzten Jahressitzung des Deutschen Ausschusses für Stahlbetonbau wurde ein Bericht über den Stand der DIN-Fachberichte für den Brücken- und Ingenieurbau und über erste Erfahrungen mit den Pilotprojekten abgegeben, die man mit den neuen Vorschriften gesammelt hat. Danach sieht die Lage wie folgt aus:

Aus der Reihe der fünf DIN-Fachberichte für den Brücken- und Ingenieurbau sind im Jahre 2001 erschienen:

- DIN-Fachbericht 100 „Beton“,
- DIN-Fachbericht 101 „Einwirkungen auf Brücken“,
- DIN-Fachbericht 102 „Betonbrücken“.

In den ersten Monaten dieses Jahres sollen die DIN-Fachberichte 103 „Stahlbrücken“ und 104 „Stahlverbundbrücken“ veröffentlicht werden.

Derzeit sind diese DIN-Fachberichte für die Anwendung im Geschäftsbereich des Bundesministeriums für Verkehr, Bau- und Wohnungswesen noch nicht verbindlich. Vielmehr werden im Rahmen einer Erprobungsphase von etwa einem Jahr zunächst Erfahrungen an ausgewählten Pilotprojekten gesammelt, bei denen die Ausführungsplanung anhand der DIN-Fachberichte erfolgt.

Die Zeit bis zur verbindlichen Einführung wird auch zur Durchführung von Schulungsmaßnahmen genutzt, und die Fachöffentlichkeit wird gebeten, Kommentare und Stellungnahmen zu den DIN-Fachberichten abzugeben. Anhand der gesammelten Erfahrungen sollen die DIN-Fachbe-

richte überarbeitet und erst danach endgültig eingeführt werden.

Die Anwendung der DIN-Fachberichte 101 und 102 bei den Pilotprojekten hat gezeigt, dass in einigen Bereichen Nachbesserungen erfolgen müssen. Dies betrifft insbesondere die Regelungen zum

Ansatz der Temperatur bei der Ermittlung von Lagerwegen und Dilatationen an Fahrbahnübergängen, Berücksichtigungen der Setzungen, Nachweise der Bauzustände (Taktschieben), Lastfall Auswechseln von Lagern, Bemessung der Querrichtung sowie militärische Lastenklassen nach der Stanag 2021. Außerdem sollen die durch unterschiedliche Redaktionstermine entstandenen Abweichungen zum technischen Inhalt des Weißdrucks der DIN 1045-1 bereinigt werden.

Ausführliche Fach-Informationen

Jahres-Versammlung von TOS und VSR im Mai in Essen

Änderung der TOS-Satzung auf dem Programm

Die Technische Organisation von Sachverständigen TOS wird am 3. und 4. Mai ihre diesjährige Jahreshauptversammlung im Sheraton-Hotel in Essen abhalten. Sie wird gemeinsam mit der anstehenden Mitgliederversammlung des Verbandes der Sicherheits- und Revisionsingenieure VSR durchgeführt. Auf dem Programm stehen – neben der Erledigung der Verbandsregularien – auch eine Änderung der TOS-Satzung bezüglich einer Neuordnung der Akkreditierungen und die Sitzungen der TOS-Fachgruppen.

In diesen Fachgruppensitzungen werden jeweils aktuelle fachtechnische und verordnungsrechtliche Informationen für die Tätigkeiten der Sachverständigen für Geräte-, Anlagen und Verfahrenssicherheit, Lüftungs- und raumlufttechnische Anlagen, Umwelttechnik und Entsorgung, Fördertechnik und Elektrotechnik, vermittelt.

Informationen dazu können über die Geschäftsstelle der TOS beziehungsweise des VSR angefordert werden (Ferdinandstraße 47, 20095 Hamburg, Fax: 040/353565).

Gelbdruck DIN 1054 „Sicherheitsnachweise im Erd- und Grundbau“

Die Entwicklung der Erd- und Grundbaunormen von der GruSiBau bis zur neuen DIN 1054

Die neue DIN 1054 ist Teil der neuen deutschen Normengeneration für den konstruktiven Ingenieurbau, die noch vor der endgültigen Einführung der europäischen Normen als Übergangslösung vorgesehen ist. Anders als die DIN 1054 aus dem Jahre 1976, die sich nur mit Gründungen befasste, ist die neue DIN 1054 eine Grundlagennorm für sämtliche Sicherheitsnachweise im Erd- und Grundbau. Mit ihrer Einführung wird neben der inhaltlichen auch eine erhebliche formale Umgestaltung des bisherigen Normenwerks für den Grundbau verbunden sein. Die Erarbeitung des Gelbdruckes und die Behandlung der Einsprüche war mit vielen Schwierigkeiten verbunden. Es zeichnet sich – wie der folgende Beitrag zeigt – nunmehr aber ab, dass bei der Vorbereitung des Weißdruckes auch die letzten Meinungsverschiedenheiten aus dem Weg geräumt werden können.

*Univ.-Prof. Dr.-Ing. habil.
Dr.- Ing. E.h. Anton Weissenbach*



studierte von 1948 bis 1954 Bauingenieurwesen an der TH München, war 23 Jahre in verantwortlichen Funktionen bei der Baubehörde Hamburg im U-Bahn- und S-Bahn-Bau tätig; 1962 promovierte er an der TH Hannover, 1970 folgte die Habilitation. 1982 übernahm er den Lehrstuhl „Baugrund-Grundbau“ der Universität Dortmund;

seit vielen Jahren ist er Obmann des Arbeitskreises „Baugruben“ und Obmann bzw. Mitglied in mehreren NABau-Arbeitsausschüssen; 2001 ehrte ihn die Universität Kassel mit der Ehrenpromotion.

1 Einführung

1.1 Gemeinsame Entwicklung

Der Gelbdruck der neuen DIN 1054 auf der Grundlage des Teilsicherheitskonzeptes hat eine lange Vorgeschichte (Abb. 1). Sie begann 1981 mit den „Grundlagen zur Festlegung von Sicherheitsanforderungen für bauliche Anlagen“, abgekürzt „GruSiBau“. Es folgte 1987 der Model Code EC 7 „Gründungen“ und 1990 der Entwurf „EC 7, Geotechnik“.

Im Sinne des ursprünglichen probabilistischen Sicherheitskonzeptes waren die Teilsicherheitsbeiwerte auf die Bodenkenngrößen Reibungswinkel und Kohäsion anzuwenden. Bei der Bemessung von Bauteilen wurde dieser Fall später als „Fall C“ bezeichnet.

Parallel zum EC 7 wurde vom NABau-Arbeitsausschuß „Sicherheit im Erd- und Grundbau“ eine deutsche Version erarbeitet und ebenfalls im Jahr 1990 in Form der DIN 1054 (Blaudruck) als Diskussionsgrundlage veröffentlicht.

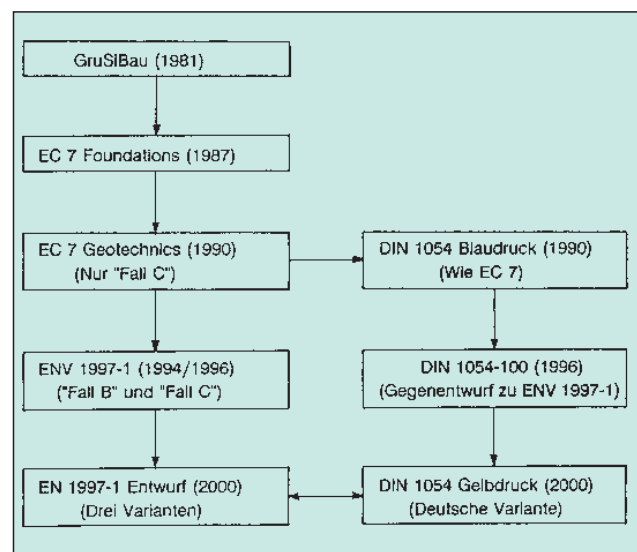


Abb. 1: Entwicklung des Teilsicherheitskonzeptes im Erd- und Grundbau

1.2 Getrennte Weiterentwicklung

Nach der Veröffentlichung der beiden Entwürfe war es möglich, die Bedenken gegen das zugrunde liegende Konzept in Vorträgen und Veröffentlichungen der Fachöffentlichkeit vorzutragen und mit Nachdruck in die laufenden Beratungen einzubringen.

Insbesondere ging es dabei um die Ermittlung der geotechnisch bedingten Abmessungen von Gründungskörpern oder Stützwänden und um die Ermittlung der Beanspruchungen von geotechnischen Bauwerken und ihrer Einzelteile.

Die Folge dieser Einwände war, daß 1996 zwei weiterentwickelte, aber unterschiedliche Konzepte veröffentlicht wurden:

- a) Im EC 7, nach dem Übergang in die Hände der Europäischen Normenorganisation (CEN) in zwischen ENV 1997-1 genannt, wurde zusätzlich der Nachweis „Fall B“ eingeführt.
- b) Die DIN 1054-100 stellte einen Gegenentwurf dar, bei dem die Teilsicherheitsbeiwerte nicht auf die charakteristische Scherfestigkeit angewendet wurden, sondern auf die mit der charakteristischen Scherfestigkeit ermittelten Größen, insbesondere auf Erddruck, Erdwiderstand und Grundbruchwiderstand.

1.3 Gegenseitige Abstimmung

Jetzt endlich begann eine sachliche Auseinandersetzung auf europäischer Ebene. Heute stehen wir bei folgender Entwicklungsstufe:

- a) Die Vornorm ENV 1997-1 ist auf dem Weg zur europäischen Norm EN 1997-1. Dazu einigte man sich darauf, ihr den Charakter einer Rahmennorm zu geben, innerhalb derer in begrenztem Umfang nationale Regelungen möglich sind. Im Zusammenhang mit der Bemessung von Bauteilen werden drei unterschiedliche Varianten zugelassen.
- b) Aus der DIN 1054-100 ist inzwischen der Gelbdruck der neuen DIN 1054 geworden. Er macht Gebrauch von den Möglichkeiten, welche uns von der zukünftigen EN 1997-1 eröffnet werden. Auch die vorhandenen Schwachstellen der DIN 1054-100 wurden aufgegriffen und beseitigt.

Der Entwurf der EN 1997 und der Gelbdruck DIN 1054 sind aufeinander abgestimmt. In formaler Hinsicht wird es keine Widersprüche zwischen EN 1997-1 und DIN 1054 geben. Die neue DIN 1054 nutzt allenfalls vorhandene Öffnungsklauseln und Ermessensspielräume.

1.4 Neue deutsche Normengeneration für den konstruktiven Ingenieurbau

Ein Jahrzehnt lang war die DIN 1054 nur ein Begleitpapier zum EC 7. Seit zwei Jahren ist sie Teil einer neuen nationalen Normengeneration für alle Gebiete des konstruktiven Ingenieurbaus, die noch vor der endgültigen Einführung der europäischen Normen eine Übergangslösung darstellen soll. Man hofft, damit

- das Teilsicherheitskonzept schneller in die Praxis umzusetzen,
- das Teilsicherheitskonzept leichter verständlich zu machen und
- zusätzliche Argumente für die bessere Gestaltung der europäischen Normen zu bekommen.

2 Neues Normenpaket für den Grundbau

2.1 Neue DIN 1054

Die bisherige und heute noch gültige DIN 1054 aus dem Jahre 1976 beschäftigt sich nur mit der zulässigen Belastung des Baugrundes. Die neue DIN 1054 dagegen wird, wie ihr Name sagt, alle Sicherheitsnachweise im Erd- und Grundbau regeln. Sie ersetzt damit die entsprechenden Festlegungen in mehreren der bisherigen Normen. Sie übernimmt die Rolle einer Grundlagennorm, die lediglich noch durch eine Reihe von Spezialnormen, z.B. für die Ausführung und für die Berechnungsverfahren, ergänzt wird. Der Gelbdruck vom Dezember 2000 ist wie folgt gegliedert:

- | | |
|----|--|
| 0 | Vorwort |
| 1 | Anwendungsbereich |
| 2 | Verweisungen |
| 3 | Definitionen und Formelzeichen |
| 4 | Grundsätze für Sicherheitsnachweise |
| 5 | Baugrund |
| 6 | Einwirkungen, Beanspruchungen und Widerstände |
| 7 | Flach- und Flächengründungen |
| 8 | Pfahlgründungen |
| 9 | Verankerungen mit Verpreßankern |
| 10 | Stützbauwerke und im Boden eingebettete Bauwerke |
| 11 | Aufschwimmen und hydraulischer Grundbruch |
| 12 | Gesamtstandsicherheit |

Die Abschnitte 1 bis 6 enthalten allgemeine Regelungen, die Abschnitte 7 bis 12 enthalten Angaben zu den einzelnen Anwendungsgebieten.

Hinzu kommen noch folgende Anhänge:

- Anhang A: Hinweise zur Festlegung charakteristischer Bodenkenngrößen nichtbindiger Böden anhand von Erfahrungswerten
- Anhang B: Hinweise zur Festlegung charakteristischer Bodenkenngrößen bindiger Böden anhand von Erfahrungswerten
- Anhang C: Aufnehmbarer Sohldruck (die bisherigen zulässigen Bodenpressungen)
- Anhang D: Charakteristische axiale Pfahlwiderstände aus Erfahrungswerten für Bohrpfähle
- Anhang E: Charakteristische axiale Pfahlwiderstände aus Erfahrungswerten für gerammte Verdrängungspfähle
- Anhang F: Angaben zu charakteristischen Pfahlwiderständen aus Erfahrungswerten für verpresste Mikropfähle
- Anhang G: Verteilung von Einwirkungen und Widerständen für quer zur Pfahlachse belastete Pfahlgruppen
- Anhang H: Nachweis der ausreichenden Ankerlänge bei einer verankerten Stützwand

Mit diesen Anhängen retten wir wichtige Inhalte der alten Normen in die neue Zeit hinüber.

2.2 Weiterhin gültige Grundbaunormen

Weiterhin gültig bleiben folgende Grundbaunormen:

- a) Normen zur Erkundung, Untersuchung und Beschreibung des Baugrundes:
 - DIN 4020: Geotechnische Untersuchungen für bautechnische Zwecke
 - DIN 4021: Aufschluß durch Schürfe und Bohrungen sowie Entnahme von Proben
 - DIN 4022: Benennen und Beschreiben von Boden und Fels
 - DIN 4023: Zeichnerische Ergebnisse von Baugrund- und Wasserbohrungen
 - DIN 4094: Baugrund-Erkundung durch Sondierungen
 - DIN 18121 bis DIN 18137: Untersuchung von Bodenproben; Versuche und Versuchsgeräte
 - DIN 18196: Bodenklassifikation für bautechnische Zwecke

b) Ausführungsnormen:

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

2.3 Auf das Teilsicherheitskonzept umgestellte Normen und europäische Normen

Ein Teil der bisherigen Normen wird umgestellt bzw. auf europäischer Ebene neu erarbeitet:

a) Folgende Berechnungsnormen werden umgestellt:

- DIN 4017: Berechnung des Grundbruchwiderstands von Flachgründungen
- DIN 4019: Setzungsberechnungen
- DIN 4084: Böschungs- und Geländebruchberechnungen
- DIN 4085: Berechnung des Erddrucks
- DIN 4126: Schlitzwände

b) Unter der gemeinsamen Bezeichnung „Ausführung von besonderen geotechnischen Arbeiten“ werden die bisherigen Ausführungsnormen durch neue europäische Normen ersetzt bzw. ergänzt:

- DIN EN 1536: Bohrpfähle (bisher DIN 4014)
- DIN EN 1537: Verpreßanker (bisher DIN 4125)
- DIN EN 1538: Schlitzwände (bisher DIN 4126)
- DIN EN 12063: Spundwandkonstruktionen (neu)
- DIN EN 12699: Verdrängungspfähle (bisher DIN 4026)
- DIN EN 12715: Injektionen (bisher DIN 4093)
- DIN EN 12716: Düsenstrahlverfahren (neu)

2.4 Künftig entfallende Normen

Es entfallen folgende, zur Zeit noch gültige Grundbaunormen:

- DIN 1054: Zulässige Belastung des Baugrunds
- DIN 1055: Teil 2: Bodenkenngrößen; Wichte, Reibungswinkel, Kohäsion, Wandreibungswinkel (hierzu siehe Abschnitt 4.2)
- DIN 4014: Bohrpfähle; Herstellung, Bemessung und Tragverhalten
- DIN 4018: Berechnung der Sohldruckverteilung unter Flächengründungen

DIN 4026: Rammpfähle; Herstellung, Bemessung und zulässige Belastung

DIN 4125: Verpreßanker; Kurzzeitanker und Daueranker

DIN 4127: Schlitzwandtone für stützende Flüssigkeiten

3 Neue Festlegungen in der DIN 1054

Zunächst ist festzustellen, daß wir zwar bestrebt waren, uns streng an die vorgegebenen Regelungen der zukünftigen EN 1990 „Grundlagen der Tragwerksplanung“ und der neuen DIN 1055-100 „Grundlagen der Tragwerksplanung; Sicherheitskonzept und Bemessungsregeln“ zu halten.

In einigen Fällen waren aber doch noch zusätzliche Regelungen und Erklärungen erforderlich.

3.1 Grenzzustände

Selbstverständlich gilt auch im Erd- und Grundbau die Unterscheidung zwischen dem

- Grenzzustand der Tragfähigkeit und dem
- Grenzzustand der Gebrauchstauglichkeit.

Wir bezeichnen sie mit GZ 1 und GZ 2.

Vom Grenzzustand der Tragfähigkeit gibt es im Erd- und Grundbau drei Fälle:

- a) Der Grenzzustand GZ 1A beschreibt den Verlust der Lagesicherheit. Dementsprechend brauchen wir folgende Sicherheitsnachweise:
 - Nachweis der Sicherheit gegen Umkippen,
 - Nachweis der Sicherheit gegen Aufschwimmen und
 - Nachweis der Sicherheit gegen hydraulischen Grundbruch.

Der Grenzzustand GZ 1A kennt nur Einwirkungen.

- b) Der Grenzzustand GZ 1B beschreibt das Versagen von Bauwerken und Bauteilen. Da unterscheiden wir im Grundbau zwei Formen:
 - zum einen die Ermittlung der Beanspruchungen in Bauwerken und Bauteilen, die durch den Baugrund belastet bzw. durch den Baugrund gestützt werden,

- zum anderen den Nachweis, dass die Tragfähigkeit des Baugrundes, z.B. in Form von Erdwiderstand, Grundbruchwiderstand oder Gleitwiderstand, nicht überschritten wird.

Dabei wird der Nachweis, dass die Tragfähigkeit des Baugrundes nicht überschritten wird, genau so geführt wie bei jedem anderen Baumaterial.

- c) Der Grenzzustand GZ 1C beschreibt den Verlust der Gesamtstandsicherheit. Dementsprechend brauchen wir den
 - Nachweis der Sicherheit gegen Böschungsbruch und den
 - Nachweis der Sicherheit gegen Geländebruch.

Der Nachweis der Standsicherheit in der tiefen Gleitfuge bei verankerten Stützwänden und Baugrubenwänden ist aus pragmatischen Gründen dem Grenzzustand GZ 2 zugeordnet worden.

3.2 Charakteristische Einwirkungen und Beanspruchungen

3.2.1 Bei geotechnischen Bauwerken, z.B. bei Stützbauwerken, haben wir im wesentlichen folgende charakteristische Einwirkungen:

- a) Zunächst sind die ständigen Einwirkungen zu berücksichtigen, insbesondere:
 - Eigengewicht,
 - Erddruck und
 - Wasserdruck.
- b) Im Einzelfall kommen zusätzlich veränderliche Einwirkungen hinzu, z.B.
 - Verkehrslasten,
 - Wind, Schnee, Eis und Wellenstoß,
 - Wärmewirkungen und Frostwirkungen,
 - Setzungen und waagerechte Bodenbewegungen sowie
 - Dynamische Einwirkungen.

3.2.2 Bei Gründungen sieht die DIN 1054 Folgendes vor:

- a) Der Tragwerksplaner hat die Einwirkungen auf die Gründung in Form von charakteristischen Schnittgrößen für jede kritische Einwirkungskombination in den maßgebenden Bemessungssituationen sowohl
 - für den Grenzzustand der Tragfähigkeit als auch
 - für den Grenzzustand der Gebrauchstauglichkeit anzugeben.

- b) Sofern die Berechnung auf linear-elastischer Grundlage durchgeführt worden ist, wird es da keine besonderen Schwierigkeiten geben, weil bis zur Übergabe auf die Gründung mit charakteristischen Kräften gerechnet werden kann.
- c) Bei nichtlinearen Systemen dagegen werden schon auf dem Weg von oben nach unten die charakteristischen Einwirkungen mit den Kombinationsbeiwerten ψ und den Teilsicherheitsbeiwerten γ_G und γ_Q so verknüpft, dass die Schnittgrößen an der Übergabestelle als Bemessungswerte ermittelt werden. Man muss dann aus den Bemessungswerten durch eine Näherungsrechnung die charakteristischen Schnittgrößen herausrechnen. Bei der Bandbreite von mindestens $\gamma_G = 1,35$ bis höchstens $\gamma_Q = 1,50$ ist der mögliche Fehler dieser Näherung vernachlässigbar gering.

3.2.3 Zum Nachweis der Grenzzustandsbedingungen werden in der Regel die Beanspruchungen benötigt. Dazu werden mit den charakteristischen Einwirkungen S_k in den maßgebenden Schnitten durch das Bauwerk sowie in den Berührungsflächen zwischen Bauwerk und Baugrund die Folgen dieser Einwirkungen als charakteristische Beanspruchungen E_k ermittelt.

Beanspruchungen können sein

- Schnittgrößen, z.B. Querkräfte, Auflagerkräfte, Biegemomente, oder
- Spannungen, z.B. Normalspannungen, Schubspannungen, Vergleichsspannungen.

3.3 Charakteristische Widerstände

3.3.1 Die Basiskenngröße des Widerstandes beim Baugrund ist die Scherfestigkeit. Der Begriff „Charakteristischer Widerstand“ wird bei der Scherfestigkeit abweichend von den übrigen Bemessungsnormen definiert:

- a) Bei Baustoffen entspricht der charakteristische Wert einer Materialfestigkeit im allgemeinen einem bestimmten Quantil der angenommenen statistischen Verteilung, z.B. dem 95 %-Quantil. Es gilt das Modell der Kette mit dem schwächsten Glied.
- b) Beim Baugrund definieren wir den charakteristischen Wert anders, weil nicht die Scherfestigkeit in einem Punkt der Gleitfläche maßgebend ist, sondern die Gesamtscherfestigkeit in der Gleitfläche. Es gilt das Modell der parallel geschalteten, duktilen Widerstände.

3.3.2 Für den Ansatz der Bodenwiderstände gilt Folgendes:

Für die Ermittlung der äußeren Abmessungen eines Stützbauwerkes ist zunächst als Basiskenngröße des Widerstandes die Scherfestigkeit des Bodens maßgebend, also im Normalfall der Reibungswinkel ϕ' und die Kohäsion c' . Aus der Scherfestigkeit leiten sich dann unmittelbar folgende Widerstände des Bodens ab:

- der Gleitwiderstand,
- der Grundbruchwiderstand,
- der Erdwiderstand.

Indirekt hängen auch

- der Spitzenwiderstand von Druckpfählen und
- die Mantelreibungswiderstände von Pfählen und Verpreßankern

von der Scherfestigkeit ab. In der Regel werden diese Widerstände aber aus Probelastungen bzw. aufgrund von Erfahrungswerten festgelegt.

3.3.3 Bei der Bemessung von Einzelteilen ist der innere Widerstand des Materials maßgebend. Dafür sind wie bisher die einzelnen Bemessungsnormen zuständig, soweit nicht in der neuen DIN 1054 andere Regelungen getroffen werden, z.B. für die Stahlglieder von Verpreßankern.

3.4 Bemessungssituationen bei geotechnischen Bauwerken

Bei Gründungen lassen wir uns vom Tragwerksplaner die charakteristischen Schnittgrößen für die kritischen Einwirkungskombinationen geben. Bei geotechnischen Bauwerken müssen wir uns diese Kombinationen selber suchen. Bei der Erarbeitung der neuen DIN 1054 haben wir uns darauf verständigt, die bewährten Lastfälle weiter beizubehalten. Sie mußten aber besser unterbaut werden durch die Einführung von

- Einwirkungskombinationen bei den Einwirkungen und von
- Sicherheitsklassen bei den Widerständen.

3.4.1 Wir unterscheiden drei Einwirkungskombinationen:

- a) Regelkombination EK 1:
Ständige sowie während der Funktionszeit des Bauwerks regelmäßig auftretende veränderliche Einwirkungen.
- b) Regelkombination EK 2:
Außer den Einwirkungen der Regel-Kombination seltene oder einmalige planmäßige Einwirkungen.

- c) Regelkombination EK 3:
Außer den Einwirkungen der Regelkombination EK 1 eine gleichzeitig mögliche außergewöhnliche Einwirkung, insbesondere bei Katastrophen oder Unfällen.

3.4.2 Wir unterscheiden drei Sicherheitsklassen:

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

Baugruben zählen zur Sicherheitsklasse SK 2.

3.4.3 Die Lastfälle ergeben sich aus den Einwirkungskombinationen in Verbindung mit den Sicherheitsklassen (**Abb. 2**):

Einwirkungskombination	Sicherheitsklasse		
	SK 1	SK 2	SK 3
EK 1	LF 1	LF 2	X
EK 2	LF 2		LF 3
EK 3	X	LF 3	SF

Abb. 2: Verknüpfung von Einwirkungskombinationen und Sicherheitsklassen

- a) LF 1: Ständige Bemessungssituation:
EK 1 in Verbindung mit SK 1.
- b) LF 2: Vorübergehende Bemessungssituation:
EK 1 in Verbindung mit SK 2 oder EK 2 in Verbindung mit SK 1.
- c) LF 3: Außergewöhnliche Bemessungssituation:
EK 3 in Verbindung mit SK 2 oder EK 2 in Verbindung mit SK 3

Von der Kombination von EK 2 mit SK 2 wird bereits in der EAB-100 Gebrauch gemacht. Die Kombination von EK 3 mit SK 3 kann als Sonderlastfall im Verkehrswasserbau eine Rolle spielen.

Teilsicherheitsbeiwerte für	Formelzeichen	Lastfall		
		LF 1	LF 2	LF 3
Einwirkungen und Beanspruchungen				
Ständige Einwirkungen allgemein	γ_G	1,35	1,20	1,00
Ständige Einwirkungen aus Erdruchdruck	γ_{E0g}	1,20	1,10	1,00
Ungünstige veränderliche Einwirkungen	γ_Q	1,50	1,30	1,00
Bodenwiderstände				
Erdwiderstand und Grundbruchwiderstand	$\gamma_{Ep} \ \gamma_{Gr}$	1,40	1,30	1,20
Gleitwiderstand	γ_{Gl}	1,10	1,10	1,10
Pfahlwiderstände				
Pfahldruckwiderstand bei Probebelastung	γ_{Pc}	1,20	1,20	1,20
Pfahlzugwiderstand bei Probebelastung	γ_{Pt}	1,30	1,30	1,30
Pfahlwiderstand auf Druck und Zug auf Grund von Erfahrungswerten	γ_P	1,40	1,40	1,40
Verpressankerwiderstände				
Widerstand des Verpresskörpers	γ_A	1,10	1,10	1,10
Widerstand des Stahlzugglieds	γ_M	1,15	1,15	1,15

Abb. 3: Teilsicherheitsbeiwerte für den Grenzzustand GZ 1B

Die Lastfälle des Erd- und Grundbaues entsprechen genau der Definition der Bemessungssituationen nach dem Entwurf der EN 1990 bzw. nach der neuen DIN 1055-100. Es werden lediglich die repräsentativen Werte der unabhängigen Einwirkungen unmittelbar bestimmt. Damit erübrigt sich eine Untersuchung des gleichzeitigen Auftretens von veränderlichen Einwirkungen mit Hilfe von Kombinationsbeiwerten.

3.5 Teilsicherheitsbeiwerte für den Grenzzustand GZ 1B

3.5.1 Die Teilsicherheitsbeiwerte für Einwirkungen und Beanspruchungen in **Abb. 3** entsprechen mit $\gamma_G = 1,35$ bzw. $\gamma_Q = 1,50$ im Lastfall LF 1 und $\gamma_G = \gamma_Q = 1,00$ im Lastfall LF 3 den bestehenden Vorgaben. Für den Lastfall LF 2 wurden dazwischenliegende Werte festgelegt. Im übrigen weisen die Teilsicherheitsbeiwerte gegenüber denen in EN 1997-1 und DIN 1055-100 zwei Besonderheiten auf:

- a) Es ist eine eigene Zeile eingeführt worden für den Erdruchdruck. Hier genügen geringere Teilsicherheitsbeiwerte, weil der Erdruchdruck schon bei der kleinsten Entspannung des Bodens auf einen kleineren Wert absinkt.
- b) Es fehlt die Angabe eines Teilsicherheitsbeiwertes $\gamma_{G,inf} = 1$ für günstig wirkendes Eigengewicht. Hierzu siehe Absatz 3.5

3.5.2 Zu den Teilsicherheitsbeiwerten für geotechnische Widerstände in **Abb. 3** ist anzumerken:

- a) Wegen der sehr unterschiedlichen Arten von geotechnischen Widerständen war eine Aufgliederung erforderlich.
- b) Bei der Festlegung der Teilsicherheitsbeiwerte orientierte man sich am bisherigen Sicherheitsniveau. Das bisherige Sicherheitsniveau ist gekennzeichnet durch die Globalsicherheitsbeiwerte

$\eta = 2,00$ im Lastfall LF 1 beim Erdwiderstand, beim Grundbruch und beim Einzelpfahl bzw.

$\eta = 1,50$ beim Gleitwiderstand und bei Verpreßankern.

Damit ergab sich der jeweilige Teilsicherheitsbeiwert aus dem Ansatz:

γ_M (Material) \approx bisheriger Sicherheitsbeiwert
 η dividiert durch γ_S (Einwirkungen).

Da im Grundbau die ständigen Einwirkungen fast immer überwiegen, war für die Einwirkungen im Lastfall LF 1 näherungsweise der Ansatz

$$\gamma_S = 2/3 \cdot \gamma_G + 1/3 \cdot \gamma_Q = 1,40$$

maßgebend.

3.5.3 Der Ansatz von $\gamma_{G,inf} = 1$ ist im Grundbau nicht zweckmäßig. Dies läßt sich am Grundbruchnachweis bei großer waagerechter Belastung nach **Abb. 4** zeigen. Maßgebend ist hierbei die kleinste Vertikalkraft kombiniert mit der zugehörigen größten Horizontalkraft:

- a) Unterscheidet man streng zwischen günstigen und ungünstigen ständigen Einwirkungen, dann wird nur die angreifende waagerechte Kraft H_k vergrößert, nicht aber das Eigengewicht G_k .
- b) Dadurch wird auch die Neigung δ der resultierenden Einwirkung vergrößert.
- c) Weil aber wegen der Bedingung $\Sigma M = 0$ die resultierende Einwirkung und der Widerstand auf einer Linie liegen müssen, richtet sich die Neigung des Grundbruchwiderstandes nach der Neigung der resultierenden Einwirkung.
- d) Je größer die Neigung der Resultierenden wird, desto mehr nimmt der Grundbruchwiderstand ab.

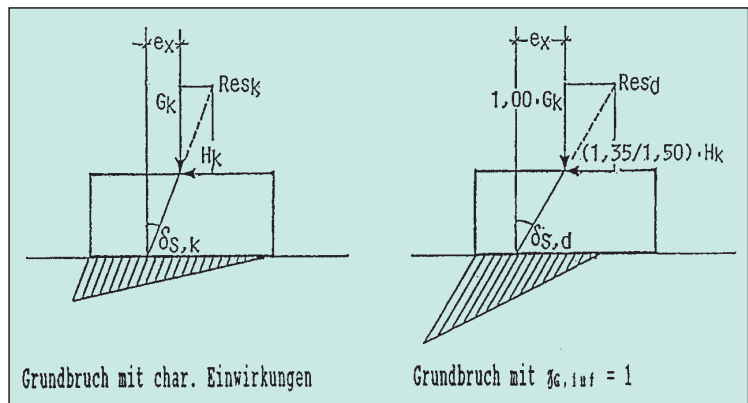


Abb. 5: Einfluss der Exzentrizität beim Grundbruchnachweis

Es ist physikalisch und sicherheitstechnisch nicht zu rechtfertigen, dass die Größe des Grundbruchwiderstandes von den Teilsicherheitsbeiwerten auf die Einwirkungen abhängt.

3.5.4 Hinzu kommt, dass sich im vorliegenden Fall der Ansatz der Teilsicherheitsbeiwertes $\gamma_{G,inf}$ auf die ständige Last gleich zweimal auswirkt:

- zum einen bei der Neigung δ welche nach **Abb. 4** den Grundbruchwiderstand erheblich herabsetzt,
- zum anderen bei der Exzentrizität e_x , welche nach **Abb. 5** die wirksame Aufstandsfläche erheblich verringert.

Beide Wirkungen zusammen können eine effektive Sicherheit zur Folge haben, die erheblich größer ist als die Sicherheit $\eta = 2,00$ nach dem bisherigen Globalsicherheitskonzept, d.h. man bekommt eine unwirtschaftliche Bemessung.

3.5.5 Es gibt keinen überzeugenden Grund, von dem bewährten Sicherheitsniveau abzugehen. Daher

- wurden die Teilsicherheitsbeiwerte für die Bodewiderstände so gewählt, dass sich aus der Multiplikation mit dem mittleren Teilsicherheitsbeiwert für Einwirkungen etwa die bisherigen Globalsicherheitsbeiwerte ergeben,
- verzichtet DIN 1054 auf die Berücksichtigung von $\gamma_{G,inf} = 1$.

Sowohl der Entwurf für EN 1990 als auch DIN 1055-100 verlangen den Ansatz von $\gamma_{G,inf} = 1$ ohnehin nur dann, wenn „zwischen günstigen und ungünstigen Auswirkungen einer ständigen Einwirkung unterschieden werden muß“.

3.6 Berechnungsverfahren

Der Kernpunkt der neuen DIN 1054 liegt in den neuen Festlegungen zur Ermitt-

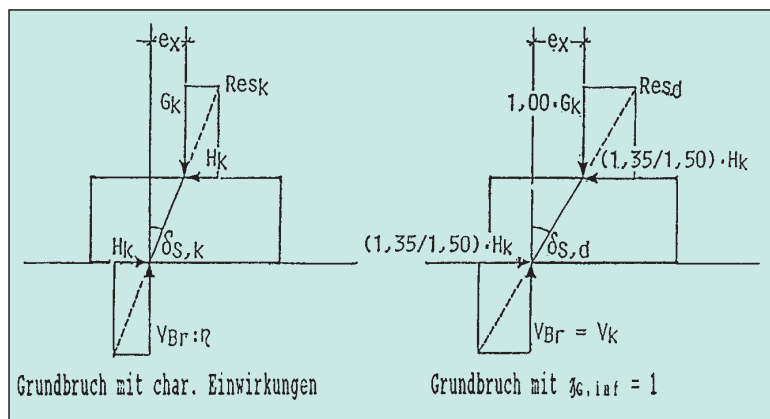


Abb. 4: Einfluss der Lastneigung beim Grundbruchnachweis

lung der geotechnisch bedingten Bauwerksabmessungen und der Bemessungsschnittgrößen. Insbesondere werden die Teilsicherheitsbeiwerte für Einwirkungen nicht auf die charakteristischen Einwirkungen selbst, sondern auf die mit charakteristischen Einwirkungen ermittelten Beanspruchungen angewendet. Der Ablauf von Berechnung und Bemessung einer Konstruktion nach diesem Ansatz lässt sich am Beispiel einer einmal gestützten, im Boden frei aufgelagerten Wand nach **Abb. 6** wie folgt beschreiben:

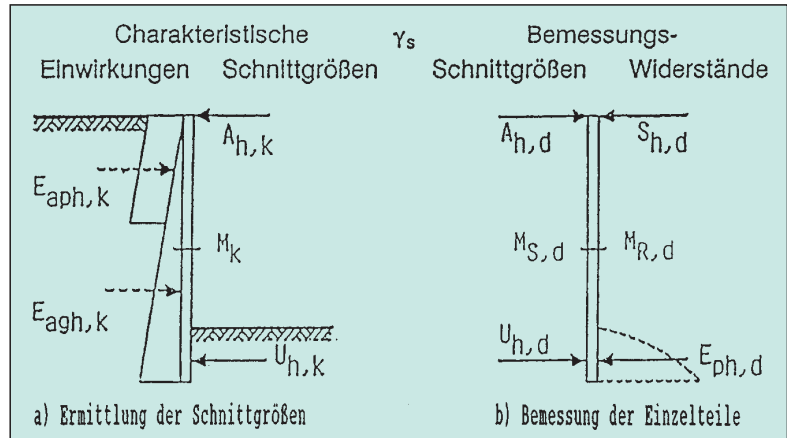


Abb. 6: Schnittgrößenermittlung und Bemessung nach DIN 1054

- In einem ersten Schritt werden die charakteristischen Einwirkungen auf das gewählte statische System angesetzt und damit die charakteristischen Schnittgrößen ermittelt.
- In einem zweiten Schritt werden die charakteristischen Schnittgrößen mit den Teilsicherheitsbeiwerten für Einwirkungen in Bemessungsschnittgrößen umgerechnet.
- In einem dritten Schritt werden die Bemessungsschnittgrößen den Bemessungswiderständen gegenübergestellt. Das gilt gleichermaßen für die Steifenkräfte, für das Biegemoment in der Spundwand und für das Erdauflager.

Dieses Verfahren geht davon aus, dass bei geotechnischen Bauwerken in der Regel eine linear-elastische Berechnung möglich ist. Bei nichtlinearen Systemen ist sinngemäß vorzugehen.

3.7 Bewertung der neuen DIN 1054

Wenn man bedenkt, wie schwer wir uns im Grundbau mit dem neuen Sicherheitskonzept getan haben, ist der jetzt vorgelegte Gelbdruck für die DIN 1054 sehr ordentlich geraten:

- Die rechnerische Untersuchung eines statischen Systems mit charakteristischen Einwirkungen kommt der Wirklichkeit näher als jede andere Art der Berechnung. Damit ist aber auch zu erwarten, dass die Ergebnisse der Wirklichkeit sehr gut entsprechen.
- Der Ablauf der Berechnung deckt sich mit dem Vorgehen im übrigen konstruktiven Ingenieurbau bei linear-elastischen Problemen. Das Verfahren ist somit leicht nachvollziehbar.
- Der Erd- und Grundbau benötigt, ohne dass grundbauspezifische Belange beeinträchtigt werden, keine Sonderbehandlung. Das Verfahren ist damit auch anwenderfreundlich.
- Es wird mit vorgegebenen Abmessungen und mit charakteristischen Einwirkungen und Vorverfor-

- mungen gerechnet. Somit erhält man charakteristische Durchbiegungen und Verschiebungen. Mit diesen kann man ohne weiteren Berechnungsgang die Gebrauchstauglichkeit des gewählten Systems nachweisen bzw. prüfen. Wir brauchen nur eine einzige Durchrechnung, abgesehen von der immer erforderlichen Vorbemessung.
- Der Vorschlag ist offen für alle herkömmlichen Berechnungsverfahren: für die klassischen Verfahren auf der Grundlage der Elastizitätstheorie, das Traglastverfahren, lineare und nichtlineare Federmodelle und die Methode der finiten Elemente.

Der einzige nennenswerte Unterschied zum übrigen konstruktiven Ingenieurbau liegt darin, dass bei geotechnischen Bauwerken die neuen Kombinationsbeiwerte nach der neuen EN 1990 bzw. der DIN 1055-100 durch die bisherigen Lastfälle ersetzt werden. Allerdings gelten die angegebenen Kombinationsbeiwerte ohnehin ausdrücklich nur für Hochbauten.

4 Folgerungen aus den Einsprüchen

4.1 Allgemeine Hinweise

Es sind insgesamt 31, teilweise sehr ausführliche Einsprüche eingegangen, mit denen die Fachwelt zum Gelbdruck Stellung nahm. Die Einsprüche lassen sich ganz grob einteilen in

- Einsprüche, die zu einer Verbesserung des Textes führen und gerne berücksichtigt werden,
- Einsprüche, die auf der mangelnden Kenntnis der Einsprecher über die Vorgaben von EN 1990 bzw. DIN 1055-100 beruhen,

- Einsprüche, die sich im Gespräch mit den Einsprechern ausräumen lassen,
- leider aber auch Einsprüche, denen eine Fundamentalopposition zugrunde liegt.

Die Gespräche mit den Einsprechern sind abgeschlossen. Im einzelnen zeichnen sich die nachfolgend beschriebenen Konsequenzen ab.

4.2 Entfall der Tabellenwerte für Bodenkenngrößen

Es war von Anfang an geplant, die Aussagen der DIN 1055 Teil 2 „Bodenkenngrößen; Wichte, Reibungswinkel, Kohäsion, Wandreibungswinkel“ an neuere Erkenntnisse anzupassen und in die neue DIN 1054 zu übernehmen.

Gegen die Aufnahme der neuen Tabellen in die DIN 1054 wurde von mehreren Fachkollegen sachlich wenig überzeugend, aber mit großem Nachdruck Stellung bezogen. Um die Verabschiedung der Norm nicht zu verzögern, werden die Anhänge A und B entfallen. Es ist vorgesehen, an ihrer Stelle die bisherige DIN 1055 Teil 2 angemessen fortzuschreiben. Damit gelten die Tabellenwerte formal wie bisher nur für Einwirkungen.

4.3 Änderungen im Anhang E

Die bisherige normative Tabelle E.1 wird ersetzt durch zwei neue informative Tabellen, die sich allerdings nur auf nichtbindige Böden beziehen und deren Anwendbarkeit im konkreten Fall von einem Sachverständigen für Geotechnik zu bestätigen ist. Die bisherigen Tabellen E.3 und E.4 mit Tragfähigkeitsangaben für den Grenzzustand GZ 2 bleiben erhalten, werden aber vom Status „normativ“ auf „informativ“ herabgestuft und als Näherung bezeichnet.

4.4 Nachweis der Standsicherheit in der tiefen Gleitfuge

In der Diskussion um den Gelbdruck hatten einige Fachkollegen gegen das bewährte Verfahren von Kranz und die Erweiterung nach Ranke/Ostermayer Vorbehalte angemeldet. Um dem zu folgen, wurde ein neues Verfahren vorgeschlagen. Die erneute Diskussion ergab als zweckmäßigste Lösung, beide Verfahren zuzulassen:

- das bisherige Verfahren für verankerte Wände, die für den aktiven Erddruck bemessen worden sind,
- das neue Verfahren für verankerte Wände, die für einen höheren als den aktiven Erddruck bemessen worden sind.

Da die Nachweise aus pragmatischen Gründen für den Grenzzustand GZ 1B zu führen sind, passen sie nicht in die DIN 4084. Da es sich um Berechnungsverfahren handelt, gehören sie aber auch nicht in die DIN 1054. Sie sollen, wie auch schon in der Vergangenheit, in EAB und EAU geregelt werden. Die Anlage H des Gelbdruckes entfällt.

4.5 Entfall der Begriffe „nichtbindiger Boden“ und „bindiger Boden“

Die Vorsitzenden von vier NABau-Ausschüssen, die der Bodenmechanik zuzurechnen sind, haben gefordert, die Begriffe „nichtbindiger Boden“ und „bindiger Boden“ durch Bezugnahme auf die Hauptgruppen „grobkörniger Boden“, „gemischtkörniger Boden“ und „feinkörniger Boden“ nach DIN 18196 bzw. durch die Kurzbezeichnungen GE bis TA für die einzelnen Bodengruppen sowie durch Hinweise auf die Handversuche zur Erkennung der plastischen Eigenschaften nach DIN 4022 zu ersetzen. Trotz aller Argumente, Einwendungen und Kompromissangebote war es nicht möglich, eine Einigung zu erzielen. In der Hoffnung, dass sprachlich halbwegs brauchbare Formulierungen gefunden werden können, akzeptierte der NABau-Arbeitsausschuß „Sicherheit im Erd- und Grundbau“ schließlich die Forderung, um die Fertigstellung des Weißdruckes nicht weiter zu verzögern. In der Zwischenzeit aber zeigte sich, dass die möglichen Ersatzformulierungen mit den Bedürfnissen des Grundbaues, insbesondere in der täglichen Baupraxis, nicht vereinbar sind. Bis zum Erscheinen des vorliegenden Berichtes wird die strittige Frage voraussichtlich endgültig entschieden sein.

4.6 Beseitigung von unsachgemäßen Eingriffen in das Manuskript

Als letztes noch kurz ein Thema, welches die maßgeblich beteiligten Mitglieder des NABau-Arbeitsausschusses auch persönlich sehr berührt: Viele Einsprecher beanstandeten zu Recht, daß der Gelbdruck von Fehlern nur so strotzt, z.B. Fehler in der Gliederung, Fehler in der Numerierung der Absätze, falsche Indizes, falsche Formelzeichen, falsche Einheiten, Schreibfehler, Grammatikfehler, Interpunktionsfehler und fehlerhafte Bezüge. Und das alles, obwohl wir eine so gut wie fehlerfreie Druckvorlage abgeliefert haben. Die fehlerhafte Umarbeitung erfolgte in der Normenprüfstelle des DIN aufgrund der neuen DIN 820-2 „Gestaltung von Normen“ vom Januar 2000, nachdem der NABau diese Überarbeitung in der Gelbdruckphase abgelehnt hatte. Wir werden alles daran setzen, diese Umarbeitung weitgehend wieder rückgängig zu machen.

DIN-Fachbericht „Betonbrücken“

Die EU-Brückenbaunormen sollen bis 2005 ihre endgültige Fassung erhalten

Der DIN Fachbericht 102 „Betonbrücken“ wird derzeit als Vorläufer-Regelung für die endgültige Einführung europäischer Brückenbaunormen im Straßenbau sowie bei der Bahn bei der Planung und Ausführung von Pilotprojekten in Deutschland erprobt. Ende 2002 soll er dann verbindlich eingeführt werden. Der folgende Beitrag setzt sich mit den Inhalten dieses Fachberichts auseinander. Er beschreibt das Sicherheitskonzept und die Schnittgrößenermittlung, ausführlicher noch die Nachweise in den Grenzzuständen der Tragfähigkeit und der Gebrauchstauglichkeit und kommentiert wesentliche Regelungen.



**Prof. Dr.-Ing. Dr.-Ing. e.h.
Gert König**

*Institut für Massivbau
und Baustofftechnologie,
Universität Leipzig.*



Dr.-Ing. Reinhard Maurer
*König und Heunisch Planungs-
gesellschaft mbH, Leipzig.*

1 Einleitung

Die Umstellung der bautechnischen Regelwerke im Brückenbau auf europäische Normen steht kurz bevor. Die Harmonisierung bautechnischer Regelwerke in Europa wird in Deutschland schon in wenigen Jahren auch im Brückenbau zu einer Ablösung der nationalen Regelwerke durch europäische Normen führen. Die DIN-Fachberichte sind ein erster wesentlicher Schritt in diese Richtung.

Die EU Mitgliedsstaaten sind zum Abbau von Handelshemmnissen und zum freien Verkehr von Waren, Kapital und Dienstleistungen verpflichtet. Die Bauproduktenrichtlinie sowie die europäischen Normen (EN-Normen) sind Teile der Maßnahmen zur Schaffung eines europäischen Binnenmarktes und damit auch des europäischen Baumarktes.

Die CEN Mitgliedsländer, zu denen auch Deutschland zählt, haben vereinbart, eine nach den CEN-Statuten verabschiedete europäische Norm innerhalb einer bestimmten Übergangsfrist in das nationale Normenwerk zu überführen und etwaige nationale Regelwerke, die nicht im Einklang mit dieser EN-Norm stehen, zurückzuziehen. Für die Straßenaubauverwaltungen Deutschlands als Auftraggeber eines öffentlichen Bauherrn haben europäische Normen (EN-Normen) ein hohes Maß an Verbindlichkeit.

Grundlage für die Betonbrücken sind Eurocode 2 (EC2) Teil 1 und Teil 2. Die Arbeiten zu EC2 Teil 1 wurden bereits 1978 aufgenommen, 1984 und 1988 wurden Entwürfe vorgelegt. Dazu gingen jeweils zahlreiche Stellungnahmen ein, die in die endgültige Fassung einzuarbeiten waren. Im Dezember 1991 wurde EC2 Teil 1 als europäische Vornorm ENV 1992-1 veröffentlicht. Aufgrund des ENV-Status bestand noch keine Übernahmepflicht. Allerdings wurde empfohlen, EC2 Teil 1 probeweise anzuwenden. Für die probeweise Anwendung wurden nationale Anwendungsdokumente (NAD) erarbeitet.

Seit September 1996 liegt auch der EC2 Teil 2 Betonbrücken als Europäische Vornorm ENV 1992-2 vor. Dazu besteht die deutsche Richtlinie zur Anwendung von ENV 1992-2 vom Oktober 2000.

Überführung von Eurocodes in Europäische Normen

1991 begann die Laufzeit von ENV 1992-1. Da die Gültigkeitsdauer einer europäischen Vornorm auf 3 Jahre begrenzt ist, erfolgte durch CEN Ende 1994 eine Umfrage über die weitere Behandlung von ENV 1992-1

Das Ergebnis dieser Umfrage war, dass sich die überwiegende Mehrheit der CEN-Mitgliedsländer für eine Überführung in eine Europäische Norm ausgesprochen hatte, auch der DAfStb.

Es dauerte bis zum Herbst 1997, bis ein Mandat der EU für die Überführung der Europäischen Normen formuliert wurde. Grundlagen für die Überführung der Eurocodes ENV 1991 bis ENV 1999 in EN-Normen sind

- die genannten europäischen Vornormen,
- nationale Stellungnahmen im Zuge der 2-Jahresumfrage,
- Erfahrungen, die bisher mit den Eurocodes gesammelt wurden,
- nationale Anwendungsdokumente,
- aus deutscher Sicht: DIN 1045 Teil 1 als abgestimmter Deutscher Standpunkt zur ENV 1992-1.

Mit der Bearbeitung von EN 1992-1 wurde begonnen. Ziel ist die Freigabe für alle Eurocodes bis zum Jahresende 2004. Seit Oktober 2001 liegt ein 3. Entwurf prEN 1992-1 vor.

Nationale Zwischenlösungen

Während der Arbeiten an den europäischen Normen, bestand eine Stillstandsverpflichtung hinsichtlich einer Überarbeitung der nationalen Normen. Daher sind die derzeit gültigen nationalen Normen DIN 1045 und DIN 4227 Teil 1 von Juli 1988 veraltet. Diese basieren noch weitgehend auf dem Kenntnisstand der 60-er Jahre.

Es wurden allerdings Einwände erhoben, ob der vom CEN vorgegebene Zeitplan für die Überführung der ENV in EN sich einhalten ließe. Daher wurde 1996 vom DAfStb beschlossen, DIN 1045 und DIN 4227 schon vorher zurückzuziehen.

Die Einführung einer neuen deutschen Normengeneration für Beton-, Stahlbeton- und Spannbetonbau wurde beschlossen. Dieses Normenwerk, DIN 1045 Teil 1 bis 4, baut auf den vorliegenden europäischen Normentwürfen auf.

Die in Europa erarbeiteten Vornormen und Normentwürfe werden damit in Deutschland schnell

er verbindlich umgesetzt. Wegen der engen Anbindung an das europäische Normenkonzept ist bei einer späteren Einführung der europäischen Normen der Umstellungsaufwand deutlich geringer.

Parallel dazu fand seit 1996 die Entwicklung im Bereich der Normen für Brücken statt. Wegen der kaum einzuschätzenden weiteren zeitlichen Entwicklung bis zu den endgültigen europäischen Regelwerken erschien es nicht sinnvoll, auf die endgültige Einführung der EN-Normen zu warten. Zudem berücksichtigt das veraltete nationale Regelwerk nur teilweise die Entwicklungen und Erfahrungen der zurückliegenden Jahre.

Unter Berücksichtigung dieser Gegebenheiten hatte der NABau-Koordinierungsausschuß "Brücken" des DIN 1996 beschlossen, die vorliegenden ENV, mit nationalen Anwendungsdokumenten (NAD) versehen, einzuführen.

Dies erfolgte zum einen, um die neuen technischen Regeln nutzen zu können, und zum anderen, um Erfahrungen aus der Anwendung zu sammeln, die dann als deutscher Beitrag in die Endfassung der Eurocodes als EN einfließen können.

Die für den Brückenbau maßgebenden Teile der Eurocodes sollen etwa 2005 in die endgültige Fassung einer europäischen Norm (EN) überführt werden, die Arbeiten dazu haben im November 2001 begonnen.

DIN-Fachberichte

Schwierigkeiten bei der Anwendung der ENV bestehen in der Systematik des Aufbaus. DIN V ENV 1992-2, das Regelwerk für Betonbrücken, ist kein selbstständig lesbares Regelwerk, sondern immer nur zusammen mit der Grundnorm DIN V ENV 1992-1 anwendbar. Verschärft wird die Problematik durch die NAD's, die wiederum Änderungen, Ergänzungen und Streichungen einzelner Absätze der jeweiligen Norm enthalten. Es ist so ein kompliziertes Geflecht von Regelungen entstanden.

Insgesamt 10 Regelwerke wären bei der Bemessung von Betonbrücken zu beachten. Zusammen mit den Einwirkungen wären insgesamt 15 Regelwerke für die tägliche Arbeit vorzuhalten. Da die Arbeit mit solch einer Vielzahl von Einzelteilen für die Praxis ausscheidet, werden die einzelnen Regelwerke zu 2 Dokumenten zusammengefasst:

DIN Fachbericht 101: Einwirkungen auf Brücken,

DIN Fachbericht 102: Betonbrücken.

Bei den Stahl- und Verbundbrücken wird zeitlich versetzt in gleicher Weise vorgegangen.

Bei jedem Dokument handelt es sich um eine Zusammenstellung der in den verschiedenen Arbeitsausschüssen erarbeiteten und verabschiedeten Regelungen zu einem lesbaren, in sich geschlossenen Ganzen.

Insgesamt wird es fünf eigenständige DIN-Fachberichte geben:

- Einwirkungen,
- Betonbrücken,
- Stahlbrücken,
- Stahlverbundbrücken.

In einem fünften Bericht werden die künftigen Regelungen für Beton (EN 206 in Verbindung mit DIN 1045 Teil 2) aufgeführt.

Die Veröffentlichung der DIN-Fachberichte soll in einem allgemeinen Rundschreiben Straßenbau (ARS) des BMVBW erfolgen. Die endgültige Einführung ist nach etwa einjähriger Probezeit geplant. Die DIN-Fachberichte werden zunächst bei 10 Pilotprojekten probeweise angewendet. Die Einführung wird durch Schulungsveranstaltungen und Informationsveranstaltungen unterstützt.

Die DIN-Fachberichte stellen eine nationale Übergangslösung bis zur Einführung der endgültigen EN-Normen dar.

Die erste Ausgabe des DIN Fachberichts Betonbrücken ist noch nicht endgültig und allgemein verbindlich. Verbindlich ist sie derzeit lediglich für die Straßen- und Eisenbahnbrücken als Pilotprojekte, die danach geplant und ausgeführt werden. Die Veröffentlichung der ersten Ausgabe erfolgte Ende 2001.

Nach der etwa einjährigen Erprobungsphase wird Ende 2002 eine überarbeitete zweite Ausgabe erscheinen, die bis dahin sicherlich nochmals fortgeschrieben und aktualisiert ist. Diese wird dann allgemein verbindlich für alle Betonbrücken eingeführt.

Die Entwicklung des DIN-Fachberichts Betonbrücken sowie der neuen DIN 1045 sind parallel gelaufen. Der Weißdruck der DIN 1045-1 ist im Juli 2001 erschienen. Beide Regelwerke bauen auf den gleichen Grundlagen und Prinzipien auf, jedoch bestehen im Detail Unterschiede, was für die Anwendung in der Praxis unbefriedigend ist. Erklärtes Ziel ist daher, die Gleichheit des technischen Inhalts nach der etwa einjährigen Erprobungsphase bis zum Erscheinen der 2. Ausgabe des DIN-Fachberichts „Betonbrücken“.

Geltungsbereich DIN-Fachbericht „Betonbrücken“

Der DIN-Fachbericht „Betonbrücken“ gilt für Straßen-, Eisenbahn-, Geh- und Radwegbrücken aus

Konstruktionsbeton mit und ohne Vorspannung gleichermaßen.

2 Sicherheitskonzept

Mit der Einführung der DIN-Fachberichte und damit des europäischen Regelwerkes in Deutschland wird ein grundlegender Wechsel des Sicherheitskonzeptes bei der Bemessung von Brückenbauwerken vollzogen. Das Konzept des globalen Sicherheitsbeiwertes wird zugunsten eines Konzeptes mit Teilsicherheitsbeiwerten auf der Einwirkungsseite und auf der Widerstandsseite verlassen. Den Baustoffen Beton und Stahl werden unterschiedliche Teilsicherheitsfaktoren zugeordnet wie auch den ständigen und veränderlichen Einwirkungen. Hinzu kommt die Festlegung von Kombinationsregeln für verschiedene Einwirkungskombinationen bzw. Bemessungssituationen. Die Nachweise erfolgen nach der Methode der Grenzzustände.

Ziel dieses Konzeptes ist es, den Unsicherheiten dort Rechnung zu tragen, wo sie entstehen. Die Festlegung unterschiedlicher Teilsicherheitsfaktoren ist dadurch begründet, dass die Streuungen der verschiedenen Einflussgrößen ebenfalls unterschiedlich sind. Eine Sonderregelung erfordert die physikalisch nichtlineare Schnittgrößenermittlung (Abschnitt II-A2 des DIN-Fachberichtes 102 „Betonbrücken“).

3 Schnittgrößenermittlung

3.1 Tragwerksidealisierungen

Für den Ansatz und die Ermittlung der mitwirkenden Breite von Plattenbalken (Abb. 1 und 2) gilt:

- Für die Schnittgrößenermittlung, den Nachweis im Grenzzustand der Tragfähigkeit, den Nachweis des Grenzzustands der Schwingung und die Be-

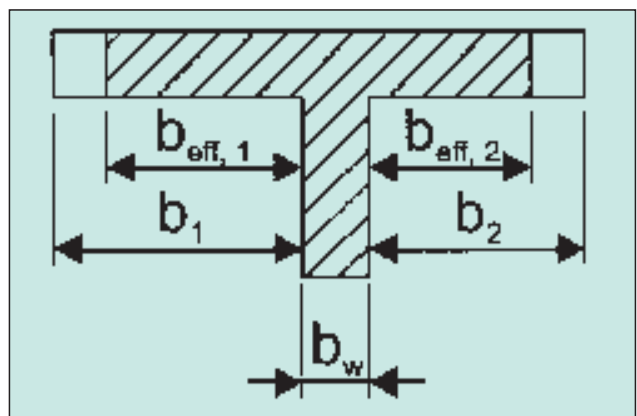


Abb. 1: Bezeichnungen der mitwirkenden Plattenbreite

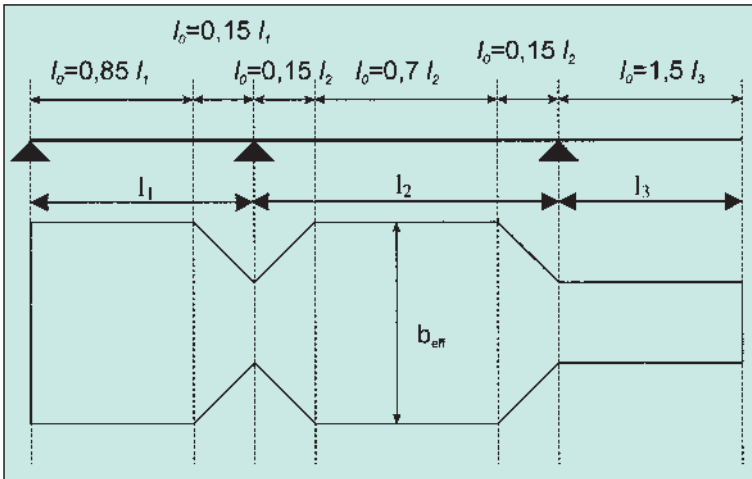


Abb. 2: Wirksame Stützweiten

- Linear elastische Verfahren mit und ohne begrenzte Umlagerung,
- nichtlineare Berechnungsverfahren unter Zugrundelegung nichtlinearen Werkstoffverhaltens und ggf. der Theorie 2. Ordnung,
- Verfahren auf der Grundlage der Plastizitätstheorie.

Im Grenzzustand der Gebrauchstauglichkeit erfolgt die Schnittgrößenermittlung in der Regel auf der Grundlage der linearen Elastizitätstheorie. Vorteil ist die Gültigkeit des Superpositionsprinzips.

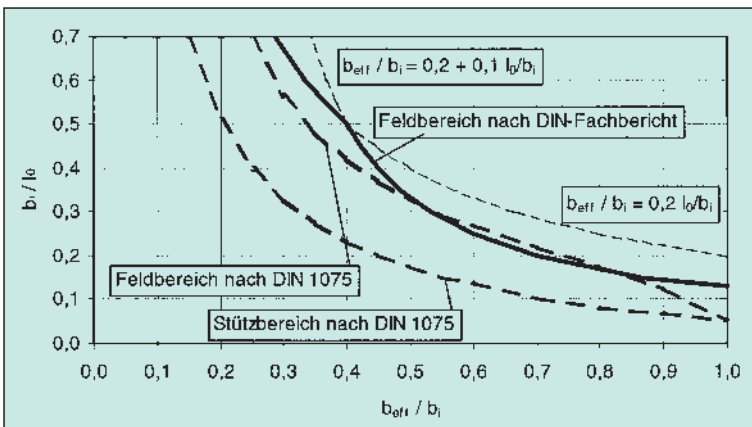


Abb. 3: Vergleich der mitwirkenden Plattenbreite nach DIN-Fachbericht bzw. DIN 1075

Im Grenzzustand der Tragfähigkeit werden beispielsweise für die Haupttragrichtung der Überbauten nur Verfahren auf der Grundlage der Elastizitätstheorie ohne und mit begrenzter Umlagerung zugelassen. Derzeit wird diskutiert, hierbei auch die nichtlinearen Berechnungsverfahren zuzulassen. Ihre sinnvolle Anwendung dürfte sich jedoch auf Sonderfälle beschränken. Wird keine Schnittgrößenumlagerung vorgenommen, sind in der Regel keine weiteren Maßnahmen zur Sicherstellung eines ausreichenden Verformungsvermögens erforderlich, sofern sehr hohe Bewehrungsgrade in den kritischen Abschnitten vermieden werden (bezogene Druckzonenhöhe unter Ansatz der Bemessungswerte der Einwirkungen und der Materialeigenschaften $x_d/d \leq 0,45$).

rechnung der Durchbiegungen im Grenzzustand der Gebrauchstauglichkeit darf die tatsächliche Flanschbreite angesetzt werden.

- Für den Nachweis von Spannungen und Rissbreiten im Grenzzustand der Gebrauchstauglichkeit und den Ermüdungsnachweis darf die mitwirkende Plattenbreite für einen Plattenbalken wie folgt angenommen werden:

$$b_{eff} = \sum b_{eff,i} + b_w$$

hierin ist $b_{eff,i} = 0,2 \cdot b_i + 0,1 \cdot l_0 \leq b_i \leq 0,2 \cdot l_0$
 Bezeichnungen siehe **Abb.1** und **2**

l_0 : wirksame Stützweiten

Wie Vergleichsrechnungen etwa für die Feldbereiche zeigen (**Abb. 3**), führen die Regelungen zu vergleichbaren Werten wie DIN 1075.

3.2 Berechnungsverfahren der Schnittgrößenermittlung

Die für die Schnittgrößenermittlung vorgesehenen Berechnungsverfahren umfassen:

Die zulässige Momentenumlagerung (**Abb. 4**) wird in Abhängigkeit von der relativen Druckzonenhöhe im maßgebenden Querschnitt angegeben:

$$\delta \geq 0,64 + 0,8 x_d/d$$

$$\delta \geq 0,7 \quad \text{für hochduktilen Stahl}$$

$$\delta \geq 0,85 \quad \text{für normalduktilen Stahl}$$

mit:

δ Verhältnis des umgelagerten Moments zum Ausgangsmoment vor der Umlagerung (im Stützquerschnitt)

x_d/d bezogene Druckzonenhöhe im Grenzzustand der Tragfähigkeit

Bei verschieblichen Rahmen ist im Allgemeinen keine Schnittgrößenumlagerung zugelassen. Bei unverschieblichen Rahmen ist die Umlagerung auf $\delta \geq 0,9$ begrenzt.

Für die Berechnung der Schnittgrößen in Scheiben im Grenzzustand der Tragfähigkeit sind

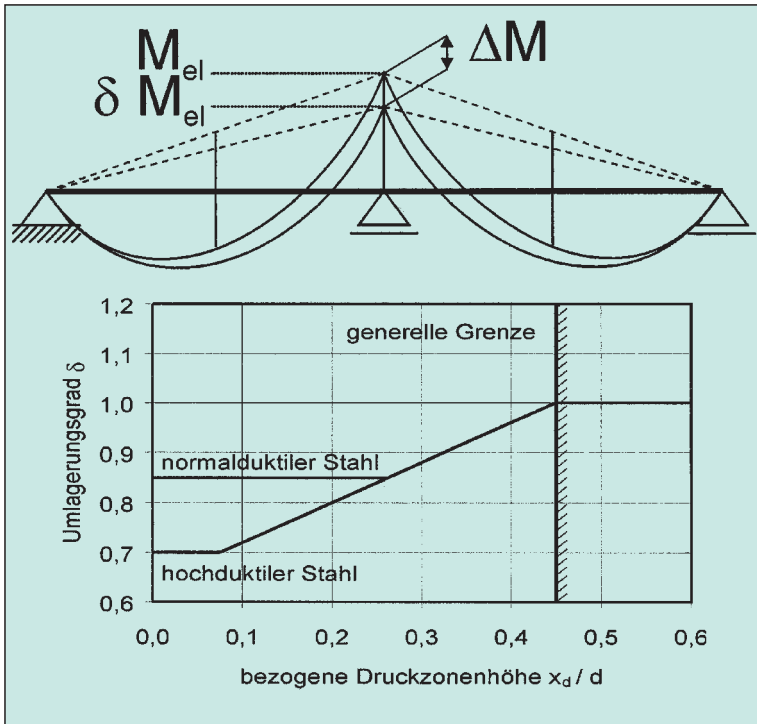


Abb. 4: Linearelastische Verfahren mit begrenzter Umlagerung

auch die Verfahren auf der Grundlage der Plastizitätstheorie zulässig. Darunter fällt insbesondere die Anwendung von Stabwerkmodellen, die an den Verlauf der Hauptspannungstrajektorien nach der Elastizitätstheorie angepasst werden, ohne expliziten Nachweis der Kompatibilität der Verformungen. Anwendungen z.B. bei den Querträgern von Brückenüberbauten.

4 Grenzzustände der Tragfähigkeit

Grenzzustände der Tragfähigkeit sind Zustände, deren Überschreiten zu Tragwerksversagen führt. Die Anforderungen an die Grenzzustände der Tragfähigkeit betreffen die Sicherheit des Tragwerks.

Grenzzustände der Tragfähigkeit können umfassen:

- den Verlust der Lagesicherheit des Tragwerks betrachtet als starrer Körper z.B. Abheben, Umkippen, Auftrieb,
- das Versagen des Tragwerks oder eines seiner Teile durch Bruch, übermäßige Verformung, Übergang in eine kinematische Kette, Verlust der Stabilität etc.,
- das Versagen des Tragwerks oder eines seiner Teile durch Materialermüdung oder andere zeitabhängige Auswirkungen.

Die Bemessungsgleichung lautet:

$$S_d \leq R_d$$

Dabei sind:

S_d Bemessungswert der Beanspruchung, z.B. eine Schnittgröße, infolge der maßgebenden Einwirkungskombination

R_d Bemessungswert des Tragwiderstands

Zur Gewährleistung der erforderlichen Tragsicherheit muss ein Gleichgewichtszustand nachgewiesen werden. Dabei sind obere Grenzwerte der Einwirkungen, untere Grenzwerte des Tragwiderstandes, Modellungenauigkeiten und andere Unsicherheiten zu berücksichtigen.

4.1 Einwirkungskombinationen

Die Einwirkungskombinationen sind im DIN-Fachbericht 101 [2] geregelt. Diesem sind die charakteristischen Werte der Einwirkungen sowie die zugehörigen Teilsicherheitsbeiwerte und Kombinationsbeiwerte für Einwirkungen zu entnehmen.

Bei den Grenzzuständen der Tragfähigkeit werden zwei unterschiedliche Bemessungssituationen definiert

- die ständige und vorübergehende Bemessungssituation,
- die Bemessungssituation infolge außergewöhnlicher Einwirkungen sowie infolge von Erdbeben.

Hintergründe für diese Unterscheidung bestehen in den wirtschaftlichen Überlegungen unter Berücksichtigung der geringen Häufigkeit des Auftretens von außergewöhnlichen Einwirkungen. Man vertritt hierbei die Meinung, dass es vertretbar ist, wenn die Bauwerkszuverlässigkeit für die außergewöhnliche Bemessungssituation kleiner ist als für gewöhnliche Nutzungsbedingungen.

Symbolisch können die Kombinationsregeln folgendermaßen dargestellt werden:

- a) Ständige und vorübergehende Bemessungssituationen für den Nachweis des Grenzzustandes der Tragfähigkeit, wenn sie sich nicht auf Materialermüdung beziehen.

$$\sum_{j \geq 1} \gamma_{Gj} \cdot G_{kj} + \gamma_P \cdot P_k + \gamma_{Q1} \cdot Q_{k1}$$

$$+ \sum_{i > 1} \gamma_{Qi} \cdot \psi_{0i} \cdot Q_{ki}$$

Die ständige Bemessungssituation entspricht den üblichen Nutzungsbedingungen des Tragwerks.

Die vorübergehende Situation bezieht sich auf zeitlich begrenzte Zustände des Tragwerks, z.B. im Bauzustand oder bei der Instandsetzung.

b) Kombinationen für außergewöhnliche Bemessungssituationen

$$\sum_{j \geq 1} \gamma_{GAj} \cdot G_{kj} + \gamma_{PA} \cdot P_k + A_d + \psi_{11} \cdot Q_{k1} + \sum_{i \geq 1} \psi_{2i} \cdot Q_{ki}$$

Außergewöhnliche Situationen sind z.B. Anprall, Explosion, Brand

c) Kombinationen für Bemessungssituationen infolge Erdbeben

$$\sum_{j \geq 1} G_{kj} + P_k + \gamma_1 \cdot A_{Ed} + \sum_{i \geq 1} \psi_{2i} \cdot Q_{ki}$$

wobei:

G_{kj}	Charakteristischer Wert einer ständigen Einwirkung
P_k	Charakteristischer Wert einer Vorspannung
Q_{kl}	Charakteristischer Wert einer vorherrschenden veränderlichen Einwirkung
Q_{ki}	Charakteristischer Wert einer nicht-vorherrschenden veränderlichen Einwirkung
A_d, A_{Ed}	Bemessungswert einer außergewöhnlichen Einwirkung bzw. Erdbeben
γ_{Gj}	Teilsicherheitsbeiwert der ständigen Einwirkung j
γ_P	Teilsicherheitsbeiwert für Einwirkung infolge Vorspannung
γ_{Qi}	Teilsicherheitsbeiwert für die veränderliche Einwirkung i
ψ	Kombinationsbeiwert
$\psi_0 \cdot Q_k$	Kombinationswert
$\psi'_1 \cdot Q_k$	nicht-häufiger Wert
$\psi_1 \cdot Q_k$	häufiger Wert
$\psi_2 \cdot Q_k$	quasi-ständiger Wert

Die wesentlichen Einwirkungen bei Brücken (charakteristische Werte) sind:

Ständige Einwirkungen

- Eigenlasten G_{k1}
- Ausbaulasten G_{k2}
- Stützensenkung $G_{k,SET}$

Auswirkungen einer Vorspannung

- Vorspannung P_k

Veränderliche Einwirkungen

- Verkehrslasten Vertikallasten:
 - Doppelachse (Tandem-System) $Q_{ik,TS}$
 - Gleichmäßig verteilte Belastung (UDL - System) $q_{ik,UDL}$
 - Horizontallasten
 - Lasten aus Bremsen und Anfahren (Längsrichtung) Q_{Ik}
 - Zentrifugallasten (Querrichtung) Q_{tk}
- Temperatur $T_k : \Delta T_M + \omega_N \cdot \Delta T_N$ bzw. $\omega_M \cdot \Delta T_M + \Delta T_N$
- Wind F_{wk}

Außergewöhnliche Einwirkungen

- Anheben zum Auswechseln von Lagern
- Anpralllasten

4.2 Schnittgrößenermittlung im Grenzzustand der Tragfähigkeit

Für den Überbau, beispielsweise in Haupttragrichtung eines durchlaufenden Kastenträgers oder Plattenbalkens, dürfen im wesentlichen nur lineare Verfahren ohne und mit begrenzter Umlagerung zur Anwendung kommen. Beim Nachweis schlanker Brückenpfeiler können nichtlineare Verfahren zur Berücksichtigung materialbedingter und geometrischer Nichtlinearitäten angewendet werden.

Bei vorgespannten Betonbrücken nach Kategorie C, entsprechend etwa der bisherigen beschränkten Vorspannung, erfolgt die Schnittgrößenermittlung in der Regel nach linearen Verfahren. Im allgemeinen sind für die Bemessung die Nachweise im Grenzzustand der Gebrauchstauglichkeit maßgebend. Eine Momentenumlagerung ist in der Regel nicht sinnvoll, da der Grenzzustand der Tragfähigkeit für Biegung mit Längskraft für die Bemessung nicht maßgebend ist. Das Superpositionsprinzip bleibt gültig.

Im Grenzzustand der Tragfähigkeit kann auf den Ansatz der Zwangsschnittgrößen aus klimatischen

Temperatureinwirkungen verzichtet werden, sofern der Abbau der Zwangsschnittgrößen durch ein ausreichendes Verformungsvermögen sichergestellt ist. Sofern die Schnittgrößenermittlung linear elastisch erfolgt und die Verformungsfähigkeit des Tragwerks nicht bereits durch nennenswerte Momentenumlagerungen in Anspruch genommen wird, kann i.a. von einer ausreichenden Verformungsfähigkeit ausgegangen werden. Beim Ansatz der möglichen Baugrundbewegungen im Grenzzustand der Tragfähigkeit dürfen zur Berücksichtigung der Steifigkeitsverhältnisse beim Übergang in den Zustand II die 0,4-fachen Werte der Steifigkeiten des Zustand I angesetzt werden.

Es empfiehlt sich, zunächst die Schnittgrößen aus den Einzeleinflüssen unter ihren charakteristischen Werten zu ermitteln und die Überlagerung entsprechend den Kombinationsregeln erst bei der Bemessung vorzunehmen.

4.3 Bemessungswerte zur Ermittlung des Querschnittswiderstandes

4.3.1 Beton

Für die Bemessung ist eine Betonfestigkeitsklasse zu wählen. Die Druckfestigkeit des Betons wird in Festigkeitsklassen eingeteilt, die sich auf die Zylinderdruckfestigkeit f_{ck} nach EN 206 beziehen.

Die Bemessungsregeln beruhen auf der charakteristischen Zylinderdruckfestigkeit f_{ck} im Alter von 28 Tagen (5% Quantile; **Tab. 1**). Hochfeste Betone und Leichtbeton sind im DIN-Fachbericht „Betonbrücken“ nicht geregelt.

Wenn keine genaueren Werte vorliegen, dürfen die Mittel- und charakteristischen Werte der Betonzugfestigkeit für die Bemessung aus folgenden Gleichungen ermittelt werden:

$$f_{ctm} = 0,30 \cdot f_{ck}^{2/3}$$

$$f_{ctk;0,05} = 0,7 \cdot f_{ctm}$$

$$f_{ctk;0,95} = 1,3 \cdot f_{ctm}$$

Für die Schnittgrößenermittlung und die Bemessung werden idealisierte Spannungsdehnungslinien verwendet.

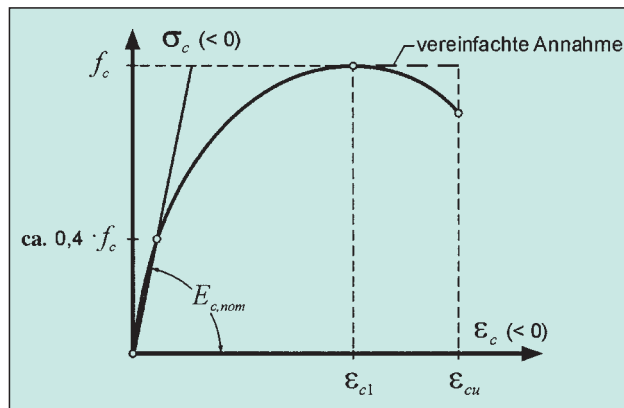


Abb. 5: Schematische Darstellung einer Spannungsdehnungslinie für die Schnittgrößenermittlung

Spannungsdehnungslinie für die Schnittgrößenermittlung

Für nichtlineare Verfahren der Schnittgrößenermittlung und für Verformungsberechnungen sind die Spannungsdehnungslinien nach **Abb. 5** zu verwenden.

Die Beziehung zwischen σ_c und ϵ_c kann für kurzzeitig wirkende Lasten durch den folgenden Ausdruck wiedergegeben werden:

$$\frac{\sigma_c}{f_c} = \frac{k \cdot \eta - \eta^2}{1 + (k - 2)\eta}$$

mit:

$$\eta = \epsilon_c / \epsilon_{c1} \quad k = -1,1 E_{cm} * \epsilon_{c1} / f_c$$

Dabei ist:

ϵ_{c1} Dehnung bei Erreichen des Höchstwerts der Betondruckspannung

E_{cm} Mittelwert des Elastizitätsmoduls

f_c Höchstwert der ertragbaren Betondruckspannung

– Nichtlineare Verfahren der Schnittgrößenermittlung:

$$f_c = f_{cR} = 0,85 * \alpha * f_{ck} \quad \text{mit } \alpha = 0,85$$

– Verformungsberechnungen

$$f_c = f_{cm}$$

Tab. 1: Betonfestigkeitsklassen, charakteristische Druck- und Zugfestigkeiten f_{ck} , $f_{ctk;0,05}$

Betonfestigkeitsklasse	C12/15	C 16/20	C 20/25	C 25/30	C 30/37	C 35/45	C 40/50	C 45/55	C 50/60
f_{ck}	12	16	20	25	30	35	40	45	50
$f_{ctk;0,05}$	1,1	1,3	1,5	1,8	2	2,2	2,5	2,7	2,9

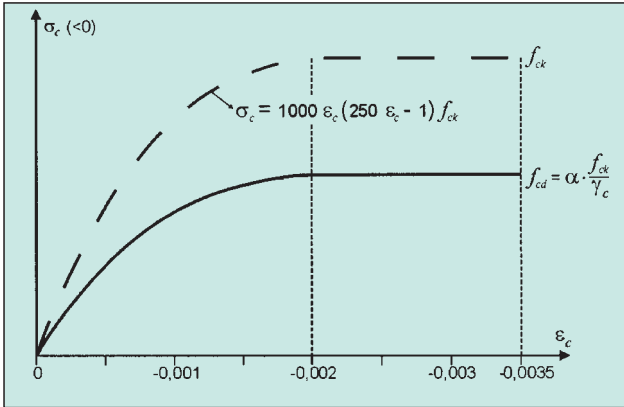


Abb. 6: Parabel-Rechteck-Diagramm für Beton

Spannungsdehnungslinie für die Querschnittsbemessung

Die bevorzugte Idealisierung für die Querschnittsbemessung ist das Parabel-Rechteck-Diagramm (Abb. 6).

Es dürfen auch andere idealisierte Spannungsdehnungslinien verwendet werden, wie z.B. das bilineare Diagramm oder der Spannungsblock.

Der Bemessungswert der Betondruckspannung ist festgelegt durch:

$$f_{cd} = \alpha \frac{f_{ck}}{\gamma_c}$$

Hierin sind:

- γ_c Teilsicherheitsbeiwert für Beton
- α Abminderungsbeiwert zur Berücksichtigung von Langzeitwirkungen und Gestalteinflüssen der Probekörper ($\alpha = 0,85$)

4.3.2 Betonstahl

Die Betonstahlsorten werden im wesentlichen durch folgende Werte charakterisiert:

- charakteristische Fließspannung f_{yk}
- Gleichmaßdehnung ϵ_{uk}
- charakteristische Zugfestigkeit f_{tk}
- Verhältnis $(f_t / f_y)_k$

Für Bemessungszwecke darf eine angemessene Dehnfähigkeit angenommen werden, wenn die folgenden Duktilitätsanforderungen erfüllt sind:

- hohe Duktilität: $\epsilon_{uk} > 5\% \quad (f_t / f_y)_k > 1,08$
- normale Duktilität: $\epsilon_{uk} > 2,5\% \quad (f_t / f_y)_k > 1,05$

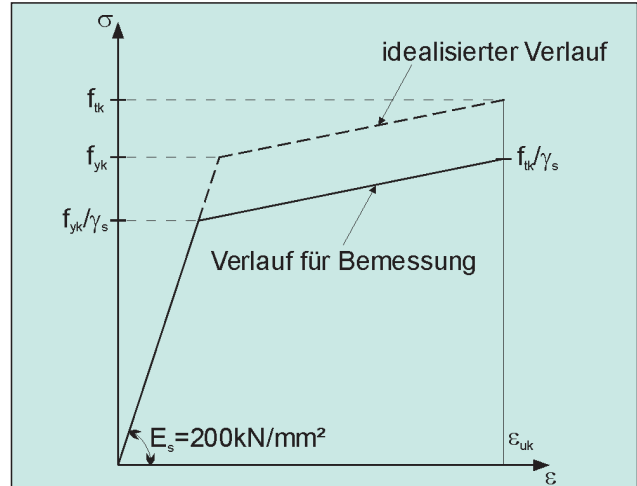


Abb. 7: Rechnerische Spannungsdehnungslinie des Betonstahls

Im allgemeinen soll für Brücken ausschließlich hochduktiler Stahl verwendet werden.

Für die Schnittgrößenermittlung darf in der Regel das idealisierte bilineare Diagramm verwendet werden. Der obere Ast darf auch flacher oder horizontal verlaufend angesetzt werden. Die Bemessungswerte ergeben sich aus dem idealisierten charakteristischen Diagramm, indem durch den Teilsicherheitsbeiwert für Betonstahl dividiert wird (Abb. 7).

4.3.3 Spannstähle

Die Spannstähle sind hinsichtlich ihrer mechanischen Eigenschaften charakterisiert durch die Zugfestigkeit (f_p), die 0,1%-Dehngrenze ($f_{p0,1}$) und die Dehnung bei Erreichen der Höchstlast (ϵ_u). Diese Kenngrößen werden als charakteristische Werte festgelegt: f_{pk} , $f_{p0,1k}$ und ϵ_{uk} .

Hier besteht ein Unterschied zu der bisherigen Praxis, nach der die 0,2% - Dehngrenze als technische Streckgrenze definiert wurde. So beträgt bei den häufig eingesetzten Spannstahlitzen St 1570/1770 die 5 %-Quantile der Streckgrenze $f_{p0,1k} = 1500$ N/mm² (nach Zulassung).

Dies hat nach der derzeitigen Fassung des DIN-Fachberichts auf die Bemessung im Grenzzustand der Tragfähigkeit keinen Einfluss, da die Spannung im Spannstahl im horizontalen oder geneigten oberen Ast auf den Wert $0,9 f_{pk} / \gamma_s$ begrenzt wird, beispielsweise beim St 1570/1770 auf $0,9 \cdot 1770 = 1600$ N/mm². Da dieser Wert deutlich höher liegt, wird voraussichtlich eine Anpassung an DIN 1045-1, d.h. auf $f_{p0,1k} / \gamma_s$, erfolgen.

Für die Schnittgrößenermittlung und Querschnittsbemessung darf eine idealisierte Spannungs-

dehnungslinie angenommen werden (**Abb. 8**). Für die Bemessung darf der obere Ast auch flacher oder horizontal angenommen werden. Die Bemessungswerte ergeben sich aus den charakteristischen Werten durch Division mit dem Teilsicherheitsbeiwert für Spannstahl.

Die Stahlspannung ϵ_p ist auf den Wert $(\epsilon_{pm} + 0,025)$ zu begrenzen. Dabei ist ϵ_{pm} die Vordehnung des Spannstahls (Betondehnungen $\epsilon_c = 0$):

$$\epsilon_p = \epsilon_{pm} + \Delta\epsilon_p$$

$$\Delta\epsilon_p \leq 25 \text{ ‰}$$

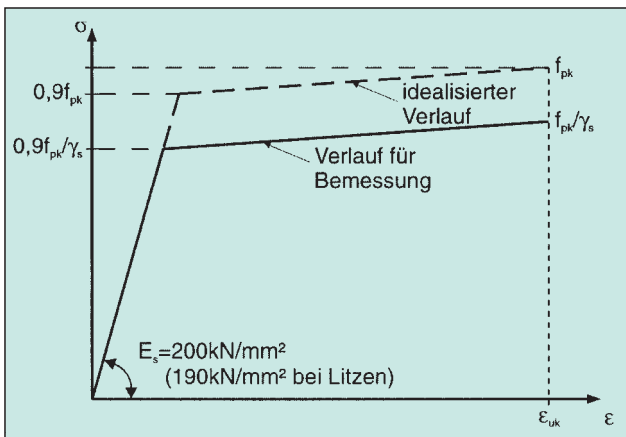


Abb. 8: Rechnerische Spannungsdehnungslinie des Spannstahls

4.4 Grenzzustand der Tragfähigkeit infolge Biegung mit Längskraft

Die Bemessungsgleichung zum Nachweis ausreichender Zuverlässigkeit bei Biegung mit und ohne Längskraft hat das Format:

$$M_{sd} \leq M_{rd}$$

Der Bemessungswert des aufnehmbaren Momentes M_{rd} ergibt sich bei linear-elastischer Berechnung der Schnittgrößen zu:

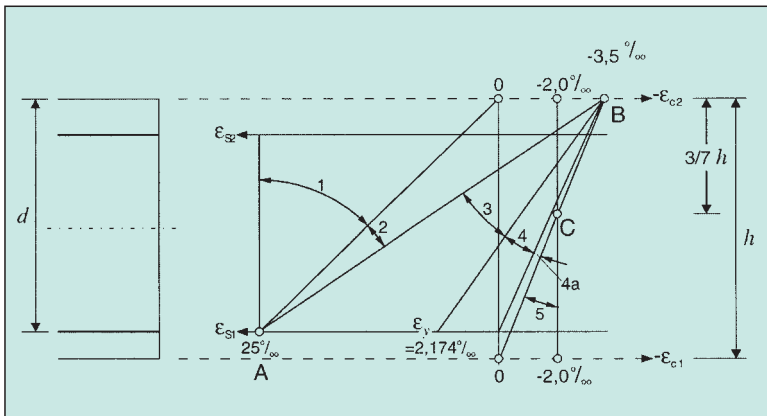


Abb. 9: Dehnungsdiagramm im Grenzzustand der Tragfähigkeit

$$M_{rd} = M \left[a \cdot \frac{f_{ck}}{\gamma_c}; \frac{f_{yk}}{\gamma_s}; \frac{0,9 \cdot f_{pk}}{\gamma_s} \right]$$

Die zulässigen Dehnungsverteilungen sind in **Abb. 9** dargestellt.

Die Dehnung im Betonstahl ist auf 0,025 und im Spannstahl auf die Vordehnung $\epsilon_{pm} + 0,025$ zu begrenzen.

Zur Ermittlung der aufnehmbaren Schnittgrößen darf die gesamte vorhandene Gurtbreite berücksichtigt werden, wenn zwischen Steg und Flansch ein ausreichender Verbund durch Schubbewehrung und Betondruckstreben gesichert ist.

Die wesentlichen Änderungen bei der Bemessung für Biegung mit Längskraft gegenüber der bisherigen Bemessungspraxis bestehen im Sicherheitskonzept mit Teilsicherheitsbeiwerten, im Ansatz einer maximalen Stahldehnung von 25 ‰ gegenüber bisher 5 ‰ sowie in der zulässigen Neigung der Spannungsdehnungslinie des Stahls im Bereich des Fließplateaus.

Die höheren zulässigen Stahldehnungen wirken sich i. a. auf die Höhe des Querschnittswiderstandes M_{rd} weniger aus. Sie führen im wesentlichen auf eine höhere Verformungsfähigkeit bei nichtlinearen Berechnungen.

4.5 Grenzzustand der Tragfähigkeit infolge Querkraft

4.5.1 Vorbemerkungen

Grundsätzlich wird unterschieden zwischen Bauteilen ohne oder mit Querkraftbewehrung.

Für die Ermittlung der Querkraftbewehrung sind im EC 2 Teil 1 zwei gleichwertige Alternativen vorhanden:

- Standardverfahren,
- Verfahren mit variabler Druckstrebenneigung.

Im EC 2 Teil 2 Betonbrücken ist für die Querkraftbemessung nur das Verfahren mit variabler Druckstrebenneigung vorgesehen.

Im Gegensatz zur alten DIN 1045 oder DIN 4227 werden keine Schubspannungen, sondern Querkräfte als Bemessungswerte verwendet. Am Bemessungsschnitt wird der Bemessungswert der Querkraftbeanspruchung V_{sd} den Bemessungswert

sungswerten der Querkrafttragfähigkeit gegenübergestellt:

- V_{Rd1} Bemessungswert der aufnehmbaren Querkraft des Querschnitts in einem Bauteil ohne Schubbewehrung
- V_{Rd2} maximale Querkrafttragfähigkeit des Querschnitts, die durch die Druckstrebentragfähigkeit bestimmt wird
- V_{Rd3} Bemessungswert der aufnehmbaren Querkraft des Querschnitts, der durch die Schubbewehrung bestimmt wird

Ein Querkraftnachweis im Grenzzustand der Gebrauchstauglichkeit zur Begrenzung der Hauptzugspannungen im Beton ist nicht vorgesehen.

4.5.2 Bemessungswert der Beanspruchung aus Querkraft

Der Bemessungswert der Querkraft V_{sd} infolge der maßgebenden Einwirkungskombination darf bei gleichmäßig verteilter Last und direkter Lagerung im Abstand d vom Auflagerstand ermittelt werden.

4.5.3 Querkrafttragfähigkeit ohne Querkraftbewehrung

Die wesentlichen Komponenten, welche die Querkrafttragfähigkeit ohne Querkraftbewehrung sicherstellen (**Abb. 10**), sind:

- der Schubtraganteil der Biegedruckzone,
- die Rissreibung bzw. Rissverzahnung,
- die Dübeltragwirkung der Längsbewehrung.

Der Bemessungswert der Querkrafttragfähigkeit V_{Rd1} von Bauteilen ohne Querkraftbewehrung ergibt sich aus folgender Beziehung, in der diese Traganteile empirisch berücksichtigt werden:

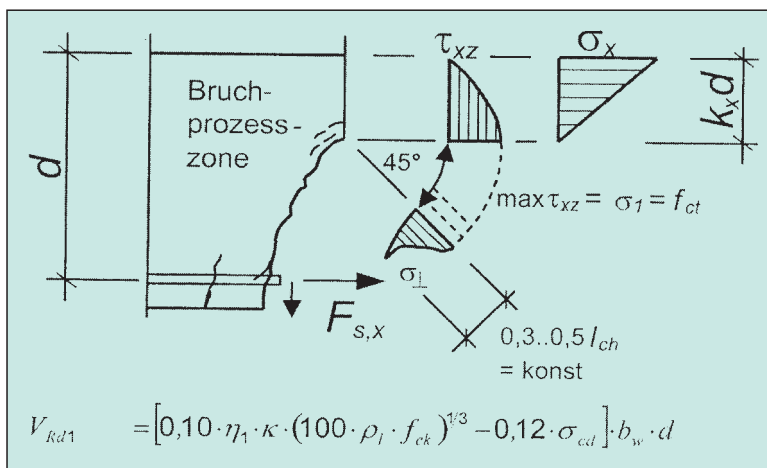


Abb. 10: Tragfähigkeit ohne Querkraftbewehrung (aus [3])

$$V_{sd} \leq V_{Rd1}$$

$$V_{Rd1} = [0,10 \cdot \eta_1 \cdot \kappa \cdot (100 \cdot \rho_l \cdot f_{ck})^{1/3} - 0,12 \cdot \sigma_{cd}] \cdot b_w \cdot d$$

Dabei ist:

b_w kleinste Querschnittsbreite innerhalb der Zugzone (in mm)

η_l Tragfähigkeitsbeiwert = 1,0 für Normalbeton

$$\kappa = 1 + \sqrt{\frac{200}{d}} \leq 2,0 \quad \text{Beiwert für den Einfluss der Bauteilhöhe (mit } d \text{ in mm)}$$

$\rho_l = A_{sl} / (b_w \cdot d) \leq 0,02$ Längsbewehrungsgrad (-)

A_{sl} Fläche der Zugbewehrung

$\sigma_{cd} = \frac{N_{sd}}{A_c}$ Betonlängsspannung in Höhe des Schwerpunktes des Querschnitts (in N/mm²)

N_{sd} Längskraft im Querschnitt infolge äußerer Einwirkung oder Vorspannung ($N_{sd} < 0$ für Druck)

Der Ansatz ist identisch mit dem Modelcode 90 und DIN 1045-1 (dort $V_{Rd,ct}$), und weicht damit vom EC2 Teil 1 ab.

In dem Ansatz wird angenommen, dass die Zugfestigkeit in Höhe der Nulllinie eine maßgebende Rolle für die Tragfähigkeit spielt. Mit dem Exponenten 1/3 wird die unterproportionale Zugfestigkeitszunahme bei zunehmender Druckfestigkeit berücksichtigt.

Der Einfluss der Schubtragfähigkeit der Druckzone wird über den Längsbewehrungsgrad ρ_l berücksichtigt. Durch ihn wird die Höhe der Druckzone abgebildet. Da mit zunehmendem Längsbewehrungsgrad die Druckzonenhöhe zunimmt, steigt auch der Anteil der übertragbaren Querkraft in der Druckzone. Die angesetzten Bewehrungsstäbe müssen ausreichend verankert sein.

Der Maßstabsbeiwert κ berücksichtigt die Tatsache, dass mit zunehmender Bauteilhöhe die Schubtragfähigkeit des Betons abnimmt.

Die Druckzone wird durch eine Druckkraft vergrößert und kann damit größere Schubkräfte übertragen

$$(\sigma_{sd} = \frac{N_{sd}}{A_c}).$$

Der empirische Vorfaktor 0,10 war Gegenstand umfangreicher Versuchsauswertungen.

4.5.4 Querkrafttragfähigkeit für Bauteile mit rechnerisch erforderlicher Schubbewehrung

Als Modell für die Querkraftbemessung wird das Fachwerk benutzt, das auf Mörsch zurückgeht und seitdem ständig weiterentwickelt wurde. Das klassische Fachwerkmodell ist wie folgt gekennzeichnet:

- Zuggurt und Druckgurt verlaufen parallel. Der innere Hebelarm z ergibt sich aus der Biegebemessung.
- Im Steg wirken unter dem Winkel Θ geneigte Druckstreben, die ein einachsiges Druckfeld bilden.
- Das geneigte Druckfeld wird durch Bügel kontinuierlich abgestützt.

Dieses Modell bildet auch die Grundlage bei der Anwendung des statischen Grenzwertsatzes der Plastizitätstheorie auf die Querkraftbemessung, wie sie u. a. von Thürlimann entwickelt wurde. Dabei kann die Neigung der Druckstreben innerhalb festgelegter Grenzen frei gewählt werden (z.B. zwischen $30^\circ < \Theta < 60^\circ$ wie im EC 2 Teil 2 Betonbrücken).

Der Einfluss von Längskräften auf die Druckstrebenneigung wird dabei nicht berücksichtigt.

Diese Methode wurde als „Verfahren mit variabler Druckstrebenneigung“ gemeinsam mit dem „Standardverfahren“ im CEB-FIP MC 78 und nachfolgend im EC 2 Teil 1 übernommen. In dem EC 2 Teil 2 Betonbrücken wurde lediglich das Verfahren mit variabler Druckstrebenneigung aufgenommen. Beide Verfahren können sehr unterschiedlich erforderliche Bewehrungsmengen liefern. Bei beiden Bemessungsverfahren werden wesentliche Parameter empirisch begründet. Dieser unbefriedigende Stand führte zur Weiterentwicklung der Theorien und Modelle. Die Berücksichtigung kinematischer Bedingungen für die Rissöffnung (Rissbreite und Rissgleitung) führt auf Fachwerkmodelle mit Rissreibung [4]. Diese Bemessungsmethode liegt der Querkraftbemessung im Abschnitt 10.3.4 der neuen DIN 1045-1 zugrunde. Die Neigung der Druckstreben wird dabei beanspruchungsabhängig begrenzt. Eine wichtige Einflussgröße ist dabei der Risswinkel, von dem die Druckstrebenneigung Θ direkt abhängig ist. Durch die Begrenzung der Druckstrebenneigung kann die Stegdruckfestigkeit nach DIN 1045-1 höher ausgenutzt werden ($\alpha_c = 0,75$). In der Plastizitätstheorie und bei der „Methode der variablen Druckstrebenneigung“ im DIN-Fachbericht werden niedrigere Werte für die Druckstrebenfestigkeit $v \cdot f_{cd}$ angesetzt, da die Druckstrebenneigungen flacher angenommen werden

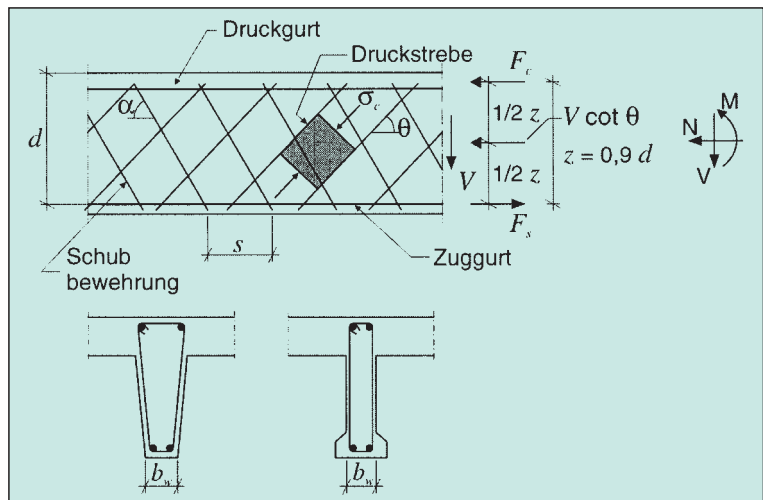


Abb. 11: Bezeichnung für querkraftbeanspruchte Bauteile

können als die Rissneigungen. Die Druckstreben können dann von festigkeitsmindernden schrägen Rissen gekreuzt werden.

Nachfolgend wird die Querkraftbemessung für Bauteile mit konstanter Dicke und lotrechten Bügeln als Schubbewehrung nach dem DIN-Fachbericht dargestellt.

Für die Schubbemessung wird angenommen, dass das Bauteil aus Druck- und Zugzone besteht, deren Schwerpunktabstand gleich dem Hebelarm z ist. Die Schubzone hat dann eine Höhe z und eine Breite b_w (Abb. 11).

Die Kurzzeichen in Abb. 11 sind:

- α Winkel zwischen Schubbewehrung und Bauteilachse
- Θ Winkel zwischen den Betondruckstreben und der Bauteilachse
- F_s Zugkraft in der Längsbewehrung
- F_c Betondruckkraft in Richtung der Bauteilachse
- b_w kleinste Stegbreite
- z innerer Hebelarm, der sich im betrachteten Bauteilabschnitt beim Größtmoment einstellt. Beim Schubnachweis für Stahlbetonbauteile kann im Allgemeinen näherungsweise der Wert $z = 0,9 \cdot d$ angenommen werden. In Bauteilen mit geneigten Spanngliedern ergibt sich der innere Hebelarm aus der Biegebemessung.

Die Spannung in den Betondruckstreben ist auf $\sigma_c \leq v \cdot f_{cd}$ zu begrenzen, wobei

$$v = 0,7 - \frac{f_{ck}}{200} \geq 0,5 \quad \text{ist.} \quad (f_{ck} \text{ in N/mm}^2)$$

Der Winkel Θ der Betondruckstrebe darf in den Grenzen

$$\frac{4}{7} \leq \cot \Theta \leq \frac{7}{4}$$

frei gewählt werden. Bei Bauteilen mit lotrechter Schubbewehrung ergibt sich die Querkrafttragfähigkeit zu:

$$V_{Rd2} = \frac{b_w \cdot z \cdot v \cdot f_{cd}}{\cot \Theta + \tan \Theta}$$

$$V_{Rd3} = \frac{A_{sw}}{s} \cdot z \cdot f_{ywd} \cdot \cot \Theta$$

jedoch mit

$$\frac{A_{sw} \cdot f_{ywd}}{(b_w \cdot s)} \leq 0,5 \cdot v \cdot f_{cd}$$

Wenn der Steg verpresste Spannglieder enthält, muss die Querkraft V_{Rd2} auf der Grundlage des Nennwerts der Stegbreite berechnet werden:

$$b_{w,nom} = b_w - \frac{1}{2} \sum d_h$$

d_h Hüllrohrdurchmesser

wobei $\sum d_h$ für die ungünstigste Spanngliedlage zu ermitteln ist.

4.6 Grenzzustand der Tragfähigkeit infolge Tragwerksverformungen

4.6.1 Allgemeines

Der Einfluss von Auswirkungen nach Theorie II. Ordnung sollte bei Druckgliedern berücksichtigt werden, wenn diese zu einer Erhöhung der Biegemomente um mehr als 10 % führen. Dies kann dann angenommen werden, wenn die Schlankheit eines Tragwerks oder Tragglieds die nachfolgenden Grenzwerte der Schlankheit überschreiten:

$$\lambda_{\max} = 25 \quad \text{für } v_{sd} \geq 0,36$$

$$\lambda_{\max} = \frac{15}{\sqrt{v_{sd}}} \quad \text{für } v_{sd} < 0,36$$

mit

$$v_{sd} = \frac{N_{Sd}}{A_c \cdot f_{cd}}$$

λ Schlankheit ($\lambda = l_0 / i$)

l_0 Ersatzstablänge des lotrechten Bauteils. l_0 ist im Allgemeinen von der Theorie des elastischen Knickens abgeleitet.

i Flächenträgheitsradius

Imperfektionen

Bei der Berechnung des Grenzzustandes der Tragfähigkeit sind die Auswirkungen möglicher Imperfektionen durch Ansatz geometrischer Ersatzimperfektionen zu berücksichtigen.

Für Rahmentragwerke ist bei der Schnittgrößenmittlung am Gesamttragwerk eine Schiefstellung um den Winkel v zu berücksichtigen.

$$v = \frac{1}{100\sqrt{l}} \quad \text{im Bogenmaß}$$

Hierin bedeuten l die Gesamthöhe des Tragwerks in Metern.

Für Einzeldruckglieder dürfen die geometrischen Ersatzimperfektionen durch die Erhöhung der Lastausmitte der Längskräfte um eine Zusatzausmitte e_a berücksichtigt werden.

$$e_a = v \cdot \frac{l_0}{2}$$

Zusätzlich sind beim Stabilitätsnachweis für schlanke Pfeiler thermische Einflüsse infolge von Temperaturdifferenzen über den Querschnitt des Pfeilers zu berücksichtigen.

4.6.2 Vereinfachte Bemessungsverfahren für Einzeldruckglieder

Für Druckglieder mit konstantem Querschnitt enthält der DIN-Fachbericht ein vereinfachtes Bemessungsverfahren. Dieses sogenannte Modellstützenverfahren ist auch Bestandteil der DIN 1045-1.

Das Modellstützenverfahren gilt für Druckglieder mit einer Schlankheit $\lambda < 140$ mit rechteckigem oder rundem Querschnitt, bei denen die Lastausmitte nach Theorie I. Ordnung die Bedingung $e_a \geq 0,1h$ erfüllt.

Eine Modellstütze (**Abb. 12**) ist eine Kragstütze, die

- am Stützenfuß eingespannt und am Stützenkopf frei verschieblich ist,
- unter der Wirkung von Längskräften und Momenten nach einer einfach gekrümmten Verformungsfigur ausgelenkt ist, wobei am Stützenfuß das maximale Moment auftritt.

Die maximale Auslenkung, die der Lastausmitte nach Theorie II. Ordnung entspricht, kann un-

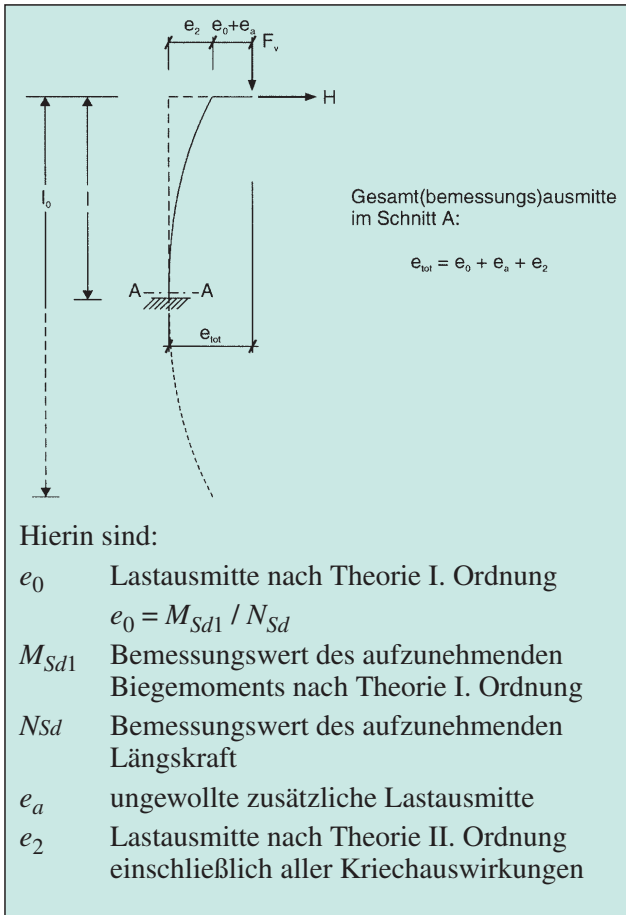


Abb. 12: Modellstütze

ter der Annahme, dass sich am Stützenfuß die Fließdehnungen in der Zug- und Druckbewehrung gerade erreicht werden, wie folgt angenommen werden:

$$e_2 = K_1 \cdot \frac{l_0^2}{10} \cdot \left(\frac{1}{r}\right)$$

Hierin sind:

$$K_1 = \lambda / 20 - 0,75 \quad \text{für } 15 \leq \lambda \leq 35$$

$$K_1 = 1 \quad \text{für } \lambda > 35$$

$$\frac{1}{r} = 2K_2 \cdot \frac{\epsilon_{yd}}{0,9 \cdot d} \quad \text{Krümmung im kritischen Querschnitt am Stützenfuß}$$

$$\epsilon_{yd} = f_{yd} / E_s \quad \text{Bemessungswert der Dehnung der Bewehrung an der Streckgrenze}$$

d Nutzhöhe (Dicke) des Querschnitts in der zu erwartenden Richtung des Stabilitätsversagens

K_2 berücksichtigt die Abnahme der Krümmung $1/r$ bei gleichzeitigem Anstieg der Längskräfte

Eine Vereinfachung auf der sicheren Seite mit $K_2 = 1$ ist in **Abb. 13** dargestellt.

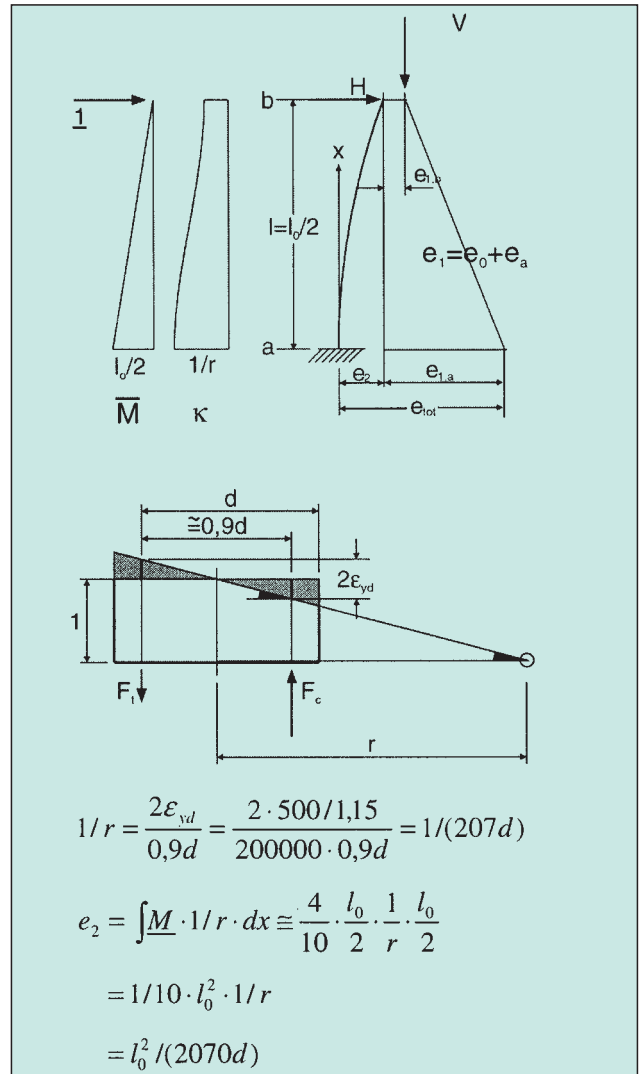


Abb. 13: Modellstütze: Verkrümmung und Kräfte in a ($K_2 = 1$) (nach U. Quast)

Schlank Stützen mit Biegung versagen spätestens bei Erreichen des Fließzustandes in der Zug- oder in der Druckbewehrung.

Für größere Verkrümmungen als $2\epsilon_{yd} / (0,9 d)$ wächst der Querschnittswiderstand nicht mehr nennenswert an, jedoch würden die Momente nach Theorie 2. Ordnung anwachsen.

4.6.3 Nichtlineare Verfahren der Schnittgrößenermittlung

Im allgemeinen Fall mit veränderlichem Querschnitt und abgestufter Bewehrung kann der Stabilitätsnachweis für schlanke, hohe Brückenpfeiler nach dem im Anhang 2 des DIN-Fachberichts angegebenen Verfahren der nichtlinearen Schnittgrößenermittlung geführt werden.

4.7. Grenzzustand der Tragfähigkeit infolge Ermüdung

4.7.1 Grundlagen

Durch den in den letzten Jahren enorm gestiegenen Anteil an Schwerlastverkehr bestand die Notwendigkeit, im Rahmen der Erarbeitung des EC 2, Teil 2 dem Nachweis der Ermüdung besondere Aufmerksamkeit zu schenken.

Tragende Bauteile, die beträchtlichen Spannungsänderungen unterworfen sind, müssen für die Ermüdung bemessen werden. In diesem Fall muss der Ermüdungsnachweis getrennt für Beton und Stahl erfolgen.

Für den Beton- und Spannstahl sind für das Versagen die Lastspielzahlen und die Amplituden der Spannungsänderungen maßgebend.

Für den Beton sind für das Versagen die Lastspielzahlen sowie die Absolutwerte der Ober- und Unterspannungen maßgebend.

Es gibt verschiedene Möglichkeiten bzw. Stufen des Ermüdungsnachweises (Abb. 14), wobei der notwendige Aufwand bei der Bearbeitung stark zunimmt:

- Vereinfachter Nachweis,

- Nachweis der schädigungsäquivalenten Schwingbreiten für den Stahl,
- Nachweis der Schadensakkumulation nach der Palmgren-Miner-Regel.

Bei Straßenbrücken braucht in der Regel bei Fundamenten, Pfeilern und Stützen sowie bei Widerlagern kein Ermüdungsnachweis geführt zu werden.

Im Grenzzustand der Gebrauchstauglichkeit sind im Überbau die Betondruckspannungen unter der nicht-häufigen Einwirkungskombination und dem Mittelwert der Vorspannung auf $0,6 f_{ck}$ zu beschränken. Da diese Bedingung einzuhalten ist, braucht bei Straßenbrücken der Ermüdungsnachweis für Beton unter Druckbeanspruchung nicht geführt zu werden.

Dagegen sind die Ermüdungsnachweise für den Beton- und Spannstahl unter der häufigen Kombination zu führen (Abb. 15), wenn die Überbauten von Straßenbrücken nach Kategorie C (Tabelle 3) bemessen werden. Die Kategorie C entspricht in etwa der bisherigen beschränkten Vorspannung.

Die Nachweise der Ermüdung stellen Nachweise im Grenzzustand der Tragfähigkeit dar, die jedoch mit Einwirkungen des Gebrauchszustandes zu

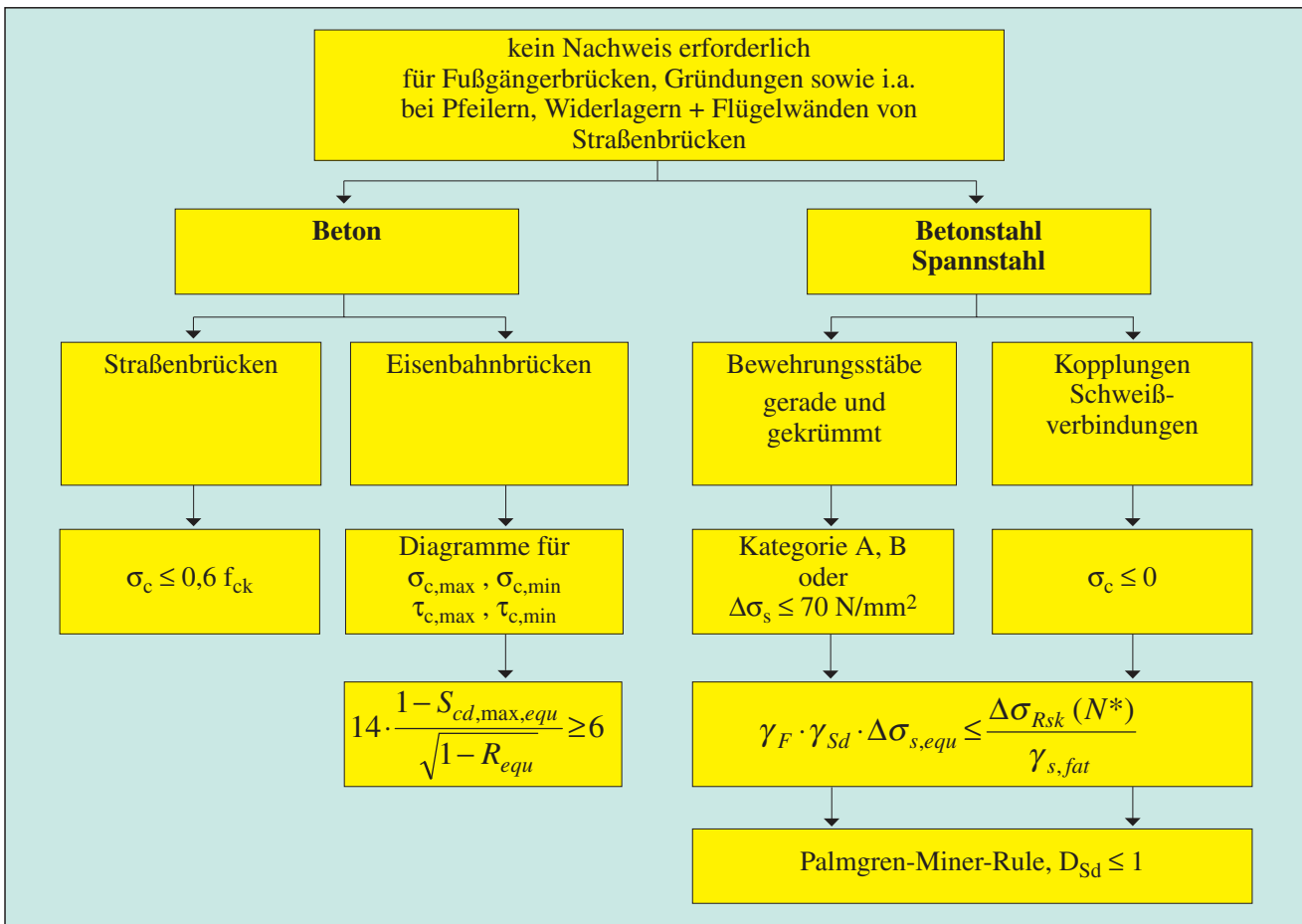


Abb 14: Nachweiskonzept im Grenzzustand der Tragfähigkeit infolge Ermüdung

führen sind. Daher werden die Teilsicherheitsbeiwerte für Last- und Modellunsicherheiten in Bezug auf die Einwirkungen zu

$$\gamma_F = 1,0 \text{ und } \gamma_{Sd} = 1,0$$

angenommen.

Die Teilsicherheitsbeiwerte für den Bauteilwiderstand werden mit

$$\gamma_{c, fat} = 1,5 \text{ für Beton}$$

$$\gamma_{s, fat} = 1,15 \text{ für Betonstahl und Spannstahl}$$

angesetzt.

Die inneren Spannungen in den Grenzzuständen der Ermüdung sind mit den Querschnittswerten des gerissenen Querschnitts unter Vernachlässigung der Zugfestigkeit des Betons zu ermitteln. Das unterschiedliche Verbundverhalten von Beton- und Spannstahl ist durch eine Erhöhung der Betonstahlspannungen $\Delta\sigma_{s,o}$, die zunächst nach Zustand II am Querschnitt unter der Voraussetzung starren Verbundes ermittelt wird, um den Faktor η zu berücksichtigen. Damit ergibt sich die Schwingbreite im Betonstahl zu:

$$\Delta\sigma_s = \eta \cdot \Delta\sigma_{s,o}$$

mit: $\Delta\sigma_{s,o}$ Schwingbreite im Betonstahl am Querschnitt nach Zustand II mit starrem Verbund gerechnet

$$\eta = \frac{A_s + A_p}{A_s + \xi_1 \cdot A_p}$$

$$\xi_1 = \sqrt{\xi \frac{d_s}{d_p}}$$

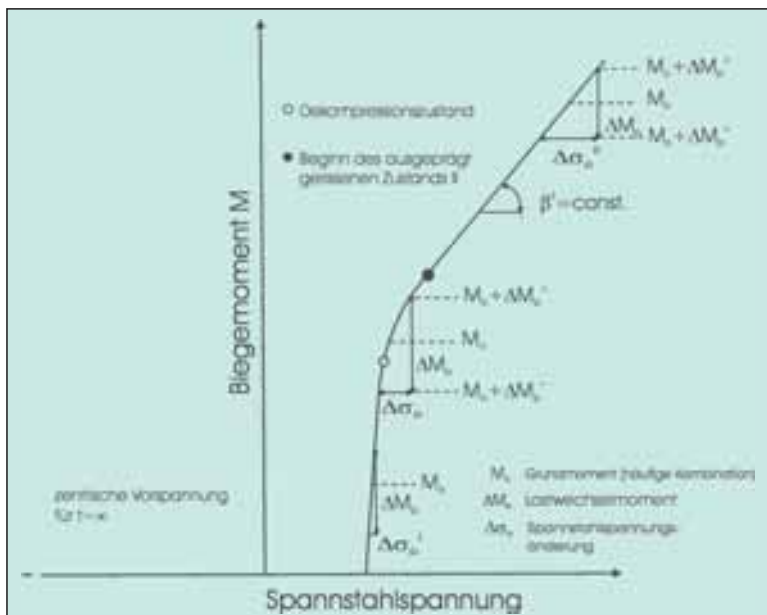


Abb. 15: Nachweiskonzept im Grenzzustand der Tragfähigkeit infolge Ermüdung

Tab. 2: Verhältnis der Verbundfestigkeit

Spannstahl	Verhältnis der Verbundfestigkeit ξ	
	Sofortiger Verbund	Nachträglicher Verbund
Glatte Stäbe	–	0,3
Litzen	0,6	0,5
Profilierte Stäbe	0,7	0,6
gerippte Stäbe	0,8	0,7

Hierin sind:

d_s Stab- bzw. Vergleichsstabdurchmesser der Betonstahlbewehrung

$d_p = 1,6\sqrt{A_p}$ für Bündelspannglieder

$d_p = 1,75 \cdot d_{Draht}$ für Einzellitzen (7 Drähte)

$d_p = 1,20 \cdot d_{Draht}$ für Einzellitzen (3 Drähte)

$\xi = 0,3 \dots 0,8$ Verhältnis der Verbundfestigkeit nach **Tab. 2**

Bei der Untersuchung der Koppelfugen ist der statisch bestimmte Anteil der Vorspannwirkung zusätzlich mit dem Faktor 0,85 abzumindern, falls kein genauere Nachweis geführt wird.

4.7.2 Ermüdungsnachweis von Spannstahl und Betonstahl

vereinfachter Nachweis

Die vereinfachten Ermüdungsnachweise sind erfüllt, wenn die folgenden Grenzwerte eingehalten werden:

- Ungeschweißte Betonstähle unter Zugbeanspruchung $\Delta\sigma_s \leq 70 \text{ N/mm}^2$
- Geschweißte Betonstähle oder Spanngliedkopplungen $\sigma_c \leq 0 \text{ MN/m}^2$ im gesamten Querschnitt unter der Vorspannkraft $0,75 P_{m,1}$

Nachweis der schädigungsäquivalenten Schwingbreiten für den Stahl

Können die Grenzwerte im Rahmen der vereinfachten Nachweise nicht eingehalten werden, ist ein genauere Nachweis der Betriebsfestigkeit unter Berücksichtigung der tatsächlich zu erwartenden Lastspielzahlen zu führen.

Die Ermüdungsanforderungen an Betonstahl, Spannstahl und Verbindungen gelten als erfüllt, wenn die folgende Bedingung eingehalten ist:

$$\gamma_F \cdot \gamma_{Sd} \cdot \Delta\sigma_{S, equ} \leq \frac{\Delta\sigma_{Rsk} (N^*)}{\gamma_{s, fat}}$$

Hierin sind:

$\Delta\sigma_{Rsk} (N^*)$ Schwingfestigkeit bei N^* Zyklen entsprechend den Wöhlerlinien nach DIN-Fachbericht, Betonbrücken

$\Delta\sigma_{S, equ}$ Schadensäquivalente Schwingbreite, die der Schwingbreite bei gleichbleibenden Spannungsspektrum mit N^* Spannungszyklen entspricht und zur gleichen Schädigung führt wie ein Schwingbreiten-spektrum infolge fließenden Verkehrs

Für die Überbauten von Straßen- und Eisenbahnbrücken kann die schadensäquivalente Schwingbreite $\Delta\sigma_{S, equ}$ mit einem Verfahren entsprechend Anhang 106 des DIN-Fachberichts berechnet werden.

$$\Delta\sigma_{S, equ} = \lambda_S \cdot \Delta\sigma_S$$

λ_S Korrekturbeiwert nach DIN-Fachbericht in Abhängigkeit

- der Stützweite,
- des jährlichen Verkehrsaufkommens,
- der Nutzungsdauer,
- der Verkehrsstreifenanzahl,
- der Oberflächenrauigkeit des Straßenbelages.

Schadensakkumulation nach der Palmgreen-Miner-Hypothese

In besonderen Fällen kann der Nachweis geführt werden, dass der Schädigungsfaktor D_{Sd} des Stahls durch Ermüdung infolge Verkehrslasten die folgende Bedingung erfüllt:

$$D_{Sd} \leq 1$$

Für die Ermittlung des Schädigungsfaktors gilt die Palmgren-Miner-Regel. Für die Schadensberechnung sind die entsprechenden Wöhlerlinien für Stahl mit $\gamma_{s, fat}$ zu reduzieren.

Die Wöhlerlinien für Spannstahl und Betonstahl sind im DIN-Fachbericht angegeben.

4.8 Robustheitsbewehrung

Die Regelbemessung von Spannbetontragwerken führt zu einer ausreichenden Sicherheit gegenüber planmäßigen Belastungen. Bei Überlastungen werden sich ein ausgeprägtes Rissbild bzw. große Verformungen als Vorankündigung einstellen. Dass dieses Verhalten auch bei ggf. sukzessivem zeitabhängigem Verlust des inneren Widerstandes beispielsweise infolge Korrosion eintritt, ist bei vorhandenen Spannbetontragwerken nicht immer sicherge-

stellt, wie einige wenige Schadensfälle an älteren Konstruktionen gezeigt haben.

Durch die Änderung A1 vom Dezember 1995 zur DIN 4227-1 wurde angestrebt, bei allen künftig gebauten Tragwerken des Hoch- und Brückenbaus systematisch die gewünschte Robustheit zu erreichen. Zu betonen ist, dass die heutigen Spannstähle eine deutlich geringere Empfindlichkeit gegenüber der gefürchteten Spannungsrisskorrosion als ältere Spannstähle – insbesondere höherfeste vergütete Spannstähle – verfügen. Dennoch wurde das grundsätzliche Konzept der Verbesserung der Robustheit auch in die europäischen Normen für Brücken- und Hochbau übernommen.

Dies bedeutet: die Bauwerke sollen genügend Verformungsvermögen besitzen, und das Prinzip der Vorankündigung „Rissbildung vor Kollaps“ soll sichergestellt sein. Zu diesem Zweck finden sich Begrenzungen der bezogenen Druckzonenhöhe in Biegebauteilen und die Angaben einer Robustheitsbewehrung im DIN-Fachbericht für die Fälle, in denen keine Überwachung der Integrität von Spanngliedern in Verbindung mit der Austauschbarkeit von Spanngliedern möglich ist.

Anders als in DIN 4227-1 A1 (12/95) erfolgt die Ausweisung der erforderlichen Robustheitsbewehrung nicht in Verbindung mit der „üblichen“ Mindestbewehrung. Die Robustheitsbewehrung darf vereinfacht durch Abdeckung des Rissmomentes für den Grenzfall einer vollständig ausgefallenen Vorspannwirkung unter Ausnutzung der Fließgrenze des Betonstahls berechnet werden:

$$A_S = \frac{M_{r, ep}}{f_{yk} \cdot z_s}$$

mit:

$M_{r, ep}$ Rissmoment unter Annahme einer Zugspannung von $f_{ctk, 0,05}$ in der äußersten Zugfaser des Querschnitts ohne Wirkung der Vorspannung

f_{yk} charakteristischer Wert der Streckgrenze des Betonstahls

z_s innerer Hebelarm im Grenzzustand der Tragfähigkeit, bezogen auf die Betonstahlbewehrung; für Rechteckquerschnitte darf $z_s = 0,9 d$ angenommen werden

Auf europäischer Ebene wurde für die anzusetzende Betonzugfestigkeit der untere Fraktilwert festgelegt mit der Begründung, dass ein gedachter sukzessiver Spannstahlausfall langsam erfolgt, Zugspannungen also über eine längere Zeit im Querschnitt mit allmählich steigender Größe wirken werden und daher ein Abfall der Zugfestigkeit infolge des Dauer-

standseffektes eintreten wird. Zudem sind in realen Konstruktionen immer auch Eigenspannungen wirksam, welche die effektive Zugfestigkeit mindern.

Die Bewehrung nach Gleichung (1) für die Felder ist für durchlaufende Plattenbalken- oder Hohlkastenquerschnitte bis über die Stützen der entsprechenden Felder zu führen.

Alternativ zur vereinfachten Ermittlung und Anordnung der Robustheitsbewehrung sieht die europäische Regelung auch den etwas aufwendigeren Nachweis des ausreichenden Biegetragwiderstands für den Fall der nicht vollständig ausgefallenen Vorspannwirkung vor. Hieraus ergibt sich eine geringere Robustheitsbewehrung.

5 Grenzzustand der Gebrauchstauglichkeit

Die Grenzzustände der Gebrauchstauglichkeit umfassen unterschiedliche Anforderungen an das Tragwerksverhalten unter Gebrauchslast.

Die Bemessungsgleichung lautet:

$$E_d \leq C_d \text{ oder } E_d \leq R_d$$

mit:

E_d Bemessungswert der Beanspruchung (z.B. Spannung, Verformung, Schwingung), der auf der Grundlage einer der nachstehenden Kombinationen bestimmt wird

C_d Bemessungswert des Gebrauchstauglichkeitskriteriums (z.B. zulässige Spannung, Verformung, Schwingung)

Um den verschiedenen Anforderungen hinsichtlich der Lebensdauer und Qualität einer Brücke gerecht zu werden, sieht der DIN-Fachbericht 102 Betonbrücken eine Einteilung der Brücken in unterschiedliche Bemessungsklassen, Kategorien A bis E vor (Tab. 3).

Tab. 3: Klassifizierung von Nachweisbedingungen (Tab. 4.118 aus [1])

Kategorie	Einwirkungskombination für den Nachweis der	
	Dekompression	Rissbildung
A	nicht-häufig	–
B	häufig	nicht-häufig
C	quasi-ständig	häufig
D	–	häufig
E	–	quasi-ständig

Vergleicht man diese Klassen mit der in Deutschland bisher üblichen Unterteilung, so kann man die volle Vorspannung in etwa den Klassen A und B, die beschränkte Vorspannung etwa der Klasse C und Stahlbeton ohne Vorspannung den Klassen D und E zuordnen.

Die für verschiedene Bauteile und Tragrichtungen zutreffende Kategorie ist nach dem DIN-Fachbericht 102 mit dem Bauherrn abzustimmen. Für Bauzustände dürfen vom Bauherrn auch andere Nachweisbedingungen vorgesehen werden.

Der Mittelwert der Vorspannkraft zur Zeit t beträgt $P_{m,t}$. Bei den Nachweisen im Grenzzustand der Gebrauchstauglichkeit sind mögliche Streuungen der Vorspannkraft zu berücksichtigen. Es werden zwei charakteristische Werte der Vorspannkraft festgelegt:

$$P_{k,sup} = r_{sup} \cdot P_{m,l}$$

$$P_{k,inf} = r_{inf} \cdot P_{m,l}$$

$r_{sup} = 1,05$ und $r_{inf} = 0,95$ bei Vorspannung mit sofortigem Verbund oder ohne Verbund

$r_{sup} = 1,10$ und $r_{inf} = 0,90$ bei Vorspannung mit nachträglichem Verbund

Die verschiedenen Nachweise im Grenzzustand der Gebrauchstauglichkeit umfassen:

- die Begrenzung der Spannungen unter Gebrauchsbedingungen
- den Nachweis der Dekompression und der Rissbildung
- die Grenzzustände der Verformungen
- den Grenzzustand der Schwingung.

Dabei werden die folgenden Einwirkungskombinationen unterschieden:

Charakteristische (seltene) Kombination:

$$\sum_{j \geq 1} G_{k,j} \text{ "+" } P_k \text{ "+" } Q_{k,1} \text{ "+" } \sum_{i > 1} \psi_{0,i} \cdot Q_{k,i}$$

nicht-häufige Kombination:

$$\sum_{j \geq 1} G_{k,j} \text{ "+" } P_k \text{ "+" } \psi_{1,1} \cdot Q_{k,1} \text{ "+" } \sum_{i > 1} \psi_{1,i} \cdot Q_{k,i}$$

häufige Kombination:

$$\sum_{j \geq 1} G_{k,j} \text{ "+" } P_k \text{ "+" } \psi_{1,1} \cdot Q_{k,1} \text{ "+" } \sum_{i > 1} \psi_{2,i} \cdot Q_{k,i}$$

quasi-ständige Kombination:

$$\sum_{j \geq 1} G_{k,j} \text{ "+" } P_k \text{ "+" } \sum_{i \geq 1} \psi_{2,i} \cdot Q_{k,i}$$

Sofern im einzelnen nichts anderes festgelegt ist, gilt $\gamma_m = 1,0$. Die ψ -Faktoren können dem DIN-Fachbericht – Einwirkungen entnommen werden.

Schnittgrößen

Zuerst werden die Schnittgrößen infolge der charakteristischen Werte der Einzeleinflüsse berechnet. Die Überlagerung entsprechen den Kombinationsregeln erfolgt erst bei den Nachweisen.

5.1 Begrenzung der Spannungen unter Gebrauchsbedingungen

Besonders große Kriechverformungen oder Mikrorissbildung sind durch eine Begrenzung der Betondruckspannungen unter Gebrauchslast zu verhindern. Die Betondruckspannungen sind unter der nicht-häufigen Einwirkungskombination und dem Mittelwert der Vorspannung auf $0,6 f_{ck}$ zu beschränken. Übersteigt die Betondruckspannung den Wert $0,45 f_{ck}$ ist die Nichtlinearität des Kriechens zu berücksichtigen.

Die Stahlspannung muss so begrenzt werden, dass nichtelastische Dehnungen im Stahl verhindert werden. Die Zugspannung in der Betonstahlbewehrung sollte unter der nicht nicht-häufigen Einwirkungskombination den Wert $0,8 f_{yk}$ nicht überschreiten. Die Zugspannungen in den Spanngliedern sind mit dem Mittelwert der Vorspannung unter der quasi-ständigen Einwirkungskombination nach Abzug der Spannkraftverluste auf den Wert $0,65 f_{pk}$ zu begrenzen.

Die maximale an der Presse aufgebrachte Spannspannung ist zu begrenzen auf:

$$\begin{aligned}\sigma_{pm0} &\leq 0,8 \cdot f_{pk} \\ &\leq 0,9 \cdot f_{p0,1k}\end{aligned}$$

Die unmittelbar nach dem Absetzen der Presse im Spann Stahl zulässigen Spannungen betragen:

$$\begin{aligned}\sigma_{pm0} &\leq 0,75 \cdot f_{pk} \\ &\leq 0,85 \cdot f_{p0,1k}\end{aligned}$$

Bei den Spannkraftverlusten ist außer den Einflüssen infolge Kriechens und Schwindens des Betons die Relaxation des Spannstahts aufgrund der jetzt höheren zulässigen Spannungen zu berücksichtigen. Dabei empfiehlt es sich die entsprechenden Rechenwerte den Zulassungen für die Spannstähe zu entnehmen. Die höheren zulässigen Spannungen in den Spannstähen befinden sich derzeit noch in der Diskussion.

5.2 Grenzzustände der Dekompression und der Rissbildung

Wenn für den Grenzzustand der Dekompression entsprechend den Kategorien A, B oder C nach **Tab. 3** bemessen wird, so dürfen unter der maßgebenden Einwirkungskombination keine Zugspannungen an dem Rand auftreten, der dem Spannglied am nächsten liegt. Der Nachweis der Dekompression ist maßgebend für die Höhe der Vorspannkraft und die Spanngliedführung.

Für den Rissbreitennachweis basieren die Tabellen für die Grenzdurchmesser und Höchstwerte der Stababstände auf den folgenden Bemessungswerten der Rissbreiten:

0,2 mm für Spannbeton

0,3 mm für Stahlbeton.

Mindestbewehrung

Die Mindestbewehrung zur Rissbreitenbeschränkung soll verhindern, dass sich infolge rechnerisch nicht berücksichtigten Zwangs oder Eigenspannungen oder des Abweichens der Vorspannung vom angenommenen Wert breite Einzelrisse bilden. Die Mindestbewehrung ist in den Bereichen einzulegen, in denen unter der nicht-häufigen Einwirkungskombination die Betonspannungen entweder Zugspannungen oder Druckspannungen von weniger als 1MN/m^2 sind.

Die Mindestbewehrung darf nach der folgenden Gleichung für die Rißschnittgrößen bestimmt werden. Für Hohlkastenträger und Plattenbalken ist der Mindestbewehrungsgehalt getrennt für Stege und Gurtscheiben zu ermitteln. Dabei darf ein etwaig vorhandener Spann Stahl in seinem Wirkungsbereich angerechnet werden.

$$\rho_s + \xi_1 \cdot \rho_p = \frac{0,8 \cdot k_c \cdot k \cdot f_{ctm}}{\sigma_s}$$

Hierin sind:

ρ_s der auf die Zugzone des betrachteten Querschnittsteils bezogene Bewehrungsgehalt an Betonstahl: $\rho_s = A_s / A_{ct}$

ρ_p bezogener Bewehrungsgehalt an Spann Stahl innerhalb eines Bereiches von höchstens 300 mm: $\rho_p = A_p / A_{ct}$

f_{ctm} Betonzugfestigkeit

A_{ct} Fläche der Zugzone unmittelbar vor der Rissbildung

σ_s zulässige Stahlspannung in der Mindestbewehrung.

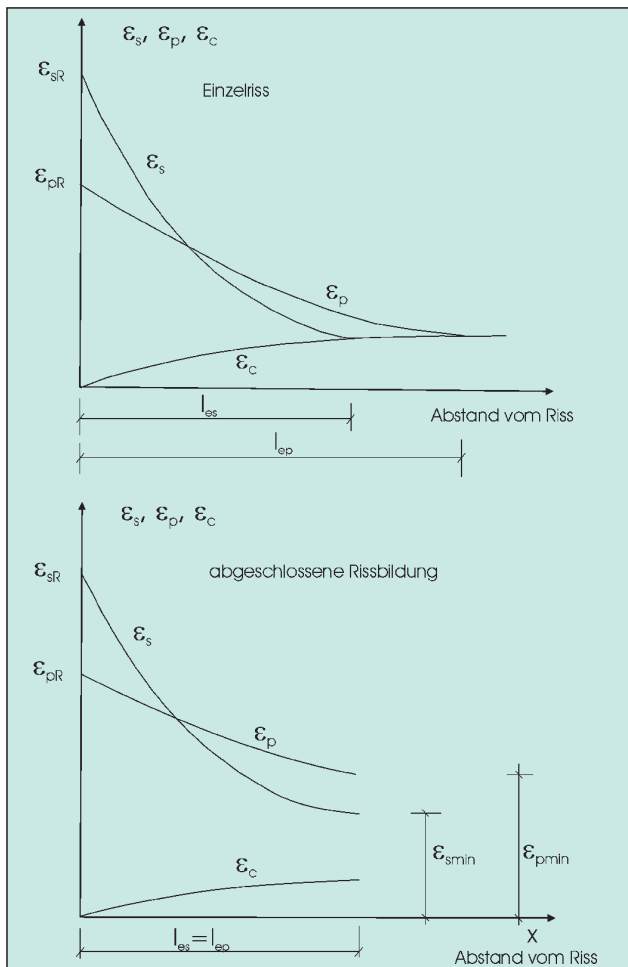


Abb. 16: Einfluss des unterschiedlichen Verbundverhaltens von Spannstahl und Beton im Rissbereich

- ξ_1 Korrekturbeiwert der Verbundspannungen
- k Abminderungsbeiwert
- $k = 1,0$ für Stege mit $h \leq 0,3$ m oder Gurtscheiben mit Dicken kleiner 0,3 m
- $k = 0,65$ für Stege mit $h \geq 0,8$ m oder Gurtscheiben mit Dicken größer als 0,8 m
- Zwischenwerte dürfen interpoliert werden.
- k_c Beiwert zur Berücksichtigung der Spannungsverteilung unmittelbar vor der Rissbildung und des inneren Hebelarmes im gerissenen Zustand unter Ansatz des charakteristischen Wertes der Vorspannung.

Rissbreitenbeschränkung

Die so ermittelte Mindestbewehrung ist ausreichend für den Nachweis der Rissbreite, wenn unter der maßgebenden Einwirkungskombination für den Rissbreitennachweis die Betonspannung am äußersten Querschnittsrand nicht den Mittelwert der Betonzugfestigkeit überschreitet ($\sigma_c \leq f_{ctm}$).

Wenn dagegen die Betonrandspannung den Mittelwert der Betonzugfestigkeit überschreitet ($\sigma_c > f_{ctm}$), ist der Nachweis der Rissbreitenbeschränkung für das abgeschlossene Rissbild zu führen.

Der Nachweis der Rissbreitenbeschränkung darf in Abhängigkeit von der Stahlspannung durch Begrenzung der Stabdurchmesser oder des Stababstandes geführt werden. Der DIN-Fachbericht enthält eine entsprechende Grenzdurchmesser- und Stababstandstabelle.

Für den Rissbreitennachweis ist die Stahlspannung unter Berücksichtigung des unterschiedlichen Verbundverhaltens von Spannstahl und Betonstahl zu ermitteln (Abb. 16).

5.3 Grenzzustände der Verformung

Für Eisenbahnbrücken sind im DIN-Fachbericht „Einwirkungen auf Brücken“ entsprechende Angaben enthalten.

Für Straßenbrücken sind im DIN-Fachbericht keine Grenzwerte für Durchbiegungen gemacht. Hier sind gegebenenfalls entsprechende Vereinbarungen mit dem Bauherrn zu treffen.

Verformungen dürfen auf der Grundlage von Mittelwerten der Baustoffeigenschaften berechnet werden. Sofern zutreffend, ist dabei der gerissene Zustand zu berücksichtigen.

5.4 Grenzzustand der Schwingungen

Bei Straßenbrücken dürfen die dynamischen Einwirkungen aus den regelmäßigen Verkehrslasten durch den dynamischen Faktor abgedeckt werden. Dieser ist bereits in den charakteristischen Verkehrslasten enthalten.

Die dynamischen Einflüsse aus den Standard-Eisenbahnlasten werden im DIN-Fachbericht „Einwirkungen auf Brücken“ angegeben.

Für Geh- und Radwegbrücken enthält der DIN-Fachbericht Angaben zur Frequenzabstimmung zur Vermeidung kritischer Schwingungen.

6 Zusammenfassung

Der DIN-Fachbericht „Betonbrücken“ ist ein erster wesentlicher Schritt in Richtung Umstellung der bautechnischen Regelwerke im Brückenbau auf die europäische Normung.

Auf der Grundlage der ersten Ausgabe, die zunächst nur für die Planung und Ausführung der Pilotprojekten verbindlich ist, wurden die Regelungen zum Sicherheitskonzept und der Schnittgrößenermittlung vorgestellt. Ausführlicher wurde auf die Nachweise in den Grenzzuständen der Tragfähigkeit und der Gebrauchstauglichkeit eingegangen.

Darüber hinaus enthält der DIN-Fachbericht „Betonbrücken“ Regelungen, auf die hier aus Gründen der Beschränkung nicht weiter eingegangen werden konnte. Dazu gehören u.a. die bauliche Durchbildung, die Bauausführung, die Vorspannung ohne Verbund einschließlich der Vorspannung mit externen Spanngliedern, die Regelungen für Fertigteile und unbewehrtem Beton.

Abschließend seien nochmals drei wesentliche Grundlagen der neuen Brückennormung herausgestellt:

- Bemessungsbestimmend sind die Nachweise im Grenzzustand der Gebrauchstauglichkeit. Entscheidend sind dabei die Anforderungskategorien nach Tab. 4.118 des DIN-Fachberichtes „Beton-

brücken“, durch die der Bauherr festlegen kann, für welche Einwirkungskombinationen die Nachweise der Dekompression und der Rissbreitenbeschränkung zu führen sind, sowie die Beschränkung der Spannungen im Spannstahl auf $0,65 f_{pk}$ für den Endzustand.

- Die Norm berücksichtigt, dass nicht alle spannungsmäßigen Beanspruchungen rechnerisch genau erfasst werden können. Dazu zählen insbesondere die Eigenspannungen sowie die Spannungen infolge Zwang. Deshalb werden durch Spannungsabfragen unempfindliche von empfindlichen Bereichen (Bereiche wahrscheinlicher Rissbildung) abgegrenzt. In letzteren wird eine Mindestbewehrung angeordnet, um bei Spannungsexkursionen breite Einzelrisse zu vermeiden.
- Bemessung und Konstruktion sollen eine ausreichende Robustheit der Tragwerke sicherstellen. Die Bauwerke sollen genügend Verformungsvermögen besitzen. Das Prinzip der Vorankündigung „Rissbildung vor Kollaps“ soll gewährleistet sein. Hierfür ist eine Robustheitsbewehrung vorgesehen, die das volle Rissmoment eines Querschnitts mit Fließspannung aufnehmen kann.

7 Literatur

-
- [1] DIN-Fachbericht 102: Betonbrücken Ausgabe 2001. Herausgeber: DIN Deutsches Institut für Normung e.V., Beuth Verlag GmbH, Berlin
 - [2] DIN-Fachbericht 101: Einwirkungen auf Brücken Ausgabe 2001, Herausgeber: DIN Deutsches Institut für Normung e.V., Beuth Verlag GmbH, Berlin
 - [3] Zink, M.: Zum Biegeschubversagen schlanker Bauteile aus Hochleistungsbeton mit und ohne Vorspannung. Reihe: Forschung für die Praxis. Institut für Massivbau und Baustofftechnologie, Universität Leipzig. Teubner Verlag, Leipzig 1999
 - [4] Reineck, K.-H.: Hintergründe zur Querkraftbemessung in DIN 1045-1 für Bauteile aus Konstruktionsbeton mit Querkraftbewehrung. Bauingenieur, Band 76, April 2001

Neue Anforderungen an die Dauerhaftigkeit von Konstruktionen

Im Vordergrund stehen jetzt die Nachhaltigkeit und der gesamte Lebenszyklus des Gebauten

Dauerhaftigkeit ist schon seit Jahrzehnten ein wichtiges Gebiet der Konstruktionstechnik. Auch wurde in dieser Zeit eine ganze Anzahl einschlägiger Normen geschaffen und ständig angewendet. In dieser Beziehung ist dieses Gebiet also für erfahrene Prüfingenieure nichts Neues. Mit diesem Artikel wird bezweckt, die Dauerhaftigkeit unter einem neuen und erweiterten Blickwinkel zu betrachten, der sich aus der Forderung nach einem nachhaltigen Bauwesen ergibt, das als Lebenszyklustechnik technisch und wirtschaftlich konkretisiert wird. Unter diesem Blickwinkel bekommt auch die Dauerhaftigkeit einen erweiterten Inhalt.

Professor Dr. Tech. Asko Sarja



absolvierte bis 1967 sein Bauingenieurstudium an der Universität Oulu und promovierte 1979 an der Technischen Universität Helsinki; nach vierjähriger Tätigkeit in der Praxis arbeitet er seit 1970 am Technischen Forschungszentrum von Finnland (VTT); heute arbeitet er als Forschungsprofessor für Konstruktionstechnik; er hat

mehrere internationale Arbeitsgruppen in IVBH, RILEM, FIP und CIB geleitet und über 200 Artikel und Publikationen geschrieben; sein Spezialfach ist die Konstruktionstechnik, speziell die Sicherheitstheorie und die Dauerhaftigkeit der Konstruktionen; heute erforscht er speziell die sog. Lebenszyklustechnik der Konstruktionen, koordiniert ein europäisches Forschungsprojekt und leitet mehrere diesbezügliche Arbeitsgruppen in RILEM und CIB.

1 Einleitung

Die Konstruktionen der gebauten Infrastruktur (Hoch- und Tiefbau) sind die wichtigsten Produkte der Gesellschaft und haben die höchste Lebensdauer aller Produkte. Die Bedeutung der Infrastruktur lässt sich mit folgenden durchschnittlichen europäischen Statistikzahlen charakterisieren:

- Wirtschaftlicher Wert ca. 70 bis 80 % des Nationalvermögens,
- Energieeinsatz ca. 40 % des Gesamtverbrauchs,
- Abfallaufkommen ca. 35 % der Gesamtmenge.

Dies zeigt klar die eminente Bedeutung der kontrollierten langfristigen technisch-ökonomischen Nutzbarkeit von Konstruktionen im Hinblick auf die Erfüllung der Erfordernisse ihrer Anwender und Eigner in Harmonie mit den langfristigen Anforderungen der Gesellschaft und der Natur.

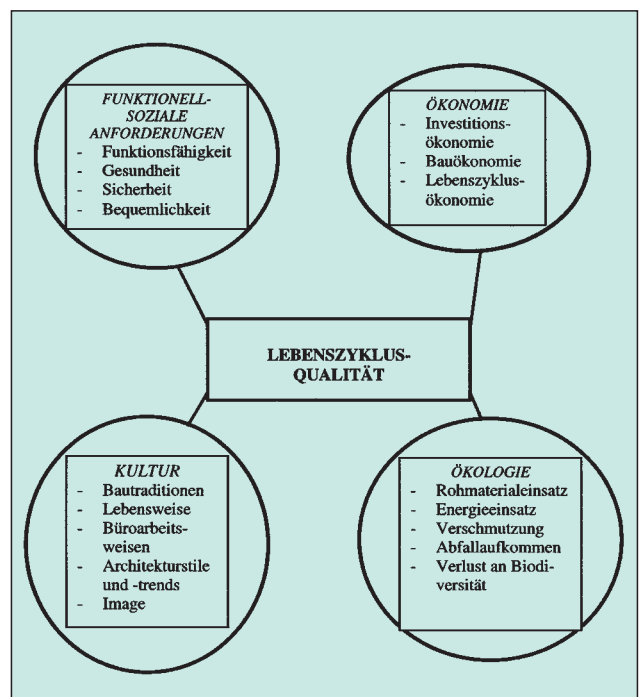


Abb. 1: Anforderungen an die Lebenszyklusqualität.

In den letzten Jahrzehnten wurde viel über nachhaltige Entwicklung gesprochen und geschrieben. Ein Bestandteil der nachhaltigen Entwicklung ist auch das „nachhaltige Bauwesen“. Nachhaltigkeit bedeutet in der Praxis, kurz gesagt, Denken über Generationen. Eine Herausforderung des Bauwesens besteht heute darin, einen scharf umrissenen und gezielten technischen Inhalt für die nachhaltige Bautechnik zu liefern.

Als einen Ausgangspunkt für die nachhaltige Bautechnik kann man den Begriff „Lebenszyklusqualität“ wählen. Dieser Begriff lässt sich folgendermaßen definieren: „Die Lebenszyklusqualität einer Konstruktion ist ihre Fähigkeit, die funktionell-sozialen, ökonomischen, sozialen und ökologischen Anforderungen über die gesamte vorgesehene Nutzungszeit zu erfüllen.“ Dieses Prinzip ist in **Abb. 1** grafisch dargestellt.

2 Maßnahmen zur Konkretisierung der Lebenszyklusqualität

Die Lebenszyklusqualität kann mit der nachhaltigen Lebenszyklus-Bautechnik konkretisiert werden. Diese umfasst folgenden Teile:

- Integrierte Lebenszyklusplanung und integrierter Lebenszyklusentwurf,
- Lebenszykluserhaltung und -instandsetzung,
- lebenszyklusorientierte Qualitätssicherung und
- Maßnahmen am Ende der Nutzung, z. B.
 - Umbau,
 - Wiederverwendung der Bauteile,
 - Recycling des Materials und
 - Schuttentsorgung.

Die Bestandteile der Lebenszyklusqualitätsmaßnahmen sind in **Abb. 2** dargestellt.

3 Die Rolle der Dauerhaftigkeit bei der Sicherung der Lebenszyklusqualität

3.1 Veralterung

Gemäß Statistik der Lebensdauer von Konstruktionen ist die Ursache der Außerbetriebstellung in 50 % der Fälle Veralterung und in 50 % der Fälle

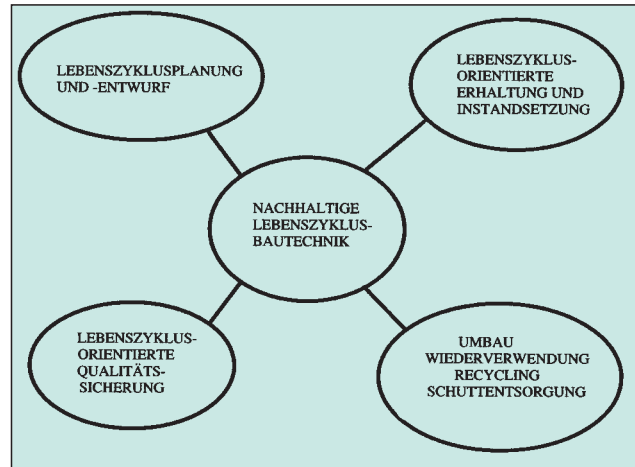


Abb. 2: Der Inhalt der nachhaltigen Lebenszyklus-Bautechnik.

Mangel an Widerstandsfähigkeit gegen umweltbedingte Belastungen. Die Hauptfaktoren für Lebenszyklusqualitätsmängel stehen mit der Veralterungsbeständigkeit in Beziehung.

Veralterung der Konstruktion bedeutet mangelhafte Fähigkeit, zunehmende Anforderungen zu erfüllen. Die Mängel können entweder technischer, funktioneller, ökonomischer, kultureller oder ökologischer Natur sein.

Technische Veralterung ist durch erhöhte Anforderungen an die Tragfähigkeit, Dauerhaftigkeit, Schwingungseigenschaften, den Schallschutz, den Wärmeschutz oder an andere technische Eigenschaften bedingt. Typische Beispiele dafür sind alte Brücken, deren Lastkapazität nicht mehr den erhöhten Anforderungen entspricht. Bei Gebäuden tritt oft Veralterung ein in Verbindung mit Nutzungsänderung (z.B. die Nutzung eines Wohngebäudes als Bürogebäude). Die Schallschutz- und Wärmedämmanforderungen zeigen gleichfalls eine zunehmende Entwicklungstendenz.

Die funktionelle Veralterung ist oft durch neue Funktionen bedingt. Ein typischer Fall dafür ist, dass ein beengtes Gebäude eine Zwangslüftung mit Kühlsystem erhalten soll. Ein Beispiel ist auch die mangelnde Verkehrsvermittlungsfähigkeit von Brücken. Auch kann eine Brücke infolge Straßenverlegung ihren Nutzen völlig verlieren. Andererseits kann an der Stelle, an die die Straße verlegt werden soll, ein Gebäude stehen. Diese Beispiele zeigen, wie stark Konstruktionsplanung und Infrastrukturplanung miteinander verbunden sind.

Zu ökonomischer Veralterung kommt es, wenn die Erhaltungs- und Betriebskosten zu hoch werden. Diese Erscheinung ist oft mit Dauerhaftigkeitsmangel verbunden.

Von kultureller Veralterung sind Konstruktionen betroffen, die nicht den örtlichen Bautraditionen, Lebensstilen, Arbeitsplatzgewohnheiten oder der lokalen Architektur angepasst sind. Gewöhnlich ergibt sich Entscheidungsbedarf in Verbindung mit Beschlüssen über Instandsetzungsmaßnahmen.

Ökologische Veralterung ist schon heute vielfach gegeben und wird in Zukunft mit dem Anwachsen der ökologischen Anforderungen immer häufiger werden. Meistens geht es dabei um die Energiewirtschaft der Gebäude, die Recyclinganforderungen und die Vermeidung der Verschmutzung von Luft, Wasser und Boden bei der Produktion der Konstruktionswerkstoffe, bei den Bauarbeiten und beim Abreißen der Konstruktionen. Die Gefahr der Einbuße an Biodiversität und der Klimaveränderung verhindert schon heute die Verwendung tropischer Hölzer als Konstruktionsteile.

Die Kontrolle der Veralterungseigenschaften muß in Verbindung mit der Planung, dem Entwurf und der Qualitätskontrolle geschehen. Die ersten Phasen des Entwurfs sind die wichtigsten, weil die meisten Veralterungsparameter schon in dieser Phase definiert werden. Dieses betrifft speziell den Entwurf des Konstruktionssystems und die optimale Wahl der Lebenszykluseigenschaften. Die wichtigsten Parameter, die die Veralterungseigenschaften von Gebäudekonstruktionen bestimmen, sind:

- Flexibilität bei Nutzungsänderung, was Folgendes bedeutet:
 - große Spannweiten der tragenden Konstruktionen,
 - minimale Anzahl an vertikalen Konstruktionen,
- ausreichende Lastkapazität für alternative Nutzungen,
- gute und flexible Kompatibilität zwischen Konstruktionen und Installationen,
- versetzbare Zwischenwände und andere ergänzende Bauteile.

3.2 Widerstandsfähigkeit gegen umweltbedingte Belastungen

Die umgebungsbedingten Belastungen stellen oft viel strengere Anforderungen an Konstruktionen als die statischen oder dynamischen Belastungen. Die häufigsten umweltbedingten Belastungen sind:

- Physikalische Witterungsbelastung:
 - Temperatur und Temperaturveränderungen,
 - Feuchte und Feuchtigkeitsschwankungen,
 - Sonnenstrahlung.

- Chemische Belastung:
 - Salze (Chloride, Nitrate, Sulfate),
 - Kohlendioxid (Karbonatisierung),
 - Schwefel- und Stickstoffverbindungen.
- Biologische Belastung:
 - Fäulnis- und Schimmelpilze,
 - Pflanzen,
 - Tiere.
- Mechanische Belastung:
 - Abtragung durch Eis, Steinschlag und leichten Anprall von Fahrzeugen oder anderer Gegenständen.

Auch die Dauerhaftigkeit als ein Kriterium der Lebenszyklusqualität stellt Herausforderungen schon an erste Entwurfsphasen. Besonders wichtig ist die rationale Optimierung und Definition der Lebensdauer verschiedener Konstruktionsteile. In der Bemessungsphase müssen neben den traditionellen statischen und dynamischen Parametern auch die Dauerhaftigkeitsparameter durch rationale Berechnungs- und Optimierungsverfahren definiert werden, um die geplante Lebensdaueranforderung zu erfüllen. Für die Dauerhaftigkeitsberechnungen benötigt man numerische Verfallsprozess-Berechnungsmodelle, aber auch quantitative und klassifizierte Werte für alle umweltbedingten Belastungen. Die letztgenannten Werte sind heute noch weitgehend Fragezeichen.

4 Prinzipien, Maßnahmen und Methoden zur Sicherung der Dauerhaftigkeit

Die Sicherung der Dauerhaftigkeit erstreckt sich auf alle Phasen des Lebenszyklus' und hat erheblichen Einfluss auf folgende Maßnahmen: Investitions- und Architekturplanung, Konzipieren, Entwurf, Bemessung, Qualitätskontrolle sowie Erhaltungs- und Instandsetzungsprojektierung. Diese bedeutet z.B. integriertes Lebenszykluskonstruieren und vorgreifende Erhaltungs- und Instandsetzungsprojektierung. Dieser Artikel befasst sich speziell mit der Dauerhaftigkeitsbemessung und der vorgreifenden Erhaltungs- und Instandsetzungsprojektierung. Auch die Dauerhaftigkeit wird im Folgenden als Widerstandsfähigkeit gegen umweltbedingte Belastungen behandelt.

4.1 Lebensdauerplanung

Schon in der Phase des Konzipierens eines Konstruktionssystems oder eines Gebäudes erfolgt auch die Wahl seiner Lebensdauer. Als Basis für so eine Planung dienen die neuen Eurocode1-Grundla-

gen der Tragwerksplanung und Auswirkungen auf Tragwerke (Teil 1: Grundlagen der Tragwerksplanung; Deutsche Fassung ENV 1991-1:1994).

Die in der Norm enthaltene Tabelle der empfohlenen Bemessungslebensdauern für gewöhnliche Konstruktionen liefert Anhaltswerte. Diese gelten im Allgemeinen für Gebäudekonstruktionen. Eine Anzahl Bauherren und Organisationen speziell im Bereich des Brückenbaus und anderer Ingenieurbauwerke stellen eigene Anforderungen an die Lebensdauer der Bauwerke.

Es ist wichtig festzustellen, dass ein Bauwerk eine ganzheitliche Bemessungslebensdauer hat, jedoch einzelne Bauteile unterschiedliche Bemessungslebensdauern haben können. Zum Beispiel in einem Gebäude sollen natürlich die Fundamente und das tragende Konstruktionssystem eine ähnliche Lebensdauer wie das ganze Gebäude haben. Die nichttragenden Konstruktionen wie Zwischenwände und möglicherweise sogar die Außenwände können für eine kürzere Bemessungslebensdauer ausgelegt sein. Auf dieser Weise gelangt man zum so genannten hierarchisch-modularen Entwurfsprinzip, bei dem als Grundlage die Baukastensystematik des Konstruktionssystems zur Anwendung kommt [8]. Die Prinzipien und Methoden der Lebensdauerplanung sind auch in ISO/DIS 15686-1 beschrieben.

Im Prinzip ist die Lebensdauerplanung letztlich ein Optimierungsverfahren, bei dem man wieder die Methoden der Mehrzweckoptimierung und -entscheidung anwendet.

4.2 Konstruieren und Bemessen auf Dauerhaftigkeit

Das Konstruieren und Bemessen auf Dauerhaftigkeit umfasst Maßnahmen zur Gewährleistung der Dauerhaftigkeit über die geplante Lebensdauer. Die geplante Lebensdauer wird in der Konzipierungsphase für jedes Konstruktionsteil optimiert und definiert. Zur Sicherung der Dauerhaftigkeit können beim Konstruieren und bei der Bemessung folgende Prinzipien und Methoden angewendet werden:

- Konstruktive Maßnahmen,
- wahrscheinlichkeitstheoretische Bemessung,
- Grenzzustandsverfahren,
- Referenzfaktorenmethode.

4.2.1 Konstruktive Maßnahmen

Die Sicherung der Dauerhaftigkeit bei dieser Methodik geschieht durch Konstruktionsdetaillierung, Abdeckung, Beschichtung oder Imprägnieren.

Dies sind die heutigen Formen der Dauerhaftigkeitssicherung.

Die Konstruktionsdetaillierung geschieht nach normierten und möglicherweise einigen zusätzlichen konstruktionstypenspezifischen Regeln. Diese Regeln sind heute meistens materialspezifisch angelegt, oft auch eng verbunden mit Materialstandards und materialspezifischer Qualitätskontrolle. Typische Beispiele der Anwendungen dieser Methodik sind die Stahlbeton- und Mauerwerksvorschriften.

Die Abdeckung als eine Sicherung der Lebensdauer kommt im Prinzip für Konstruktionen aus jeglichem Material und namentlich für Konstruktionen in Frage, die entweder eine lange Lebensdauer erhalten sollen oder unter besonders strengen Verhältnissen eingesetzt werden. Typisch ist die Abdeckung jedoch bei Holzkonstruktionen, bei denen diese Methode allgemein üblich und sehr effektiv ist. Ein gutes Beispiel dafür sind die abgedeckten Holzbrücken, die oft mehrere Jahrhunderte überdauern. Das Beschichten mit Farbe, Putz, Zink, Epoxidharz usw. ist gleichfalls ein traditionelles Verfahren, das ebenfalls für alle Konstruktionswerkstoffe in Frage kommt, besonders aber für Holz- und Stahlkonstruktionen.

Das Imprägnieren ist ein effektives Verfahren für poröses Material wie Holz, Beton und Mörtel. Es wird sowohl für Neukonstruktionen als auch zur nachträglichen Verlängerung der Lebensdauer angewendet.

4.2.2 Wahrscheinlichkeitstheoretische Lebensdauerbemessung

Die wahrscheinlichkeitstheoretische Lebensdauerbemessung folgt im Prinzip der Konstruktionen betreffenden allgemeinen Zuverlässigkeitstheorie, die speziell in den 1960-er und 1970-er Jahren entwickelt wurde. Der einzige und tatsächlich auch prinzipielle Unterschied ist der, dass auch die Kapazität oder Resistenz der Konstruktion zeitabhängig ist. Diese bedeutet, dass die Wahrscheinlichkeit eines Überschreitens des Grenzzustandes mit der Zeit zunimmt. Dies ist in **Abb. 3** gezeigt. Oft erfährt der Verfallsprozess

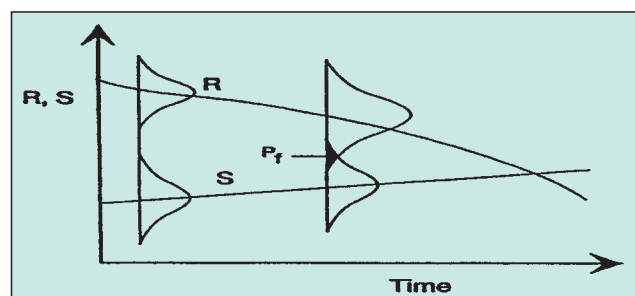


Abb. 3: Die Zunahme der Grenzzustandswahrscheinlichkeit p_f : $R > S$ als Funktion der Zeit t .

nach einer bestimmten Zeit eine starke Beschleunigung, weshalb die Zeitabhängigkeit sehr wichtig ist.

Nachstehend ein einfaches mathematisches Modell zur Beschreibung der Versagenswahrscheinlichkeit:

$$P_f(t) = P\{R(t) < S(t)\} \quad (1)$$

Darin bedeuten:

p_f die Versagenswahrscheinlichkeit

R die Resistenz

S die Beanspruchung

Die Dauerhaftigkeitsgrenzzustände können Grenzzustand der Tragfähigkeit, oder Grenzzustände der Gebrauchstauglichkeit sein. Der Tragfähigkeitszustand ist typisch mit der Stahlkorrosion bei Stahlbeton- oder Stahlkonstruktionen und mit Fäulnis bei Holzkonstruktionen verbunden. Typische Grenzzustände der Gebrauchstauglichkeit sind Abplatzungen des Betons, Belagsschäden bei Stahl oder Holz und Putzschäden am Mauerwerk. Der Gebrauchstauglichkeitszustand kann auch rein ästhetischer Natur sein.

Bei stetigen Verteilungsfunktionen kann die Versagenswahrscheinlichkeit als Konvolutionsintegral berechnet werden:

$$P_f = \int_{-\infty}^{\infty} F_R(s) f_S(s) ds \quad (2)$$

Darin bedeuten:

$F_R(s)$ die Verteilungsfunktion von R ,

$f_S(s)$ die Dichtefunktion von S und

s das gemeinsame Parameterzeichen für R und S .

Das Integral kann gewöhnlich analytisch oder nach numerischen Methoden berechnet werden.

Die zulässigen Versagenswahrscheinlichkeiten sind heute in Eurocode 1 festgelegt. Gewöhnliche Werte sind im Grenzzustand der Tragfähigkeit etwa 10^{-6} und im Grenzzustand der Gebrauchstauglichkeit etwa 10^{-3} .

Gewöhnlich dient die Wahrscheinlichkeitsmethode als eine Grundlage für deterministische Sicherheitsfaktorenmethoden, wie das auch in der statischen Bemessung der Fall ist. Ursache dafür sind die komplizierte Methode und speziell die Schwierigkeit, alle statistischen Materialeigenschaften- und Dimensionsdaten einer bestimmten Konstruktion zu beschaffen. In einigen besonders wichtigen Sonderfäl-

len kann man auch die Wahrscheinlichkeitsmethode anwenden.

4.2.3 Grenzzustandsverfahren

Es ist möglich, die wahrscheinlichkeitstheoretische Methode mit einer für die Praxis ausreichenden Genauigkeit in eine deterministische Sicherheitsfaktorenmethode zu verwandeln. Dieses Verfahren ist somit analog zur statischen Grenzzustandsbemessung. **Tabelle 1** zeigt einen Vergleich zwischen dem statischen Verfahren und dem Lebensdauerverfahren.

Die Sicherheitsfaktorenmethode folgt der allgemeinen deterministischen Bedingung aus Formel (1):

$$R_d(t_d) = S_d(t_d) \quad (3)$$

Darin bedeuten:

R_d die Bemessungsresistenz

S_d die Bemessung gegen umweltbedingte Belastungen

t_d die Bemessungslebensdauer

Bei der Lebensdauerbemessung sucht man die maximale Lebensdauer t_d , mit der die Bedingung der Formel (2) erfüllt ist.

Gewöhnlich benutzt man in der Lebensdauerbemessung die Funktionsmodelle $R(t)$ und die Belastungsmodelle $S(t)$ entweder als Mittelwert oder als charakteristischen Wert. Somit berechnet man die Lebensdauer gleichfalls entweder mit dem Mittelwertsicherheitsfaktor t_0 oder mit dem charakteristischen Sicherheitsfaktor t_k , wobei die Bemessungsbedingung lautet:

$$t_d = t_g$$

$$t_d = t_0 / t_0 = t_k \quad t_k \quad (4)$$

worin t_g die Ziellebensdauer ist.

Der Sicherheitsbeiwert für die Lebensdauer wird aus wahrscheinlichkeitstheoretischen Gründen nach folgender Formel berechnet:

$$\gamma_{tk} = (\beta \cdot v_D + 1)^{1/n} (1 - 1,645 \cdot v_k) \quad (5)$$

oder

$$\gamma_{t_0} = (\beta \cdot v_D + 1)^{1/n}$$

Darin bedeuten:

β den Sicherheitsindex (typisch im Tragfähigkeitszustand $\beta = 3,8$ und in den Gebrauchstauglichkeitszuständen $\beta = 1,5$)

v_D den Variationskoeffizienten des Verfallsprozesses (typisch $0,3 \dots 0,4$)

n den Exponenten der Verfallsfunktion (typisch 1)

Tabelle 1. Die Analogie zwischen der statischen Grenzzustandsbemessung und der Sicherheitsfaktorenmethode für Dauerhaftigkeitsbemessung. folgt der allgemeinen deterministischen Bedingung aus Formel (1):

Statische Bemessung	Dauerhaftigkeitsbemessung
Festigkeitsklasse	Lebensdauerklasse
Zielfestigkeit	Ziellebensdauer
Durchschnittsfestigkeit	Durchschnittslebensdauer
Charakteristische Festigkeit (5%-Fraktile)	Charakteristische Lebensdauer (5%-Fraktile)
Bemessungsfestigkeit	Bemessungslebensdauer
Teilsicherheitsbeiwert für die Materialfestigkeit	Teilsicherheitsbeiwert für die Dauerhaftigkeitsparameter
Sicherheitsbeiwert für die Lastkapazität	Sicherheitsbeiwert für die Lebensdauer
Statische Belastung	Umweltbedingte physikalische, chemische und biologische Belastungen
Teilsicherheitsbeiwert für statische Belastungen	Teilsicherheitsbeiwert für umweltbedingte Belastungen
Totalsicherheitsbeiwert	Sicherheitsbeiwert der Lebensdauer
Statische Grenzzustände der Gebrauchstauglichkeit und Tragfähigkeitszustand	Dauerhaftigkeits-Grenzzustände der Gebrauchstauglichkeit und Tragfähigkeitszustand.
Versagenswahrscheinlichkeit der Funktion oder der Lastkapazität	Versagenswahrscheinlichkeit der Lebensdauer infolge Versagenswahrscheinlichkeit der Funktion oder der Lastkapazität

v_k den Variationskoeffizienten der Lebensdauer (typisch 0,15...0,25)

Die Bemessung geschieht folgendermaßen:

- Definieren der Ziellebensdauer,
- statische Bemessung,
- Analyse der Wirkungen der umweltbedingten Belastungen,
- Identifizierung der Dauerhaftigkeitsfaktoren und ihrer Verfallsprozesse,
- Wahl der Berechnungsmodelle für jeden der bestimmenden Verfallsprozesse,
- Berechnung der Dauerhaftigkeitsparameter auf Grund der Lebensdauerkriterien aller Grenzzustände, eventuell durch Iteration,
- wenn nötig erneute Überprüfung der statischen Bemessung,
- Übertragen der Dauerhaftigkeitsparameter auf den Entwurf.

Diese Sicherheitsfaktorenmethode ist bereits allgemein anwendungstauglich. Bisher hat man sie in Finnland z. B zur Entwicklung von Brückenbemessungsregeln und in der Produktentwicklung der Elementindustrie für Fassadenelemente angewendet.

4.2.4 Referenzfaktorenmethode

Die Referenzfaktorenmethode, die in der neuen Norm ISO/CD 15686-1 beschrieben ist, wird für

die Berechnung der Lebensdauer einer Konstruktion mit objektspezifischen Variablen angewendet. Diese Variablen sind mit Entwurf, Fertigung, Qualitätskontrolle, Umweltbedingungen und Erhaltung verbunden.

Die Referenzlebensdauer wird für Standardwerte der Variablen berechnet und in objektspezifischen Fällen mit entsprechenden Referenzfaktoren modifiziert. Nachstehend die gewöhnlich benutzten Referenzfaktoren:

- A: Stufe der Qualitätskontrolle,
- B: Stufe des Entwurfs,
- C: Qualitätsstufe der Fertigung,
- D: Innenklima (im Gebäude),
- E: Umgebungsverhältnisse,
- F: Einsatzbedingungen,
- G: Stufe der Erhaltung.

Die objektspezifische Lebensdauer einer Konstruktion (ESLC) wird nach folgender Formel berechnet:

$$ESLC = RSLC \times A \times B \times C \times D \times E \times F \times G$$

Darin bedeutet RSLC die Referenzlebensdauer.

4.2.5 Verfallsprozess-Berechnungsmodelle

Diese Berechnungsmodelle sind natürlich materialspezifisch angelegt und gegenwärtig für Stahl-

beton- und für Stahlkonstruktionen am weitesten entwickelt. Hier sollen einige im Bereich der Stahlbetonkonstruktionen angewandte Prinzipien beschrieben werden.

Die Verfallsprozesse betreffen entweder die Bewehrung oder den Beton. Oft ist der Verfall der Bewehrung eine Folge des Verfalls des Betons. Die häufigsten Verfallsprozesse der Stahlbetonkonstruktionen sind:

- Bewehrungskorrosion infolge Betonkarbonierung,
- Bewehrungskorrosion infolge Chlorideinwirkung,
- mechanischer Verschleiß der Betonfläche,
- witterungsbedingte Salz- und Säureeinwirkung auf die Betonfläche,
- Oberflächenverfall des Betons infolge Schwindens und Temperaturschwankungen,
- Frosteinwirkung auf den Beton.

Aufgabe des Konstrukteurs ist es, die aktuellen Verfallsprozesse beim jeweiligen Objekt abzuwägen. Unter normalen Außenverhältnissen ist die Korrosion der Bewehrung der häufigste Verfallsmechanismus. Unter kaltem Klima bildet die Frostbeständigkeit des Betons einen weiteren kritischen Faktor. Die Salzeinwirkungen sind üblich im Seeklima und im Fall der Tausalanzwendung an Brücken.

Die häufigsten Verfallserscheinungen sind:

- Verminderung des Stahlquerschnittes infolge Stahlkorrosion,
- Rissbildung an der Betonoberfläche,
- Minderung des Betonquerschnittsfläche infolge Spaltenbildung,
- ästhetische Fehler infolge Rissbildung an der Betonoberfläche,

Die Berechnungsmodelle der Verfallsprozesse und der Lebensdauer von Konstruktionen wurden in den letzten drei Jahrzehnten entwickelt. In Verbindung mit der Beschreibung der oben behandelten Sicherheitsfaktorenmethode hat man in der internationalen Gruppe RILEM 130 CSL in den Jahren 1991-1995 auch Berechnungsmodelle für die sechs oben genannten Verfallsprozesse gewählt; Sie sind zusammen mit den Berechnungsverfahren im Bericht der Gruppe beschrieben [16].

In dem Brite Euram-Projekt „Duracrete“ wurden hoch entwickelte Korrosionsmodelle erstellt und beschrieben und in wahrscheinlichkeitstheoretischen Berechnungen angewendet [17].

4.3 Erhaltungs- und Instandsetzungsprojektierung

Die Erhaltungs- und Instandsetzungsprojektierung beginnt beim integrierten Lebenszyklusentwurf mit der Ausarbeitung des Nutzermanuals. Dieses Manual entsteht sukzessiv zusammen mit dem Entwurfsprozess und wird zum Schluss ergänzt und zusammengefasst. Für dieses Manual erstellt der Konstrukteur z. B. eine Liste der Kontroll-, Erhaltungs- und Instandsetzungsmaßnahmen für die Dauer der Nutzung zusammen mit Angaben zur Bemessungslbensdauer der Konstruktionsteile.

Die Lebenszykluserhaltungs- und -instandsetzungsprojektierung geschieht ähnlich wie der Lebenszyklusentwurf an Hand der integrierten sozialen, wirtschaftlichen, ökologischen und kulturellen Anforderungen, der Lebenszyklusqualität und der Lebenszyklusprinzipien. Auch die Dauerhaftigkeit wird nach ähnlichen Prinzipien und Berechnungsmodellen wie beim Entwurf behandelt. Gegenwärtig laufen Projekte zur Entwicklung dieser Methodologie und Methoden. Ein Erhaltungssystem-Modell, entwickelt unter der Bezeichnung „LIFECON“, ist in **Abb. 4** dargestellt [20].

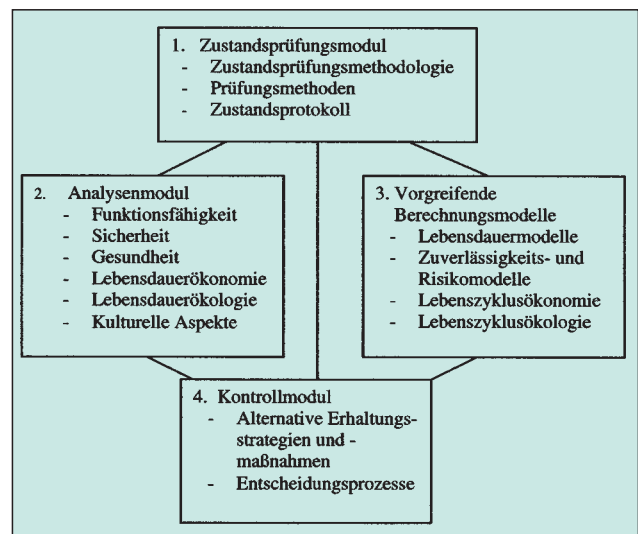


Abb. 4: Beschreibung des vorgreifenden LIFECON-Erhaltungssystems

5 Zusammenfassung

Der Forschungs- und Entwicklungsprozess der Lebenszyklustechnik im Bauwesen verläuft sehr aktiv - eine natürliche Angelegenheit, bedenkt man die lange Lebensdauer der Gebäude und Infrastrukturkonstruktionen, ihre Bedeutung für die zentralen Aktivitäten der Gesellschaft und für das alltägliche Le-

ben. Die Dauerhaftigkeit der Konstruktionen ist ein zentraler technischer Teil der Lebenszyklusbautechnik. Die Entwicklung betrifft alle Entwurfs-, Erhaltungs-, Instandsetzungs- und Modernisierungs- wie auch Recyclingphasen und erfordert durchgreifende Veränderungen in der Praxis des Bauingenieurs.

Für die effektive praktische Anwendung sind noch neue Normen erforderlich. In mehreren gegenwärtigen internationalen Normen geht es meistens nur um Prinzipien; außerdem sind sie vielfach zu kompliziert. Neben Veränderungen in der Ingenieurausbildung ist auch eine effektive Fortbildung der in der Praxis stehenden Ingenieure erforderlich. Als Beispiel seien die Maßnahmen des Vereins der Bauingenieure in Finnland (RIL) genannt, der umfas-

sende Richtlinien für Lebenszyklusentwurf und Recycling von Konstruktionen veröffentlicht hat [22]. Auch hat der RIL mit der Fortbildung in der Praxis stehender Bauingenieure begonnen.

Beispiele der europäischen Entwicklung auf diesem Gebiete sind die oben genannte RILEM-Arbeit [16] sowie die EU-Forschungsprogrammprojekte „DuraCrete“ [17] und „LIFECON“ [20]. Als Anwendungsförderungsprojekt wurde jetzt ein umfangreiches thematisches Netzwerk des EU GROWTH-Programms, das Projekt „LIFETIME“ [21] gestartet, in dem 97 Partner aus 31 Länder zusammenarbeiten. An diesem Netzwerk wirken auch einige außereuropäische Teilnehmer mit. Ungefähr die Hälfte der Teilnehmer sind Firmen.

6 Literatur

- [1] Sarja, Asko, Integrated Life Cycle Design of Structures. 185 pp. Manuscript, June 2001. To be published in October 2001 by SPON PRESS.
- [2] Sarja, Asko, Towards life cycle oriented structural engineering. In: Construction materials-theory and application. Ibidem-Verlag, Stuttgart 1999, pp. 667-676.
- [3] Sarja, Asko, Design of Transportation Structures for Sustainability. IABSE Congress 2000, Luzern . International Association of Bridge and Structural Engineering, Zuerich.
- [4] Sarja, Asko, Environmental Design Methods in Materials and Structural Engineering. RILEM Journal: Materials and structures, Vol. 32, December 1999, pp 699-707.
- [5] Sarja, Asko, Integrated life cycle design of concrete structures. Concrete technology for a sustainable development in the 21st century. E&FN SPON, London and New York, 2000, pp. 27-40.
- [6] Sarja, Asko, Durability design of concrete structures – Committee report 130-CSL. Materials and Structures/ Matériaux et Constructions, January-February 2000 pp. 14-20.
- [7] Sarja, Asko, Development Towards Life Cycle Engineering in Cold Regions Construction. ISCORD 2000. Proceedings of the Sixth International Symposium on Cold Region Development, Hobart, Tasmania, Australia 31 January – 4 February 2000, pp. 56-59.
- [8] Sarja, Asko & HANNUS, Matti, Modular Systematics for the Industrialized Building. VTT Publications 238, Technical Research Centre of Finland, Espoo (1995), 216 p.
- [9] Sarja, Asko, Framework and methods of life cycle design of buildings. Symposium; Recovery, Recycling, Reintegration, R'97, Geneva, Switzerland, February 4-7, 1997. EMPA (1997), Volume VI, pp. 100-105.
- [10] Schultmann, Frank, Material flow based deconstruction and recycling management for buildings. R'99, Recovery, Recycling, Re-integration Congress, Geneva, Switzerland, February 2-5, 1999. Proceedings. Volume I, pp. 253-258. EMPA (1999).
- [11] Willkomm, W.: Recyclinggerechtes Konstruieren im Hochbau : Recycling-Baustoffe einsetzen, Weiterverwertung einplanen. Köln : Verlag TÜV Rheinland (1990).
- [12] Sarja, Asko, Methods and methodology for the environmental design of structures. RILEM Workshop on environmental aspects of building materials and structures. Technical Research Centre of Finland, Espoo (1995). 5 p.
- [13] Sarja, Asko, Integrated life cycle design of materials and structures. CIB World Congress, Gävle, Sweden, June 8. - 13 (1998).
- [14] Guide for service life design of buildings. Draft standard ISO/DIS 15686-1. ISO TC 59/SC14. International Standards Organisation (1998).
- [15] European Committee for Standardisation (CEN), Concrete. Performance, Production and Conformity, Draft, CEN, Brussels, prEN 202 (1997).
- [16] Sarja, Asko & Vesikari, E. (Editors). Durability design of concrete structures. RILEM Report of TC 130-CSL. RILEM Report Series 14. E&FN Spon, Chapman & Hall, 1996. 165 pp.
- [17] Brite Euram III Projekt BE95-1347 „DuraCrete“-Report R4-5, „Modeling of Degradation“. December 1998.
- [18] Schiessl, P., New Approach to Durability Design. An Example for Carbonation Induced Corrosion. IN: CEB Bulletin d'Information Nr. 238. CEB Lausanne 1997.
- [19] Gehlen, C., Probabilistische Lebensdauerberechnung von Stahlbetonbauwerken – Zuverlässigkeitsbetrachtungen zur wirksamen Vermeidung von Bewehrungskorrosion. Dissertation an der RWTH Aachen, D82, 2000.
- [20] Sarja, Asko (Co-ordinator), Life Cycle Management of Concrete Infrastructures for improved Sustainability, LIFECON. Work Description, March, 2000. EU Research Program: Competitive and Sustainable Growth.
- [21] Sarja, Asko (Co-ordinator), Lifetime Engineering of Buildings and Civil Infrastructure, LIFETIME. Plan of Thematic Network, May, 2000. EU Research Program: Competitive and Sustainable Growth.
- [22] Richtlinien RIL-216-2001: Lebenszyklustechnik der Konstruktionen. Verein der Bauingenieure in Finnland. Helsinki, März 2001. 312 S. (auf Finnisch).

Die Verformung von Stahlbetonbauteilen im Zustand II

Eine wirklichkeitsnahe Vorhersage ist nur bei genauer Kenntnis der Rahmenbedingungen möglich

Mit der Einführung der DIN 1045-1 erfolgte auch eine Neufassung des Abschnittes zur Verformungsbegrenzung. Für Deckenplatten des üblichen Hochbaus ist auch weiterhin die Begrenzung der Verformung auf der Grundlage eines Schlankheitsnachweises möglich, wobei in Fachkreisen der angegebene Nachweis umstritten ist. Nachfolgend wird ein Ansatz zur Abschätzung der Verformungen gerissener Stahlbetonquerschnitte auf der Grundlage der Kurzzeitverformungen des Zustandes I angegeben. Außerdem werden die Auswirkungen ausgewählter Einflussfaktoren, die die Abschätzung der realen Bauteilverformungen in starkem Maße beeinflussen, dargestellt.

Univ.-Prof. Dr.-Ing. habil. Wolfgang Krüger



Jahrgang 1937; 1961 Diplom an der TH Dresden; 1961 bis 1973 wiss. Mitarbeiter im Institut für Stahlbeton Dresden; 1962 bis 1964 Großbaustelle Leuna II; 1974 bis 1992 Leiter des LG Massivbau der IH/TH Wismar; 1983 Professur für Massivbau; seit 1991 Prüfingenieur für Baustatik; seit 1992 Professur Univ. Rostock

Dr.-Ing. Olaf Mertzsch



1989 Diplom an der TH Wismar; 1989 bis 1993 wiss. Assistent TH Wismar/Univ. Rostock; 1993 bis 1996 Statiker in Schwerin/Wismar; seit 1996 wiss. Mitarbeiter Univ. Rostock, Nebentätigkeit als Statiker

1 Einführung

Im Rahmen der Neufassung der DIN 1045-1 [1] erfolgte eine Präzisierung der Aussagen zur Begrenzung der Verformung. Danach kann davon ausgegangen werden, dass das Erscheinungsbild und die Gebrauchstauglichkeit eines Tragwerks nicht beeinträchtigt werden, wenn der Durchhang eines Balkens, einer Platte oder eines Kragbalkens unter quasi-ständigen Einwirkungskombinationen $1/250$ der Stützweite nicht überschreitet. Schäden an angrenzenden Bauteilen können im Allgemeinen vermieden werden, wenn die nach dem Einbau dieser Bauteile auftretenden Durchbiegungen einschließlich der zeitabhängigen Verformungen gering sind. Als Richtwert gilt hier ein $1/500$ der Stützweite.

Der Nachweis der Einhaltung dieser Forderungen kann prinzipiell auf zwei Wegen erfolgen. Zum einen kann der Nachweis über die Einhaltung einer Biegeschlankheit erfolgen, andererseits ist auch eine Berechnung der Verformung und ein anschließender Vergleich mit zulässigen Werten möglich.

In der DIN 1045-1 wird von der ersten Möglichkeit Gebrauch gemacht, allerdings beziehen sich die dort angegebenen Werte nur auf Platten des üblichen Hochbaus. Außerdem ist darauf hinzuweisen, dass mit den angegebenen Werten die Forderungen ($1/250$ und $1/500$) nicht in jedem Fall eingehalten werden können. Aus diesem Grund werden in [2] und [3] (s. auch [4]) Vorschläge zur Neufassung des Schlankheitsnachweises angegeben. Einen ähnlichen Vorschlag enthält [5], hierbei erfolgt die Verformungsbegrenzung auf $1/250$ der Deckenspannweite. Einen Vergleich der Berechnungsergebnisse nach den verschiedenen Ansätzen zeigt **Abb. 1**.

Die nachfolgenden Betrachtungen beziehen sich auf die zweite Möglichkeit der Nachweisführung. So werden im Rahmen der statischen Berechnung auf der Basis von FE-Berechnungen in aller Regel auch die Verformungen bestimmt. Hierbei handelt es sich jedoch meistens um Verformungen auf

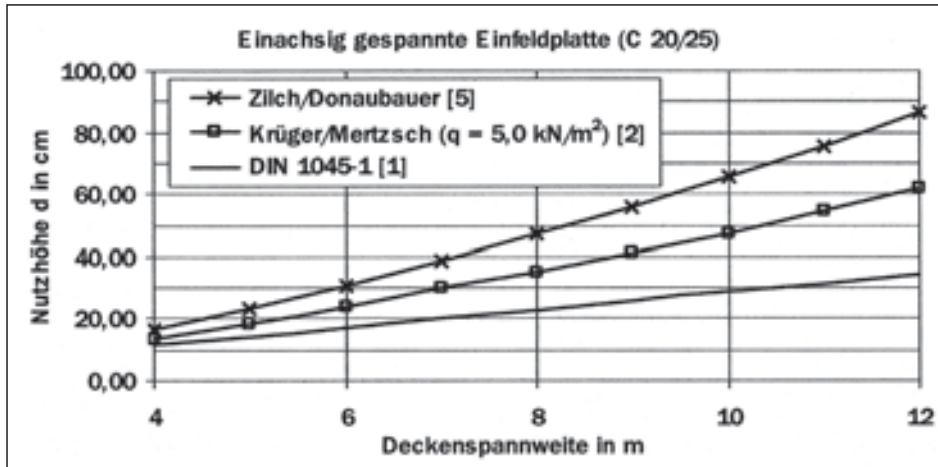


Abb. 1: Vergleich von Ansätze zur Bestimmung der Deckenschlankheit ($l/250$)

der Grundlage der Steifigkeiten im Zustand I unter Vernachlässigung des Langzeitverhaltens des Betons.

Nachfolgend wird ein Ansatz zur Abschätzung wahrscheinlicher Bauteilverformungen mit Bezug auf die Kurzzeitverformungen im Zustand I vorgeschlagen.

2 Berechnungsgrundlagen

Bei der Entwicklung des in Abschnitt 3 dargestellten Ansatzes zur Abschätzung der Langzeitverformung von Stahlbetonquerschnitten im Zustand II wurde von den nachfolgend beschriebenen Annahmen ausgegangen.

■ Die Bestimmung der Bauteilverformung erfolgt sowohl im Zustand I als auch im Zustand II auf der Grundlage eines linearen Zusammenhangs zwischen Spannung und Dehnung.

■ Zur Berücksichtigung des Langzeitverhaltens des Betons wird von der allgemeinen Verformungsgleichung des Betons ([6], [7] und [3]) ausgegangen. Als Kriechzahl ϕ_{k0} (Betrachtungszeitpunkt: $t_k = t_\infty = 30\,000$ Tage; Belastungszeitpunkt $t_0 = 28$ Tage) wird ein Wert von 2,50 zu Grunde gelegt.

■ Schwindverformungen bleiben im vorliegenden Fall unberücksichtigt. Dies wird damit begründet, dass bei einer Berechnung auf der Grundlage finiter Elemente die Verformungen im Allgemeinen unter seltener Beanspruchungskombination berechnet werden. Die realen Verformungen ergeben sich jedoch unter Ansatz der quasi-ständigen Beanspruchungskombination. Somit kann davon ausgegangen werden, dass sich die vorgenannten Einflüsse in ihrer Wirkung näherungsweise aufheben.

■ Für den Beton wird eine Festigkeitsklasse C 20/25 zu Grunde gelegt.

■ Die Ermittlung des Rissmomentes erfolgt unter Ansatz der Biegezugfestigkeit $f_{ct,fl} \geq f_{ctm}$ und der Annahme einer über die Querschnittshöhe linearen Spannungsverteilung. Eine Abminderung der Betonbiegezugfestigkeit erfolgt nicht, da die Rissbildung zum Zeitpunkt $t = t_0$ infolge der Belastung q_{rare} (seltene Beanspruchungskombination) Berücksichtigung findet.

■ Der Einfluss einer eventuell vorhandenen Druckbelastung bleibt unberücksichtigt.

3 Ansatz zur Abschätzung der Langzeitverformung

Ausgehend von Vergleichsberechnungen auf der Grundlage der vorgenannten Berechnungsannahmen, kann die Verformung von Stahlbetonbauteilen im Zustand II nach Gl. (3.1) bestimmt werden.

$$a_0^{\text{II}} = k_a \cdot a_0^{\text{I}} \quad (3.1)$$

In Gl. (3.1) bedeuten:

a_0^{I} Bauteilverformung im Zustand I zum Belastungszeitpunkt t_0 mit

$$a_0^{\text{II}} = a^{\text{I}}(t = t_0)$$

a_k^{II} Bauteilverformung im Zustand II zum Betrachtungszeitpunkt $t_k > t_0$ mit

$$a_k^{\text{II}} = a^{\text{II}}(t = t_k)$$

k_a Beiwert zur Berücksichtigung der Verformungsvergrößerung

t_k Betrachtungszeitpunkt $t_k = 30\,000$ Tage

Der Beiwert zur Berücksichtigung der Erhöhung der Bauteilverformung k_a kann, ausgehend von vergleichenden Untersuchungen, näherungsweise mit Gl. (3.2) berechnet werden.

$$k_a = \psi \cdot \rho_s^{\omega} + 0,2 \quad (3.2)$$

mit

ρ_s Bewehrungsgrad ($\rho_s = A_s / b \cdot h$) der Zugbewehrung in %

- ψ, α Beiwerte zur Bestimmung von k_a nach Tabelle 3.1
- M Maximalmoment unter Ansatz der seltenen Beanspruchung (q_{rare})
- M_{cr} Rissmoment unter Ansatz der Biegezugfestigkeit $f_{ct,fl}$

- Betonfestigkeitsklasse: C 20/25
- Betonstahl: BSt 500
- Bauteildicke: $h = 20 \text{ cm}$
- Betondeckung: $\text{nom } c = 2,5 \text{ cm}$
- Belastung: $g_{k1} = 5,0 \text{ kN/m}^2$; $g_{k2} = 1,5 \text{ kN/m}^2$
 $q_k = 2,0 \text{ kN/m}^2 - 5,0 \text{ kN/m}^2$
- Stützweite: $l_{eff} = 5,0 \text{ m}$

Tab. 1: Beiwerte zur Bestimmung von k_a

M/M_{cr}	ψ	ω
1,20	4,00	-0,24
1,50	4,30	-0,35
2,40	4,70	-0,40

Abb. 2 zeigt die Berechnungsergebnisse auf der Grundlage einer komplexen numerischen Analyse und auf der Grundlage des Näherungsansatzes. Für den baupraktischen Bereich ist eine gute Übereinstimmung zwischen den Ergebnissen des Näherungsansatzes und der komplexen numerischen Analyse erkennbar.

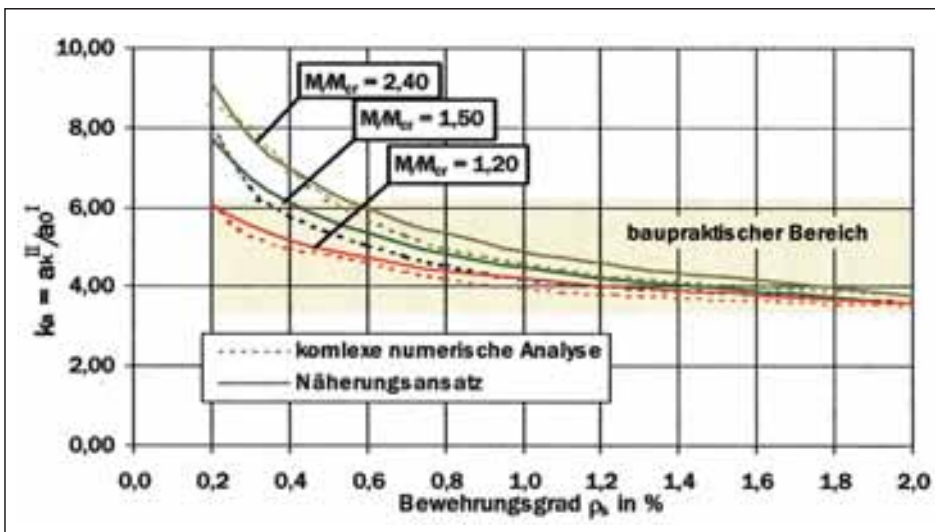


Abb. 2: Vergleich komplexe numerische Analyse und Näherungsansatz

4 Wesentliche Einflüsse auf die Verformungsvorhersage

Die nachfolgenden Darlegungen zeigen den Einfluss einiger Berechnungsannahmen auf die Verformungsvorhersage bewehrter Betonquerschnitte.

Für die Vergleichsberechnungen wird von einer einachsig gespannten Stahlbetondeckenplatte der Dicke $h = 20 \text{ cm}$ ausgegangen. Für die weiteren Betrachtungen werden die nachfolgend aufgeführten Kennwerte angesetzt.

- Relative Luftfeuchtigkeit: 75 % (sofern keine weiteren Aussagen getroffen werden)
- Belastungszeitpunkt: $t_0 = 28 \text{ Tage}$ (sofern keine weiteren Aussagen getroffen werden)

Da es sich bei der im Allgemeinen angesetzten mittleren Betonzugfestigkeit um eine streuende Größe handelt, soll nachfolgend der Einfluss möglicher Streuungen der Betonzugfestigkeit auf die Vorhersage der wahrscheinlichen Bauteilverformungen gezeigt werden. Hierbei wird neben der Betonzugfestigkeit (5 %-Quantilwert bis 95 %-Quantilwert) auch der Rissbildungsgrad variiert. Zur Bestimmung des Rissbildungsgrades ($M_{max}/M_{cr,50\%}$) wird vom Mittelwert der Biegezugfestigkeit ausgegangen.

Die Vorhersagewerte für die Bauteilverformung in Abhängigkeit von der Größe der Zugfestigkeit (Quantilwert) sind in Abb. 3 und Abb. 4 dargestellt.

Ein Vergleich der Berechnungsergebnisse in Abb. 3 und Abb. 4 zeigt, dass der Einfluss der Streuungen der Betonzugfestigkeit auf die Genauigkeit der Verformungsvorhersage mit

zunehmender Rissbildung deutlich abnimmt. Dies hat zur Folge, dass vor allem bei gering beanspruchten (gerissenen) Betonbauteilen die angesetzte Betonzugfestigkeit von entscheidendem Einfluss auf die berechnete Bauteilverformung ist. Es ist auch erkennbar, dass bei gering beanspruchten Bauteilen kleine Streuungen der Betonzugfestigkeit (-20 %) zu deutlich höheren Verformungen (+ 20 %) führen. Im Gegensatz hierzu ist bei großer Rissbildung eine deutlich geringere Vergrößerung der Verformung (+ 5 %) zu verzeichnen.

Insgesamt ist festzustellen, dass bei gering beanspruchten Bauteilen die Streuungen der Betonzug-

festigkeiten zu einer Streuung der Vorhersagewerte der Bauteilverformungen von bis zu 40 % führen können.

Entsprechend **Abb. 5** handelt es sich bei der Luftfeuchtigkeit um einen zeitabhängigen Einfluss. Die Unterschiede betragen bei dem betrachteten Beispiel (für baupraktische Zeiträume) bis zu 15 %. Die Luftfeuchtigkeit beeinflusst vor allem die Größe der Verformung infolge Schwindens.

Im vorliegenden Fall liegen die Endschwindwerte im Bereich von $\epsilon_{cs} = -4,2 \cdot 10^{-4}$ bis $\epsilon_{cs} = -6,1 \cdot 10^{-4}$.

In **Abb. 6** ist der Einfluss unterschiedlicher Erstbelastungszeitpunkte dargestellt. Hierbei zeigt sich, dass ab einem Belastungszeitpunkt von $t_0 = 14$ Tage der Einfluss auf die Verformungsvorhersage gering ist. Deutlich frühere Belastungszeitpunkte haben jedoch einen relativ hohen Einfluss auf die Bauteilverformung. So ist bei einem Belastungsbeginn von $t_0 = 3$ Tage ein Verformungszuwachs von etwa 28 % gegenüber einer Belastung zum Zeitpunkt $t_0 = 28$ Tage zu erwarten.

Vor diesem Hintergrund scheint die Forderung der DIN 1045-3 [8], dass Gerüste und Schalungen erst entfernt werden dürfen, „wenn der Beton eine ausreichende Festigkeit erreicht hat,“... „um ungewollte Verformungen aus elastischen und plastischen Verformungen des Betons gering zu halten“, unzureichend und bedarf weiterer Erläuterungen.

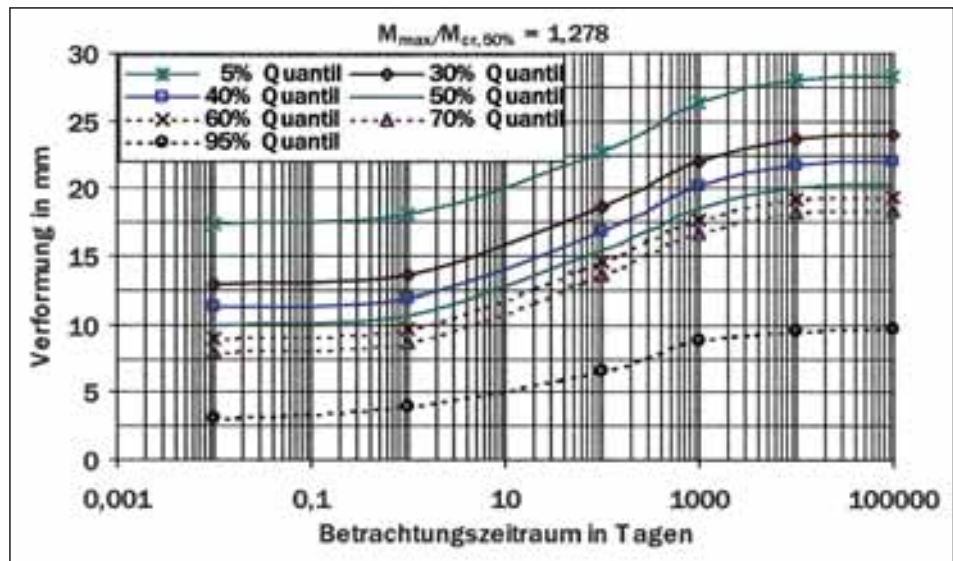


Abb. 3: Einfluss der Streuung der Zugfestigkeit auf die Verformungsvorhersage

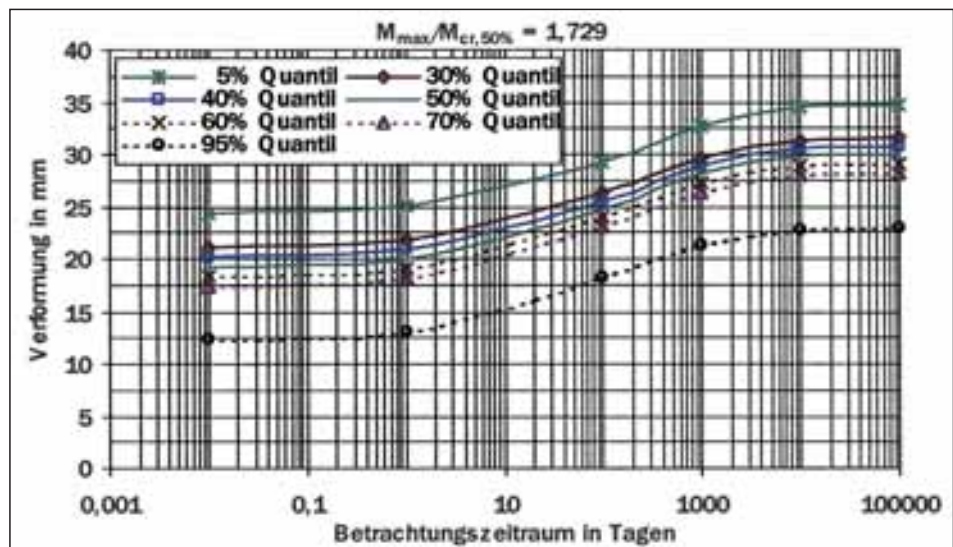


Abb. 4: Einfluss der Streuung der Zugfestigkeit auf die Verformungsvorhersage

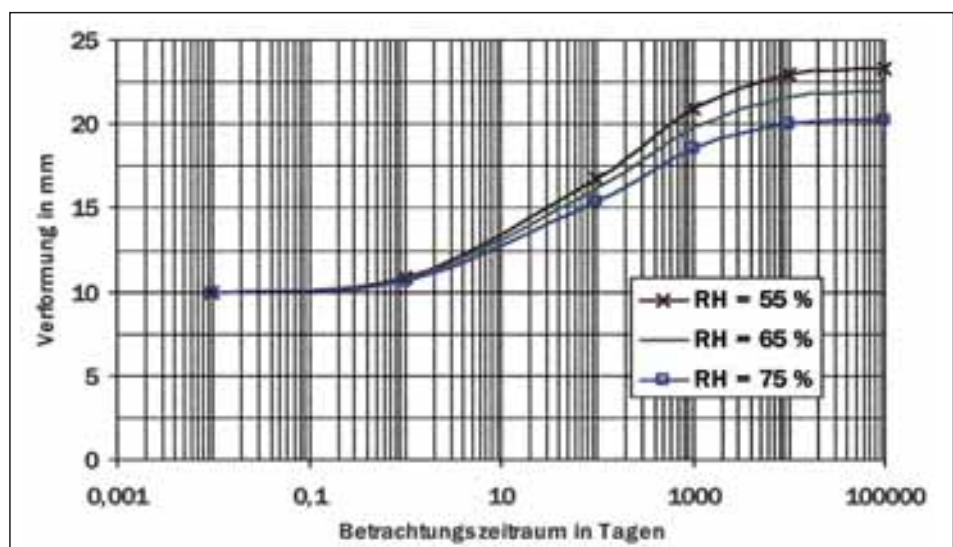


Abb. 5: Einfluss der Umgebungsbedingungen auf die Verformungsvorhersage

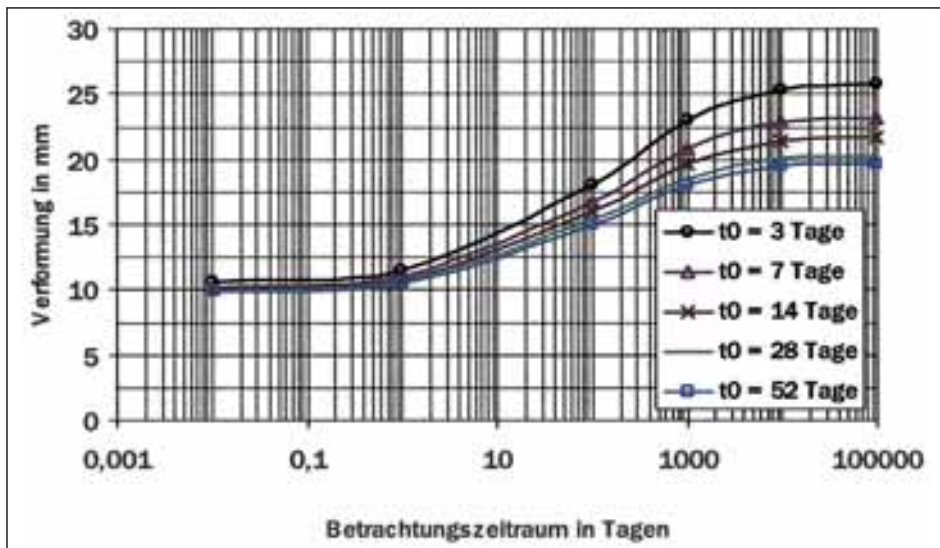


Abb. 6: Einfluss des Belastungszeitpunktes auf die Verformungsvorhersage

5 Zusammenfassung

Eine wirklichkeitsnahe Verformungsvorhersage ist nur bei genauer Kenntnis der Randbedingungen möglich. Vor allem die Größe der vorhandenen Zugfestigkeit hat einen entscheidenden Einfluss auf die Vorhersagegenauigkeit. Die Größe der Zugfestigkeit

wird dabei nicht unerheblich durch den Belastungszeitpunkt und den erfolgten Aushärtungsgrad, aber auch durch das Schwinden des Betons beeinflusst. Insgesamt ist festzustellen, dass eine ungünstige Wahl der Eingangsparameter zu einer deutlichen Über- oder Unterschätzung der Verformung führt. Diese Streuungen der Verformungen können eine Größenordnung von 42 % erreichen.

Auf Grund der vorgenannten Einflüsse ist eine genaue Vorhersage der Verformung von bewehrten Betonbauteilen nur bedingt möglich.

Zur Abschätzung der zu erwartenden Bauteilverformungen von bewehrten Betonkonstruktionen im Zustand II wurde ein Berechnungsansatz vorgeschlagen, auf dessen Grundlage ein Nachweis gemäß DIN 1045-1 [1], Abschn. 11.3, mit guter Näherung möglich ist.

Literatur

- [1] DIN 1045-1, Tragwerke aus Beton, Stahlbeton und Spannbeton, Teil 1: Bemessung und Konstruktion, Ausgabe Juli 2001
- [2] Krüger, W.; Mertzsch, O.: Berechnung der Durchbiegung von Stahlbeton- und Spannbetonbauteilen; Abschlussbericht zum Forschungsvorhaben V 385 des DAfStb, Universität Rostock, Juli 2000
- [3] Krüger, W.; Mertzsch, O.: Untersuchungen zum Trag- und Verformungsverhalten bewehrter Betonquerschnitte im Grenzzustand der Gebrauchstauglichkeit; In: Rostocker Berichte aus dem Fachbereich Bauingenieurwesen, Heft 3, Universität Rostock, 2001
- [4] Beispiele zur Bemessung nach DIN 1045-1, Band 1: Hochbau; Ernst & Sohn, Berlin 2002
- [5] Zilch, K; Donaubaue, U.: Rechnerische Untersuchung der Durchbiegung von Stahlbetonplatten unter Ansatz wirklichkeitsnaher Steifigkeiten und Lagerungsbedingungen und unter Berücksichtigung zeitabhängiger Verformungen; Forschungsbericht, Technische Universität München, Dezember 2001
- [6] Arutjunjan, N. Ch.: Nekotorye voprosy teorii polzučesti (Einige Fragen der Kriechtheorie). Moskau, Leningrad, 1952.
- [7] Krüger, W.: Anwendung der Theorie des elastisch-kriechenden Körpers im linearen und nichtlinearen Bereich bei der Bestimmung der zeitabhängigen Spannungen und Verformungen einachsiger beanspruchter Stahlbeton- und Spannbetonquerschnitte; Diss. B, Wismar 1983
- [8] DIN 1045-1, Tragwerke aus Beton, Stahlbeton und Spannbeton, Teil 3: Bauausführung, Ausgabe Juli 2001

Brandschutz-Prüfungen durch freiberufliche Prüfsingenieure

Die Erfahrungen in Sachsen zeigen: ihr gesetzlich vorgeschriebener Einsatz ist eine bewährte Vorgehensweise

Bereits seit 1999 kann in Sachsen der vorbeugende bauliche Brandschutz durch einen beliebigen Prüfsingenieur geprüft werden. Ab 1.1.2001 ist diese Prüfung im vereinfachten Baugenehmigungsverfahren und im Anzeigeverfahren zwingend durch einen Prüfsingenieur für vorbeugenden baulichen Brandschutz vorzunehmen. Im folgenden Beitrag werden die ersten Erfahrungen beschrieben, die in Sachsen mit diesem Prüfsingenieur als beliebigem Unternehmer gemacht wurden. Vor dieser Auswertung allerdings berichten die Autoren über die Erfahrungen, die das Land bei der Einführung eines solchen Prüfsingenieurs generell gemacht hat.

Prof. Dr. Jürgen Namysloh

ist seit 1990 Abteilungsleiter Bau- und Wohnungswesen im Sächsischen Staatsministerium des Innern; Vorsitzender des Ausschusses für Bauwesen und Städtebau der ARGEBAU; Mitglied der Deutschen Akademie für Städtebau und Landesplanung seit 1994.

Dr. Ing. Heinz Fischer

ist seit 1990 stellvertretender Referatsleiter später Referatsleiter für „Bautechnik/Bauordnungsrecht“ im Sächsischen Staatsministerium des Innern; Vertreter des Freistaates Sachsen in der Fachkommission Bauaufsicht und im Arbeitskreis Haustechnische Anlagen der ARGEBAU.

In den ostdeutschen Ländern gibt es seit der Wiedervereinigung, wie auch in den alten Bundesländern, Prüfsingenieure für Standsicherheit, die als beliebige Unternehmer Prüftätigkeiten der Bauaufsichtsbehörde wahrnehmen. Schon 1992 erfolgten erste Überlegungen, ob sich das System des beliebigen Unternehmers auch auf andere materiell-technische Anforderungen des Bauordnungsrechts übertragen lässt.

Die Gedanken gingen zunächst dahin, einem beliebigen Architekten oder Ingenieur die Prüfung aller materiell-technischen Vorschriften des Bauordnungsrechts zu übertragen. Die Skepsis und Widerstände, die sich einer solchen Betrachtung entgegenstellten, waren erheblich. Zu diesem Zeitpunkt beauftragte das Kabinett des Freistaates Sachsen die Ressorts, Überlegungen anzustellen, inwieweit Aufgaben auch von anderen, nicht im öffentlichen Dienst tätigen Personen erledigt werden könnten, und zwar ebenso verantwortungsvoll, gründlich und unabhängig. Neben der Überprüfung aller im Zuständigkeitsbereich vorhandenen Vorschriften auf ihre Notwendigkeit hin sollte geprüft werden, welche Aufgaben durch den Staat und welche Aufgaben durch Private erledigt werden können. Eine Privatisierung sollte, dort wo sie möglich ist, vorgenommen werden, ohne dass dabei das vorhandene Sicherheitsniveau abgesenkt würde.

Die Überlegungen, einen Prüfsingenieur zu schaffen, der neben der Standsicherheit das gesamte übrige materiell-technische Bauordnungsrecht anstelle der Behörde überprüfen kann, wurden nicht weiterverfolgt, da die Chance auf Akzeptanz nicht gegeben war.

Mit der Grundthese, dass es Bauvorlageberechtigten gibt, die in der Lage sind, einen Entwurf, den sie für einen Bauherrn fertigen und zur Genehmigung einreichen, so vorzulegen, dass alle öffentlich-rechtlichen Vorschriften einschließlich der bauordnungsrechtlichen Regelungen hinsichtlich des baulichen Brandschutzes eingehalten sind, wurde ein Prüfsingenieur für vorbeugenden baulichen Brandschutz konzipiert. Die Überlegungen gingen davon aus, dass

nicht nur die Mitarbeiter der Bauaufsichtsbehörden in der Lage sind, das System des vorbeugenden baulichen Brandschutzes insgesamt zu beherrschen. Genau diese o.g. Bauvorlagenberechtigten sollten es sein, die die Entwürfe anderer Berufskollegen auf Einhaltung der brandschutztechnischen Regeln überprüfen, nachdem sie dafür eine Anerkennung durch die oberste Bauaufsichtsbehörde erhalten haben. Auch zu diesem eingeschränkten Prüfbereich gab es noch Skepsis. Der Versuch, diesen Gedanken in die anderen Länder hineinzutragen, d.h. in den ARGEBAU-Gremien zu diskutieren, führte zunächst nicht zum Erfolg. In Einzelgesprächen wurde jedoch deutlich, dass es in jedem Land entsprechende Architekten und Ingenieure gibt, die den vorbeugenden baulichen Brandschutz vollkommen beherrschen. Unter Einbeziehung des damaligen Verbandes der Prüfingenieure für Baustatik in Sachsen wurde die Idee schrittweise umgesetzt.

Von vornherein gingen wir in Sachsen davon aus, dass es keine Prüfingenieure erster und zweiter Klasse, d.h. Prüfingenieure für sogenannte Sonderbauten und andere Prüfingenieure unterhalb des Bereiches der Sonderbauten, also für alle anderen Prüfungsaufgaben mit geringeren Sicherheitsanforderungen geben darf. Analog zum Fachgebiet der Standsicherheit muss ein Prüfingenieur für vorbeugenden baulichen Brandschutz ein Sachverständiger sein, der die schwierigsten Fälle beherrscht. Diese liegen beim vorbeugenden baulichen Brandschutz vor allem bei den Sonderbauten. Diese Festlegung war die Messlatte für das geforderte Niveau, welches beim Anerkennungsverfahren eines Prüfingenieurs für den vorbeugenden baulichen Brandschutz erreicht werden musste.

Zunächst stellte sich die Frage, wie sich das Gebiet des vorbeugenden baulichen Brandschutzes aus dem Bauordnungsrecht herauskristallisieren und abgrenzen lässt, oder anders gefragt, was eigentlich der Begriff „vorbeugender baulicher Brandschutz“ beinhaltet. Dies ist aus heutiger Sicht folgendermaßen zu beantworten:

Die Anforderungen, die im materiellen Recht in der Bauordnung gestellt werden, sind überwiegend Forderungen hinsichtlich des vorbeugenden baulichen Brandschutzes. Im § 3 der Musterbauordnung und gleichlautend in den Landesbauordnungen wird gefordert, dass bauliche Anlagen sowie andere Anlagen und Einrichtungen so anzuordnen, zu errichten, zu ändern, instand zu setzen und instand zu halten sind, dass die öffentliche Sicherheit und Ordnung, insbesondere Leben oder Gesundheit nicht gefährdet werden. Dies wäre insbesondere dann der Fall, wenn die Standsicherheit eines Gebäudes oder der vorbeugende bauliche Brandschutz nicht den Vorschriften entsprächen. In Absatz 2 des § 3 heißt es weiter, dass

darüber hinaus Bauprodukte nur verwendet werden dürfen, wenn bei ihrer Verwendung die baulichen Anlagen bei ordnungsgemäßer Instandhaltung während einer dem Zweck entsprechenden angemessenen Zeitdauer die Anforderungen des Gesetzes und der aufgrund dieses Gesetzes erlassenen Vorschriften erfüllen und gebrauchstauglich sind. Dabei sind die Eigenschaften der Bauprodukte hinsichtlich des Brandverhaltens zu beachten, was durch technische Vorschriften, die aus dem EG-Bauproduktenrecht hergehen, gewährleistet wird.

In den nachfolgenden Paragraphen der Bauordnungen, in denen das Grundstück und seine Bebauung geregelt werden, geht es u.a. um die Zufahrt und Abstandsflächen und somit letztlich auch um die Sicherheit hinsichtlich des vorbeugenden baulichen Brandschutzes.

Die gesetzliche Forderung hinsichtlich der Standsicherheit ist nahezu in allen Bauordnungen der Länder in einem einzigen Paragraphen geregelt. Nachfolgend gelten dafür eingeführte Technische Baubestimmungen. Die gesetzlichen Anforderungen an den vorbeugenden baulichen Brandschutz hingegen werden in o.g. Bauordnungen durch die allgemeinen Anforderungen an die Bauausführung (2. Abschnitt), durch Anforderungen an die Bauprodukte und Bauarten (3. Abschnitt), in den Paragraphen über Wände, Decken und Dächer (4. Abschnitt) sowie unter dem Abschnitt Treppen, Rettungswege, Aufzüge und Öffnungen (5. Abschnitt) bestimmt. Darüber hinaus werden im 6. Abschnitt der Bauordnungen (Haustechnische Anlagen und Feuerungsanlagen) im Wesentlichen brandschutztechnische Anforderungen gestellt. In dem § 38 der Sächsischen Bauordnung (SächsBO) z.B., in dem an Leitungen, Lüftungsanlagen, Installationsschächte und Installationskanäle Anforderungen gestellt werden, sind es fast ausschließlich brandschutztechnische Forderungen und kaum Anforderungen an die Qualität und Auslegung der Anlagen. Man kann also sagen, dass es sich bei den materiell-technischen Anforderungen der Landesbauordnungen im Wesentlichen um Anforderungen des vorbeugenden baulichen Brandschutzes handelt.

Während sich die Anforderungen an die Standsicherheit – wie bereits festgestellt – außerhalb der Bauordnungen in eingeführten Technischen Baubestimmungen wiederfinden, werden die Anforderungen an den vorbeugenden baulichen Brandschutz in den konkreten Regelungen in der Bauordnung, in weiteren Verordnungen für Sonderbauten und in bauaufsichtlichen Richtlinien gestellt.

Demzufolge muss der Einsatz der Prüfingenieure für vorbeugenden baulichen Brandschutz im Konsens mit den Regelungen zu den bauordnungs-

rechtlichen Verfahren stehen. Um diese Übereinstimmung zu erreichen, wurde die Sächsische Bauordnung 1999 geändert. Es wurde geregelt, dass im vereinfachten Baugenehmigungsverfahren und beim Anzeigeverfahren die notwendige bautechnische Prüfung ausschließlich durch den Prüfmgenieur für Standsicherheit und den neu eingeführten Prüfmgenieur für vorbeugenden baulichen Brandschutz erfolgt. Aufgrund des notwendigen Entwicklungsprozesses zu einem neuen anerkannten Prüfmgenieur für vorbeugenden baulichen Brandschutz wurde allerdings als Übergangsvorschrift eine „Kann-Regelung“ für die Beauftragung in diesen Verfahren festgelegt. Diese endete jedoch am 1.1.2001, so dass heute in den o.g. Verfahren ausschließlich Prüfmgenieure für vorbeugenden baulichen Brandschutz zum Einsatz kommen. Das bedeutet, dass in allen bauaufsichtlichen Verfahren, die sich nicht mit den sogenannten Sonderbauten befassen, die notwendige bautechnische Prüfung nur von Prüfmgenieuren für Standsicherheit und von Prüfmgenieuren für vorbeugenden baulichen Brandschutz vorgenommen werden, und zwar als hoheitliche Aufgabe. Im vollen Baugenehmigungsverfahren für die sogenannten Sonderbauten steht es im Ermessen der Bauaufsichtsbehörde, die Prüfung hinsichtlich des vorbeugenden baulichen Brandschutzes selbst vorzunehmen oder beliehene Unternehmer damit zu beauftragen. Der Prüfmgenieur kann somit Aufträge für Bauwerke bis hin zum kompliziertesten Multifunktionalbau erhalten. Bei Sonderbauten im vollen Baugenehmigungsverfahren wird die Wahlmöglichkeit unbefristet beibehalten, damit die Bauaufsichtsbehörden dauerhaft entsprechende Projekte selbst prüfen können und damit ihre Kompetenz und Beurteilungsfähigkeit behalten. Zusätzlich wurde außerdem festgelegt, dass mit der Erteilung des Auftrages zur Übertragung der Prüfung der bautechnischen Nachweise an einen Prüfmgenieur im vereinfachten Verfahren und im Anzeigeverfahren auch die Bauüberwachung und Bauzustandsbesichtigung durch ihn wahrzunehmen sind.

Die Bauaufsichtsbehörde kann sich durch die Entlastungen, die durch die Übertragung von Prüfungsaufgaben an Prüfmgenieure entstehen, bei den Verfahren und Aufgaben, die bei ihr verbleiben, neben der Entwurfsprüfung auch der Kontrolle der Bauausführung bis zur Nutzungsaufnahme direkt widmen und eine ganzheitliche Prüfung durchführen.

Die Beauftragung der Prüfmgenieure erfolgt beim Anzeigeverfahren durch den Bauherrn, beim vereinfachten Baugenehmigungsverfahren durch die Bauaufsichtsbehörde. Ab dem Jahr 2002 erfolgt die Beauftragung auch im vereinfachten Baugenehmigungsverfahren durch den Bauherrn. Künftig muss in beiden Verfahren der gewählte Prüfmgenieur der Bauaufsichtsbehörde angezeigt werden und die Behörde

kann in begründeten Fällen innerhalb von 14 Tagen dieser Beauftragung widersprechen. Auch der Wechsel eines Prüfmgenieurs ist der Behörde anzuzeigen. Diese Regelungen sind insbesondere durch den Sächsischen Landtag eingebracht worden, damit der Kontakt mit der Bauaufsichtsbehörde in diesem sensiblen Bereich der Auftragserteilung erhalten bleibt. Probleme bei der Beauftragung des Prüfmgenieurs durch den Bauherrn sind in der Praxis bisher nicht aufgetreten. Der Prüfmgenieur bleibt nach wie vor ein beliehener Unternehmer, der hoheitlich tätig wird.

Der Einsatz der Prüfmgenieure regelt sich im Freistaat Sachsen durch die Ermächtigung in § 82 Abs. 4 der SächsBO. Dort heißt es, unter Nr. 4, dass die oberste Bauaufsicht ermächtigt wird, Vorschriften zu erlassen über

„die Übertragung von hoheitlichen Prüfungsaufgaben der Bauaufsichtsbehörde im Rahmen des bauaufsichtlichen Verfahrens sowie außerhalb des bauaufsichtlichen Verfahrens einschließlich der Bauüberwachung und Bauzustandsbesichtigung auf Sachverständige oder sachverständige Stellen als Beliehene.“

Konkret wird im vereinfachten Baugenehmigungsverfahren die Tätigkeit der Prüfmgenieure in § 62a Abs. 2 Satz 3 SächsBO folgendermaßen geregelt:

„Die Nachweise über Standsicherheit einschließlich der Feuerwiderstandsdauer der tragenden Bauteile und des vorbeugenden baulichen Brandschutzes müssen bei Gebäuden mittlerer Höhe und bei baulichen Anlagen von mehr als 10 m Höhe, die keine Gebäude sind, von einem von der Bauaufsichtsbehörde zu beauftragenden staatlich anerkannten Sachverständigen oder einer sachverständigen Stelle nach der nach § 82 Abs. 4 Satz 1 Nr. 4 erlassenen Rechtsverordnung geprüft worden sein und spätestens eine Woche vor Baubeginn der Bauaufsichtsbehörde vorliegen.“

Ebenso heißt es im Anzeigeverfahren (§ 63 Abs. 8 SächsBO):

„Bei Gebäuden mittlerer Höhe müssen der Bauaufsichtsbehörde spätestens bei Baubeginn die von einem staatlich anerkannten Sachverständigen oder einer sachverständigen Stelle nach § 82 Abs. 4 Satz 1 Nr. 4 geprüften Nachweise über Standsicherheit einschließlich der Feuerwiderstandsdauer der tragenden Bauteile und des vorbeugenden baulichen Brandschutzes vorliegen.“

Auch bei genehmigungsfreien Vorhaben wird der Prüfmgenieur für Brandschutz tätig. So z.B. beim Dachgeschossausbau in vorhandenen Wohngebäuden. Bei Gebäuden mittlerer Höhe muss ein staatlich anerkannter Sachverständiger (in Sachsen ein Prüfmgenieur)

nier) oder eine sachverständige Stelle schriftlich bescheinigen, dass Bedenken wegen der Standsicherheit sowie brandschutztechnischer Belange nicht bestehen (§ 63 Abs. 1 Ziffer 10 Buchstabe f SächsBO).

Die Regelungen, die zur Anerkennung eines Prüfsachverständigen für vorbeugenden baulichen Brandschutz führen, wurden in der Durchführungsverordnung zur Sächsischen Bauordnung im ersten Teil festgeschrieben. Die Anforderungen an den Prüfsachverständigen für vorbeugenden baulichen Brandschutz sind in allgemeine Voraussetzungen, die auch für den Prüfsachverständigen für Standsicherheit gelten und in besondere Voraussetzungen für die Prüfsachverständigen für vorbeugenden baulichen Brandschutz unterteilt.

Bei den allgemeinen Voraussetzungen der Anerkennung heißt es:

(1) Als Prüfsachverständiger kann auf Antrag anerkannt werden, wer

1. eigenverantwortlich und unabhängig im Sinne von § 15 Abs. 2 Nr. 1, 2 oder 4 und Abs. 3 des Gesetzes über die Errichtung einer Ingenieurkammer und zum Schutz der Berufsbezeichnung „Beratender Ingenieur“ im Freistaat Sachsen (Sächsisches Ingenieurkammergesetz – SächsIngKG) vom 19. Oktober 1993 (SächsGVBl. S. 989), geändert durch Artikel 12 des Gesetzes vom 10. Dezember 1998 (SächsGVBl. S. 662, 663), in der jeweils geltenden Fassung tätig und in die Liste der Beratenden Ingenieure eingetragen ist oder eigenverantwortlich und unabhängig im Sinne von § 3 Abs. 2 des Sächsischen Architektengesetzes (SächsArchG) vom 19. April 1994 (Sächs GVBl. S. 765), geändert durch Artikel 11 des Gesetzes vom 10. Dezember 1998 (Sächs GVBl. S. 662,663), in der jeweils geltenden Fassung tätig und in die Liste der Freien Architekten eingetragen ist,
2. das 65. Lebensjahr im Zeitpunkt der Antragstellung noch nicht überschritten hat,
3. Staatsangehöriger eines Mitgliedsstaates der Europäischen Union oder eines anderen Vertragsstaates des Abkommens über den Europäischen Wirtschaftsraum ist,
4. die deutsche Sprache in Wort und Schrift beherrscht,
5. nach seiner Persönlichkeit Gewähr dafür bietet, dass er die Aufgaben eines Prüfsachverständigen ordnungsgemäß erfüllen wird,
6. die für einen Prüfsachverständigen erforderlichen Fachkenntnisse und Erfahrungen besitzt und
7. über eingehende Kenntnisse der einschlägigen baurechtlichen Vorschriften verfügt.

(2) Die Anerkennung ist zu versagen, wenn der Antragsteller

1. Die Voraussetzungen nach Absatz 1 und die besonderen Voraussetzungen nach den §§ 22 oder 23 nicht nachgewiesen hat,
2. die Fähigkeit, öffentliche Ämter zu bekleiden, verloren hat,
3. in einem ordentlichen Strafverfahren wegen einer vorsätzlichen Tat rechtskräftig zu einer Freiheitsstrafe von mindestens sechs Monaten verurteilt worden ist und wenn sich aus dem der Verurteilung zugrunde liegenden Sachverhalt ergibt, dass der Antragsteller zur Erfüllung der Berufsaufgaben nach § 15 Abs. 1 nicht geeignet ist,
4. durch gerichtliche Anordnung in der Verfügung über sein Vermögen beschränkt ist oder
5. nicht die Gewähr dafür bietet, dass er neben der Prüftätigkeit andere Tätigkeiten nur in solchem Umfang ausüben wird, dass die ordnungsgemäße Erfüllung seiner Pflichten als Prüfsachverständiger, insbesondere seiner Überwachungspflicht nach § 15 Abs. 2 gewährleistet ist.

Bei den besonderen Voraussetzungen der Anerkennung für den Prüfsachverständigen für vorbeugenden baulichen Brandschutz ist Folgendes geregelt:

(1) Als Prüfsachverständiger für vorbeugenden baulichen Brandschutz kann anerkannt werden, wer neben den allgemeinen Voraussetzungen nach § 21

1. in der Fachrichtung Architektur, Hochbau, Bauingenieurwesen oder in einem Studiengang mit Schwerpunkt Brandschutz ein Studium an einer Technischen Universität, Hochschule oder Fachhochschule in der Europäischen Union oder an einer als gleichwertig anerkannten Lehranstalt oder die Ausbildung für den gehobenen feuerwehrtechnischen Dienst mit Erfolg abgeschlossen hat,
2. ausreichende bautechnische Kenntnisse über Bauprodukte und Bauarten, insbesondere hinsichtlich deren Feuerwiderstandsdauer und hinsichtlich des Brandverhaltens von Baustoffen,
3. ausreichende Kenntnisse im Bereich des abwehrenden Brandschutzes und
4. mindestens fünf Jahre Erfahrung in der brandschutztechnischen Planung und Ausführung von baulichen Anlagen, insbesondere auch von Anlagen besonderer Art oder Nutzung wie Krankenhäuser, Verkaufsstätten oder Industriegebäude, oder deren Prüfung besitzt.

In § 19 der o.g. Verordnung wird klargestellt, dass es sich bei den Prüffingenieuren um staatlich anerkannte Sachverständige handelt, die hoheitlich tätig sind.

Als Grundlage für die Schaffung von Prüffingenieuren für vorbeugenden baulichen Brandschutz in Sachsen wurden zunächst mit dem Vorstand der Vereinigung der Prüffingenieure in Sachsen, der Architektenkammer, der Ingenieurkammer und der Feuerwehr gemeinsam mehrere 4-tägige Weiterbildungsveranstaltungen durchgeführt. Diese beinhalteten eine Übersicht über die einschlägigen Regelungen und theoretischen Grundlagen sowie den praktischen Umgang mit den Rettungsgeräten der Feuerwehr. Der 4-Tage-Kurs vermittelte jedoch nur die Wissensbasis für den vorbeugenden baulichen Brandschutz. Die ständige Weiterbildung obliegt der Verantwortung der Kammern und des Verbandes.

Doch zurück zum Verfahren.

Für Interessenten wurden ein Informationsblatt für die Antragsvoraussetzungen und ein Merkblatt (Erläuterung des Anerkennungsverfahrens in den einzelnen Stufen) erarbeitet (siehe nächste Seite). Das Anerkennungsverfahren erfolgt in 4 Stufen. Nach der Prüfung der verwaltungsmäßigen Voraussetzungen erfolgt eine Vorprüfung abgeforderter Projektdokumentationen. Für die Weiterführung des Verfahrens ist der Nachweis erforderlich, dass die eingereichten Projekte einen hinreichenden Schwierigkeitsgrad besitzen und keine gravierenden Mängel aufweisen.

Zum Abschluss des Verfahrens erfolgt eine Prüfung vor einem bei der obersten Bauaufsichtsbehörde eingerichteten Gutachterausschuss. Diese wird zunächst in schriftlicher Form durchgeführt. Bei Erreichung einer ausreichenden Punktzahl wird in einer mündlichen Prüfung abschließend die erforderliche Qualifikation festgestellt.

Die Prüffingenieure für vorbeugenden baulichen Brandschutz erhalten zunächst eine Anerkennung auf 5 Jahre befristet. Danach besteht die Möglichkeit der Verlängerung. Analog den Prüffingenieuren für Baustatik erfolgt die Bekanntmachung im Sächsischen Amtsblatt.

Der Einsatz und somit die Anerkennung von Sachverständigen aus anderen Bundesländern im Baugenehmigungsverfahren ist davon abhängig, dass diese ein vergleichbares Anerkennungsverfahren durchlaufen haben und dass sie zur Prüfung für alle Schwierigkeitsstufen in ihrem Land herangezogen

werden können. Sind diese Voraussetzungen gegeben und wurde dies vom Sächsischen Staatsministerium des Innern im Sächsischen Amtsblatt bekannt gemacht, so könnten auch Sachverständige aus anderen Bundesländern in Sachsen prüfend tätig werden.

Die z.T. vorhandenen Ausbildungslücken auf dem Gebiet des vorbeugenden baulichen Brandschutzes während des Studiums hat das Europäische Institut für postgraduale Bildung an der TU Dresden e.V. (EIPOS) erkannt und bietet seit drei Jahren in verschiedener Form die Qualifizierung in Sachen „Vorbeugender baulicher Brandschutz“ an. Die Teilnehmerzahlen (z.Z. läuft das 8. Matrikel mit je ca. 30 Teilnehmern) und die Inanspruchnahme dieser Weiterbildung von Fachleuten vom Bodensee bis zur Nordsee zeigt deutlich, dass es sich um ein abgrenzbares Sachgebiet handelt, für das sich eine Qualifizierung lohnt.

Eine statistische Auswertung, zu der die Prüffingenieure durch eine Verwaltungsvorschrift verpflichtet werden, zeigt die Zunahme der erteilten Prüfaufträge durch die unteren Bauaufsichtsbehörden. Z.Z. sind in Sachsen 14 Prüffingenieure für vorbeugenden baulichen Brandschutz anerkannt. Außerdem stehen noch Mitarbeiter der Landesstelle für Bautechnik zur Verfügung.

Die bisher gemachten Erfahrungen können wie folgt zusammengefasst werden:

Aus heutiger Sicht ist festzustellen, dass das in Sachsen entwickelte Verfahren einen weiteren möglichen Weg für die Übertragung von Tätigkeiten der Bauaufsichtsbehörde auf Private darstellt. Der Prüffingenieur für vorbeugenden baulichen Brandschutz wurde in die Vereinigung der Prüffingenieure integriert. Das führte auch dazu, dass eine Umbenennung der „Vereinigung der Prüffingenieure für Baustatik“ in „Vereinigung der Prüffingenieure für Bautechnik“ erfolgte.

Der Einsatz der Prüffingenieure im Baugenehmigungsverfahren mit gleichzeitiger Übertragung der anteiligen Bauüberwachung und Bauzustandsbesichtigung ist eine notwendige Vorgehensweise, um die Sicherheit am Bau zu gewährleisten.

Abschließend soll darauf verwiesen werden, dass in einem Beitrag eines namhaften Baujuristen zu einer Buchausgabe „100 Jahre Allgemeines Baugesetz Sachsen“, das Modell Sachsens als eine selbstregulative Bauordnungsgesetzgebung bezeichnet wurde, welche sich im Wettbewerb unter den Bundesländern sehen lassen kann.

MERKBLATT

über die Prüfung zur Anerkennung von Prüfingenieuren für vorbeugenden baulichen Brandschutz

Stand: Oktober 2000

I. Verfahren

Die Feststellung der Erfüllung der Voraussetzungen für die Anerkennung als Prüfingenieur für vorbeugenden baulichen Brandschutz erfolgt in einem vierstufigen Verfahren unter Beteiligung eines Gutachterausschusses.

1. Stufe:

Es wird die Erfüllung der verwaltungsmäßigen Voraussetzungen überprüft.

Das Ergebnis lautet:

- a) Ablehnung oder
- b) Weiterführung des Verfahrens.

2. Stufe:

Es werden mindestens drei ausgewählte Arbeiten über die brandschutz-technische Planung und Ausführung von Sonderbauten oder deren Prüfung beurteilt. Die ausreichenden Kenntnisse soll der Antragsteller durch geeignete Projekte, die folgende Kriterien erfüllen, nachweisen:

1. Es muss sich um anspruchsvolle und hinreichend schwierige Bauvorhaben handeln.
2. Es müssen in sich geschlossene Brandschutzkonzepte vorgelegt werden.
3. Die Brandschutzkonzepte müssen vom Antragsteller eigenständig erarbeitet worden sein.
4. Die Unterlagen dürfen keine gravierenden Mängel aufweisen.

Das Ergebnis lautet:

- a) Ablehnung oder
- b) Weiterführung des Verfahrens.

3. Stufe:

Schriftliche Prüfung

3.1. Verfahren

Die schriftliche Prüfung beinhaltet folgende Bereiche:

- als Hauptfachgebiete:
 - Brandverhalten von Bauprodukten (Baustoffe und Bauteile)

- bauordnungsrechtliche Vorschriften und technisches Regelwerk zum vorbeugenden baulichen Brandschutz

- brandschutztechnische Entwurfsplanung

■ als Nebenfachgebiete:

- Brandlehre
- statisch-konstruktive Grundlagen des Brandschutzes
- abwehrender Brandschutz

Der Schwierigkeitsgrad der Prüfungsaufgaben in den Hauptfachgebieten umfasst auch die Anforderungen an Gebäude und Räume besonderer Art oder Nutzung.

Die Dauer der schriftlichen Prüfung beträgt 2×3 Stunden mit einer Pause von mindestens einer halben Stunde.

Die schriftliche Prüfung gilt als bestanden, wenn in allen Fachgebieten jeweils mindestens 50 % der möglichen Punkte erreicht werden. Wird in einem Nebenfachgebiet diese Punktzahl nicht erreicht, so kann die schriftliche Prüfung in dem Nebenfach zum nächsten Termin nochmals wiederholt werden. In allen anderen Fällen wird der Antrag grundsätzlich abgelehnt.

Das Ergebnis lautet:

- a) Ablehnung oder
- b) Weiterführung des Verfahrens.

4. Stufe:

Mündliche Prüfung

4.1. Verfahren

In der mündlichen Prüfung hat der Bewerber seine Kenntnisse nachzuweisen. Die Grundlage dazu bilden die eingereichten Arbeiten und die Ergebnisse der Beantwortung der schriftlichen Prüfungsfragen.

Die Dauer der mündlichen Prüfung beträgt für jeden Prüfungsteilnehmer bis zu 30 Minuten.

Das Ergebnis lautet:

- a) Anerkennung wird empfohlen oder
- b) Ablehnung des Antrages wird empfohlen.

II. Hilfsmittel

Als Hilfsmittel sind in der Regel alle rechtlichen Regelungen, die für den Brandschutz relevant sind, wie z.B. die Sächsische Bauordnung, Verordnungen, Ver-

waltungsvorschriften, Richtlinien und Technische Baubestimmungen, zugelassen. Die Entscheidung darüber und weitergehende Hilfsmittel trifft der Gutachterausschuss im Einzelfall und wird mit der Einladung zur Prüfung bekannt gegeben.

III. Ausweispflicht und Belehrung

Die Prüfungsteilnehmer haben sich auf Verlangen des Aufsichtsführenden auszuweisen. Sie sind vor Beginn der Prüfung über den Prüfungsablauf, die zur Verfügung stehende Zeit, die erlaubten Arbeits- und Hilfsmittel sowie die Folgen von Täuschungsversuchen bzw. -handlungen und Ordnungsverstößen zu belehren.

IV. Täuschungsversuche und Ordnungsverstöße

Unternimmt es ein Prüfungsteilnehmer, das Ergebnis seiner Prüfung durch Täuschung, Bestechung oder Benutzung nicht zugelassener Hilfsmittel zu beeinflussen, oder macht er sich sonst eines erheblichen Verstoßes gegen die Ordnung schuldig, so wird der Prüfungsteilnehmer von der weiteren Teilnahme an der Prüfung ausgeschlossen. Die Prüfung gilt in diesem Fall als nicht bestanden.

V. Rücktritt

Der Prüfungsbewerber kann nach erfolgter Zulassung vor Beginn der Prüfung (bei schriftlichen Prüfungen längstens bis zu dem Zeitpunkt, zu dem der Prüfungsbeginn festgesetzt ist) durch schriftliche Erklärung zurücktreten. In diesem Fall gilt die Prüfung als nicht begonnen.

Tritt der Prüfungsteilnehmer nach Beginn der Prüfung, ohne dass ein wichtiger Grund vorliegt, von der Prüfung zurück, so gilt diese als nicht bestanden.

Liegt ein wichtiger Grund vor, gilt die Prüfung als nicht begonnen. Den Grund für die Verhinderung hat der Prüfungsteilnehmer nachzuweisen. In sich abgeschlossene Prüfungsleistungen können anerkannt werden. Über das Vorliegen eines wichtigen Grundes und über den Umfang der anzuerkennenden Prüfungsleistungen entscheidet das Sächsische Staatsministerium des Innern.

Prüfungen, die nicht als begonnen gelten, können zum nächsten Termin wiederholt werden.

VI. Neuantrag

Ein Neuantrag kann nach Zustellung des Ablehnungsbescheides gestellt werden. Ein zweimaliger Neuantrag ist zulässig.

Aus den Beratungen des BÜV-Arbeitskreises Gerüste

Fortschreibung der „Empfehlungen“ für Traggerüste ist geplant Bundesinnung Gerüstbau ist beteiligt

Der Arbeitskreis Gerüste des Bau-Überwachungsvereins (BÜV)*, in dem Prüffingenieure, Beratende Ingenieure und Ingenieure der Gerüstbau-Innung zusammenarbeiten, hat seine Beratungen fortgesetzt. Ziel ist eine Fortschreibung der „Empfehlungen der Prüffingenieure für die Prüfung von Traggerüsten“, die bisher mit dem Stand 2/2000 vorliegt (siehe *Der Prüffingenieur*, Heft 17). Die für die Fortschreibung bisher fertig gestellten Abschnitte „Absenkkeile“, „Anforderungen an zusammengesetzte Stahlstützen aus Stahlwalzprofilen“ und „Überwachungen“ sollen hiermit auf dem Vorwege der Fachwelt zur Verfügung gestellt werden.

Zurzeit wird im Arbeitskreis auch über gesonderte Empfehlungen für Arbeits- und Schutzgerüste beraten.

Dipl.-Ing. Uwe Schmiedel



studierte Bauingenieurwesen an der TH Darmstadt und ist seit 1961 im Ingenieurbüro Grassl in Hamburg tätig. Er ist Mitarbeiter mehrerer Gremien beim DIN, beim DIBt und beim BÜV. Seit 1975 ist er als Beratender Ingenieur und Prüffingenieur für Baustatik aller Fachrichtungen tätig.

1 Absenkkeile

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

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

2 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,

* Dem Arbeitskreis Gerüste gehören an :

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

Für die Bundesinnung Gerüstbau sind vertreten:

Dipl.-Ing. Werner Majer,
Dipl.-Ing. Heinz-Hermann Punke,
Dipl.-Ing. Thomas Weise.

darf die drehbehindernde Wirkung der Stützenfußplatte 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 Spaltmessungen 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 Funda-

ment 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 konstruktive 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. Ist eine Teilabsenkung des Traggerüstes erforderlich und muss es während des Absenkvorganges und danach voll standsicher bleiben, sind besondere Maßnahmen zu treffen.

3 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 rechtzeitig vorher 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.

Prüfingenieure als Gutachter im Genehmigungsverfahren für Fliegende Bauten

In Niedersachsen ist ein steigendes Interesse an diesem neuen Prüfgebiet erkennbar

Seit drei Jahren können in Niedersachsen auch Prüfingenieure privatrechtlich als Gutachter für die Überprüfung Fliegender Bauten mit vorwiegend ruhender Belastung beauftragt werden. Somit erschließt sich dem Prüfingenieur ein weiteres Gebiet der Überprüfung und Kontrolle baulicher Anlagen, die als mobile bauliche Anlagen zum Ortswechsel geeignet und bestimmt sind. Mit dieser Funktion übernimmt der Prüfingenieur als eine am Fliegenden Bau beteiligte Person eine neue Rolle. Er ist damit auch auf diesem Gebiet zur Einhaltung des materiellen Baurechtes verantwortlich. Im folgenden Beitrag werden die Grundlagen erläutert und erste Erfahrungen mit diesem Prüfgebiet zusammen gefasst.

BOR Dipl.-Ing. Hubert Kurras



studierte an der Universität Hannover; war von 1966 bis 1971 als Statiker in Ingenieurbüros und in der Prüfabteilung für Statik der Stadt Hannover tätig; seit 1974 als Dezernent im Dezernat 204 (Städtebau, Bauaufsicht, Baurecht) der Bez.-Reg. Hannover; Obmann des Arbeitskreises „Fliegende Bauten“ der Fachkommission

„Bauaufsicht“ der ARGEBAU

1 Einführung

Die Kennzeichnung und die Merkmale eines Fliegenden Baues – die Eignung und Bestimmung – ergeben sich aus dem Wortlaut des Gesetzes gemäß § 84 Abs. 1 Niedersächsischer Bauordnung – NBauO [2] [3] bzw. § 73 Musterbauordnung MBO [1]: – „Fliegenden Bauten sind bauliche Anlagen, die geeignet und bestimmt sind, an verschiedenen Orten wiederholt und befristet aufgestellt und wieder abgebaut zu werden.“

Fliegenden Bauten weisen somit keine feste Bindung in der Nutzung und konstruktiven Verbindung auf Dauer zu einem Grundstück auf. Die Sonderstellung derartiger Anlagen in der Bauordnung wird weiter charakterisiert durch spezielle Regelungen und Anforderungen an die Genehmigung, an die bauaufsichtlichen Prüfung der Bauvorlagen und an die Überprüfung und Kontrolle der Anlage.

Zu den Fliegenden Bauten gehören insbesondere Schaustellergeschäfte (Fahrgeschäfte, Schaugeschäfte u.a.), Tribünen, Bühnen, Zelt- und Zirkusanlagen und Traglufthallen (**Tab. 2**).

Allen Anlagen, denen die Absicht fehlt, in einer unbestimmten Anzahl von Fällen innerhalb eines überschaubaren Zeitraumes an verschiedenen Orten aufgestellt zu werden – Fahrgeschäfte in Freizeitparks, Zelthallen als Ausstellungsflächen, Traglufthallen über Schwimmbecken – sind keine Fliegenden Bauten.

Darüber hinaus gehören dazu beispielsweise auch bauliche Anlagen in Montagebauweise, die für den Zweck aufgestellt werden, nach längerer Verweildauer – im Falle einer Betriebsverlagerung – abgebaut und an einem anderen Ort wieder aufgebaut zu werden.

Eine präzise und eindeutige Abgrenzung der Fliegenden Bauten zu den stationären Anlagen ist baurechtlich nicht immer möglich, da der Übergang auch fließend sein kann. **Tab. 1** verdeutlicht die Abgrenzung.

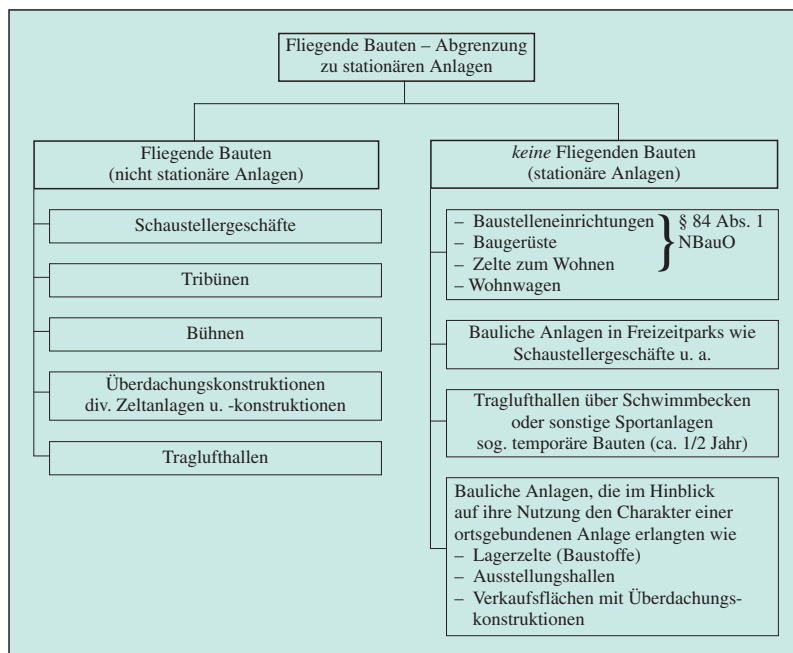


Tabelle 1

Die gutachtliche Überprüfung und Überwachung von Fliegenden Bauten beziehen sich – wie oben erwähnt – auf diejenigen baulichen Anlagen, deren Bauteile nur der statischen Beanspruchung (vorwiegend ruhend) unterliegen. Fliegenden Bauten als Fahrgeschäfte mit dynamisch beanspruchten Bauteilen (Schwell- und Wechselbeanspruchung) gehören nicht dazu.

Der Bereich der in Frage kommenden Fliegenden Bauten für gutachterliche Beurteilungen durch Prüfsingenieure erstreckt sich u.a. auf Tribünen, Bühnen, Überdachungskonstruktionen.

Tab. 2 zeigt eine Übersicht der Typologie und soll die Bandbreite und die Vielfalt der Anlagen verdeutlichen.

2 Das Genehmigungsverfahren für Fliegende Bauten in Niedersachsen

2.1 Genehmigungsfreiheit

Der Genehmigungsfreiheit von Baumaßnahmen unterfallen auch bestimmte Fliegende Bauten. Sie werden durch diesen Tatbestand jedoch nicht von den Anforderungen des Bauordnungsrechtes freigestellt. Die Genehmigungsfreiheit baulicher Anlagen besagt aber nicht, auf die Erfüllung materieller An-

forderungen verzichten zu können, sondern besagt nur, dass aufgrund der untergeordneten Bedeutung der Anlage auf eine präventive Überwachung verzichtet werden kann. In Tab. 3 sind diese Anlagen aufgeführt.

2.2 Genehmigungsverfahren

Fliegende Bauten bedürfen lt. § 84 Abs. 1 NBauO bzw. lt. § 73 Abs. 1 MBO keiner Baugenehmigung. Ein Fliegender Bau darf grundsätzlich zum Gebrauch nur aufgestellt werden, wenn für diesen eine Ausführungsgenehmigung erteilt worden ist, sofern er nicht genehmigungsfrei ist. Die Ausführungsgenehmigung wird je nach Ausführung, Konstruktionsart und Gefahrenpotentials des Fliegenden Baues bis zu 5 Jahren befristet. In der Bearbeitung des Genehmigungsantrages können insbesondere nur die vom Standort unabhängigen Anforderungen des öffentlichen Baurechts geprüft werden wie Standsicherheit, Betriebssicherheit, Brandschutz und Verkehrssicherheit der Anlagen (Tab. 4). Die Genehmigung kann auf Antrag um jeweils höchstens 5 Jahre verlängert werden. Der formelle Ablauf des Genehmigungsverfahrens im Rahmen der Verlängerung der Geltungsdauer der Ausführungsgenehmigung ist Ende der 90-er Jahre für Fliegende Bauten geändert worden. Seitdem kann die Geltungsdauer einer Ausführungsgenehmigung für derartige Fliegende Bauten erst dann verlängert werden, wenn durch eine gutachtliche Aussage nachgewiesen ist, dass der Fliegende Bau noch mit den vom Prüfsamt für Baustatik geprüften und mit Genehmigungsvermerk versehenen Bauvorlagen übereinstimmt sowie stand- und betriebssicher ist und keine sonstigen Bedenken bestehen (Tab. 5). Dabei ist auch auf die Erfüllung der brandschutztechnischen Anforderungen an tragende Konstruktionsteile zu achten (beispielsweise Tragluft hallenkonfektion, Zeltkonfektion, Abspannungen). Wie eingangs erwähnt, sind bei Fliegenden Bauten mit statisch beanspruchten Bauteilen unter vorwiegend ruhender Belastung (s. Tab. 2) insbesondere Prüfsingenieure für Baustatik privatrechtlich als Gutachter mit der Überprüfung der Anlage zu beauftragen. Damit entfällt das früher praktizierte Verfahren der Einbindung der unteren Bauaufsichtsbehörden in die nicht auf Stichproben beschränkte Überprüfung des Fliegenden Baues. Dieses Verfahren war personalintensiv und hatte sich nicht bewährt, da sich zum Teil erhebliche fachliche Defizite und zeitliche Unzulänglichkeiten in der Durchführung der Überprüfungen bei den Bauaufsichtsbehörden ergaben. In diesem Zusammenhang konnten sich auch in der verwaltungsrechtlichen Abwicklung der Genehmigun-

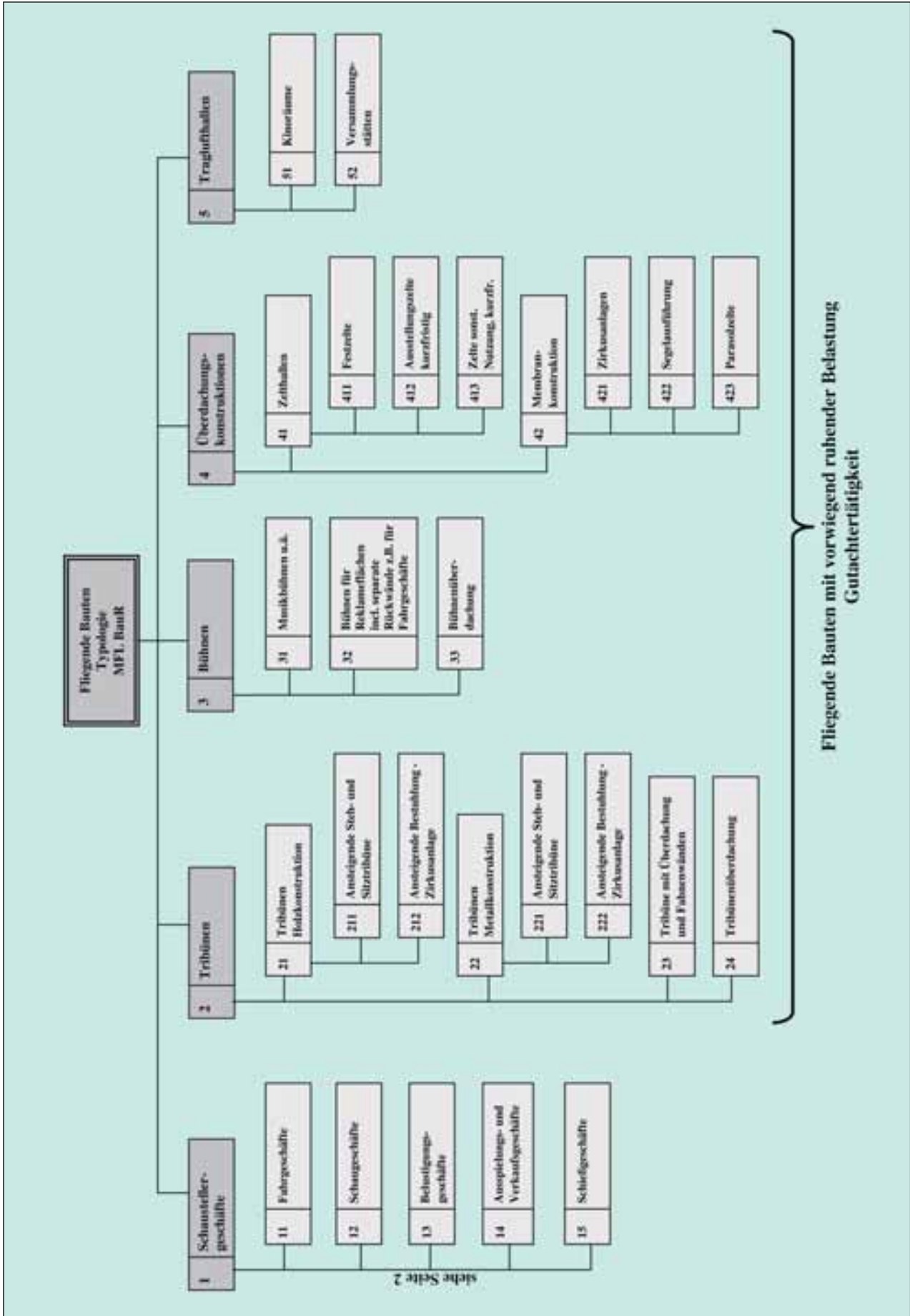


Tabelle 2

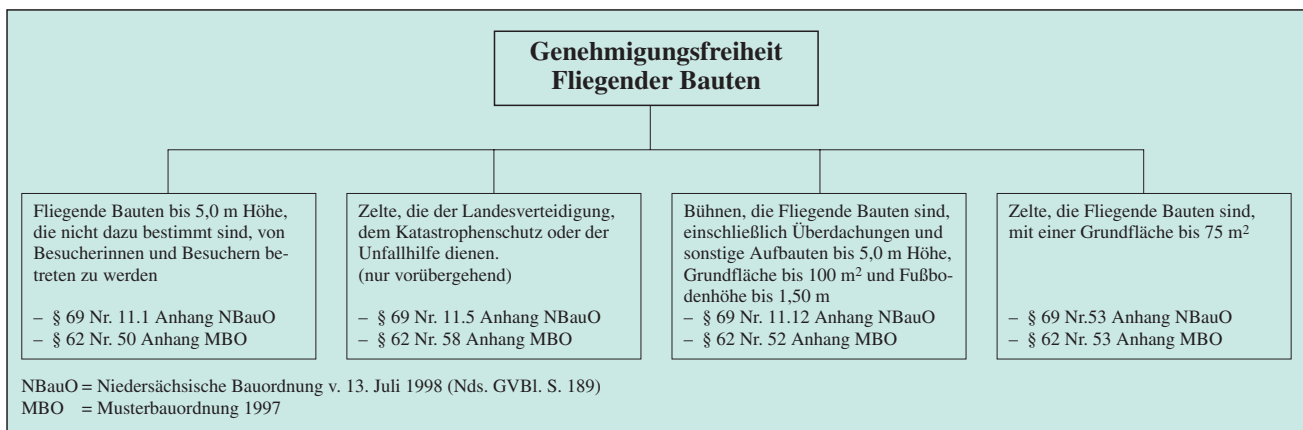


Tabelle 3

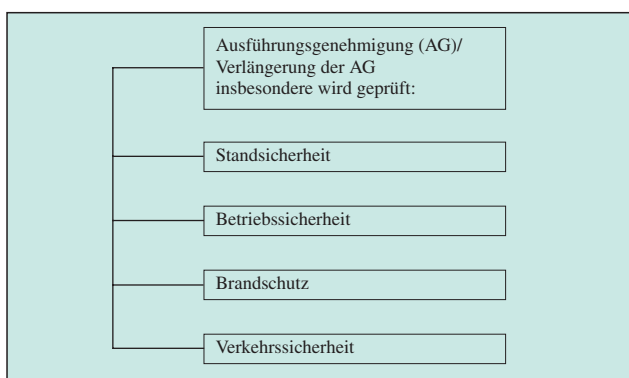


Tabelle 4

gen in den Nebenbestimmungen u.U. missverständliche Bedingungen oder Auflagen ergeben.

3 Tätigkeit der Prüfindgenieure als Gutachter

3.1 Allgemeines

Die Tätigkeit des Prüfindgenieurs als Gutachter erstreckt sich ausschließlich auf die Überprüfung des Fliegenden Baues im aufgebauten Zustand anhand der geprüften Bauvorlagen. In der Regel wird der Gutachter mit der Überprüfung des Fliegenden Baues vor Ablauf der Genehmigung am Ende der Spielsaison beauftragt. Die Prüfung der Standsicherheitsnachweise darf aufgrund des speziellen konstruktiven Gefüges und der Sonderheit der Fliegenden Bauten gemäß der bautechnischen Prüfungsverordnungen der Länder grundsätzlich nur von Prüffämtern für Baustatik oder von anerkannten und autorisierten Prüfstellen als Prüffamt für Baustatik erfolgen (§ 1 Abs. 1 Bautechnische Prüfungsverordnung – Bau-PrüVO in Niedersachsen [4]). Den Bauvorlagen ggf. beigefügte ungeprüfte Nachweise können bei der

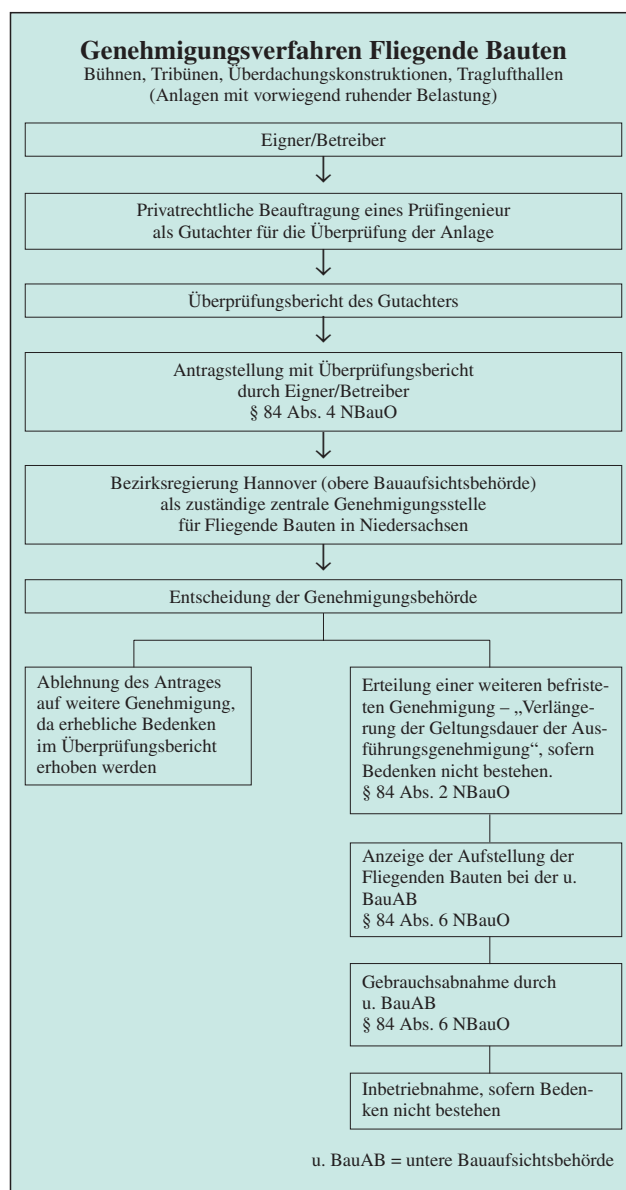


Tabelle 5

Überprüfung des Fliegenden Baues notfalls zur Orientierung dienen, aber nicht Gegenstand und Grundlage für eine ordnungsgemäße Überprüfung sein.

In Zweifelsfällen und Unsicherheiten hinsichtlich des Prüfungsablaufes und der Anerkennung noch nicht geprüfter Bauvorlagen sollte sich der Gutachter mit der Genehmigungsbehörde zwecks Abstimmung in Verbindung setzen.

Die Überprüfung eines Fliegenden Baues (nicht auf Stichproben beschränkt) im Zuge der Erteilung einer weiteren befristeten Genehmigung ist von der Gebrauchsabnahme zu unterscheiden, die in der Regel vor jeder Aufstellung des Fliegenden Baues durchzuführen ist. Bei der Gebrauchsabnahme wird auf Stichproben durch die untere Bauaufsichtsbehörde geprüft, inwieweit neben der aufgehenden Konstruktion insbesondere die Verankerungskonstruktion (Zelthallen, Zirkusanlagen) bezüglich der örtlichen Bodenverhältnisse den Anforderungen der Bauvorlagen entspricht. Darüber hinaus hat sich diese Abnahme auch auf die Betriebssicherheit und auf die örtlich im Einzelfall gewählte Nutzung zu erstrecken.

Das Ergebnis der Gebrauchsabnahme wird von der unteren Bauaufsichtsbehörde im Prüfbuch durch Sichtvermerk dokumentiert. Im Einzelfall kann auf die Gebrauchsabnahme verzichtet werden.

Bei der Beurteilung komplizierter Verankerungskonstruktionen und Baugrundverhältnisse kann die untere Bauaufsichtsbehörde auch einen Prüfsachverständigen als Sachverständigen beauftragen (beispielsweise Überprüfung der Erdanker durch Zugversuch). Hier wird der Prüfsachverständigen nicht im öffentlichen Auftrag der unteren Bauaufsichtsbehörde als beliehener Unternehmer sondern privatrechtlich als Gutachter im Auftrage der Behörde tätig.

Hierzu beispielhaft einige Stichpunkte und Hinweise für die gutachterliche Überprüfung von Zeltanlagen (§ 18 NBauO [2], Richtlinien über Bau und Betrieb Fliegender Bauten [5]):

- Feststellung der Gültigkeit der Genehmigung: Beachtung der Nebenbestimmungen zur Genehmigung (beispielsweise Auflage, Bedingung, Befristung, Widerrufsvorbehalt), Prüfeinträge und Sichtvermerk im Prüfbuch sowie Erledigung bzw. die Beseitigung beanstandeter Mängel.
- Überprüfung der maßgebenden genehmigten äußeren Abmessungen der Zeltanlagen (Länge, Breite, Höhe, Binderabstand ...) sowie der tragenden Konstruktion (Baustoffe, Querschnittsabmessungen der Bauteile) zur Gewährleistung der Identität der Anlage.
- Vorgesetzte Fassadenteile (Fachwerkausführungen) oder sonstige zusätzliche Wandbauteile müssen entsprechend verankert und in den Bauvorlagen vor-

handen sein, ansonsten sind Nachweise und Bauvorlagen über die Bauaufsichtsbehörde anzufordern, die von einem Prüfsachverständigen zu prüfen sind.

- Beurteilungen der Gesamtstabilität der Zeltanlagen, Vorhandensein der erforderlichen Windverbände, Aussteifungen der Wandseiten, Knickaussteifung der Druckgurte in der Dachkonstruktion, Beachtung zurückgesetzter Giebelwände im Baukörper als Abweichung gegenüber den geprüften Bauvorlagen (geändertes statisches System, dafür Nachweise erforderlich!).
- Überprüfung, inwieweit der vorhandene Zeltfußboden Bestandteil der Bauvorlagen und der Genehmigung ist, d.h. ein statisch geprüfter Nachweis muss für den Fußboden vorhanden sein.
- Besondere Beachtung auf geänderte, reparierte oder beschädigte Teile sowie Verschleißteile.
- Überprüfung der planmäßigen Verankerungskonstruktionen – z.B. Anzahl, Anordnung und Zustand der Ankeranker mit den entsprechenden Abmessungen (Durchmesser, Länge) gem. DIN 4112 [6] Nr. 6.2.1.3
- Bei Ankergruppen Einhaltung der zulässigen Ankerabstände: Beachtung einer ordnungsgemäßen Lasteinleitungsstruktur gem. DIN 4112 [6] Nr. 6.2.2
- Stellt der Prüfsachverständigen fest, dass die bauliche Anlage stationär genutzt werden soll (kein Fliegender Bau), hat der Betreiber Kontakt mit der örtlich zuständigen Bauaufsichtsbehörde aufzunehmen.

3.2 Überprüfungsbericht

Die Aussagen des Überprüfungsberichtes sind wichtige Grundlagen für die Beurteilung des Fliegenden Baues im Rahmen des Genehmigungsverfahrens.

Der Überprüfungsbericht hat alle die Daten und Kennzeichnungen zu beinhalten, die zur Identifizierung des Fliegenden Baues und der zugrunde gelegten Bauvorlagen notwendig sind. Missbräuchliche Verwendung der Unterlagen für ähnliche Anlagen soll auf diese Weise verhindert werden.

Sind die Bauvorlagen bei älteren Anlagen so unzureichend, dass der Fliegende Bau nicht ordnungsgemäß in seinen Teilen und Anschlüssen wie Verbindungen überprüft werden kann, ist die Überprüfung vom Gutachter zurückzustellen, bis die Bauvorlagen entsprechend ergänzt und von einem Prüfsachverständigen geprüft wurden. Die Zurückstellung ist im Bericht zu dokumentieren.

Der bauliche Erhaltungszustand der Konstruktion ist im Bericht darzulegen. Mängel bei den Anschlusspunkten und Verschleißerscheinungen sind aufzuzeigen. Darüber hinaus ist zu entscheiden, ob bei Änderungen des konstruktiven Gefüges weitere statische Nachweise erforderlich sind. Sind Konstruktionen nachzubessern oder Bauteile nachzurüsten, ist das auch im Überprüfungsbericht aufzuführen.

Der Überprüfungsbericht und die ggf. erforderlichen weiteren Nachweise sind der Genehmigungsbehörde vom Betreiber (Antragsteller) vorzulegen. Die ergänzenden Nachweise sind von einem Prüfer für Baustatik ebenfalls zu überprüfen.

Bestehen nach Aussage des Gutachters keine Bedenken, kann durch die Genehmigungsbehörde eine weitere Verlängerung der Geltungsdauer der Ausführungsgenehmigung erteilt werden.

Die **Abb. 1** dient als Wegeleitung für den Aufbau und die Gliederung eines Überprüfungsberichtes.

3.3 Gutachtliche Aussagen – Beanstandungen

Bei der Überprüfung einer Vielzahl von Anlagen (Zeltanlagen, Tribünen, Musikpodien ...) haben sich u.a. folgende Mängel und Beanstandungen ergeben (hierzu Beispiele):

- Die Bauvorlagen gehören nicht zu dem zu überprüfenden Fliegenden Bau bezüglich der Abmessungen der baulichen Anlage und Querschnittsabmessungen der Bauteile.
- Windverbände und Stabilitätsverbände waren nicht immer vorhanden oder wurden in fahrlässiger Weise seit längerer Zeit nicht mehr eingebaut oder waren deformiert und für eine ordnungsgemäße Lastabtragung nicht mehr funktionstüchtig.
- Aussteifende Kreuzverbände veränderlicher Gliederung werden nicht stramm angezogen und zeigen dadurch keine statische Wirksamkeit.
- Die Bodenverankerungen – nicht ausreichende Anzahl der Erdanker oder zu kurze Anker, ungenügender zugfester Anschluss an die aufgehende Konstruktion, deformierte Ankerstäbe, der Ankerfuß weist unzulässige Querschnittserweiterungen auf – entsprechen in vielen Fällen nicht den Anforderungen der Bauvorlagen bzw. den Anforderungen der DIN 4112 [6] Nr. 6.2.
- Änderungen des konstruktiven Gefüges im Laufe der Nutzungszeit:
 - Änderungen der Stützenanzahl im Giebelbereich von Zeltanlagen.

- Rahmenecken der Binder sind gegenüber den Bauvorlagen mit anderen Schraubenabmessungen ausgeliefert worden oder sonstige konstruktive Details sind in den Bauvorlagen nicht nachvollziehbar,
- keine Vorlage der geänderten Bauvorlagen mit entsprechenden Standsicherheitsnachweisen zur statischen Prüfung bei der Genehmigungsbehörde.

■ Zeltanlagen werden jahrelang mit Fußboden aufgebaut, obwohl die zeichnerischen Bauvorlagen darüber keine Anhaltspunkte enthalten und die statischen Nachweise fehlen.

■ Erforderliche Schweißarbeiten werden von Firmen ausgeführt, die nicht über den entsprechenden Eignungsnachweis zum Schweißen verfügen.

4 Zusammenfassung – Fazit

Das Genehmigungsverfahren für Fliegende Bauten mit vorwiegend ruhender Belastung ist in Niedersachsen durch die Tätigkeit privatrechtlich beauftragter Prüferingenieure als Gutachter gestrafft und beschleunigt worden.

Die Hinzuziehung der Prüferingenieure zu gutachterlichen Aussagen bei der Beurteilung und Bewertung der bautechnischen Sicherheit der in Rede stehenden Fliegenden Bauten als Voraussetzung für die Beantragung einer weiteren bauaufsichtlichen Erlaubnis – Verlängerung der Geltungsdauer der Ausführungsgenehmigung – hat sich durchaus bewährt.

Anfangs gab es bei den Prüferingenieuren Schwierigkeiten in der formellen Abfassung des Überprüfungsberichtes und in der Erfassung der für die Identifizierung des Fliegenden Baues erforderlichen Unterlagen. Diese Anlaufschwierigkeiten konnten schnell behoben werden.

In Würdigung der Gutachtertätigkeit ist festzuhalten, dass die privatrechtlich als Gutachter eingeschalteten Prüferingenieure den Sicherheitsstandard der hier in Frage kommenden Fliegenden Bauten angehoben haben, da Mängel und Unzulänglichkeiten in der Konstruktion und in der Ausführung u.a. im Vorfeld der weiteren Nutzung erkannt und ausgeräumt werden konnten.

Im Zuge der Einbeziehung von Prüferingenieuren als Gutachter ist ein steigendes Interesse der Prüferingenieure für das neue Tätigkeitsfeld festzustellen. In diesem Zusammenhang ist von den Prüferingenieuren das Begehren an die Verwaltung herangetragen

Prüfingenieur
(Absender)

Datum

An
Auftraggeber
(Adresse)

Überprüfungsbericht - gutachterliche Stellungnahme

Überprüfung eines Fliegenden Baues für eine Verlängerung der Geltungsdauer der Ausführungsgenehmigung gemäß § 84 (4) Nds. Bauordnung i. d. F. v. 13. Juli 1995 (Nds. GVBl. S. 199), zuletzt geändert v. 6.10.1997 (Nds. GVBl. S. 422)

Auftrags-Nr.:

Bericht-Nr:

Termin der Überprüfung:

Standort:

Aktenzeichen
der Genehmigungsbehörde:

Art des Fliegenden Baues:

Hersteller:

Typbezeichnung, Kennzeichen:

Prüfbuch-Nr.:

Geltungsdauer der Genehmigung:

vom:

Bauvorlagen:

Prüfberichte:

Zustandsbericht:

Prüfergebnis - Feststellungen:

.....

Erforderliche Nachprüfungen:

Sonstige Bemerkungen für die
Genehmigungsbehörde:

Abb. 1

worden, auch die bautechnischen Nachweise Fliegender Bauten mit vorwiegend ruhender Belastung im Auftrag der Behörde prüfen zu können.

Dafür müssten jedoch die rechtlichen Voraussetzungen in einer Änderung der Bautechnischen Prüfungsverordnung (BauPrüfVO) erst einmal geschaffen werden.

Die Beteiligung der Prüfindenieure an der gutachterlichen Tätigkeit betrug zunächst anteilmäßig

ca. 30 % der Prüfindenieure in Niedersachsen. Zurzeit hat sich der Anteil auf ca. 50 % erhöht.

Im Umfeld der Städte Bremen und Hamburg können auch Prüfindenieure aus den Hansestädten für die Gutachterleistung in Niedersachsen beauftragt werden. Die Betreiber und Eigner der hier aufgeführten Fliegenden Bauten haben sich nach einer Umstellungsphase auf die neuen Verhältnisse eingestellt. Evtl. Beschwerden über das geänderte Ablaufverfahren sind bislang nicht bekannt geworden.

Literatur:

- [1] Musterbauordnung (MBO) – 1997
- [2] Niedersächsische Bauordnung (NBauO) vom 13. Juli 1995 (Nds. GVBl. S. 199)
- [3] Niedersächsische Bauordnung – Kommentar Große-Suchsdorf, Lindorf, Schmaltz, Wichert 7. Auflage, Vincentz-Verlag, Hannover
- [4] Verordnung über die bautechnische Prüfung von Baumaßnahmen (Bautechnische Prüfungsverordnung – BauPrüfVO) vom 24. Juli 1987 (Nds. GVBl. S. 129)
- [5] Runderlass des Ministeriums für Frauen, Arbeit und Soziales (MFAS) vom 18.12.2000 – 305.2-24157/1-1.2 – Richtlinien über Bau und Betrieb Fliegender Bauten (FlBauR)
- [6] DIN 4112 – Fliegende Bauten, Richtlinien für Bemessung und Ausführung – Bek. des MFAS vom 12.03.1988 (Nds. MBl. S. 326)

Herausgeber:

Bundesvereinigung der Prüfmgenieure für Bautechnik e.V.
Dr.-Ing. Günter Timm, Ferdinandstr. 38-40, 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. habil. Dieter Füg, Groß Gaglow

Bremen:

Dipl.-Ing. Horst Bellmer, 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. Uwe Schmiedel, Pinneberg

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.

