



Der Prüferingenieur

9

Oktober 1996

Seite 3

Die Bauordnung: Novellierung ohne Ende?

Seite 10Möglichkeiten und Chancen für den Brückenbau
mit dem Eurocode 2**Seite 24**Lastannahmen für den Brückenbau
gemäß Eurocode 1**Seite 34**Wünsche eines staatlichen Bauherrn
an die Prüferingenieure**Seite 40**Die Zertifizierung kann die unabhängige bautechnische
Prüfung nicht ersetzen**Seite 48**In Bremen entscheidet der Tragwerksplaner
künftig über die Prüfpflicht

Editorial

Dr.-Ing. Dieter Zauft
Die Bauordnung - Novellierung ohne Ende? **3**

Nachrichten

Sachsen: Fachseminar über
die Bemessung im Stahlbau **4**

Rheinland-Pfalz will einen festen Rahmen
für die bautechnische Prüfung schaffen **4**

Berlin: Dipl.-Ing. Hans-J. Ehrhardt † **5**

Bremen: Tätigkeit der Prüffingenieure
bleibt die Basis der Sicherheit **6**

Bundesvereinigung koordiniert die Arbeit
der technischen Ausschüsse der Länder **6**

NRW: Beschleunigung verkehrt sich noch ins Gegenteil **7**

Arbeitstagung 1996
der Bundesvereinigung in Baden-Baden **8**

Niedersachsen: Bundesverdienstkreuz für
Dr.-Ing. Peter Martens **9**

Bückenbau

Prof.-Dr.-Ing. Gert König et. al.
Möglichkeiten und Chancen für den Brückenbau
mit dem Eurocode 2 **10**

Brückenbau

Dr.-Ing. Fritz Großmann
Lastannahmen für den Brückenbau gemäß Eurocode 1 **24**

Berufspraxis

Dipl.-Ing. Gerd Luesse
Wünsche eines staatlichen Bauherrn an die Prüffingenieure **34**

Qualitätssicherung

Dipl.-Ing. Josef Steiner
Die Zertifizierung kann die unabhängige bautechnische
Prüfung nicht ersetzen **40**

Berufspraxis

In Bremen entscheidet der Tragwerksplaner
künftig über die Prüfpflicht **48**

Impressum **50**

Vorschau auf die nächsten Ausgaben

In den nächsten Heften
erscheinen voraussichtlich:

Prof. Dr.-Ing. W. Klöcker, Krefeld:
Kunststoffe - die unbekanntesten Baustoffe?

Dr.-Ing. H. Schmidt-Schleicher, Bochum:
Boden-Bauwerk-Wechselwirkung
am Beispiel bergbaulicher Einwirkungen

Prof. Dr.-Ing. Ingbert Mangerig, Saarlouis:
Standsicherheit von vorgeschädigten Stahlbauteilen

Dr.-Ing. Chr. Schliephake, Dresden:
Planung, Konstruktion und Ausführung von Großbrücken
aus der Sicht der Bauunternehmung

Prof. Dr.-Ing. G. Schaper, Münster:
Berechnung der Momente in Stahlbetonplatten
mit Finite-Element-Programmen

Dr.-Ing. M. Kersken-Bradley, München:
Ingenieurmäßige Planung und Prüfung des Brandschutzes

Die Bauordnung - Novellierung ohne Ende?!

Die Bauordnungen der neuen Bundesländer wurden durch die Volkskammer der DDR am 20. Juni 1990 als verbindliche gesetzliche Regelungen eingeführt. Dem föderalistischen Grundsatz der Bundesrepublik folgend begann man auch im Land Brandenburg, landesspezifische Regelungen einzuführen. Es entstanden die Bauvorlagenverordnung, die Bautechnische Prüfungsverordnung, die Bauprüfeinschränkungsverordnung und die Baugebührenordnung. Im Jahr 1994 wurde der Entwurf eines neuen Gesetzes in den Landtag eingebracht. In dieser neuen Bauordnung ist unter anderem das Baugenehmigungsverfahren in zwei Verfahrenswege geteilt.

Neben dem üblichen Bauantragsverfahren steht das Bauanzeigeverfahren für die Errichtung und Änderung von Wohngebäuden geringer Höhe. Unter folgenden Voraussetzungen darf demnach der Bauherr innerhalb von vier Wochen nach Eingang der Bauanzeige mit der Bauausführung beginnen:

- Sämtliche Unterlagen der Genehmigungsplanung müssen vollständig eingereicht werden.
- Das Grundstück muß in einem beplanten Gebiet liegen, das heißt: ein Bebauungsplan, beziehungsweise ein Vorhaben- und Erschließungsplan müssen vorliegen.
- Mit den bautechnischen Nachweisen muß ein Prüfungsbericht eines Prüfingenieurs vorliegen, in dem dieser die Vollständigkeit und Richtigkeit der bautechnischen Nachweise dokumentiert.

Durch den Wegfall der Prüfeinschränkungsverordnung sind derzeit bis auf wenige Ausnahmen alle Vorhaben in statischer und bautechnischer Hinsicht zu prüfen. Das schließt auch die Überwachung der Bauausführung ein. Mit der Anzeige der abschließenden Fertigstellung muß der Bauherr eine Erklärung des Prüfingenieurs vorlegen, in der dieser die Bauausführung entsprechend geprüfter Unterlagen dokumentiert. Der Prüfingenieur wird für diese Vorhaben geringer Höhe nicht mehr zwingend durch die Bauaufsichtsbehörde beauftragt. Der Bauherr stellt den Antrag zur Prüfung der Unterlagen direkt bei einem Prüfingenieur. Dieser nimmt entsprechend den gesetzlichen Regelungen in der Bauordnung seine Aufgaben als beliehener Unternehmer wahr.

Die Notwendigkeit der Prüfung von Bauten geringer Höhe einschließlich der zugehörigen Bauüberwachung wurde nach Einführung der neuen gesetzlichen Regelungen besonders sichtbar.



Dr.-Ing. Dieter Zauft
Vorsitzender der Vereinigung der
Prüfingenieure für Baustatik im
Land Brandenburg

Von 1992 bis 1994 waren Wohngebäude mit nicht mehr als zwei Wohnungen und mit nicht mehr als zwei oberirdischen Geschossen durch die Bauprüfeinschränkungsverordnung von der Prüfung freigestellt. Der Aufsteller dieser statischen Nachweise mußte seine Qualifikation nachweisen und mindestens zwei Jahre mit der Tragwerksplanung und der Erstellung von Standsicherheitsnachweisen betraut gewesen sein.

Die Qualitätseinbußen zeigten sich in den 1994 zur Prüfung vorgelegten Unterlagen sehr deutlich. Diese konnte man in einigen Fällen bestenfalls als Fragmente einer statischen Berechnung bezeichnen, oftmals war hier eine Zuordnung zum geplanten Gebäude nicht möglich. Die Mängel setzten sich auf der

Baustelle fort. Da oftmals Ausführungsunterlagen nicht erstellt wurden, sind den ausführenden Betrieben die Grundlagen für eine fachlich korrekte Arbeit nicht übergeben worden.

Zwei Jahre Erfahrung der Prüfung dieser Bauvorhaben zeigten deutlich, daß an vielen Stellen Mängel in der Planung und Ausführung ausgeräumt werden konnten, die anderenfalls Schädigungen des Bauwerkes verursacht hätten.

Mit Beginn des Jahres 1996 wurde die Diskussion über eine neue Bauordnung wieder aufgenommen. Die Schwerpunkte der landesspezifischen Änderungen sollen dabei auf der Regelung der Abstandsflächen, Erleichterungen für den Dachausbau sowie den Verfahrensvorschriften liegen.

Im Zusammenhang mit der Neuordnung der Verfahrensvorschriften steht in gleichem Maß die Diskussion über den Umfang der bautechnischen Prüfung auf der Tagesordnung. Bei allem Mut zur Neuordnung ist über die Qualitäts- und Sicherheitsbedürfnis zu diskutieren. Die Forderung nach einem hohen Sicherheitsniveau und hoher Qualität der Bauwerke sollte nicht auf dem Weg zu preiswerten Bauten verlassen werden.

So ist jede Diskussion über die Bauordnung mit dem Ziel verbunden, eine wesentliche Qualitätssteigerung zu erreichen. Zum gegenwärtigen Zeitpunkt sind die Begriffe von Qualitäts- und Sicherheitsbewußtsein in den Bundesländern sehr unterschiedlich belegt.

Die bisher getroffenen Festlegungen haben sich im Land Brandenburg bewährt und die gegenwärtig diskutierten Lösungen zeigen einen erfolversprechenden Weg zu einer dauerhaften gesetzlichen Regelung.

Sachsen: Fachseminar über die Bemessung im Stahlbau nach DIN und Eurocode

Ein von den Prüffingenieuren gut besuchtes und ihnen beträchtlichen fachlichen Gewinn bringendes Fachseminar über die „Bemessung im Stahlbau nach DIN 18 800 und Eurocode 3“ hat die Landesvereinigung der Prüffingenieure für Baustatik in Sachsen an der Technischen Universität in Dresden durchgeführt.

Den Vortrag hatte der Ordinarius für Stahlbau an der TU Dresden, Professor Graße, gestaltet. Eine Einführung ins Thema gab der Vorsitzende der Landesvereinigung, Prof. Dr.-Ing. habil. Bernd Dressel (Dresden).

Prof. Graße hatte sich das Ziel gesetzt, in dem ganztägigen Seminar die in Sachsen eingeführte DIN 18 800 zusammen mit dem Eurocode 3 zu behandeln, da die Grundlagen, die Bemessung nach Grenzzuständen mit Teilsicherheitsfaktoren, für beide Normen charakteristisch sind.

Prof. Graße faßte auf Grund der großen Stofffülle den Inhalt seines Referats sehr straff zusammen. Dennoch gelang es ihm, den Stand der Erarbeitung der DIN-Normen und der Europäischen Normen auf dem Gebiet des Stahlbaus sehr klar und übersichtlich darzustellen. Er behandelte unter anderem die Grundlagen der Bemessung nach Grenzzuständen mit Teilsicherheitsbeiwerten, die Grenzzustände der Gebrauchstauglichkeit (mit dem Nachweis der Verformungen und der Kontrolle des Schwingungsverhaltens). Außerdem beschrieb er die Grenzzustände der Tragfähigkeit (die statische Tragfähigkeit unter Nutzung plastischer Reserven, den Nachweis der Stabilität und der Ermüdung sowie die

Verbindungsmittel). Des weiteren referierte er über Baustähle und die Stahlgütewahl und die Fertigung und Montage sowie über die Kontrolle der Toleranzen.

Prof. Graße hat es verstanden, die Grundlagen der Normen systematisch darzustellen und die Einarbeitung der Seminarteilnehmer in die Problematik zu erleichtern. Seine Hinweise zur praktischen Handhabung und kritische Bemerkungen zu einzelnen Nachweisen sind für die tägliche Arbeit des Tragwerksplaners und der Prüffingenieure von Bedeutung. Die Teilnehmer an dem Seminar erhielten ausgearbeitetes Tagungsmaterial, das ihnen das weiterführende Selbststudium wesentlich erleichtert haben dürfte.

Dr. Hubert Verheyen neuer Vorsitzender der Landesvereinigung

Rheinland-Pfalz will einen festen Rahmen für die bautechnische Prüfung schaffen

Der Vorstand der Landesvereinigung der Prüffingenieure in Rheinland-Pfalz will künftig den Schwerpunkt seiner Tätigkeit auf die Schaffung eines festen hoheitlichen Rahmens für die bautechnische Prüfung legen. Das kündigte der neue Vorsitzende der Vereinigung, Dr.-Ing. Hubert Verheyen (Bad Kreuznach), an, der anlässlich der jüngsten Mitgliederversammlung zum neuen Vorsitzenden der Landesvereinigung gewählt worden ist.



Dr.-Ing. Hubert Verheyen wurde zum neuen Vorsitzenden der Prüffingenieure in Rheinland-Pfalz gewählt

Er löst Dipl.-Ing. Siegfried Zimmermann (Trier) nach achtjähriger erfolgreicher Tätigkeit als Vorsitzender ab. Zimmermann hatte für das Amt nicht mehr kandidiert.

Dipl.-Ing. Werner Heck (Bernkastel-Kues) der von 1978 bis 1982 selbst Vorsitzender war, würdigte im Namen aller Prüffingenieure in einer Dankesrede die Arbeit des scheidenden Vorsitzenden. Sein ständiges Bemühen um die Sache der Prüffingenieure zur Erhaltung der

bautechnischen Prüfung verdiene hohe Anerkennung und großen Dank aller Prüfungingenieure. Die bislang längste Amtszeit zeige, welches große Vertrauen die Prüfungingenieure ihrem Vorsitzenden entgegengebracht haben und dokumentiere außerdem seinen unermüdlichen ehrenamtlichen Einsatz. In großer Voraussicht habe er das richtige Team von Kollegen um sich versammelt, das nicht nur den Vorsitzenden unterstützt, sondern selbst mit großem Einsatz die Interessen der Prüfungingenieure vertreten habe.

Zum stellvertretenden Vorsitzenden wählten die rheinland-pfälzischen Prüfungingenieure einstimmig Dipl.-Ing. Albert Schwab (Landau). Zu weiteren Vorstandsmitgliedern wurden

die Diplom-Ingenieure Rudolf Schneider (Mainz) sowie Gerhard Wirth (Landau) gewählt. Dipl.-Ing. Klaus Barinka (Trier) übernahm den Vorsitz des Technischen Ausschusses, der lange Zeit von Dr.-Ing. Karl Johannsen (Mainz) geleitet wurde. Für die speziellen Fragen zu der anstehenden Einführung von Sachverständigen im Sinne der Landesbauordnung wurde der seit einem Jahr tätige Ausschuß unter dem Vorsitz von Dipl.-Ing. Lothar Schenk (Neustadt) wieder eingesetzt.

Die Hauptaufgabe des Vorstandes in den nächsten Jahren skizzierte Verheyen in seiner Antrittsrede. Vorrangig sei das Bemühen, für die bautechnische Prüfung einen hoheitlichen Rahmen mit

Durchsetzungskraft und Regelmechanismen zu schaffen. Diese Tätigkeit könne auch privatrechtlich mit hoheitlicher Kompetenz durchgeführt werden.

Zur Durchsetzung sei es aber erforderlich, die Arbeit der einzelnen Berufsverbände noch enger als bisher miteinander abzustimmen, damit die Belange der Ingenieure, Architekten und Prüfungingenieure noch effektiver vertreten werden können.

Verheyen ist auch Vizepräsident der Kammer der Beratenden Ingenieure, und er gehört dem Erweiterten Bundesvorstand der Bundesvereinigung der Prüfungingenieure als Beirat des Freien Bau-, Beratungs-, Prüf- und Überwachungsvereins BBÜV e. V. an.

Dipl.-Ing. Hans-J. Ehrhardt †

Am 14. Februar 1994 ist in seinem Urlaubsort in Österreich der langjährige Vorsitzende der Vereinigung der Prüfungingenieure für Baustatik in Berlin, Dipl.-Ing. Hans-J. Ehrhardt, im Alter von 74 Jahren verstorben.

Ehrhardt war von

1970 bis 1988 Erster Vorsitzender der Berliner Prüfungingenieure, und er hat mit seiner hohen Sachkenntnis maßgebend dazu beigetragen, daß von der Senatsverwaltung für Bau- und Wohnungswesen die Kostenordnung der Prüfungingenieure in ihrer jetzigen Form amtlich eingeführt wurde.

Der gebürtige Berliner legte sein Diplom-Examen 1950 an der Technischen Universität Berlin im Konstruktiven Ingenieurbau ab. Ein Jahr später war er bereits als selbständiger Beratender

Ingenieur tätig. An über 7.000 Bauten in Berlin und in der Bundesrepublik Deutschland wirkte er statisch konstruktiv mit. Besonders erwähnenswert ist seine Zusammenarbeit mit den Architekten Prof. Eiermann, Kai Fiska (Kopenhagen), Bakema und van den Broek (Rotterdam).

Die statisch-konstruktive Bearbeitung des Rathausneubaus in Marl/Westf. sowie der Zahn- und Kiefernklinik in Münster seien stellvertretend für die vielen Bauten genannt, die Hans-J. Ehrhardt auf dem Gebiet der alten Bundesrepublik

Deutschland bearbeitet hat. In Berlin wirkte sein Büro unter anderen an großen Wohnungsbauvorhaben, Geschäftshäusern, Industriebauten sowie an Neubauten von Messehallen der AMK Berlin mit.

In den Jahren 1971 bis 1977 war Ehrhardt Landesvorsitzender des Landesverbandes Berlin im Verband Beratender Ingenieure, 1993 wurde er zum Ehrenmitglied des VBI ernannt.

Als Prüfungingenieur für Baustatik war der Kollege Ehrhardt unter anderem mit der Prüfung und konstruktiven Bauüberwachung des Internationalen Congress Centrum (ICC Berlin) befaßt.

Dipl.-Ing. J.E. Grunenberg

Gerhard Feld einstimmig wiedergewählt

Bremen: Tätigkeit der Prüfsingenieure bleibt die Basis der Sicherheit

Dipl.-Ing. Gerhard Feld ist von der Mitgliederversammlung der Landesvereinigung der Prüfsingenieure in Bremen erneut zum Vorsitzenden gewählt worden.

Den ersten Schwerpunkt der Zusammenkunft, die am 18. April in Bremerhaven stattfand, bildete die Wiederwahl des ersten Vorsitzenden der Vereinigung. Dipl.-Ing. Gerhard Feld wurde einstimmig für drei Jahre wiedergewählt, er geht damit nun in sein zehntes Amtsjahr.

Als Stellvertreter bestätigte die Versammlung Dipl.-Ing. Horst Bellmer. Im Dank der Mitglieder an den Vorstand wurden vor allem die besonderen Bemühungen des Vorstandes der Landesvereinigung um die Zusammenarbeit mit der Ingenieurkammer Bremen hervorgehoben, die das Ziel hatten, den

Vertretern der Behörden und Ministerien den Sinn und den Zweck der bautechnischen Prüfung zu vermitteln. Damit hat der Vorstand der Landesvereinigung auch einen nicht unwesentlichen Einfluß auf die Gestaltung der neuen Landesbauordnung in Bremen genommen.

Ein Hauptthema der Versammlung war darum auch die in ihren Bestrebungen zur Privatisierung und Entlastung der Behörden sehr weitgehende, am 1. Januar 1996 in Kraft getretene Landesbauordnung.

In vielen Gesprächen des Vorstandes mit den Vertretern der Obersten Bauaufsicht und den Ministerien waren sich alle Beteiligten darüber einig, daß die

Die Bundesvereinigung koordiniert die Arbeit der technischen Ausschüsse der Länder

Die Bundesvereinigung der Prüfsingenieure für Baustatik hat einen neuen Ausschuß gegründet, der die Arbeit der Technischen Ausschüsse der Landesvereinigungen in den Ländern koordinierend begleiten soll.

Aufgabe der Technischen Ausschüsse in den Ländern ist es in erster Linie, die Prüfsingenieure für Baustatik durch Ratschläge bei der Handhabung der bautechnischen Prüfung zu unterstützen. Die von den Länderausschüssen erarbeiteten Empfehlungen werden mit den Obersten Bauaufsichtsbehörden der Länder abgestimmt. Länderspezifische Unterschiede können infolge unterschiedlicher Vorschriften vereinzelt entstehen. (Diese Empfehlungen der Länderausschüsse

können übrigens von den Prüfsingenieuren bei den einzelnen Landesvereinigungen der Prüfsingenieure für Baustatik abgerufen werden).

Am 21. August 1996 haben sich die Vertreter der Technischen Ausschüsse der Länder auf Einladung der Bundesvereinigung erstmals zu einer gemeinsamen bundesweiten Sitzung getroffen. Ziel dieser Zusammenkunft war es, den Kontakt der Vertreter der Landesvereinigungen untereinander zu intensivieren, von

den einzelnen Landesvereinigungen Bericht über die laufenden Aktivitäten zu erhalten und einen Weg zu finden, um zukünftige gemeinsame technische Probleme zu diskutieren und zu koordinieren.

Ein mindestens jährlich stattfindendes Treffen im Rahmen der Arbeitstagung der Bundesvereinigung der Prüfsingenieure soll diesen intensiven und laufenden Gedankenaustausch garantieren.

In naher Zukunft wird die Bundesvereinigung außerdem ein bundesweites sogenanntes Fachregister anlegen, in dem alle Berichte bzw. Mitteilungsblätter der Länderausschüsse nach gemeinsamen Kriterien, fach- und problemorientiert geordnet, erfaßt werden. Dies Register soll insbesondere neuen Prüfsingenieuren der Vereinigung einen Überblick über die veröffentlichten Berichte geben.

bautechnische Prüfung, wie sie der Prüflingenieur seit Jahrzehnten erfolgreich durchführt, immer die Basis der Sicherheit und der Qualität am Bau bleiben müsse. Allenfalls in ihrer Konstruktion einfache Gebäude könnten von der Prüfung befreit werden. Zur Beurteilung

einer einfachen Konstruktion ziehen die Ersteller des Standsicherheitsnachweises einen einfachen, von Prüflingenieuren und Vertretern der Bauaufsicht erarbeiteten Kriterienkatalog, heran. Mit diesem Instrument müßten nunmehr Erfahrungen gesammelt werden.

NRW: Verwaltungsvorschrift zur BO im Herbst?

Beschleunigung verkehrt sich noch ins Gegenteil

Weil die Verwaltungsvorschrift zur neuen Landesbauordnung noch nicht vorliegt, stößt die Beschleunigung der Baugenehmigung in Nordrhein-Westfalen vorerst noch allerorten auf Schwierigkeiten. Nicht nur bei Bauherren, Architekten, Entwurfsverfassern und Planern, sondern auch bei den Bauordnungsämtern herrscht große Unsicherheit darüber, wie einzelne Bestimmungen der neuen Bauordnung auszulegen und anzuwenden sind.

Diesen Eindruck zumindest mußte gewinnen, wer in den ersten Monaten dieses Jahres in Nordrhein-Westfalen das Baugeschehen beobachtete und beurteilen sollte. Leider, so muß man konstatieren, verkehrte sich die beabsichtigte Beschleunigung noch allzu häufig ins Gegenteil, weil mangels einer Verwaltungsvorschrift jede Bauaufsicht nach Inkraftsetzung des Gesetzes die Auslegung des Gesetzes individuell vornimmt. Wegen fehlenden geeigneten Personals und wegen der vielen offenen Fragen sind vor allem die kleineren Bauaufsichtsbehörden in den Städten und Gemeinden nicht in der Lage, eine sachgerechte Auslegung des neuen Gesetzes in Angriff zu nehmen.

Das Ministerium für Bauen und Wohnen des Landes NW hat die Herausgabe der Verwaltungsvorschrift zur neuen Landesbauordnung nun für den Herbst 1996 vorgesehen. Daher ist jetzt

zu hoffen, daß nach der Vorlage dieser Verwaltungsvorschrift und der entsprechenden Erläuterungen der obersten Bauaufsicht die Beschleunigung der Baugenehmigungsverfahren einen Schub erhält und eine sichere und landes einheitliche Handhabung der neuen Landesbauordnung künftig ermöglicht wird.

Wie lange jedoch die Einheitlichkeit in der Anwendung der neuen Landesbauordnung damit erreicht wird, bleibt abzuwarten. Schließlich darf man nicht übersehen, daß die jetzt amtierende Landesregierung – SPD und die Grünen/Bündnis 90 – in ihrer Koalitionsvereinbarung festgelegt haben, daß in der Mitte der Legislaturperiode die neue Landesbauordnung auf Grund der bis dato gesammelten Erfahrungen auf den Prüfstand gelegt und notfalls neu beraten werden solle. Nach Verlautbarungen aus dem Fachministerium ist dies für Ende 1997 jetzt fest eingeplant.

BVPI-Seminar: Zuversicht für die Anwendung des Eurocode 1

Fachliche Zuversicht haben die rund 300 Teilnehmer gewonnen, die Anfang September an einem Seminar über den Eurocode 1 teilgenommen haben, das die Bundesvereinigung der Prüflingenieure für Baustatik Anfang September an der Technischen Universität Hamburg-Harburg durchgeführt hatte. Vor allem das Schreckgespenst unendlich vieler Lastfallüberlagerungen und unüberschaubarer Bemessungssituationen ist in diesem Seminar stark verblaßt. „Wir sehen der Anwendung des Eurocode 1 jetzt sehr viel gelassener entgegen, als bisher,“ war die einhellig gewonnene Auffassung der meisten Prüflingenieure und Beratenden Ingenieure, nachdem sie gehört und verarbeitet hatten, was ihnen die Experten des Eurocode 1 zu sagen hatten. Das Seminar, an dem die deutscherseits maßgeblich an der Erarbeitung der Norm beteiligten Fachleute, nämlich die Professoren Sedlacek, Grünberg und Ruschewey, Dr. Gränzer sowie der Präsident des BVPI, Dr.-Ing. Günther Timm, den Eurocode vorstellten, zeigte sehr deutlich, daß Übersicht und fundierte Darstellung des Hintergrundes viele Vorurteile auflösen hilft. Die praxisnahen Beispielrechnungen bekräftigten die Anwendbarkeit der neuen Vorschrift. Sie zeigten aber auch, daß die Unsicherheit bei der Anwendung der neuen Bemessungsnormen nach dem probabilistischen EU-Normen-Konzept bei vielen Ingenieuren noch nicht beseitigt ist.

Dieses BVPI-Seminar soll Anfang 1997 in Duisburg und München wiederholt werden.



Der Präsident der BVPI, Dr.-Ing. Günter Timm, eröffnet die diesjährige Arbeitstagung in Baden-Baden und begrüßt insbesondere (1. Reihe v.l.): Prof. Dr.-Ing. Horst Bossenmayer vom baden-württembergischen Wirtschaftsministerium, Prof. Dr.-Ing. Ulrich Hieber, den Vorsitzenden des Allgemeinen Ausschusses der ARGEBAU und den Oberbürgermeister der Stadt Baden-Baden, Ulrich Wendt.

ARGEBAU-Vorsitzender Hieber: Die Mehrheit der Länder hält den Prüflingenieur für die bessere Lösung

Arbeitstagung der BVPI mit berufspolitisch und fachlich überzeugenden Ergebnissen

Der Vorsitzende des Allgemeinen Ausschusses der ARGEBAU, Prof. Dr.-Ing. Ulrich Hieber, hat das Institut des Prüflingenieurs als unersetzlich bezeichnet und darauf hingewiesen, daß die Mehrheit der Länder die Übertragung von Prüfaufgaben auf private Sachverständige nie als geeigneten Schritt zur Vereinfachung des Baugenehmigungsverfahrens angesehen habe.

Auf der diesjährigen Arbeitstagung der Bundesvereinigung der Prüflingenieure für Baustatik BVPI, die vom 22. bis 24. September in Baden-Baden stattfand, sagte Hieber weiter, die Sicherheit der Bauwerke könne nicht zur Disposition stehen, weswegen er auch – und mit ihm die große Mehrheit der Länder – den Prüflingenieur in seiner Funktion als staatlich anerkannten beliehenden Unternehmer für die bessere, weil bewährte Form der Entlastung des Staates halte. Lediglich zwei Länder hätten, so erinnerte Hieber die rund 400 Teilnehmer an der Arbeitstagung, mit der Einführung eines „staatlich

anerkannten Sachverständigen“ einen Sonderweg beschritten. Für ihn, Hieber, gehöre jedoch zur bautechnischen Prüfung unverzichtbar auch die Überwachung der Ausführung in konstruktiver Hinsicht, wie die Auswertung zahlreicher Bauschadensfälle zeige. Hierbei sei natürlich, räumte der ARGEBAU-Chef ein, der Grundsatz der Verhältnismäßigkeit zu wahren. Hieber appellierte in seiner mit viel Aufmerksamkeit aufgenommenen Rede auch an die Prüflingenieure, sich verstärkt an der europäischen Normenarbeit zu beteiligen, und er betonte ausdrücklich die Wichtigkeit der Beteiligung von

Prüflingenieuren an der europäischen Normung, stellten sie doch eine „besonders qualifizierte Gruppe der praktisch tätigen Ingenieure“ dar.

Eröffnet hatte die 1996er Jahrestagung der BVPI deren Präsident, Dr.-Ing. Günter Timm, der vor allem auf die große Bedeutung der regelmäßigen Arbeitstagungen für den Erfahrungsaustausch und die Weiterbildung der Prüflingenieure hinwies. Weiterbildung, so Timm, ist und bleibt für die Prüflingenieure eine unabdingbare „Verpflichtung zur Erhaltung der Bauqualität“.

Die beiden Arbeitstage des diesjährigen Bundestreffens der Prüflingenieure für Baustatik waren, wie jedes Jahr, geprägt von fachlichen und ingenieurwissenschaftlichen Vorträgen, die zum größten Teil auch in dieser Zeitschrift in überarbeiteter Form abgedruckt werden. Den Festvortrag zu Beginn des ersten Tages der Tagung, der von Vizepräsident Dr.-Ing. Klaus Kunkel moderiert wurde, hielt Professor Heinz-Otto Peitgen von der Universität Bremen zum Thema „Ordnung im Chaos – Chaos in der Ordnung“. Ihm gelang es spielend, die anwesenden Zuhörer für faszinierende mathematische Methoden zu begeistern und so auch die zentrale Bedeutung der Mathematik im Hinblick auf die Anwendbarkeit hervorzuheben.

Im Vordergrund der Fachvortragsveranstaltung stand die Weiterbildung der Prüflingenieure. Zum Thema „Ingenieurmäßige Planung und Prüfung des Brandschutzes“ sprach Dr. Marita Kersken-Bradley. Danach referierte Dr.-Ing. Hermann Schmidt-Schleicher über Boden-Bauwerk-Wechselwirkungen am Beispiel bergbaulicher Einwirkungen. Das Referat über „Berechnung der Momente in Stahlbetonplatten mit Finite-Elemente-Programm“ gehalten von Prof. Dr.-Ing. Gerhard Schaper beschloß den ersten Tag.

Zu Gast am zweiten Vortragstag, der vom Vizepräsidenten Dipl.-Ing. Mönning moderiert wurde, waren Mitarbeiter des italienischen Normenausschusses, der die Baugesetzgebung in Italien auch nach deutschem Vorbild überarbeiten will. Der Ausschußvorsitzende, der Mailänder Professor Guiseppa Turchini, berichtete über die Entwicklung der Baukontrolle in Italien. Man orientiere sich an der deutschen Gesetzgebung, weil diese hinsichtlich Qualität und Standsicherheit von Bauwerken klare und eindeutige Vorgaben mache, deren Einhaltung von der Planung bis zur Realisation auf der Baustelle von unabhängigen Prüferingenieuren kontrolliert wird. Ein so umfassend und gut funktionierendes System strebe man auch für Italien an.

Prof. Horst Falkner berichtete über neue Betontechnologien am Potsdamer Platz, der 20 000 m² großen Unterwasserbetonsole aus Stahlfaserbeton. Den Schwerpunkt des zweiten Vortragstages bildete der Brückenbau. Die Lastannahme für den Brückenbau gemäß Eurocode 1 wurde von Dr.-Ing. Fritz Großmann (s.a. Seite 24) vorgestellt. Die Möglichkeiten und Chancen für den Brückenbau mit dem Eurocode 2, Teil 2, beleuchtete im Anschluß daran Prof. Dr.-Ing. Gert König (s.a. Seite 10).

Die bautechnische Prüfung der Brücken der Straßenbaulastträger wird in den Bundesländern unterschiedlich eingeordnet. Aus diesem Grund ist es für den Prüferingenieur besonders wichtig, die Bedürfnisse des Bauherrn zu erfahren. Baudirektor Dipl.-Ing. Gerd Luesse erläuterte in seinem Referat die „Wünsche eines staatlichen Bauherrn und Straßenbaulastträgers an die Prüferingenieure“ (s.a. Seite 34). Abgerundet wurde die Veranstaltung durch einen Vortrag von Dr.-Ing. Christian Schliephake zum Thema Planung, Konstruktion und Ausführung von Großbrücken aus der Sicht der Bauunternehmung.

Dr.-Ing. Günter Timm als Präsident bestätigt

Auf der Mitgliederversammlung der BVPI am 22. September 1996 wurde der Präsident Dr.-Ing. Günther Timm einstimmig in seinem Amt bestätigt. Auch die Vizepräsidenten Dr.-Ing. Klaus Kunkel und Dipl.-Ing. Fritz Mönning wurden in ihre Ämter wiedergewählt. Die Rechnungsprüfer Dipl.-Ing. Uwe Schmiedel und Dipl.-Ing. Horst Ulrich Ordemann wurden ebenfalls ohne Gegenstimmen in ihr Amt wiedergewählt. Der Haushalt der Jahre 1996 bis 1998 beinhaltet einen großen, neuen Ausgabeschwerpunkt, die Öffentlichkeitsarbeit. Aufgabe dieser Informationsarbeit wird es in Zukunft sein, den Bauherrn und den planenden Ingenieuren und Architekten zu vermitteln, daß die bautechnische Prüfung mit geringen Kosten verbunden ist und die Sicherheit und Wertbeständigkeit der Bauwerke gewährleistet. Dies wird eindeutig aus Schadensberichten und Statistiken der Prüferingenieure deutlich. Die nächsten Aktionen der Öffentlichkeitsarbeit wurden auf der Mitgliederversammlung von BVPI-Geschäftsführer Dr. Hans-Jürgen Meyer vorgestellt. Um diese Maßnahmen durchführen zu können, mußte eine Beitragserhöhung von 950 DM auf 1100 DM beschlossen werden. Die Erhöhung wird ausschließlich für die Öffentlichkeitsarbeit verwandt.

Der Beschluß wurde ohne Gegenstimmen gefaßt.

Neuer Name für den BBÜV

Aus Gründen der leichteren Identifizierbarkeit gaben sich die Mitglieder des ehemaligen Freien Bau-, Beratungs-, Prüf- und -Überwachungsvereins Bundesrepublik Deutschland e.V. einstimmig den neuen, kurzen Namen Bau-Überwachungsverein e.V. Die neue Bezeichnung wird sicher helfen, den Bekanntheitsgrad des Vereins zu erhöhen.

Auch auf der Mitgliederversammlung des BBÜV wurden der Vorstand und die Rechnungsprüfer gewählt. Der Vorstand, bestehend aus dem 1. Vorsitzenden und seinen beiden Stellvertretern, ist und bleibt einstimmig identisch mit dem Präsidium der BVPI.

Unter dem Vorsitz von Dr. Timm wurden Dipl.-Ing. Gerhard Feld, Dipl.-Ing. Helmut Röpcke, Dipl.-Ing. Josef Steiner und Dr.-Ing. Hubert Verheyen in den Beirat gewählt. Der BBÜV ist, wie auf der letzten Versammlung beschlossen, für Sonderaufgaben zuständig, für die insbesondere eine Qualitätssicherung erforderlich ist. Auf dieser Basis sind derzeit eine Reihe von neuen Arbeitskreisen tätig, die in der nächsten Ausgabe der Zeitschrift vorgestellt und erläutert werden sollen.

Bundesverdienstkreuz für Dr.-Ing. Peter Martens



Der Vorsitzende der Landesvereinigung der Prüferingenieure in Niedersachsen, Dr.-Ing. Peter Martens, hat für seine langjährige ehrenamtliche und verdienstvolle Tätigkeit im deutschen bautechnischen Normenwesen das Bundesverdienstkreuz der Bundesrepublik Deutschland verliehen bekommen. Martens ist seit vielen Jahren nicht nur aktiver Mitarbeiter, sondern auch Obmann und stellvertretender Obmann

zahlreicher DIN-Normen-Ausschüsse für Silos und Behälter; außerdem erfüllt er verschiedene Lehraufträge an den Universitäten zu Braunschweig und Essen.

Möglichkeiten und Chancen für den Brückenbau mit dem Eurocode 2, Teil 2

Ein Überblick über die wichtigsten Neuerungen des EC2, Teil 2 gegenüber Teil 1 und über die neue DIN 1045

Mit der Verabschiedung der Europäischen Vornorm ENV 1992-2 für die Bemessung von Betonbrücken im Herbst 1995 wurde ein weiteres Bindeglied der Harmonisierung nationaler europäischer Normen hinzugefügt. Da mit der Einführung des EC2, Teil 1 und Teil 2 in nächster Zukunft nicht zu rechnen ist, wird auf deutscher Ebene momentan an einer neuen DIN 1045 gearbeitet. Zusätzlich zur Anwendung des EC2, Teil 2 ist u.a. die Angabe von Verkehrslasten erforderlich, die zu dem Sicherheitskonzept der Eurocodes passen. Diese sind im Eurocode 1, Teil 3 geregelt, welcher bereits 1994 als ENV 1991-3 verabschiedet wurde. Eine ausführliche Erläuterung dazu wird bereits auf den Seiten 24–33 gegeben. Weitere Lastannahmen für Brücken enthält der EC 1, Teil 2.4 für die Beanspruchungen aus Wind und der EC1, Teil 2.5 für die Temperaturbeanspruchungen. In den nachfolgenden Ausführungen werden zunächst kurze Erläuterungen zum EC1, Teil 3 vorgestellt, sie ergänzen die Ausführungen auf den Seiten 24–33. Im wesentlichen liefert der folgende Beitrag einen Überblick über die wichtigsten Neuerungen bzw. Ergänzungen des EC 2, Teil 2 gegenüber dem EC2, Teil 1. Außerdem wird ein Einblick in die Arbeiten an der neuen DIN 1045 gegeben. Die Anwendung des EC2, Teil 2 wird abschließend an einem kleinen Beispiel gezeigt.

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

leitet das Institut für Massivbau und Baustofftechnologie der Universität Leipzig

Dipl.-Ing. Andreas Menner

ist am Institut für Massivbau der Technischen Hochschule Darmstadt und

Dr.-Ing. Balthasar Novák

ist im Ingenieurbüro König und Heunisch in Leipzig tätig.

1 Kurze Erläuterungen zu den Verkehrslasten nach Eurocode 1, Teil 3 (ENV 1991-3)

1.1 Grundlage der Verkehrslasten im Lastmodell 1

Das in dem EC1, Teil 3 enthaltene Lastmodell 1, welches als Hauptlastmodell hauptsächlich zur Anwendung kommen soll, gründet sich im allgemeinen auf einen schweren und dichten Autobahnverkehr, der in Frankreich in der Nähe Auxerre registriert wurde. Diese gemessenen Lasten wurden statistisch ausgewertet und auf die für den EC1, Teil 3 definierte Widerkehrperiode übertragen. Diese ist mit 1000 Jahren für den charakteristischen Wert der Verkehrslasten festgelegt worden. Neben diesem Repräsentationsverkehr enthält die Wirklichkeit eine Vielzahl von unterschiedlichen Verkehrstypen, die abhängig von der geographischen und infrastrukturellen Lage der Straße und der Straßenkategorie sind. Beide Abhängigkeiten können durch die Definition von Anforderungsklassen und/oder Verkehrsklassen berücksichtigt werden.

Anforderungsklassen beziehen sich vorrangig auf die Höchstbelastung und werden durch die Anpassungsfaktoren α_q und α_Q charakterisiert. In der Norm sind bisher alle Anpassungsfaktoren mit 1 belegt. Es besteht aber die Möglichkeit, innerhalb eines nationalen Anwendungsdokumentes (NAD) verschiedene Anforderungsklassen zu definieren (vgl. Kapitel 1.3).

Verkehrsklassen berücksichtigen die Verkehrsdichte und die Verkehrszusammensetzung und sollen die Durchführung eines exakten Betriebsfestigkeitsnachweises ermöglichen. Vorschläge hierfür sind in der Norm angegeben.

1.2 Bemessungswerte der Einwirkungen im Grenzzustand der Gebrauchstauglichkeit

Zusätzlich zu den drei Kombinationen des Eurocode 1, Teil 1 (selten, häufig und quasi-ständig) in

den Grenzzuständen der Gebrauchstauglichkeit wird in Teil 3 eine nicht-häufige Kombination (infrequent combination) eingeführt. Diese ist mit einer Wiederkehrperiode von 1 Jahr definiert. Sie wurde nötig, da die Anwendung der seltenen Lastkombination mit der Wiederkehrperiode von 50 Jahren für Gebrauchstauglichkeitsnachweise zu stark konservativen Ergebnissen führen würde. Die nicht-häufige Lastkombination ist nach Anhang C3 wie folgt definiert:

– Infrequent combination:

$$\sum G_{K,j}(+P_K) + \psi'_{1,1} Q_{k,1} + \sum_{i>1} \psi_{1,i} Q_{k,i}$$

Für die Vorspannkraft P_K ist bei allen Gebrauchstauglichkeitsnachweisen jeweils der ungünstigere Wert $0,9 \cdot P_{m,t}$ bzw. $1,1 \cdot P_{m,t}$ einzusetzen.

Die Kombinationsbeiwerte $\psi'_{1,1}$, ψ_1 , ψ_2 für die veränderlichen Einwirkungen sind in Tabelle 1.2 dargestellt.

Tabelle 1.2: Kombinationsbeiwerte im SLS nach [3] Tabelle C.2

	Verkehr (LM)1		Temperatur	Wind
	Tandem	UDL		
$\psi'_{1,1}$	0,8	0,8	0,8	0,6
ψ_1	0,75	0,4	0,6	0,5
ψ_2	0	0	0,5	0

1.3 Nationales Anwendungsdokument (NAD)

Viele der Regelungen innerhalb der Eurocodes sind als Kompromiß zwischen den beteiligten Ländern entstanden. Um trotzdem auf individuelle Randbedingungen der einzelnen Länder eingehen zu können, besteht die Möglichkeit, innerhalb eines Nationalen Anwendungsdokumentes (NAD) einzelne Werte zu verändern, Passagen zu ergänzen oder außer Kraft zu setzen.

In Deutschland hat sich mittlerweile eine Arbeitsgruppe zusammengefunden, die sich mit der Erarbeitung eines NAD befaßt.

Folgende wichtige Änderungen, bzw. Ergänzungen wurden hier in Angriff genommen:

- Der Beiwert für die Tandemachse in der Hauptspur soll zu $\alpha_{Q1} = 0,8$ gesetzt werden (Anpassung auf den in Deutschland zulässigen Schwerlastverkehr).
- Der Beiwert für die Tandemachse in der 3. Spur soll zu $\alpha_{Q3} = 0$ gesetzt werden (Lastbild ähnlich DIN 1072).

- Die Tandemachsen Spur 1 und Spur 2 sind immer parallel zu setzen (wie DIN 1072)
- Für den Nachweis der Ermüdung sollte das Hauptlastmodell 1 des Tragsicherheitsnachweises benutzt werden (Reduzierung des Rechenaufwandes).
- Erhöhung des Teilsicherheitsbeiwertes γ_Q auf 1,5.

Durch diese nationale Anpassung wird ein dem deutschen Verkehr realistischeres Lastbild erreicht und es wird durch die Erhöhung des Teilsicherheitsbeiwertes γ_Q der größeren Streuung auf der Verkehrslastseite (bisher in den EC's genauso definiert, wie das Eigengewicht mit $\gamma = 1,35$ aufgrund der hohen charakteristischen Lasten) Rechnung getragen.

2. Neuerungen des Eurocode 2, Teil 2

Wesentlicher Unterschied zu den bisherigen Bemessungsnormen für Brücken (DIN 1075, DIN 4227, DIN 1045) ist die generelle Gültigkeit des EC2, Teil 2 für alle Vorspanngrade von nicht vorgespannten Bauteilen über teilweise und beschränkte Vorspannung bis hin zur vollen Vorspannung. Auch die Verwendung von Leichtbeton und hochfestem Beton ist prinzipiell zulässig, wenngleich deren Anwendung noch an die Verifizierung der im Eurocode angegebenen Anwendungsregeln (Application Rules) geknüpft ist.

Der Eurocode 2, Teil 2 enthält zum einen brückenspezifische Ergänzungen, zum anderen aber auch allgemeingültige Bemessungsregeln, deren Aufnahme aufgrund von fehlenden oder für Brücken unzureichenden Angaben im Teil 1 von Eurocode 2 notwendig waren. Um die Notwendigkeit zur Ergänzung allgemeingültiger Bemessungsregeln besser zu verstehen, wird nachfolgend auf diese Themen besonders eingegangen.

2.1 Einführung von Nachweisklassen

Es wurden 5 Nachweisklassen für Brücken eingeführt, welche unterschiedliche Anforderungen im Hinblick auf die Gebrauchstauglichkeit für den Nachweis der Dekompression und der Rißbreite definieren und damit indirekt einer Einteilung entsprechend dem Vorspanngrad entsprechen. Diese Klassen sind für jedes Brückenbauwerk vom Auftraggeber zum einen für die Bau- und Endzustände, zum anderen für Längs- und Quersystem festzulegen.

Nach der Auswertung der bisher durchgeführten Vergleichsrechnungen ergibt sich die in Tabelle

Tabelle 2.1: Neuerungen des Eurocode 2, Teil 2 gegenüber dem Teil 1

allgemeingültige Neuerungen und allgemeine Ergänzungen zum Eurocode 2, Teil 1	brückenspezifische Ergänzungen bzw Anwendung der Regeln für Brücken
Robustheit, Versagen durch Sprödbuch	Ergänzung zur Betondeckung Grenzzustand der Tragfähigkeit für Knicken
Schub zwischen Flansch und Stegen	Konstruktionsregeln für Anprall Zulässige Spannungen
Nachweis der Ermüdung	Durchbiegung, insbesondere für Lehrgerüste Dynamische Beanspruchung
Einführung von Nachweisklassen	Anwendung von ENV 1992-1-3 „Fertigteile“ Anwendung von ENV 1992-1-5 „externe Vorspannung / Vorsp. ohne Verbund“
Nachweis der Rißbreiten , Mindestbewehrung	Ermüdung: λ -Werte für Brücken Schräggabelbrücken

2.2 dargestellte Zuordnung der Nachweisklassen A, B, C, D, E zu dem Vorspanngrad nach DIN 4227.

2.2 Nachweis der Rißbreite im Grenzzustand der Gebrauchstauglichkeit

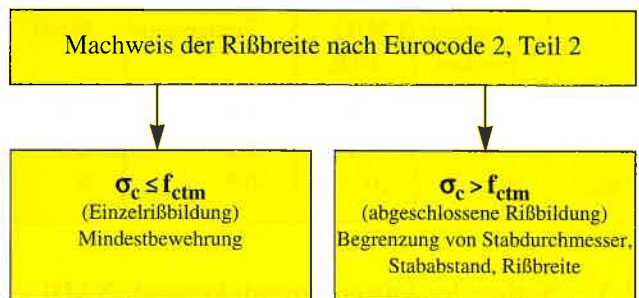
Der Nachweis der Rißbreitenbeschränkung im Eurocode 2, Teil 2 ist vom Konzept her ähnlich wie der im Teil 1.

Für den Fall, daß die Betonspannungen geringer sind als die mittlere Betonzugfestigkeit (Bereich der Erstrißbildung) wird das Auftreten breiter Einzelrisse durch die Anordnung einer Mindestbewehrung verhindert.

Überschreiten die Betonspannungen die mittlere Betonzugfestigkeit (Bereich der abgeschlossenen Rißbildung), ist die Rißbreite alternativ durch Begrenzung des Stabdurchmessers oder des Stababstandes, bzw. durch direkte Berechnung zu begrenzen.

Die wesentlichen Unterschiede zum Teil 1 sind folgende:

- das Konzept von Teil 1 ist nur wenig geeignet für die Beschreibung des Zustandes der Einzelrißbildung, da in diesem Konzept die abgeschlossene



ne Rißbildung als Modell zur Ermittlung der mittleren Stahlspannung und des mittleren Rißabstandes zugrunde gelegt wurde. Dieses entspricht aber nicht den mechanischen Zusammenhängen bei der Einzelrißbildung.

Tabelle 2.2: Nachweisklassen

Nachweisklasse	vergleichbarer Vorspanngrad nach DIN	Einwirkungskombination für den Nachweis der	
		Dekompression	Rißbreite
A	volle Vorspannung	nicht häufig	–
B	beschränkte Vorspannung	häufig	nicht häufig
C	teilweise Vorspannung/ ohne Vorspannung	quasi-ständig	häufig
D		–	häufig
E		–	quasi-ständig

■ das Konzept von Teil 1 resultiert aus Versuchen an Stahlbetonbalken. Die Erweiterung der Gl. (4.82) zur Ermittlung des mittleren Rißabstandes beim Spannbeton führt in einigen Fällen zu unsinnigen Ergebnissen [4]. Dies zeigt, daß die empirische Vorgehensweise in EC2 Teil 1 nicht immer zum gewünschten Erfolg führt.

■ Spannungsumlagerungen infolge des unterschiedlichen Verbundverhaltens von Betonstahl und Spannstahl werden im Teil 1 nicht berücksichtigt. Die Spannungen im Betonstahl werden daher unterschätzt.

2.2.1 Rißbreite beim Einzelriß

Charakteristisch für diesen Rißzustand ist, daß die Stahl- und Betondehnung am Ende der Einleitungslänge gleich sind. Dieser Fall tritt ein, wenn die aus Last oder Zwang hervorgerufene Beanspruchung kleiner als die Zugtragfähigkeit der effektiven Betonfläche ist ($F_{t,ch} \leq A_{c,eff} \cdot f_{ctm}$).

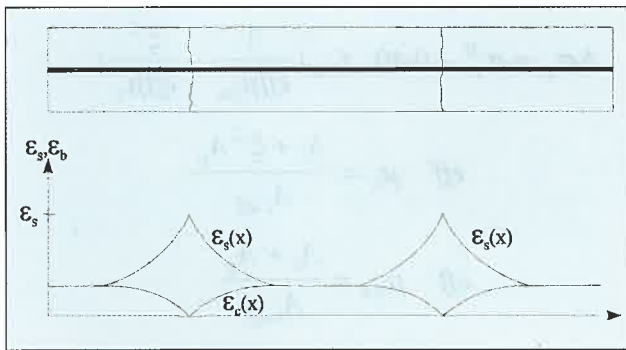


Abb. 2.1: Dehnungsunterschied zwischen Stahl und Beton beim Einzelriß

Ausgehend von **Abb. 2.1** lassen sich die Gleichgewichts- und Kompatibilitätsbedingungen wie folgt formulieren:

$$\sigma_s \cdot A_s + \Delta\sigma_p \cdot A_p = F_{t,ch}$$

$$w_s = w_p$$

$$l_{es} \cdot \epsilon_{sm} = l_{ep} \cdot \Delta\epsilon_{pm}$$

$$l_{es} = \frac{\sigma_s \cdot A_s}{\tau_{sm} \cdot U_s}; \quad l_{ep} = \frac{\Delta\sigma_p \cdot A_p}{\tau_{pm} \cdot U_p}$$

- σ_s : Stahlspannung am Riß
- $\Delta\sigma_p$: Spannungszunahme des Spannstahls nach Rißbildung
- U_s, U_p : Umfang der Bewehrung
- A_s, A_p : Fläche der Bewehrung
- τ_{sm}, τ_{pm} : mittlere Verbundspannung entlang l_{es}
- α_e : Verhältnis der E-Moduli von Stahl und Beton E_s/E_c

- w_s, w_p : Rißbreite im Bereich des Betonstahls und Spannstahls
- ϵ_{sm} : mittlere Dehnung im Betonstahl
- $\Delta\epsilon_{pm}$: Zuwachs der mittleren Dehnung im Spannstahl
- α_s, α_p : Völligkeit vom Betonstahl und vom Spannstahl entlang der Einleitungslänge

Mit den bekannten Beziehungen für die Einleitungslänge l_{es} und l_{ep} kann die Beziehung zwischen Spannung im Betonstahl und Spannungszunahme im Spannstahl bei der Rißbildung bei Annahme für $\alpha_s = \alpha_p$ geschrieben werden als:

$$\frac{\sigma_s \cdot A_s}{\tau_{sm} \cdot U_s} \cdot \alpha_s \cdot \frac{\sigma_s}{E_s} = \frac{\Delta\sigma_p \cdot A_p}{\tau_{pm} \cdot U_p} \cdot \alpha_s \cdot \frac{\Delta\sigma_p}{E_s}$$

oder

$$\Delta\sigma_p = \sigma_s \cdot \sqrt{\frac{d_s \cdot \tau_{pm}}{\tau_{sm} \cdot d_p}} = \sigma_s \cdot \xi_1$$

Wird diese Beziehung in die Gleichung für das Kräftegleichgewicht eingesetzt, so erhält man die Spannungen im Betonstahl und die Spannungszunahme im Spannstahl:

$$\sigma_s = \frac{F_{t,ch}}{A_s + \xi_1 \cdot A_p}$$

bzw.

$$\Delta\sigma_p = \frac{\xi_1 \cdot F_{t,ch}}{A_s + \xi_1 \cdot A_p}$$

Damit ist es möglich, die Rißbreite von Einzelrissen direkt zu ermitteln

$$w = 2 l_{es} (\epsilon_{sm} - \epsilon_{cm}) = 2 l_{ep} (\Delta\epsilon_{pm} - \epsilon_{cm}) \rightarrow$$

$$w = \frac{\sigma_s^2 \cdot d_s \cdot (1 - \alpha_s)}{2 \cdot \tau_{sm} \cdot E_s \cdot (1 + \alpha_e \cdot \mu_s)}$$

oder, wie im Eurocode 2, Teil 2, eine Mindestbewehrung zur Vermeidung breiter Einzelrisse anzugeben:

$$A_s = \frac{F_{t,ch}}{\sigma_s} - \xi_1 \cdot A_p$$

$$\begin{aligned} \text{mit } F_{t,ch} &= 0,8 \cdot k \cdot A_{ct} \cdot \alpha \cdot f_{ctm} \cdot \frac{z_s^I}{z_s^{II}} \\ &= 0,8 \cdot k \cdot k_c \cdot A_{ct} \cdot f_{ctm} \end{aligned}$$

- $F_{t,ch}$: die von der Bewehrung aufzunehmende Zugkraft nach der Rißbildung
- A_{ct} : Betonzugfläche infolge Rißschnittgröße
- 0,8 : Faktor für Eigenspannungen
- k : Faktor für sekundäre Rißbildung
- α : Faktor für Spannungsverteilung in der Zugzone A_{ct} vor der Rißbildung; z.B. 0,5 für dreieckförmige Verteilung
- z_s : Innerer Hebelarm im Zustand I und II

2.2.2 Abgeschlossene Rißbildung

Hauptmerkmal dieses Rißzustandes ist, daß eine Dehnungsdifferenz zwischen Stahl und Beton überall vorhanden ist. Dieser Fall tritt auf, wenn die aus Last oder Zwang hervorgerufene Beanspruchung größer als die Zugtragfähigkeit der effektiven Betonfläche ist

$$(F_{t,ch} > A_{c,eff} \cdot f_{ctm})$$

Hierdurch ist die Randbedingung für die Bestimmung der Einleitungslänge, somit auch der Rißabstand, nicht mehr eindeutig, so daß die Bestimmung der Rißbreite auf Modellvorstellung und Wahrscheinlichkeitsbetrachtung aufbauen muß.

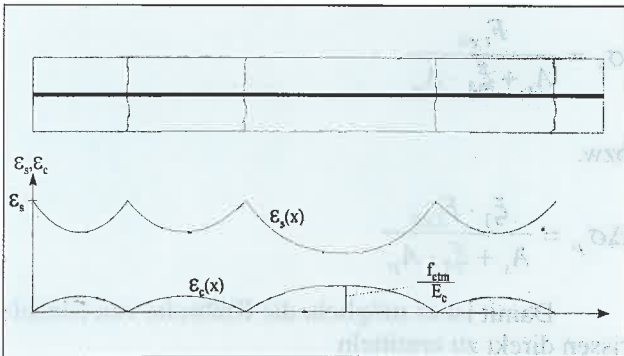


Abb. 2.2: Dehnungsunterschied zwischen Stahl und Beton bei abgeschlossenem Rißbild

Damit bestimmt die Zugfestigkeit des Betons in diesem Fall den Rißabstand und die Rißbreite mit. Die Streuung der Betonzugfestigkeit ist somit auch eine Ursache für die Streuung der Rißbreite. Das Gleichgewicht und die Kompatibilität bei abgeschlossener Rißbildung können wie folgt geschrieben werden:

$$\sigma_s \cdot A_s + \Delta\sigma_p \cdot A_p = F_{t,ch}$$

$$\sigma_{sm} = \Delta\sigma_{pm}$$

Durch die Einführung der Verbundkräfte T_{us} und T_{up} läßt sich die mittlere Spannung im Beton-

stahl und die mittlere Spannungszunahme im Spannstahl wie folgt schreiben:

$$\sigma_{sm} = \sigma_s - 0,6 \frac{T_{us}}{A_s}$$

$$\sigma_{sm} = \sigma_s - 0,6 \cdot \frac{T_u}{A_s + \xi_1^2 \cdot A_p}$$

$$\Delta\sigma_{pm} = \Delta\sigma_p - 0,6 \frac{T_{up}}{A_p}$$

$$\Delta\sigma_{pm} = \Delta\sigma_p - 0,6 \cdot \frac{\xi_1^2 T_u}{A_s + \xi_1^2 \cdot A_p}$$

Infolge der langandauernden und wiederholten Belastung nimmt die Verbundkraft ab. Nach [5] kann diese Abnahme mit einem Faktor 0,7 berücksichtigt werden.

$$\sigma_s = \sigma_s^{II} + 0,40 \cdot f_{ctm} \cdot \left(\frac{1}{\text{eff } \mu_v} - \frac{1}{\text{eff } \mu_{tot}} \right)$$

$$\Delta\sigma_p = \sigma_s^{II} - 0,40 \cdot f_{ctm} \cdot \left(\frac{1}{\text{eff } \mu_{tot}} - \frac{\xi^2}{\text{eff } \mu_v} \right)$$

$$\text{eff } \mu_v = \frac{A_s + \xi^2 A_p}{A_{c,eff}}$$

$$\text{eff } \mu_{tot} = \frac{A_s + A_p}{A_{c,eff}}$$

Die maximale Rißbreite w_{max} setzt sich aus dem Dehnungsunterschied im Bereich der doppelten Einleitungslänge l_{es} zusammen:

$$w_{max} = 2 \cdot l_{es} (\epsilon_{sm} - \epsilon_{cm})$$

mit:

$$l_{es} = \frac{A_{c,eff} \cdot f_{ctm}}{\tau_{sm} \cdot U_s + \tau_{pm} \cdot U_p} = \frac{f_{ctm} \cdot d_s}{4 \cdot \tau_{sm} \cdot \mu_v}$$

$$(\epsilon_{sm} - \epsilon_{cm}) = \frac{\sigma_s}{E_s} - \frac{0,6 \cdot T_u}{(A_s + \xi^2 \cdot A_p) E_s} - \frac{0,6 \cdot T_u}{A_{c,eff} \cdot E_b}$$

Unter Berücksichtigung des Faktors 0,7 für langandauernde und wiederholte Belastung lautet die Formel zur Bestimmung der Rißbreite bei abgeschlossener Rißbildung:

$$w = \frac{f_{ctm} \cdot d_s}{2\tau_{sm} \cdot \mu_v} \cdot \left(\frac{\sigma_s}{E_s} - 0,4 \cdot \frac{f_{ct}}{\mu_v \cdot E_s} (1 + \alpha_e \cdot \mu_v) \right)$$

2.3 Robustheit

2.3.1 Ziel des Nachweises

Eines der Hauptziele der europäischen Standards für Brücken und Hochbau ist die Sicherstellung der Unempfindlichkeit gegen unerwartete Einwirkungen. Ein Versagen des Bauwerks ohne Vorankündigung soll vermieden werden.

In der Vergangenheit sind bereits einige Schadensfälle im Spannbetonbau infolge Korrosion des Spannstahls sowohl im nachträglichen Verbund (Ortbeton) als auch im sofortigen Verbund (Fertigteil) bekannt geworden. Zu nennen sind hier beispielsweise die Schadensfälle im Zusammenhang mit der Verwendung von Tonerdeschmelzzement und von vergütetem Spannstahl N40. Diese Schäden traten teilweise erst etwa 30 Jahre nach der Bauwerksherstellung auf. Nach dem damaligen Stand der Technik waren diese späten Schäden nicht vorauszusehen, sonst wäre eine Zulassung für die Stähle undenkbar gewesen.

In der Tat ist es außerordentlich schwierig, verlässliche Aussagen über das Langzeitverhalten von Bauwerksteilen und -materialien zu treffen. Grundsätzlich ist jedoch auch bei den heute verwendeten hochfesten Spannstahlsorten unter ungünstigen Randbedingungen eine prinzipielle Anfälligkeit gegen Spannungsrißkorrosion nicht auszuschließen, wenn diese nach heutigem Kenntnisstand auch nur mit einer geringen Wahrscheinlichkeit verknüpft ist.

Aus den oben genannten Gründen wurde in letzter Zeit versucht, ein Konzept zur Verbesserung des Ankündigungsverhaltens für Spannbetonbauteile zu entwickeln. Ergebnis dieser Bemühungen ist das neue Konzept der Mindestbewehrung.

Diese Mindestbewehrung soll die Bauwerke vor dem Versagen ohne Vorankündigung bei Spannstahlausfall bewahren. Mit dieser Maßnahme soll das geringe Restrisiko im Spannbetonbau abgedeckt und die dauerhafte Funktionstüchtigkeit von Spannbetontragwerken sichergestellt werden.

2.3.2 Grundlagen des Konzeptes in Eurocode 2, Teil 2

Die Grundlagen für die Ermittlung einer Mindestbewehrung zur Vermeidung von Spannstahlversagen ohne Vorankündigung werden im folgenden am Beispiel eines Einfeldträgers mit Rechteckquerschnitt erläutert. Es wird unterstellt, daß nach einem Spanngliedausfall nur noch ein Restspannstahlquerschnitt $A_{p,r}$ vorhanden ist.

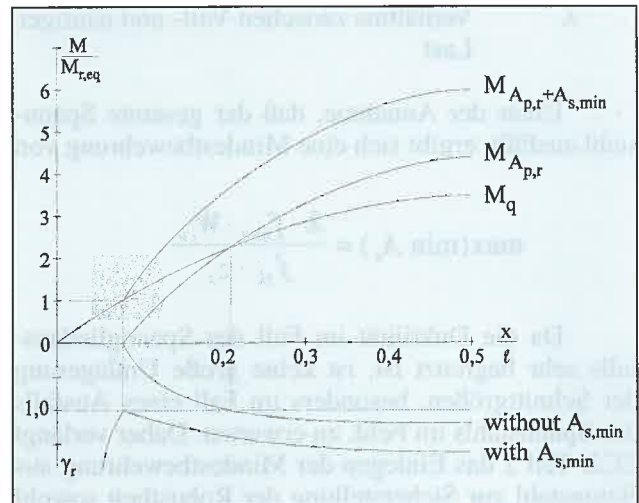


Abb. 2.3: Einfluß der Mindestbewehrung auf die Restsicherheit.

Die obere Hälfte von **Abb. 2.3** zeigt die Momentenlinie aus äußeren Einwirkungen M_q unter häufiger Lastkombination und die Momentenlasttragfähigkeit des Querschnittes mit dem Restspannstahlquerschnitt ohne und mit Mindestbewehrung $A_{s,min}$.

Im Allgemeinen lassen sich dabei drei Bereiche unterscheiden:

- Im ersten Bereich, in dem $M_q \leq M_{cr}$ ist, kann der gesamte Spannstahl ohne ein äußeres Anzeichen ausfallen. Dies ist auch verständlich, da in diesem Bereich der intakte unbewehrte Betonquerschnitt das Lastmoment M_q aufnehmen kann. Bei Abnahme der Zugfestigkeit des Betons unter Dauerbelastung nach dem Spanngliedausfall oder bei einer Lastzunahme über die häufige Last q hinaus wird dieser Bereich ohne Vorankündigung versagen.
- Im zweiten Bereich, wo $M_{Ap,r} \leq M_q$ ist, kommt es zur Rißbildung bei teilweisem Ausfall des Spannstahls. Von einer sicheren Ankündigung kann aber nicht gesprochen werden, da die Restsicherheit in diesem Bereich kleiner als 1,0 ist.
- Nur im dritten Bereich, wo $M_{Ap,r} \geq M_q$ ist, besteht eine sichere Ankündigung.

Die erforderliche Betonstahlfläche $\min A_s$ in den Bereichen ohne Vorankündigung kann aus der Bedingung zur Einhaltung der Bruchsicherheit mit einem verminderten Sicherheitsfaktor von $\gamma_r = 1,0$ ermittelt werden. Die Bestimmungsgleichung lautet:

$$\lambda \cdot \sigma_{c,q} \cdot W_{cu} - A_{p,r} \cdot E_p (\varepsilon_p^{(o)} + \Delta \varepsilon_p) z_p = f_{yk} \cdot \min A_s \cdot z_s$$

mit $\min A_s$ erforderliche Betonstahlfläche
 f_{yk} Fließgrenze des Betonstahls
 z_s inneres Hebelarm des Betonstahl im Bruchzustand.

λ Verhältnis zwischen Voll- und häufiger Last

Unter der Annahme, daß der gesamte Spannstahl ausfällt, ergibt sich eine Mindestbewehrung von

$$\max(\min A_s) = \frac{\lambda \cdot f_{ctm} \cdot W_{ct}}{f_{yk} \cdot z_s}$$

Da die Duktilität im Fall des Spanngliedausfalls sehr begrenzt ist, ist keine große Umlagerung der Schnittgrößen, besonders im Fall eines Ausfalls des Spannstahls im Feld, zu erwarten. Daher verlangt EC2, Teil 2 das Einlegen der Mindestbewehrung aus Betonstahl zur Sicherstellung der Robustheit sowohl für statisch bestimmte als auch für statisch unbestimmte Systeme.

Da die Untersuchung des Lastfalls Spanngliedausfall eine außergewöhnliche Bemessungssituation darstellt, wird im Eurocode 2, Teil 2 der Faktor λ gleich 1,0 gesetzt.

Desweiteren wird der Mittelwert der Betonzugfestigkeit durch den unteren charakteristischen Wert ersetzt zur Berücksichtigung der Eigenspannungen, die in diesem Fall hauptsächlich durch das Betonschwinden hervorgerufen werden.

Die so ermittelte Mindestbewehrung ist in der vorgedruckten Zugzone einzulegen.

Um die Duktilität des Spannbetonbauteils zu erhöhen, wird in Eurocode 2, Teil 2 darüberhinaus empfohlen, die untere Bewehrung über den Auflagerbereich laufen zu lassen, wenn die Kapazität der Zugbewehrung im Bereich negativer Stützmomente größer als die der Druckzonen ist. Dies ist in der Regel bei Plattenbalken der Fall, für Hohlkästen trifft dies ebenfalls zu, wenn folgende Gleichung erfüllt wird:

$$t_{inf} \cdot b_0 \cdot 0,85 \cdot f_{ck} \geq (A_s \cdot f_{yk} + A_p \cdot 0,9 \cdot f_{pk})$$

mit t_{inf} : Dicke des unteren Gurts am inneren Auflagerbereich

b_0 : Breite des unteren Gurts am inneren Auflagerbereich

Die Mindestbewehrung zur Sicherstellung der Robustheit darf vermindert bzw. weggelassen werden, wenn auf anderen Wegen die Robustheit des Tragwerks nachweislich gesichert werden kann. Zu nennen sind z.B. die Kontrollierbarkeit der Spannglieder (externe Vorspannung), die Ausnutzung der Schnittgrößenumlagerung etc.

Für vorgespannte Bauteile im sofortigen Verbund dürfen diejenigen Spannglieder auf die Mindestbewehrung angerechnet werden,

– die innerhalb der 2-fachen Betondeckung liegen oder

– deren Spannung 500 N/mm² nicht überschreitet.

Diese Vereinfachungen für den Fertigteilbau stellen eine Kompromißlösung dar, die es der Fertigteilindustrie auch weiterhin ermöglicht, Bauteile ohne Betonstahlbewehrung herzustellen.

2.4 Ermüdung

Materialversagen in Stahlbeton- und Spannbetontragwerken infolge Materialermüdung konnte in der Vergangenheit sowohl in Versuchen als auch an Bauwerken beobachtet werden. Beispiele für letztere sind die Prinzenallee in Düsseldorf, einige quervorgespannte Fahrbahndecken in der Schweiz, sowie weitere Fälle in Spanien und Japan (Ermüdungsversagen des Betons).

In Deutschland wurden in der Vergangenheit nahezu alle Spannbetonbrücken mit voller oder beschränkter Vorspannung ausgeführt. Mit der Einführung des Eurocode 2, Teil 2 jedoch besteht die Möglichkeit der teilweisen Vorspannung. Diese unterscheidet sich von den beiden vorgenannten Arten insbesondere durch größere Spannungsschwingbreiten des Betons und der Bewehrung, die eine Folge des bereits unter Gebrauchslasten gerissenen Betonquerschnittes sind. Neben den für ein Ermüdungsversagen kritischen Stellen (z.B. Koppelfugen, geschweißte Bewehrungsstöße) ist daher gerade bei der teilweisen Vorspannung auf eine ausreichende Beschränkung der Spannungsschwingbreite zu achten.

Wie aus dem in **Abb. 2.4** dargestellten Ablaufdiagramm ersichtlich, erfolgt der Ermüdungsnachweis im Eurocode 2, Teil 2 in mehreren Schritten.

In einem ersten Schritt werden alle Tragwerksteile von dem Ermüdungsnachweis ausgeschlossen, die einer direkten Belastung aus Straßen- oder Eisenbahnverkehr nicht ausgesetzt sind und für die ein Nachweis nicht erforderlich ist.

Für Tragwerksteile, die damit nicht erfaßt werden, sind in einem zweiten Schritt die maximalen Beton- und Stahlspannungen unter Gebrauchslasten zu überprüfen.

Werden bestimmte Grenzwerte eingehalten, so ist ein Ermüdungsversagen nicht zu erwarten und ein weiterer Nachweis nicht erforderlich.

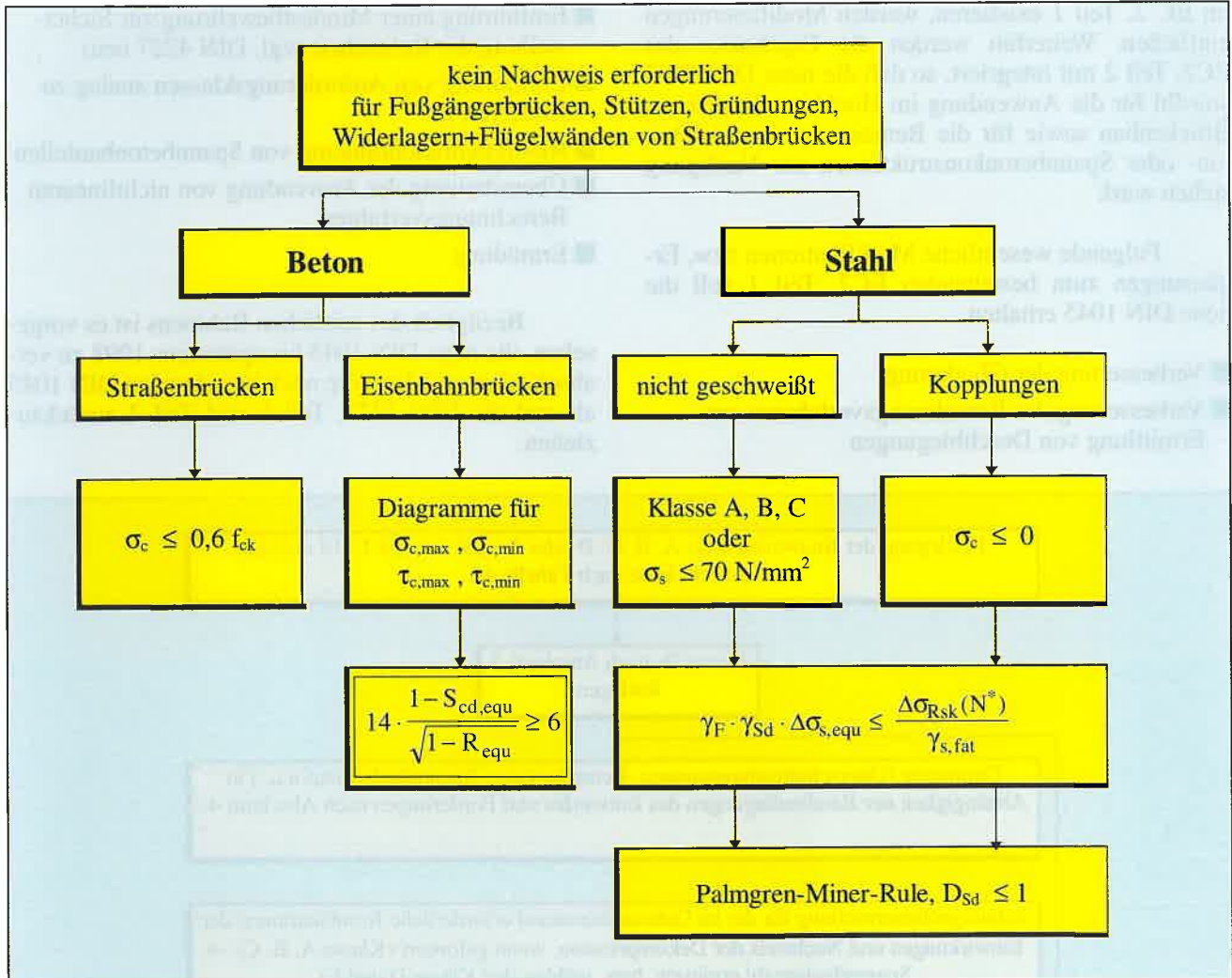


Abb. 2.4: Ablaufdiagramm für den Ermüdungsnachweis

Ist dies nicht der Fall, so ist in einem dritten Schritt ein vereinfachter Ermüdungsnachweis zu führen. Für diesen sind unter einer definierten Ermüdungslastkombination mit dem Ermüdungslastmodell 3 aus Eurocode 1, Teil 3 die maximalen und minimalen Spannungen zu ermitteln und mit sogenannten λ -Faktoren zu modifizieren, welche die Schnittgrößen aus dem Ermüdungslastmodells 3 an den zu erwartenden Verkehr anpassen. Die daraus resultierende „schadensäquivalente Spannungsschwingbreite“ $\Delta\sigma_{s,equ}$ darf eine maximal zulässige ertragbare Schwingbreite $\Delta\sigma_{Rsk}$ nicht überschreiten.

Ist auch dieser vereinfachte Nachweis nicht erfüllt, so bleibt dem Anwender freigestellt, in einem vierten Schritt einen Betriebsfestigkeitsnachweis unter wirklichkeitsnaher Beanspruchung unter der Annahme einer linearen Schadensakkumulations-Hypothese (Palmgren-Miner-Rule) zu führen oder aber die Querschnitte so abzuändern, daß eine der o.a. Bedingungen erfüllt ist.

3 Arbeiten an der neuen DIN 1045

Mit der Einführung des EC2, Teil 1 und EC2, Teil 2 als verbindliche EN-Norm ist in nächster Zukunft noch nicht zu rechnen. Daher wurde von deutscher Seite eine komplette Neubearbeitung der DIN 1045 gestartet, die die jetzige DIN 1045 und die bestehenden DIN 4227, Teil 1 und Teil 2 ersetzen sollen. Die Neubearbeitung erfolgt auf Grundlage des EC2, Teil 1 und EC2, Teil 2. Somit wird die Übergangsphase von der DIN 1045 auf die Eurocodes fließender stattfinden und der Ingenieur noch vor der verbindlichen Einführung als EN mit den dann zu führenden Nachweisen vertraut gemacht. Zusätzlich werden die neuesten Erkenntnisse der Forschung und Entwicklung zügiger in der Praxis umgesetzt.

Grundsätzlich wird versucht, daß Konzept des EC 2, Teil 1 beizubehalten. Dort wo Schwachstellen

im EC 2, Teil 1 existieren, werden Modifizierungen einfließen. Weiterhin werden die Ergebnisse des EC2, Teil 2 mit integriert, so daß die neue DIN 1045 sowohl für die Anwendung im Hochbau als auch im Brückenbau sowie für die Bemessung von Stahlbeton- oder Spannbetonkonstruktionen zur Verfügung stehen wird.

Folgende wesentliche Modifikationen bzw. Ergänzungen zum bestehenden EC2, Teil 1 soll die neue DIN 1045 erhalten.

- Verbesserung der Gliederung
- Verbesserung des Berechnungsverfahrens zur Ermittlung von Durchbiegungen

- Einführung einer Mindestbewehrung zur Sicherstellung der Robustheit (vgl. DIN 4227 neu)
- Einführung von Anforderungsklassen analog zu EC2, Teil 2
- Rißbreitenbeschränkung von Spannbetonbauteilen
- Überarbeitung der Anwendung von nichtlinearen Berechnungsverfahren
- Ermüdung

Bezüglich des zeitlichen Rahmens ist es vorgesehen, die neue DIN 1045 bis spätestens 1998 zu verabschieden und dann die noch bestehenden DIN 1045 alt und die DIN 4227, Teil 1 und Teil 2 zurückzuziehen.

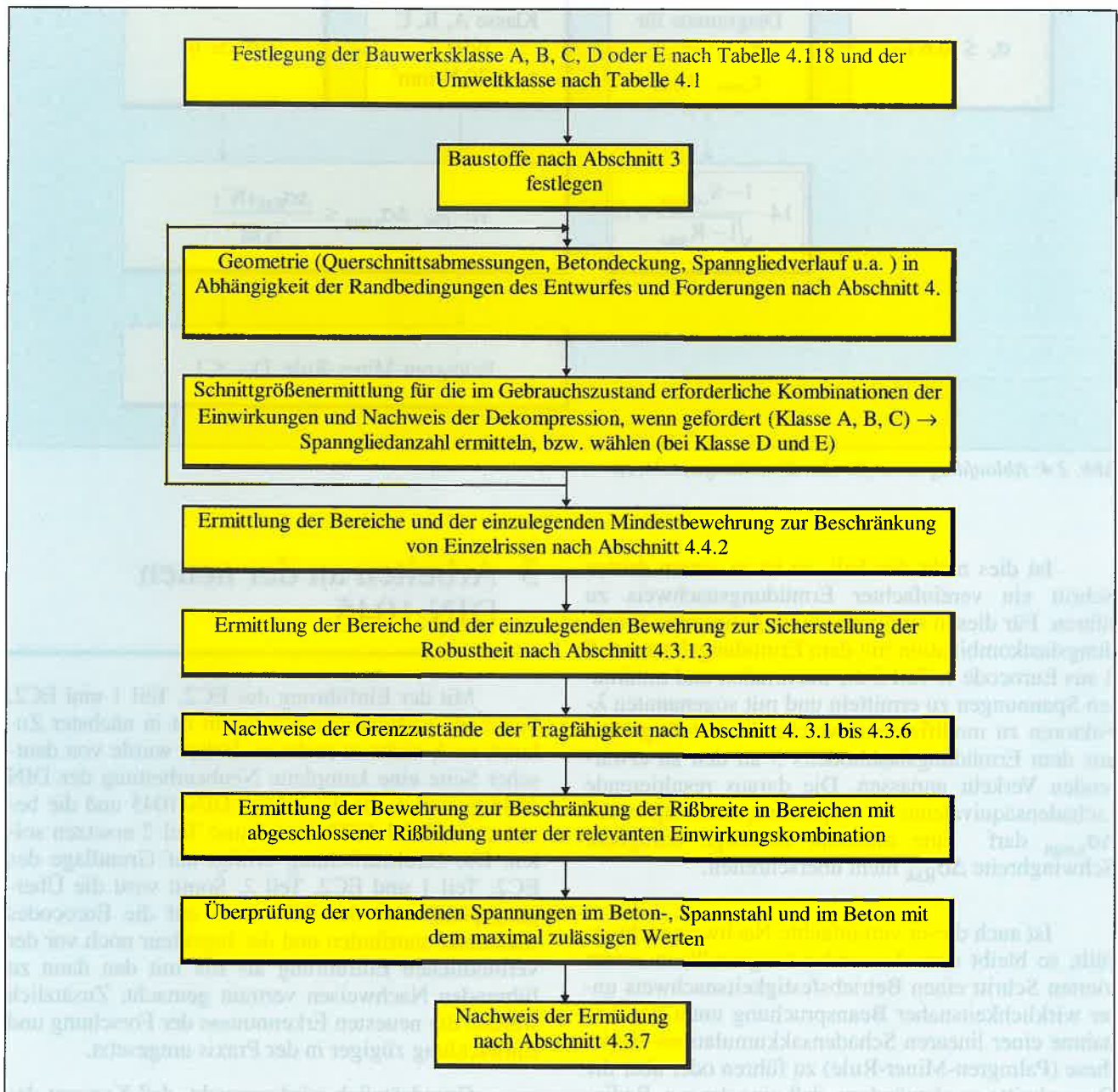


Abb. 4.1: Ablaufdiagramm für den Entwurf von Betonbrücken nach EC2, Teil 2

4 Hinweise zum Bemessungsablauf und Beispiel nach Eurocode 2, Teil 2

Durch die Änderungen im EC2, Teil 2 gegenüber der DIN 4227 stellt sich dem entwerfenden Ingenieur die Frage nach einer effizienten Vorgehensweise, um zum einen alle notwendigen Nachweise zu erbringen und zum anderen zu vermeiden, Nachweise mehrfach mit veränderten Eingangsparametern wiederholen zu müssen. Das Ablaufdiagramm (**Abb. 4.1**) soll einen Überblick verschaffen, in welcher Reihenfolge der Ingenieur zügig zum gewünschten Entwurfsergebnis bei der Bemessung nach EC2, Teil 2 kommt.

Aus dem Diagramm wird ersichtlich, daß die Nachweise zur Sicherstellung der Gebrauchstauglichkeit im Vergleich zu den bisherigen Normen an Bedeutung gewonnen haben und in den meisten Fällen das Bemessungsergebnis bestimmen werden.

Im nachfolgenden Beispiel **Abb. 4.2** soll die Anwendung des Eurocode 2, Teil 2 bei einer teilweise vorgespannten Brücke mit Hohlkastenquerschnitt aufgezeigt werden. Die Nachweise erfolgen an den jeweils maßgebenden Stellen in Feld 2.

Bemessungsklasse D nach [2] Tabelle 4.118.

Baustoffe:

Beton: C 35/45
 Betonstahl: B 500 B
 Spannstahl: Litze EN 10138-3 – 7W 15,2 – Fe 1750,
 Spannglied $A_p = 16,8 \text{ cm}^2$

Vorspannung:

Die unmittelbar nach dem Absetzen der Presse im Spannstahl zulässigen Spannungen betragen nach [1] 4.2.3.5.4:

$$\begin{aligned}\sigma_{pm0} &\leq 0,75 \cdot f_{pk} = 0,75 \cdot 1750 = 1313 \text{ N / mm}^2 \\ &\leq 0,85 \cdot f_{p0,1k} = 0,85 \cdot 1507 = 1281 \text{ N / mm}^2\end{aligned}$$

Zusätzlich zu den aufgeführten Grenzspannungen zum Zeitpunkt $t = 0$ wird in [2] 4.4.1.1 die Spannstahlspannung zum Zeitpunkt $t = \infty$ (also nach Abzug der Spannkraftverluste infolge Kriechen, Schwinden und Relaxation) unter der quasi-permanenten Lastkombination begrenzt auf:

$$\sigma_{p\infty} \leq 0,65 \cdot f_{pk} = 0,65 \cdot 1750 = 1138 \text{ N / mm}^2$$

Dieser Nachweis kann zum jetzigen Zeitpunkt noch nicht geführt werden, da zur Spannungsermittlung

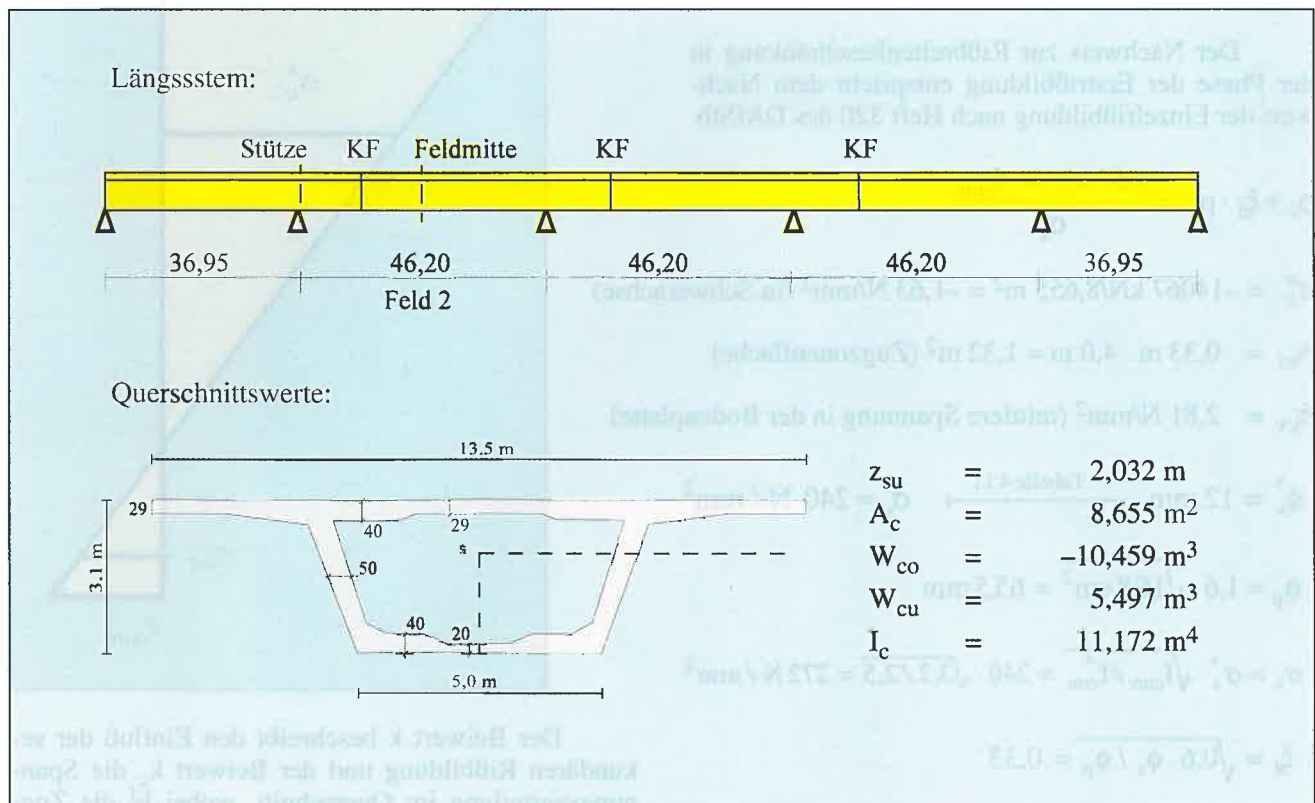


Abb. 4.2: Anwendung der EC2 bei einer teilweise vorgespannten Brücke mit Hohlkastenquerschnitt

lung neben den 1,1-fachen Schnittgrößen aus Vorspannung und den Spannkraftverlusten auch die Spannungserhöhung infolge äußerer Lasten im Zustand II mit berücksichtigt werden muß. Daher wird die Spannstahlspannung nach dem Absetzen der Presse zunächst geschätzt:

$$\sigma_{pm0} = 981 \text{ N / mm}^2$$

Die Spannkraftverluste infolge Kriechen, Schwinden und Relaxation $\Delta\sigma_{p,c+s+r}/\sigma_p$ betragen 5,2% in Feldmitte

Spanngliedzahl gewählt:

- 6 zentrische Spannglieder (4 oben, 2 unten)
- 4 parabolische Spannglieder

Schnittgrößen

Lastfall			N (kN)	M-y (KNm)
Einzellastfälle	Eigengewicht			23 457
	Vorspannung	t = 0	-16 481	- 6 200
	- direkt	t = 0		-11 998
	Vorspannung	t = ∞	-15 630	- 5 880
	- direkt	t = ∞		-11 378
	Stützensenkung			3 299
	Temperatur			13 124
	Verkehr UDL			8 630
	Verkehr Tandem			9 045
	ULS – Bruchsicherheit	max M, Q	t = ∞	
SLS – nicht häufige Lastkombination	max M	t = ∞	-14 067	43 479
SLS – häufige Lastkombination	max M	t = ∞	-14 067	38 262
SLS – quasi-permanente Lastkombination	max M	t = ∞	-14 067	28 026
SLS – quasi-permanente Lastkombination	min N, max M	t = ∞	-17 193	26 850

Mindestbewehrung in der Bodenplatte nach [2] 4.4.2.2:

Der Nachweis zur Rißbreitenbeschränkung in der Phase der Erstrißbildung entspricht dem Nachweis der Einzelrißbildung nach Heft 320 des DAfStb

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

$$\sigma_c^* = -14067 \text{ kN} / 8,655 \text{ m}^2 = -1,63 \text{ N/mm}^2 \text{ (in Schwerachse)}$$

$$A_{ct} = 0,33 \text{ m} \cdot 4,0 \text{ m} = 1,32 \text{ m}^2 \text{ (Zugzonenfläche)}$$

$$\sigma_{cv} = 2,81 \text{ N/mm}^2 \text{ (mittlere Spannung in der Bodenplatte)}$$

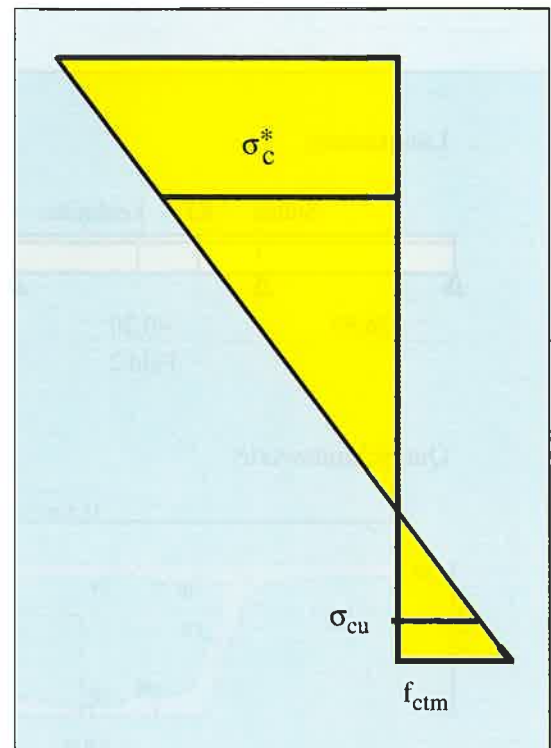
$$\phi_s^* = 12 \text{ mm} \xrightarrow{\text{Tabelle 4.11}} \sigma_s^* = 240 \text{ N / mm}^2$$

$$\phi_p = 1,6 \cdot \sqrt{16,8 \text{ cm}^2} = 65,5 \text{ mm}$$

$$\sigma_s = \sigma_s^* \cdot \sqrt{f_{ctm} / f_{ctm}^*} = 240 \cdot \sqrt{3,2 / 2,5} = 272 \text{ N / mm}^2$$

$$\xi_1 = \sqrt{0,6 \cdot \phi_s / \phi_p} = 0,33$$

$$\rho_p = A_p / A_{ct} = 2 \cdot 16,8 \text{ cm}^2 / 1,32 \text{ m}^2 = 0,0025$$



Der Beiwert k beschreibt den Einfluß der sekundären Rißbildung und der Beiwert k_c die Spannungsverteilung im Querschnitt, wobei F^I die Zuggurkraft des ungerissenen Betons darstellt.

$$k = 0,65 \quad (\text{für } b > 0,8 \text{ m})$$

$$k_c = 0,9 \cdot \frac{F^I}{A_{ct} \cdot f_{ctm}} = 0,9 \cdot \frac{3,707 \text{ MN}}{1,32 \cdot 3,2} = 0,79$$

$$\text{mit } F^I = \sigma_{cu} \cdot A_{ct} = 2,81 \cdot 1,32 = 3707 \text{ kN}$$

$$\rho_s = \frac{0,8 \cdot 0,79 \cdot 0,65 \cdot 3,2}{272} - 0,33 \cdot 0,0025 = 0,0040$$

$$A_{s,\min} = 0,0040 \cdot 1,32 \text{ m}^2 = 52,8 \text{ cm}^2$$

Mindestbewehrung in der Bodenplatte nach [2] 4.3.1.3:

Zur Sicherstellung der Robustheit des Tragwerks im Falle unvorhergesehenen Spanngliedausfalls.

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

mit dem Rißmoment unter Vernachlässigung jeglicher Wirkung der Vorspannung:

$$M_{r,ep} = f_{ctk0.05} \cdot W_{cu} = 2,2 \text{ MN/m}^2 \cdot 5,497 \text{ m}^3 = 12,093 \text{ MNm}$$

Der innere Hebelarm z_s im Bruchzustand wird angenommen als Abstand der Schwerachsen von Ober- und Untergurt. $z_s = 310 - 34/2 - 33/2 = 276,5 \text{ cm}$

Die Mindestbewehrung ergibt sich damit zu:

$$\min A_s = \frac{12,093}{500 \cdot 2,765} = 87,5 \text{ cm}^2$$

Die Aufteilung der Mindestbewehrung auf Flansch und Steg erfolgt entsprechend den jeweiligen Anteilen an der Zuggurtkraft $F = 2 \cdot F_{web} + F_{flange}$:

$$F_{web} = \frac{1}{2} \times 2,03 \text{ m} \times 0,5 \text{ m} \times 2,2 \text{ MPa} = 1,117 \text{ MN}$$

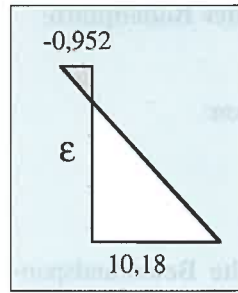
$$\min A_{s,web} = 19,0 \text{ cm}^2$$

$$F_{flange} \approx 0,33 \text{ m} \times 4,0 \text{ m} \times 2,2 \text{ MPa} = 2,904 \text{ MN}$$

$$\min A_{s,flange} = 49,5 \text{ cm}^2$$

Grenzzustand der Tragfähigkeit für Biegung mit Längskraft

Mit der Spannbewehrung (10 Spannglieder) nach 5.1 alleine kann bei der teilweisen Vorspannung nach Bemessungsklasse D das Bruchmoment nicht abgedeckt werden. Die für den jeweiligen Querschnitt erforderliche Betonstahlbewehrung ergibt sich zu:



$$\varepsilon_V = 4,77\%$$

$$M_{Sd} = M_{Rd} = 65205 \text{ kNm}$$

$$\text{erf } A_{su} + A_{sw,u} = 183,4 \text{ cm}^2$$

(20,4 cm²/m)

$$x/d = 0,09$$

Grenzzustand der Tragfähigkeit für Querkraft

Der Bemessungswert der aufzunehmenden Querkraft beträgt am Querträgerend vom Feld 2:

$$V_{Sd} = 10104 \text{ kN}$$

Für die Querkraft, die ohne Betondruckversagen des Balkensteges aufgenommen werden kann, gilt:

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

$$= \frac{(2 \cdot 0,5 \text{ m}) \cdot (0,9 \cdot 3,03 \text{ m}) \cdot 0,525 \cdot 23,3}{2 + 0,5} = 13,34 \text{ MN} \geq V_{Sd}$$

mit: $\cot \theta = 2,0$ (27° Druckstrebenneigung)

$$v = 0,7 - f_{ck}/200 = 0,7 - 35/200 = 0,525 > 0,5$$

Bei vorhandenen Längsdruckspannungen ist V_{Rd2} zu reduzieren auf:

$$V_{Rd2,red} = 1,67 V_{Rd2} \left(1 - \frac{\sigma_{cp,eff}}{v \cdot f_{cd}} \right) \leq V_{Rd2}$$

$$= 1,45 V_{Rd2} > V_{Rd2}$$

mit: $\sigma_{cp,eff} = N_{Pm}/A_c = 13,827/8,655 = 1,59 \text{ MN/m}^2$

Bei dem Verfahren mit veränderlicher Druckstrebenneigung darf der ohne Schubbewehrung aufnehmbare Querkraftanteil bei der Ermittlung der erforderlichen Schubbewehrung nicht angerechnet werden. Die von der Schubbewehrung aufnehmbare Querkraft ergibt sich somit zu

$$V_{Sd} = V_{Rd3} = \frac{A_{sw}}{s} \cdot z \cdot f_{ywd} \cdot \cot \theta \leq \frac{1}{2} \cdot v \cdot f_{cd} = 10,104 \text{ MN}$$

$$\text{erf } a_{sw} = \frac{10,104 \text{ MN}}{0,9 \cdot 3,03 \text{ m} \cdot \frac{500}{1,15} \cdot 2,0} = 42,6 \frac{\text{cm}^2}{\text{m}}$$

gewählt: 14–15cm, 4-schnittig
(beide Stege zusammen) → Stütze

Beschränkung der Rißbreite in der Bodenplatte in Feldmitte, $t = \infty$

Unter der häufigen Lastkombination:

$$N = -14067 \text{ kN}$$

$$M = 38262 \text{ kNm}$$

beträgt die im Zustand I ermittelte Betonrandspannung:

$$\sigma_{cu} = \frac{38,262}{5,497} + \frac{-14,067}{8,655} = 5,33 \text{ MPa} > f_{ctm} = 3,2 \text{ MPa}$$

Stahlspannung im Zustand II:
 $(\sigma_s^{II} = 1,575\% \cdot 200 \cdot 10^3 = 315 \text{ N/mm}^2)$

Aufgrund der unterschiedlichen Verbundeigenschaften von Betonstahl und Spanndrahtlitzen erhöht sich diese Spannung nach [2] Gl. (4.198) auf:

$$\sigma_s = \sigma_s^{II} \cdot 0,4 \cdot f_{ctm} \left(\frac{1}{\text{eff}\mu_V} - \frac{1}{\text{eff}\mu_{tot}} \right)$$

$$= 315 + 0,4 \cdot 3,2 \cdot \left(\frac{1}{0,01148} - \frac{1}{0,01356} \right) = 332 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

Mit:

$$A_{c,eff} = 0,33 \cdot 4,0 = 1,32 \text{ m}^2$$

$$A_{su} = 183,4 - 38,0 = 145,4 \text{ cm}^2$$

$$A_p = 2 \cdot 16,8 = 33,6 \text{ cm}^2$$

$$\phi_s = 20 \text{ mm}$$

$$\phi_p = 1,6 \cdot 16,8 = 6,56 \text{ cm}$$

$$\xi_1 = \sqrt{\xi \cdot \frac{\phi_s}{\phi_p}} = \sqrt{0,6 \cdot \frac{Q}{6,6}} = 0,428$$

$$\text{eff } \mu_V = \frac{A_s + \xi^2 \cdot A_p}{A_{c,eff}} = \frac{145,4 + 0,428^2 \cdot 33,6}{13200} = 0,01148$$

$$\text{eff } \mu_{tot} = \frac{A_s + A_p}{A_{c,eff}} = \frac{145,4 + 33,6}{13200} = 0,01356$$

ergibt sich:

$$\sigma_s = 332 \text{ MPa} \xrightarrow{\text{Tabelle 4.11}} \phi_s = \phi_s^*$$

$$= 5,7 \text{ mm} < \text{vorh } \phi_s = 20 \text{ mm}$$

Der Nachweis ist nicht erfüllt. Mit einer Bewehrung von $288,0 \text{ cm}^2$ in der Bodenplatte reduziert sich die Spannung im Betonstahl und der züssige Stababstand wird eingehalten:

$$\sigma_s = 233 + 0,4 \cdot 3,2 \cdot \left(\frac{1}{0,0191} - \frac{1}{0,0212} \right)$$

$$= 240 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2} \xrightarrow{\text{Tabelle 4.12}} \text{max } s = 100 \text{ mm}$$

Spannungsbegrenzung unter Gebrauchslasten

Für Brücken der Bemessungsklassen A, B und C kommt den Nachweisen zur Begrenzung der Beton-, Stahl- und Spannstahlspannungen eine besondere Bedeutung zu, da diese maßgebend sind für die Ermittlung der erforderlichen Spannliedzahl.

Bei der Bemessungsklasse D hingegen ist die Anzahl der Spannlieder frei wählbar. Zur Begrenzung der Spannstahlspannungen ist jedoch ein iteratives Vorgehen erforderlich, da die Spannstahlspannung zunächst geschätzt und anschließend mit der aus den Nachweisen resultierenden Bewehrung am gerissenen Querschnitt überprüft werden muß.

■ Nachweis der Dekompression ist für Bemessungsklasse D nicht zu führen.

■ Begrenzung der Betondruckspannung bei Verwendung linearer Kriechansätze unter quasi-permanenter Lastkombination:

$$\min \sigma_c = | -10,3 \text{ N/mm} |$$

$$< 0,45 f_{ck} = 15,75 \text{ N/mm}^2 \quad (\text{Stütze, } t = \infty)$$

■ Begrenzung der Betondruckspannung unter seltener Lastkombination (infrequent):

$$\min \sigma_c = | -17,5 \text{ N/mm} | \quad (\text{Stütze, } t = \infty)$$

$$= | -8,4 \text{ N/mm} |$$

$$< 0,60 f_{ck} = 21,00 \text{ N/mm}^2 \quad (\text{Feld, } t = \infty)$$

■ Begrenzung der Betonstahlspannung unter seltener Lastkombination (infrequent):

$$\min \sigma_c = 250 \text{ N/mm}^2 \quad (\text{Stütze, } t = \infty)$$

$$= 280 \text{ N/mm}^2$$

$$< 0,80 f_{yk} = 400 \text{ N/mm}^2 \quad (\text{Feld, } t = \infty)$$

■ Begrenzung der Spannstahlspannungen unter quasi-permanenter Lastkombination nach Abzug der Spannungsverluste aus Kriechen, Schwinden, Relaxation und Reibung (Lastkombination: G + S + 0,5 T + 1,1 P_{m, ∞}):

$$\max \sigma_p = 1023 + 115 = 1138 \quad (\text{Feld, } t = \infty)$$

$$\max \sigma_p = 1106 + 128 = 1134 \quad (\text{Stütze, } t = \infty)$$

$$\max \sigma_p = 969 + 3 = 972$$

$$< 0,65 f_{yk} = 1138 \text{ N/mm}^2 \quad (\text{KF, } t = \infty)$$

Sämtliche Spannungen sind eingehalten. Der Nachweis ist somit erfüllt.

Grenzzustand der Tragfähigkeit für Ermüdung

Nachfolgend wird exemplarisch der Nachweis an der hierfür maßgebenden Stelle, der Koppelfuge,

geführt, da dort die zulässigen Spannungsschwingbreiten am geringsten sind.

Der Nachweis für Beton- und Spannstahl ist unter der Lastkombination Dauerlast + Stützensenkung + charakteristischer Vorspannung + häufiger Temperatur + Lastmodell 3 für Ermüdungslasten nach [3] 4.6.4 mit 4 Achsen à 120 kN zu führen. Nach [2] Appendix 106 sind die Lasten des Lastmodells 3 noch mit dem Faktor 1,4 zu multiplizieren. Da der Nachweis für den Gesamtquerschnitt erfolgt,

wird ein weiterer Faktor 1,3 zur Berücksichtigung der Querverteilung eingeführt.

An der Koppelfuge ist der charakteristische Wert der Vorspannung zudem mit dem Faktor 0,85 zu reduzieren.

Die Stahlspannungen für Feld und KF werden im Zustand II mit der erforderlichen Bewehrung aus dem Reißbreitennachweis des Feldquerschnitts ermittelt (**Abb. 5**):

Schnittgrößen: Eigengewicht: G Stützensenkung S Temperatur Vorspannung	M_G M_S M_T M_V N_V	 $0,5 \cdot 14140 =$ $0,85 \cdot 0,9 \cdot 878 =$ $-0,85 \cdot 0,9 \cdot 14463 =$	 -3578 kNm 5452 kNm 7070 kNm 672 kNm -11064 kN
Lastmodell: Faktor nach Appendix 106 Faktor für Quereinfluß Gesamtlast max Moment min Moment	Q_{EC} ΔM^+ ΔM^-	 $4 \cdot 120 \text{ kN} \cdot 1,4 \cdot 1,3 =$	 1,4 1,3 874 kN +3165 kNm -2049 kNm
Spannungsermittlung Bemessungsmoment Bemessungsnormalkraft Dehnung oben [‰] Dehnung unten [‰] Betonstahlspannung Spannstahlspannung	M N ϵ_0 ϵ_u σ_s $\Delta\sigma_p$	LF M+ +12781 kNm -11064 kNm -0,087 +0,171 33 N/mm ² 31 N/mm ²	LFM M- + 7566 kNm -11064 kNm -0,059 +0,004 1 N/mm ² 0 N/mm ²
Ermüdungsnachweis: Schwingbreite Steigung der Wöhlerlinie Einfluß Spannweite Einfluß $N_{obs} = 2 \text{ Mio}$ Einfluß 100 Jahre Einfluß 2 Spuren Schwingfaktor	für $\Delta\sigma_{s,EC}$ k_2 $\lambda_{s,1}$ $\lambda_{s,2}$ $\lambda_{s,3}$ $\lambda_{s,4}$ ϕ_{fat}	Betonstahl 32 N/mm ² 9 1,22 0,85 1 1,011 1,2	Spannstahl 31 N/mm ² 5 1,78 1 1 1,019 1,2
schadensäquivalente Schwingbreite:	$\Delta\sigma_{s,eq}$	47 N/mm ²	67 N/mm ²
zulässige Schwingbreite	$\frac{\Delta\sigma_{Rsk}(N^*)}{\gamma_{s,fat}}$	165 N/mm ²	70 N/mm ²

Abb. 5: Ergebnistabelle für den Ermüdungsnachweis für die Koppelfuge

Literatur:

- | | |
|---|---|
| [1] ENV 1992-1 Eurocode 2 Part 1 „Design of Concrete Structures“ | [4] Deutscher Ausschuß für Stahlbeton, Bemessungshilfsmittel zu Eurocode 2 Teil 1, DAfStb-Heft 425. |
| [2] ENV 1992-2 Eurocode 2 Part 2 „Design of Concrete Bridges“, ENV 1992-2, 1996 | [5] Bulletin d'information N° 213/214, CEB-FIP Model Code 1990 |
| [3] ENV 1991-3 Eurocode 1 Part 3 „Traffic Loads on Bridges“, 1996 | |

Lastannahmen für den Brückenbau gemäß Eurocode 1

Zur Zeit sollten einige der für Straßenbrücken geltende Lastannahmen des Eurocode 1 vereinfacht werden

Mit den für den Brückenbau gültigen Teilen der ENV 1991 (Eurocode 1), insbesondere mit ENV 1991-3 „Verkehrslasten für Brücken“, liegen auf wahrscheinlichkeitstheoretischer Basis erarbeitete Lastannahmen für Brücken vor, die in einigen Jahren für die Berechnung in ganz Europa verbindlich sein werden. In der derzeitigen ENV-Phase kommt es noch nicht zu einer vollständigen Harmonisierung, da es jeweils Nationale Anwendungsdokumente geben wird, die nationale Festlegungen, Ergänzungen und Änderungen enthalten. Aus deutscher Sicht sollten, wie der folgende Beitrag unter anderem verdeutlicht, einige der für Straßenbrücken geltende Lastannahmen des EC 1 vereinfacht werden; dies trifft insbesondere auf die Anordnung der Doppelachsen, den Ansatz von Sonderfahrzeugen und die Anwendung von Lastmodellen für Ermüdungsberechnungen zu.

Dr.-Ing. Fritz Großmann

Jahrgang 1940, ist als Leitender Regierungsdirektor Leiter der Abteilung Brücken- und Ingenieurbau bei der Bundesanstalt für Straßenwesen; Studium an der Ruhr-Universität Bochum, Diplom in der Fachrichtung Konstruktiver Ingenieurbau, Promotion 1987 an der Technischen Universität Braunschweig, 15 Jahre Tätigkeit in der Bauindustrie und in Ingenieurbüros. Ab 1982 beschäftigt bei der Bundesanstalt für Straßenwesen; seit 1991 als Leiter der Abteilung Brücken- und Ingenieurbau. Obmann des NA Bau AA „Lastannahmen für Brücken“, Mitwirkung in einer Reihe von Ausschüssen zur Erarbeitung von nationalen und internationalen Regelwerken auf dem Gebiet des Brückenbaues.

1 Einführung

Die uns liebgewordene DIN 1072 (Straßen- und Wegbrücken - Lastannahmen) wird in den nächsten Jahren durch Europäische Regeln ersetzt werden. Zunächst als optionale Möglichkeit, später als allein verbindliche, für ganz Europa gültige Norm. Mancher wird dies bedauern, wurde doch die DIN 1072 von den meisten Anwendern als klar aufgebaute, leicht zu handhabende Norm mit einfachen Regeln angesehen.

Die Umstellung vom deterministischen System zum semi-probabilistischen Sicherheitskonzept, wie es der Übergang von DIN 1072 auf die entsprechenden Regelungen der Eurocodes darstellte, wird sicherlich nicht problemlos vonstatten gehen. Jedoch gibt es kein Zurück: In einigen Jahren werden wir mit den neuen Regeln arbeiten müssen. Es bleibt uns der Trost, daß die nachfolgende Generation, die dann die „alte“ DIN 1072 nicht mehr kennt, mit dem neuen Konzept aufwächst und sicherlich die Regelungen so überarbeitet, daß vielleicht später eine ähnlich einfache Norm wie die DIN 1072 entsteht.

Derzeit ist das sicherlich nicht der Fall. Im Grunde sind die Europäischen Regelungen Kompromisse zwischen den einzelnen nationalen Regelwerken. Es liegt auf der Hand, daß dazu jedes Land einen Teil seiner vertrauten Regelungen aufgeben muß und weniger vertraute Regelungen erhält. Hinzu kommt, gerade bei den Lastannahmen für Brücken, ein starker Einfluß der Wissenschaft, der zur Einarbeitung der neuesten Forschungsergebnisse geführt hat. In manchen Fällen war dies aber leider auch mit einem Verlust an Anwenderfreundlichkeit verbunden.

Trotz gewisser Kritikpunkte ist festzustellen, daß mit den Europäischen Lastannahmen für Brücken solide, auf moderner Sicherheitsphilosophie beruhende Regelungen erarbeitet wurden.

2 Allgemeines zum Eurocode-Programm

Die Eurocodes für den Konstruktiven Ingenieurbau bilden eine Gruppe von Normen für Entwurf, Berechnung und Bemessung von Tragwerken des Hoch- und Ingenieurbauwes sowie für die geotechnische Bemessung baulicher Anlagen. Die Kommission der Europäischen Gemeinschaft (KEG) hatte diese Arbeiten eingeleitet, damit europäisch harmonisierte Normen für diesen überaus wichtigen Anwendungsbereich entstehen.

Die derzeit schon vorhandenen Teile der Eurocodes sind Europäische Vornormen (ENV), die in einer ersten Phase als Alternative zu den nationalen Regelungen angewendet werden sollen.

Das Eurocode-Programm umfaßt derzeit neun Teile, die in sich jeweils mehr oder weniger unterteilt sind:

- EN 1991: Eurocode 1
Grundlagen für Entwurf, Berechnung und Bemessung sowie Einwirkungen auf Tragwerke
- EN 1992: Eurocode 2
Entwurf, Berechnung und Bemessung von Stahlbeton- und Spannbetontragwerken
- EN 1993: Eurocode 3
Entwurf, Berechnung und Bemessung von Tragwerken aus Stahl
- EN 1994: Eurocode 4
Entwurf, Berechnung und Bemessung von Verbundtragwerken aus Stahl und Beton
- EN 1995: Eurocode 5
Entwurf, Berechnung und Bemessung von Holztragwerken
- EN 1996: Eurocode 6
Entwurf, Berechnung und Bemessung von Tragwerken aus Mauerwerk
- EN 1997: Eurocode 7
Geotechnik, Bemessung
- EN 1998: Eurocode 8
Maßnahmen und Bemessungsregeln zur Ermittlung der Erdbebenbeanspruchbarkeit von Tragwerken
- EN 1999: Eurocode 9
Entwurf, Berechnung und Bemessung von Tragwerken aus Aluminium

Innerhalb der Europäischen Normenorganisation (CEN) werden die Eurocodes im Technischen Komitee 250 (TC 250) erarbeitet, das für die neun Eurocodes in Subkomitees (SC) untergliedert ist.

3 Eurocode 1

Innerhalb der Eurocodes nimmt der Eurocode 1 eine gewisse Sonderstellung ein, da er zum einen im Teil 2 die Lastannahmen für die baustoffbezogenen Bemessungs-Eurocodes 2 bis 9 liefert und zum anderen als Teil 1 einen übergeordneten, allgemeinen Teil für Entwurf, Berechnung und Bemessung von Bauwerken enthält.

Mit Ausnahme der Verkehrsbelastung auf Brücken sowie Belastungsannahmen für Sonderbauwerke, z.B. Silos, sind die einzelnen Einwirkungen entsprechend den physikalischen Phänomenen abgehandelt (z.B. Wind, Temperatur, etc.). Bedingt durch diese Systematik enthalten folgende Teile Lastannahmen für Brücken:

- ENV 1991-3: Verkehrslasten für Brücken
- ENV 1991-2-3: Schneelasten
- ENV 1991-2-4: Windlasten
- ENV 1991-2-5: Temperatureinwirkungen
- ENV 1991-2-6: Lasten und Verformungen während der Bauausführung
- ENV 1991-2-7: Außergewöhnliche Einwirkungen

Teil 3 „Verkehrslasten für Brücken“ ist der für Brücken wesentliche Teil. In den Einzelnormen 3 bis 7 des Teiles 2 finden sich weitere, für Brücken zu beachtende Lastannahmen, wobei diese teilweise in „Brückenskapiteln“ zusammengefaßt sind. Nachfolgend wird im wesentlichen auf den für Brücken hauptsächlich maßgebenden Teil 3 eingegangen und dort vorwiegend auf den Bereich der Straßenbrücken.

4 Eurocode 1, Teil 3 (ENV 1991-3) „Verkehrslasten für Brücken“

4.1 Allgemeines

Grundlage aller Eurocodes sollen die auf probabilistische Weise ermittelten Teilsicherheitsbeiwerte für die verschiedenen Einwirkungen und für die Materialeigenschaften sein. Der globale Sicherheitsbeiwert wird ersetzt durch Teilsicherheitsbeiwerte. Die einzelnen Einwirkungen sind entsprechend den jeweiligen Nachweisen nach vorgegebenen Regeln und Beiwerten zu kombinieren. Da Teilsicherheits- und Kombinationsbeiwerte in einigen Fällen nur mit einem unvermeidbar hohen Aufwand wahrscheinlichkeits-theoretisch ermittelt werden können, kann in sol-

chen Fällen die Festlegung dieser Werte ersatzweise auch auf andere Weise erfolgen.

Auf das Sicherheitskonzept und die Kombinationsregeln wird im folgenden nicht eingegangen. Die Darstellung konzentriert sich im wesentlichen auf die einzelnen Arten der Lastannahmen von EC 1, Teil 3 und zeigt für Brücken die Unterschiede zur DIN 1072 auf.

Der Teil 3 „Verkehrslasten auf Brücken“ ist gegliedert in die Abschnitte

1. Allgemeines
 2. Einteilung der Einwirkungen
 3. Bemessungssituationen
 4. Einwirkungen aus Straßenverkehr
 5. Einwirkungen aus Fußgänger- und Radverkehr
 6. Einwirkungen aus Eisenbahnverkehr
- Anhänge A-I zu bestimmten Themen

Wie alle bisher veröffentlichten Teile des Eurocode-Programms erfordert auch der Teil 3 des EC 1 ein Nationales Anwendungsdokument (NAD) zur Darstellung nationaler Besonderheiten und zur Festlegung indikativer Zahlenwerte. Das NAD wird derzeit im DIN AA „Lastannahmen für Brücken“ erarbeitet.

4.2 Einteilung der Einwirkungen

Entsprechend dem Grundgedanken des Eurocode 1 werden auch im Teil 3 die Einwirkungen angegeben für die drei Bereiche

- normale Bedingungen,
- außergewöhnliche Bedingungen (z.B. Anprall, abirrende Radlasten),
- Ermüdungsnachweise.

Im Vergleich mit unseren nationalen Normen fällt insbesondere die Aufnahme von Regelungen zu den Ermüdungsnachweisen auf.

4.3 Einwirkungen aus Straßenverkehr

4.3.1 Anwendungsbereich

Der Anwendungsbereich ist bei Straßenbrücken eingeschränkt auf Bauwerke mit

- Einzelstützweiten < 200 m,
- Fahrbahnbreiten < 42 m.

Bei Brücken außerhalb dieser Grenzen sollen objektbezogene Lastannahmen festgelegt werden, da dann die für Bauwerke innerhalb dieser Grenzen geltenden Lastannahmen zu konservativ sein können.

4.3.2 Anzusetzende Fahrstreifen

Entgegen den Regelungen der DIN 1072 mit zwei Fahrstreifen (Haupt- und Nebenspur) ist im EC 1 die Anzahl der Fahrstreifen variabel (**Abb. 1**), da sie von der Brückenbreite abhängt.

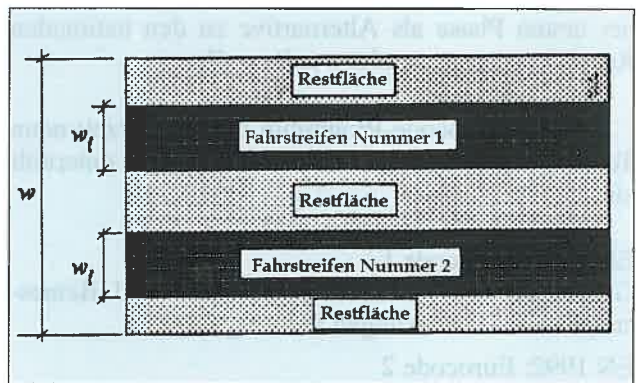


Abb. 1: Beispiel einer Fahrstreifenermittlung

Die Anzahl der Fahrstreifen n_1 ist aus der Fahrbahnbreite w und einer Fahrstreifenbreite von $w_f = 3,0$ m mit der Formel

$$n_1 = \text{Int} \left(\frac{w}{3,0} \right)$$

zu ermitteln.

So sind z.B. bei einer Fahrbahnbreite von 11 m 3 Fahrstreifen ($n_1 = \text{Int} \frac{11,0}{3,0} = 3$) anzunehmen. Zwischen den Fahrstreifen verbleiben Restflächen, die in der Summe eine Breite von $11,0 - 3 \cdot 3,0 = 2,0$ m haben. Die Fahrstreifen sind in ungünstigster Lage für den jeweiligen Bemessungspunkt anzunehmen.

Diese Regelungen erscheinen uns in Deutschland zu kompliziert, zu rechenaufwendig und wenig anwenderfreundlich, so daß das NAD wesentliche Vereinfachungen enthalten wird, z.B. keine Restflächen zwischen den Fahrstreifen.

Vom Grundsatz der von der Brückenbreite abhängigen Fahrstreifenanzahl wollen wir aber auch in Deutschland nicht abgehen, da das - nach langer Dis-

kussion – einer der wesentlichen Harmonisierungspunkte ist.

4.3.3 Lastmodelle

Die Einwirkungen aus Verkehr auf Straßenbrücken werden durch vier sog. „Lastmodelle“ dargestellt.

Lastmodell 1:

Doppelachslast und gleichmäßig verteilte Flächenlast für die Einwirkung aus Schwerlastfahrzeugen und PKW

Lastmodell 2:

Einzelachse für örtliche Nachweise

Lastmodell 3:

Achslasten und Anordnung der Achsen für ausgewählte Spezialfahrzeuge

Lastmodell 4:

Gleichmäßig verteilte Flächenlast für Menschengedränge

(a) Lastmodell 1

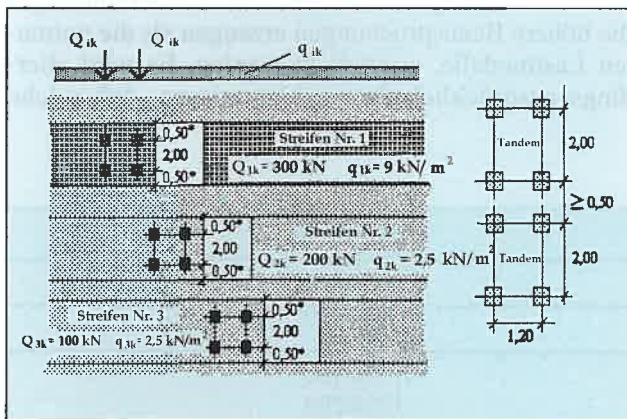


Abb. 2: Lastmodell 1

Abb. 2 zeigt die beiden Elemente des Lastmodells 1: eine Doppelachse (Tandem) und eine gleichmäßig verteilte Flächenlast im jeweils betrachteten Fahrstreifen.

Die Lasten der Doppelachse sind in den einzelnen Fahrstreifen unterschiedlich. Sie betragen 600 kN im Fahrstreifen 1, 400 kN im Fahrstreifen 2 und 200 kN im Fahrstreifen 3. Bei den gleichmäßig verteilten Lasten ist nur der Streifen 1 mit 9 kN/m^2 höher belastet als die anderen Streifen und die Restfläche mit jeweils $2,5 \text{ kN/m}^2$ (Tabelle 1).

Gegenüber der DIN 1072 ist das Gewicht des Schwerfahrzeuges zwar gleich geblieben, gleichzeitig wurde aber die Flächenlast im Fahrstreifen 1 deutlich erhöht. In den Verkehrslasten des Teiles 3 sind

Tabelle 1: Grundwerte der Belastung

Stellung	Doppelachse	Gleichmäßig verteilte Last
	Achslast Q_{ik} (kN)	q_{ik} (oder q_{rk}) (kN/m ²)
Fahrstreifen 1	300	9
Fahrstreifen 2	200	2,5
Fahrstreifen 3	100	2,5
Andere Fahrstreifen	0	2,5
Restfläche (q_{rk})	0	2,5

die Schwingbeiwerte bereits berücksichtigt, so daß im Gegensatz zur DIN 1072 eine Erhöhung nicht mehr vorzunehmen ist.

Die in Tabelle 1 angegebenen Achslasten können national durch Faktoren α_{Qi} und α_{qi} abgemindert oder erhöht werden. Allerdings sollten dabei die Restriktionen

$$\alpha_{Qi} \geq 0,1$$

$$i = \text{Nr. des Fahrstreifens}$$

$$\alpha_{qi} \geq 1,0 \text{ für } i \geq 2$$

eingehalten werden.

Die Einführung der α -Beiwerte erlaubt einerseits nationale Anpassungen, andererseits ist es damit aber auch möglich, Brückenklassen zu definieren. Für den Bundesfernstraßenbereich wird derzeit allerdings für nur eine Brückenklasse votiert.

Wenn in den einzelnen Europäischen Ländern unterschiedliche α -Beiwerte festgelegt werden, was zu vermuten ist, gibt es letztlich keine vollkommene Europäische Harmonisierung der Verkehrslasten für Brücken. Um dennoch zu annähernd gleichen α -Werten zu kommen, gibt es einen Vorschlag der Projektgruppe zur Größe der α -Beiwerte. Eine gewisse Teilharmonisierung wird man durch die Festlegung dieser Orientierungswerte sicherlich erreichen.

EC 1, Teil 3 sieht vor, daß die Doppelachsen jeweils getrennt in ungünstigster Stellung für den Bemessungspunkt in den einzelnen Fahrstreifen anzuordnen sind. Sie sind also in Querrichtung nicht als „gekoppelt“ anzusehen. Auch hierzu soll im Nationalen Anwendungsdokument eine Vereinfachung vorgesehen werden, indem die Doppelachsen als in Querrichtung gekoppelt angesehen werden können, ein gegenseitiges Verschieben in Längsrichtung also nicht vorgeschrieben sein wird.

Die Aufstandsfläche der Reifen ist beim Lastmodell 1 als quadratische Fläche von 40 cm x 40 cm festgelegt.

(b) Lastmodell 2

Das Lastmodell 2 besteht aus einer Einzelachse mit einer Gesamtbelastung von 400 kN, in die dynamische Erhöhungsfaktoren bereits eingerechnet sind (Abb. 3).

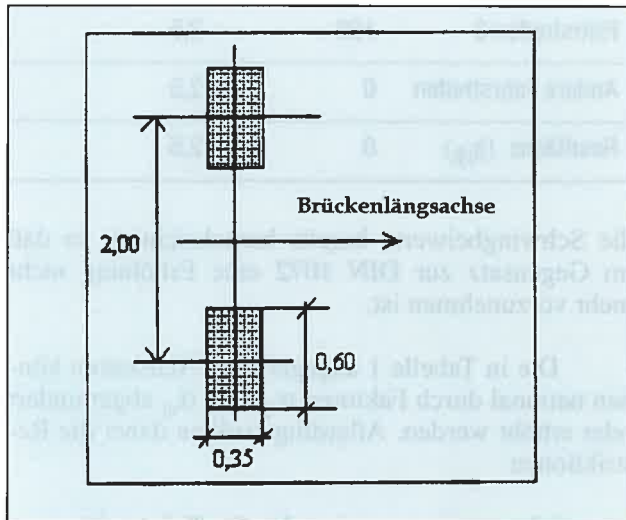


Abb. 3: Lastmodell 2

Der Reifenabstand beträgt wie beim Lastmodell 1 wiederum 2,0 m. Leider wurden die Reifenaufstandsflächen mit 60 cm x 35 cm anders als bei der Doppelachse festgelegt. Für das Nationale Anwendungsdokument laufen noch Untersuchungen, ob man hier sowohl für das Lastmodell 1 als auch für das Lastmodell 2 dieselbe Radaufstandsfläche vereinbaren kann. Bestimmend für die endgültige Regelung werden die Nachweise der örtlichen Beanspruchung bei Stahlfahrbahntafeln sein.

Die Achslast von 400 kN ist indikativ, sie kann national auch mit anderen Beträgen festgelegt werden. In Deutschland werden wir voraussichtlich den Wert von 400 kN übernehmen.

(c) Lastmodell 3

Im Lastmodell 3 werden Gesamtgewichte und Achslastkonfigurationen für Sonderfahrzeuge angegeben und Klassen entsprechend dem Gesamtgewicht und der Achslast gebildet (Tabelle 2).

Mit diesem Lastmodell soll im Einzelfall auch eine Berechnung der Brücke für Sonderfahrzeuge, die höhere Beanspruchungen erzeugen als die normalen Lastmodelle, ermöglicht werden. Es wird allerdings ausdrücklich darauf hingewiesen, daß solche

Tabelle 2: Klassen von Sonderfahrzeugen

Gesamtgewicht	Konfiguration	Bezeichnung
600 kN	4 Achsen mit 150 kN	600/150
900 kN	6 Achsen mit 150 kN	900/150
1200 kN	8 Achsen mit 150 kN oder 6 Achsen mit 200 kN	1200/150 1200/200
1500 kN	10 Achsen mit 150 kN oder 7 Achsen mit 200 kN + 1 Achse mit 100 kN	1500/150 1500/200
1800 kN	12 Achsen mit 150 kN oder 9 Achsen mit 200 kN	1800/150 1800/200
2400 kN	12 Achsen mit 200 kN oder 10 Achsen mit 240 kN oder 6 Achsen mit 200 kN (Achsabstand 12 m) + 6 Achsen mit 600 kN	2400/200 2400/240 2400/200/200
3000 kN	15 Achsen mit 200 kN oder 12 Achsen mit 240 kN + 1 Achse mit 120 kN oder 8 Achsen mit 200 kN (Achsabstand 12 m) + 7 Achsen mit 200 kN	3000/200 3000/240 3000/200/200
3600 kN	18 Achsen mit 200 kN oder 15 Achsen mit 240 kN oder 9 Achsen mit 200 kN (Achsabstand 12 m) + 9 Achsen mit 200 kN	3600/200 3600/240 3600/200/200

Fahrzeuge nur in extremen Sonderfällen und nur auf ausdrückliche Anordnung der zuständigen Verwaltung berücksichtigt werden sollen.

Vor diesem Hintergrund darf man dann durchaus fragen, was solch ein Lastmodell in einem Regelwerk zu suchen hat, das den Normalfall abdecken soll.

Wird Lastmodell 3 angewendet, so ist immer nur ein Sonderfahrzeug in ungünstigster Stellung anzuordnen. Die restliche Fläche ist ab einer Entfernung von 25 m vom Fahrzeug mit dem Lastmodell 1 zu belegen. Es wird also davon ausgegangen, daß das Sonderfahrzeug „im normalen Verkehr mitfährt“ (Abb. 4). Es wird dabei vorausgesetzt, daß die Sonderfahrzeuge nur mit einer geringen Geschwindigkeit von maximal 5 km/h fahren

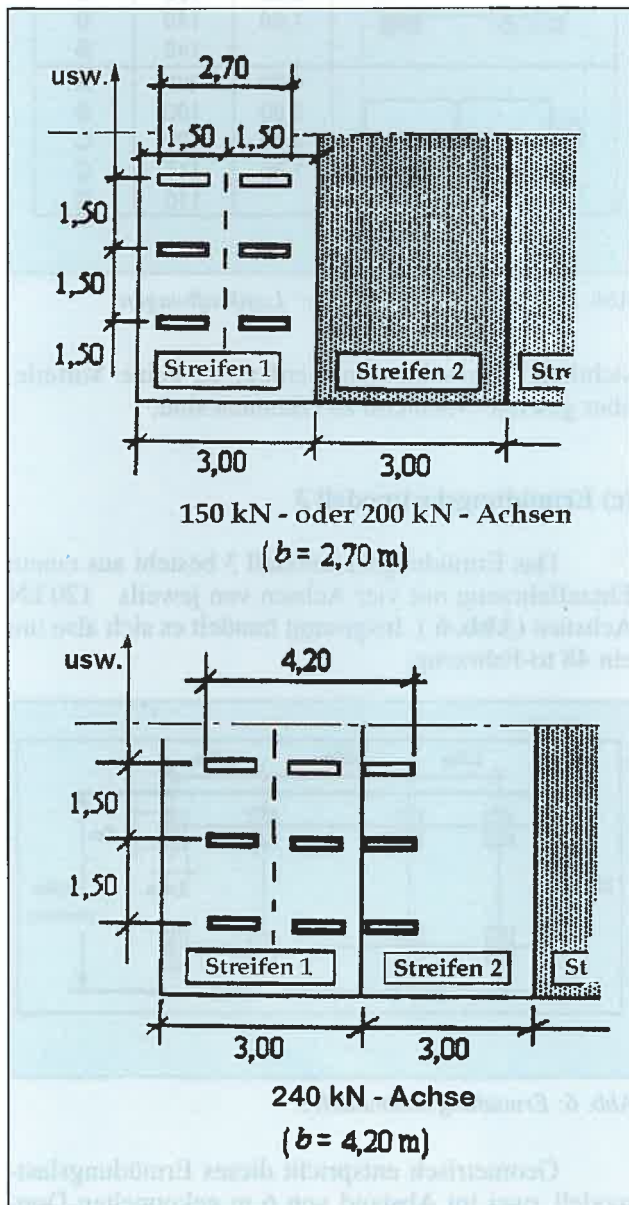


Abb. 4: Anordnung von Sonderfahrzeugen

(d) Lastmodell 4

Lastmodell 4 dient zur Berücksichtigung von Menschengedränge und besteht aus einer gleichförmig verteilten Flächenlast von 5 kN/m². Dieses Lastmodell ist ebenfalls nur auf ausdrückliches Verlangen des Bauherrn zu berücksichtigen.

4.3.4 Horizontallasten

Der charakteristische Wert der Einwirkungen aus Bremsen und Anfahren ist – bezogen auf die Gesamtbreite der Brücke – zunächst zu berechnen mit:

$$Q_{lk} = 0,6 \alpha_{Q1} (2 Q_{1k}) + 0,1 \cdot \alpha_{q1} \cdot q_{1k} \cdot w_1 \cdot L$$

Dabei ist:

Q_{lk} = Brems- bzw. Anfahrlast

Q_{1k} = Achslast im 1. Fahrstreifen

q_{1k} = Flächenlast im 1. Fahrstreifen

w_1 = Breite des Fahrstreifens

Als Restriktionen sind einzuhalten:

$$180 \alpha_{Q_i} \leq Q_{lk} \leq 800 \quad [\text{kN}]$$

Die Brems- oder Anfahrlast für die gesamte Brücke ist nach oben also auf maximal 800 kN begrenzt.

Zusätzlich zu den Einwirkungen aus Bremsen und Anfahren sind in EC 1, Teil 3 Horizontallasten quer zur Brückenachse aus zentrifugalen Einwirkungen entsprechend Tabelle 3 zu berücksichtigen.

Tabelle 3: Charakteristische Zentrifugallasten

$Q_{tk} = 0,2 Q_v$	wenn: $r < 200 \text{ m}$
$Q_{tk} = 40 Q_v/r$	wenn: $200 \leq r \leq 1500 \text{ m}$
$Q_{tk} = 0$	wenn: $r > 1500 \text{ m}$

Hierbei gilt:

Q_{tk} charakteristischer Wert der Zentrifugallast

r horizontaler Radius der Fahrbahnmittellinie [m]

Q_v Gesamtlast aus den vertikalen Einzellasten der Doppelachsen des Haupt-Lastmodells, z.B.

$$\sum_i \alpha_{Q_i} (2Q_{ik})$$

Zwischen den Grenzen $r = 200 \text{ m}$ und $r = 1500 \text{ m}$ ist die Zentrifugallast somit abhängig vom Krümmungsradius.

Bei anzunehmenden drei Fahrstreifen und einem Radius von 1000 m ergibt sich z.B. bei Ansatz von $\alpha_{Q_i} = 1$ eine Zentrifugallast $\alpha_{Q_{tk}} = 48$ kN.

Die Maximalbelastung ergibt sich bei Radien unter 200 m konstant zu 240 kN.

Die Zentrifugallast soll als Einzellast in ungünstigster Stellung für den jeweiligen Bemessungspunkt angesetzt werden. Im ad-hoc-Ausschuß „Nationales Anwendungsdokument zu EC 1, Teil 3“ wird derzeit über eine Vereinfachung dieser Regel nachgedacht, da sie in der derzeitigen Form wohl einen zu hohen, nicht gerechtfertigten Rechenaufwand bewirkt.

4.3.5 Ermüdungslastmodelle

Neu – verglichen mit DIN 1072 – sind fünf sogenannte Ermüdungslastmodelle, die als Grundlage für Betriebsfestigkeitsuntersuchungen dienen sollen.

Die Ermüdungslastmodelle wurden, wie alle anderen Lastmodelle, durch Kalibrierung an gemessenen Verkehrszusammensetzungen und Achslasten entwickelt. Grundsätzlich ist anzumerken, daß die Genauigkeit der Modelle von Nr. 1 zu Nr. 5 zunimmt; allerdings auch der Rechenaufwand und der Umfang der Vorerhebungen.

(a) Ermüdungslastmodell 1

Das Ermüdungslastmodell 1 entspricht der geometrischen Konfiguration des Lastmodells 1 für normale Berechnungen (also Doppelachse und Flächenlast). Die Belastung der Doppelachse beträgt jedoch nur 70% (Δ 420 kN) und die Flächenlast nur 30% (Δ 2,7 kN/m²) des Lastmodells 1.

(b) Ermüdungslastmodell 2

Das Ermüdungslastmodell 2 besteht aus einer Gruppe idealisierter Fahrzeuge, die man als sog. „häufige“ Lastkraftwagen bezeichnet.

Die fünf verschiedenen Fahrzeuge sind definiert durch Achsabstand, Achslast und Reifenart.

Als Ausgangswert für die Ermüdungsberechnungen sind die maximalen und minimalen Spannungen für das am ungünstigsten wirkende Fahrzeug zu bestimmen. Dies ist sicherlich ein sehr aufwendiges Vorgehen, da man in vielen Fällen nicht von vornherein das am ungünstigsten wirkende Fahrzeug kennt; also möglicherweise die Berechnung für verschiedene der fünf Fahrzeuge durchführen muß.

Im Nationalen Anwendungsdokument wird die Anwendung des Ermüdungslastmodells 2 voraus-



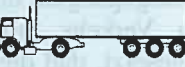


1	2	3	4
Ansicht des Schwerfahrzeugs	Achsabstand [m]	Häufige Achslast [kN]	Reifenart (siehe Tab. 4.8)
	4,5	90 190	A B
	4,20 1,30	80 140 140	A B B
	3,20 5,20 1,30 1,30	90 180 120 120 120	A B C C C
	3,40 6,00 1,80	90 190 140 140	A B B B
	4,80 3,60 4,40 1,30	90 180 120 110 110	A B C C C

Abb. 5: Gruppe von „häufigen“ Lastkraftwagen

sichtlich ausgeschlossen werden, da keine Vorteile, aber gewisse Nachteile zu erkennen sind.

(c) Ermüdungslastmodell 3

Das Ermüdungslastmodell 3 besteht aus einem Einzelfahrzeug mit vier Achsen von jeweils 120 kN Achslast (Abb. 6). Insgesamt handelt es sich also um ein 48 to-Fahrzeug.

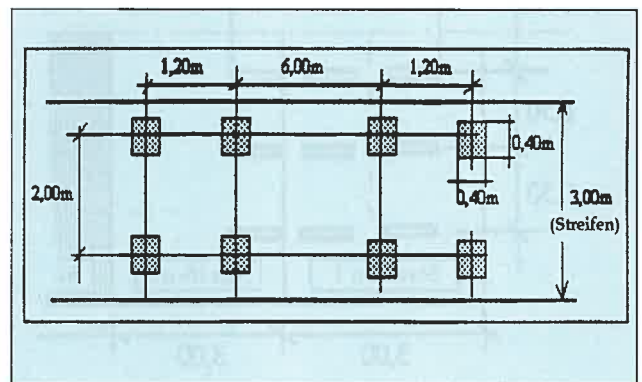





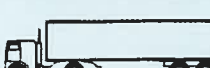

Abb. 6: Ermüdungslastmodell 3

Geometrisch entspricht dieses Ermüdungslastmodell zwei im Abstand von 6 m gekoppelten Doppelachsen des Lastmodells 1.

(d) Ermüdungslastmodell 4

Das Ermüdungslastmodell 4 verwendet, mit etwas geringeren Lasten, die Fahrzeuge des Ermüdungslastmodells 2 und gibt zusätzlich für drei verschiedene Verkehrszusammensetzungen die Prozentsätze für den Anteil der fünf Schwerfahrzeuge an.

Tabelle 4: Ermüdungslastmodell 4

Fahrzeugtyp			Verkehrsart			7
1	2	3	4	5	6	
			Große Entfernung	Mittlere Entfernung	Lokalverkehr	
Schwerfahrzeug	Achsabstand [m]	Ersatzachslast [kN]	Schwerverkehranteil [%]	Schwerverkehranteil [%]	Schwerverkehranteil [%]	Reifenart
	4,5	70 130	20,0	50,0	80,0	A B
	4,20 1,30	70 120 120	5,0	5,0	5,0	A B B
	3,20 5,20 1,30 1,30	70 150 90 90	40,0	20,0	5,0	A B C C C
	3,40 6,00 1,80	70 140 90 90	25,0	15,0	5,0	A B B B
	4,80 3,60 4,40 1,30	70 130 90 80 80	10,0	10,0	5,0	A B C C C

(e) Ermüdungslastmodell 5

Bei diesem Modell werden aus Verkehrszählungen und Achslastmessungen die Verkehrszusammensetzung und die jährliche Fahrzeuganzahl ermittelt und diese Werte den Berechnungen zugrunde gelegt.

Anhang B beschreibt die genaue Anwendung des Ermüdungslastmodells 5. In die Berechnung geht u.a. auch die Güte der Fahrbahnoberfläche sowie die Dauer der Verkehrsaufnahme ein.

Das Nationale Anwendungsdokument wird dieses Modell wohl ausschließen. Vom Ansatz her ist es eher zum Nachrechnen von Brücken geeignet, obwohl EC 1, Teil 3 nur beim Neubau von Brücken angewendet werden soll.

5 Außergewöhnliche Einwirkungen

Wie in der DIN 1072 sind in den Teil 3 des EC 1 auch außergewöhnliche Einwirkungen aufgenommen worden. Bei den Anpralllasten am Pfeiler wurden die Werte der DIN 1072 (1000 kN in Fahrtrichtung und 500 kN quer zur Fahrtrichtung) übernommen. Der Angriffspunkt der Last liegt 1,25 m über Geländeoberfläche, also geringfügig anders als in der DIN 1072 (1,20 m über Fahrbahnoberkante).

Zunächst waren in EC 1, Teil 3 auch detaillierte Regelungen zur Belastung des Überbaues gegen Anprall vorgesehen. Nach Einsprüchen, insbesondere von deutscher Seite, ist jetzt ein eher weicher Text aufgenommen worden: „Falls erforderlich, sollte eine Anpralllast an den Überbau objektweise oder in Abhängigkeit von der lichten Höhe und anderen Schutzmaßnahmen in allgemeiner Form festgelegt werden.“ Dazu gibt es dann noch eine Anmerkung, daß solch eine Belastung von der zuständigen Behörde festgelegt werden soll.

Für abirrende Radlasten gibt es ähnliche Regelungen wie in DIN 1072, allerdings muß nach dem Eurocode neben einer einzelnen Radlast auch eine Achslast von 200 kN berücksichtigt werden. Die Radlast ergibt sich damit zu 100 kN gegenüber 50 kN bei der DIN 1072.

Bei den Ersatzlasten für den Seitenstoß auf Schrammborde wurden die Regelungen der DIN 1072 entsprechend Brückenklasse 60/30 übernommen.

6 Geh- und Radwegbrücken

Für Fußgängerbrücken ist als Verkehrslast eine längenabhängige Flächenlast von maximal 5 kN/m² und minimal 2,5 kN/m² anzusetzen (Abb. 7).

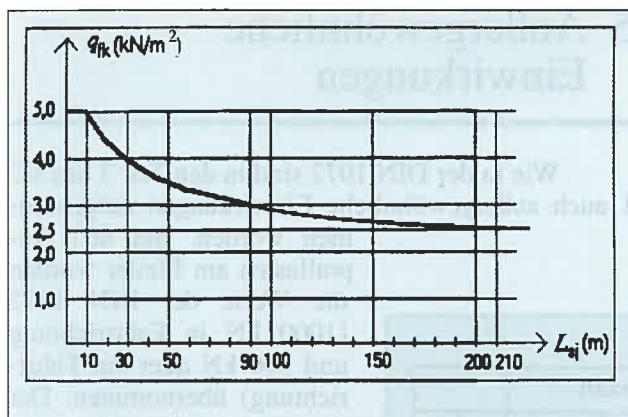


Abb. 7: Belastung von Fußgängerbrücken

Im Gegensatz zu Fußgängerbrücken ist für Geh- und Radwege auf Straßenbrücken eine konstante Flächenlast von 5 kN/m^2 anzunehmen.

Bei Geh- und Radwegbrücken ist bei Nachweisen zur örtlichen Beanspruchung eine Einzellast von 10 kN mit einer Aufstandsfläche von $10 \text{ cm} \times 10 \text{ cm}$ zu berücksichtigen.

Für den Fall außergewöhnlicher Beanspruchung, z.B. bei Unterhaltungsarbeiten, Schneeräumung und Rettungsdienst ist ein zweiachsiges Dienstfahrzeug (Abb. 2) in ungünstigster Stellung auf dem Bauwerk anzuordnen.

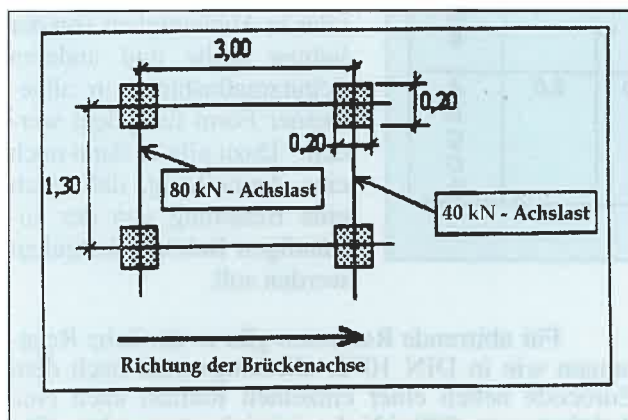


Abb. 8 : Dienstfahrzeug

Das Dienstfahrzeug besteht aus zwei Achsen mit Achslasten von 80 kN bzw. 40 kN .

7 Einwirkungen aus Eisenbahnverkehr

Ebenso wie für Straßenbrücken werden für Eisenbahnbrücken detaillierte Regelungen angegeben,

die hier aber nur in einem kurzen Überblick aufgezeigt werden sollen.

Die Einwirkung aus dem Eisenbahnverkehr sind wiederum durch Lastmodelle abgedeckt: Für Vertikallasten ein Lastmodell für den Normalverkehr auf Hauptstrecken (Lastmodell 71) und eines für Schwertransporte (Lastmodell SW).

Im Gegensatz zu den Verkehrslasten für Straßenbrücken sind dynamische Beiwerte formuliert, mit denen die entstehenden Spannungen und Verformungen zu erhöhen sind. Außerdem werden Regelungen für dynamische Einwirkungen (Resonanz, Schwingungen), Fliehkräfte, Seitenstoß, Anfahr- und Bremskräfte sowie aerodynamische Einflüsse angegeben.

Eigene Kapitel gibt es jeweils zu dynamischen Einwirkungen, Horizontallasten, Druck-Sog-Einwirkungen aus Zugverkehr sowie zu außergewöhnlichen Einwirkungen und Ermüdungsberechnungen. Einzelne Kapitel werden durch die Anhänge E bis J ergänzt.

Die Regelungen wurden von einem besonderen Projektteam für Eisenbahnbrücken in enger Abstimmung mit der Union Internationale de Chemin de Fer (UIC) erarbeitet.

8 Einwirkungen aus Wind

Für Einwirkungen aus Wind liegt der sehr umfangreiche Teil ENV 1991-2-4 vor. Es sind darin sowohl allgemeingültige Regelungen enthalten als auch einige spezielle Regelungen für Brückenbauwerke.

Vielfach wird dieser Teil als zu theoretisch und weniger anwendungsfreundlich angesehen. Zwar gibt es neben der aufwendigen, genauen Methode zur Ermittlung der Windbelastung auch eine vereinfachte Methode, aber der sich dabei für Brücken ergebende Staudruck ist erheblich größer als nach unseren nationalen Windlastannahmen. Man wird daher wohl auch für Brücken die genaue Methode anwenden müssen. Es liegt ein Vorschlag vor, in dem für den „Brückenwind“ unter den für den Brückenbau maßgebenden Randbedingungen vereinfachte Regelungen aus den Regelungen von ENV 1991-2-4 erarbeitet wurden. Dieser Weg soll weiter verfolgt werden, damit später anwenderfreundliche, einfache Regeln für die Windbelastung von Brücken zur Verfügung stehen.

9 Weitere Belastungsannahmen für Brücken

Die Teile

- Temperatureinwirkungen,
- Lasten und Verformungen während der Bauausführung,
- außergewöhnliche Einwirkungen,

die ebenfalls Regelungen für den Brückenbau enthalten, liegen als sehr weit gediehene, schon mehrfach im SC 1 durchgesprochene Entwürfe vor. Es ist damit zu rechnen, daß die entsprechenden ENV im Laufe des Jahres 1997 vorliegen.

10 Zusammenfassung

Mit den für den Brückenbau gültigen Teilen der ENV 1991 (Eurocode 1), insbesondere mit ENV 1991-3 „Verkehrslasten für Brücken“, liegen auf wahrscheinlichkeitstheoretischer Basis erarbeitete Lastannahme für Brücken vor, die in einigen Jahren für die Berechnung in ganz Europa verbindlich sein werden. In der derzeitigen ENV-Phase kommt es noch nicht zu einer vollständigen Harmonisierung, da es jeweils Nationale Anwendungsdokumente geben wird, die nationale Festlegungen, Ergänzungen und Änderungen enthalten.

Aus deutscher Sicht sollten einige der für Straßenbrücken geltende Lastannahme des EC 1 vereinfacht werden; dies trifft insbesondere auf die Anordnung der Doppelachsen, den Einsatz von Sonderfahrzeugen und die Anwendung von Lastmodellen für Ermüdungsberechnungen zu.

Wünsche eines staatlichen Bauherrn an die Prüflingenieure

Aufgaben der Straßenbauverwaltung bei der Genehmigung der Ausführungsunterlagen von Bauwerken des Konstruktiven Ingenieurbaus

Im engen Zusammenspiel zwischen Prüflingenieuren und fachkundigen, baugenehmigenden Bauherren treten gelegentlich Reibungspunkte auf, die teilweise aus mangelndem Verständnis der jeweiligen zu vertretenden Position, teilweise aber auch aus Unkenntnis der Verfahrensabläufe, und teilweise aus dem an sich wünschenswerten Engagement herrühren, die Sache voranzubringen. Aus den auf Bauherrenseite in langjähriger Zusammenarbeit mit Prüflingenieuren gewonnenen Erfahrungen werden im Folgenden einige Gesichtspunkte und Wünsche eines staatlichen Bauherrn aufgezeigt, deren Beachtung durch den Prüflingenieur eine noch bessere und effektivere Zusammenarbeit ermöglicht.

***Baudirektor Dipl.-Ing. Gerd Lüesse** studierte bis 1964 Bauingenieurwesen an der TU Hannover. Nach einer Referendarausbildung in der niedersächsischen Straßenbauverwaltung war er dort seit 1967 stellvertretender Leiter eines Autobahn- und Straßenneubauamtes, seit 1972 stellvertretender Leiter eines Straßenbetriebsamtes und ging 1975 als Dezernent für Brückenbau und Brückenerhaltung in das Niedersächsisches Landesamt für Straßenbau, wo er seit 1994 Dezernatsleiter für Brücken- und Tunnelbau sowie für bauaufsichtliche Genehmigungen ist. Er ist Mitglied in mehreren Bund-/Länder-Fachausschüssen und -Arbeitsgruppen sowie Prüfler beim Oberprüfungsamt für den höheren technischen Verwaltungsdiensten Frankfurt.*

1 Einführung

Die staatlichen Straßenbauverwaltungen der Bundesländer bauen und erhalten als Aufgabe des eigenen Wirkungskreises die in der Baulast des jeweiligen Landes liegenden Straßen und zusätzlich, gemäß Artikel 90 des Grundgesetzes in Auftragsverwaltung für die Bundesrepublik Deutschland, die Bundesfernstraßen. Daneben betreuen sie, je nach Einzelregelung, teilweise auch noch die Straßen der Landkreise. Zu den Straßenanlagen gehören selbstverständlich auch die Brücken und die anderen Bauwerke des konstruktiven Ingenieurbaus, wie Stützwände, Tröge, Tunnel usw. Gemäß Paragraph 4 des Bundesfernstraßengesetzes sind die staatlichen Straßenbauverwaltungen dabei für die Sicherheit der Bauwerke im Zuge von Bundesfernstraßen allein verantwortlich. Entsprechende Regelungen finden sich für die Landesstraßen und die Kreisstraßen in den Straßengesetzen der einzelnen Bundesländer.

Korrespondierend hierzu ist in den nach der Musterbauordnung aufgestellten Bauordnungen der Bundesländer festgelegt, daß es keiner Genehmigung von Bauwerken durch die Bauaufsichtsbehörden bedarf, wenn die staatliche Straßenbauverwaltung die Bauwerke in eigener Zuständigkeit plant und baut.

Selbstverständlich haben die staatlichen Straßenbauverwaltungen hierdurch keinen Freibrief – etwa zum Verlassen der technischen Regeln – erhalten, sondern sie sind materiell an das Baurecht gebunden. Sie müssen daher zur Wahrung der bautechnischen Sicherheit eine Organisationsform vorhalten, die es ihnen ermöglicht, beim Neubau, beim Umbau und bei Erhaltungsmaßnahmen die statischen und die Ausführungsunterlagen der Bauwerke verantwortlich zu prüfen und zur Ausführung freizugeben sowie darüber hinaus auch während der Nutzungsdauer die Sicherheit jederzeit zu gewährleisten.

Parallel dazu sind die Straßenbauverwaltungen entsprechend den Haushaltsordnungen des Bundes

und der Bundesländer verpflichtet, die Haushaltsmittel wirtschaftlich zu verwenden. Dies bedeutet, daß durch die Prüfung und Freigabe der Ausführungsunterlagen nicht nur die Standsicherheit gewährleistet, sondern auch die Wirtschaftlichkeit sichergestellt sein muß.

Bei der Prüfung der Wirtschaftlichkeit ist zunächst immer darauf zu achten, daß während der Bauausführung keine unnötigen Leistungen konzipiert werden, auch wenn diese aus Sicherheitsgesichtspunkten nicht zu beanstanden wären.

Unnötige Leistungen können sich z.B. aus der Anwendung unzuverlässiger Rechenverfahren mit dem Ergebnis einer Überdimensionierung bestimmter Bauteile ergeben oder aus einem ggf. vom Vertrag abweichenden Bauablauf, der für den Bauzustand zusätzliche Beton- und/oder Stahlmassen bedingt, die im Endzustand nicht erforderlich sind.

Diese Einsparungsbestrebungen dürfen aber wiederum nicht dazu führen, daß bei der künftigen Erhaltung ein zu hoher Aufwand betrieben werden muß. Bekanntlich wird z.B. bei einer extremen Massenminimierung, auch wenn diese statisch noch vertretbar sein sollte und die Standsicherheit aktuell gegeben ist, der künftige Erhaltungsaufwand überproportional steigen.

In diesem Spannungsfeld zwischen geringen Erstellungskosten und geringen Erhaltungskosten ist vom Bauherrn bei der Baugenehmigung ein aus langjähriger Erfahrung in Bauabwicklung und Erhaltung von Bauwerken gewonnener Bauherrensachverstand einzubringen. Diese Bauherrenereferenzen umfassen zudem auch die Zweckmäßigkeit bestimmter Konstruktionsdetails im Hinblick auf die Prüfung der Bauwerke nach DIN 1076 und auf die Wartung während der Nutzungszeit.

Die Straßenbauverwaltungen müssen also in der Lage sein, die Prüfung der Statik und Ausführungsunterlagen der Bauwerke des konstruktiven Ingenieurbaus durchgängig vorzunehmen, und zwar im Hinblick auf die Sicherheit und auf die Wirtschaftlichkeit.

2 Aufgabenteilung zwischen staatlichem Bauherrn und Prüferingenieur

Wegen der im Vergleich zu den Bauaufgaben geringen Personalausstattung, die ständig weiter reduziert wird, ist es seit vielen Jahren Praxis, daß ein

wesentlicher Teil dieser Prüfungstätigkeit, und zwar insbesondere die statische und konstruktive Prüfung, durch außenstehende Sachverständige wahrgenommen wird. Im Regelfall werden hierfür Prüferingenieure gewonnen, die auch von den für die Bauaufsicht zuständigen Ministerien der Bundesländer ihre Bestallung erhalten haben. Bis auf wenige Fälle, in denen gemäß Länderbauordnung die Prüferingenieure für die Straßenbauverwaltung als beliebige Prüferingenieure öffentlich-rechtlich handeln, sind sie hierbei als Sachverständige für die Straßenbauverwaltung tätig, die für die Genehmigung der Ausführungsunterlagen zuständig ist.

In diesem Zusammenspiel zwischen Prüferingenieur und fachkundigem, baugenehmigendem Bauherrn treten gelegentlich Reibungspunkte zwischen den am Bau Beteiligten auf, die teilweise aus mangelndem Verständnis der jeweiligen zu vertretenden Position, teilweise aus Unkenntnis der Verfahrensabläufe, teilweise aber auch aus dem an sich wünschenswerten Engagement herrühren, die Sache voranzubringen.

Aus den auf Bauherrenseite in langjähriger Zusammenarbeit mit Prüferingenieuren gewonnenen Erfahrungen werden im Folgenden einige Gesichtspunkte und Wünsche aufgezeigt, deren Beachtung durch den Prüferingenieur eine noch bessere und effektivere Zusammenarbeit ermöglicht.

3 Konsequente Beachtung der Aufgabenteilung

Eine Baumaßnahme kann optimal nur in einem guten partnerschaftlichen Verhältnis zwischen Bauherrn und Bauunternehmer (im privatrechtlichen VOB-Vertragsverhältnis allgemein Auftraggeber und Auftragnehmer bezeichnet) abgewickelt werden. Gleichwohl haben beide Parteien eigene Interessen zu beachten und wahrzunehmen, die oftmals auch kontrovers diskutiert werden müssen.

Üblicherweise haben die Bauunternehmer keine eigenen technischen Büros mehr, sondern sie beauftragen freiberufliche Ingenieurbüros mit der Erarbeitung der statischen und der Ausführungsunterlagen für die Erstellung eines Bauwerks. Diese Büros sind dann für den Bauunternehmer als Erfüllungshelfer oder Subunternehmer tätig. Der Bauherr bedient sich – wie eingangs erwähnt – bei der statischen und konstruktiven Prüfung eines Prüferingenieurs als Sachverständigen.

Diese beiden Ingenieure haben also als Erfüllungshelfer ihrer jeweiligen Auftraggeber entspre-

chend der zuvor beschriebenen Ausgangslage streng unterschiedliche Interessen zu vertreten. Sie müssen sich dabei immer im klaren sein, daß sie nicht eigenständig, d.h. ohne Abstimmung mit ihrem jeweiligen Auftraggeber handeln können. Bei einer zugespitzten Betrachtungsweise müßte die Kommunikation zwischen Aufsteller und Prüflingenieur stets auf dem Weg Aufsteller/Bauunternehmer ./ Bauherr/ Prüflingenieur laufen.

Selbstverständlich ist diese „reine Lehre“ nicht zweckmäßig und auch nicht wirklichkeitsnah; es bringt aber die erforderliche Transparenz in das notwendige Verhalten der Baubeteiligten, wenn man sich diese Grundlage immer wieder ins Gedächtnis ruft.

4 Unterrichtung des Bauherrn über Forderungen zur Ergänzung unvollständiger Unterlagen

Im Zusammenhang mit seiner Prüftätigkeit wird der Prüflingenieur praxisnah z.B. bei Unklarheiten in der Statik in direktem Kontakt mit dem Aufsteller um eine Aufklärung bemüht sein, was den Verfahrensablauf wesentlich beschleunigt.

In einem solchen direkten Kontakt werden auch notwendige Ergänzungen der Statik oder der Ausführungsunterlagen mündlich angefordert werden können.

Sofern dies geschieht, muß der Prüflingenieur aber auch dem Bauunternehmer eine entsprechende Mitteilung zukommen lassen und vor allem den Bauherrn hiervon unterrichten, denn wenn bei dieser Anforderung ergänzender Unterlagen Mißverständnisse auftreten oder der Aufsteller diese Unterlagen nicht umgehend liefert, gerät der Prüflingenieur in Beweisnot. Eine Verzögerung wird andernfalls zunächst dem Prüflingenieur zugeschrieben, da sowohl der Bauunternehmer behauptet als auch der Bauherr annehmen muß, daß der Prüflingenieur eine unverständlich lange Prüfzeit in Anspruch nimmt.

Da das Baugeschehen durch solche Verzögerungen in den meisten Fällen blockiert wird, ergeben sich hohe Folgekosten. Zumindest wird der Bauunternehmer Behinderung geltend machen.

Wenn der Bauherr aber von solchen Nachforderungen unterrichtet ist, kann er bei dem Bauunternehmer auf eine rasche Erledigung hinwirken und auch unberechtigte Vorwürfe gegen den Prüflingenieur abwehren.

5 Keine direkte Abstimmung über kostenrelevante Änderungen

Auch wenn sich bei der Prüfung Forderungen ergeben, die sowohl beim Bauherrn oder auch beim Bauunternehmer kostenrelevante Auswirkungen haben können, ist eine direkte Abstimmung und Regelung nicht möglich, sondern es müssen umgehend beide Vertragspartner über diese Auswirkungen in Kenntnis gesetzt werden, damit im gegenseitigen Kontakt eine Lösung gefunden wird.

Dies ist übrigens auch in der ZTV-K Ziff. 1.2 festgelegt, wird aber leider nicht immer beachtet, so daß dann die Statik und Ausführungsunterlagen ein Eigenleben führen und die beiden direkten Vertragspartner von Entwicklungen überrascht werden, die oft gar nicht in ihrem Sinne sind.

6 Unterrichtung des Bauherrn über Änderungen seitens des Bauunternehmers

Bei Schwierigkeiten im Bauablauf, z.B. wenn bereits genehmigte Bauvorgänge nicht ausgeführt werden können oder wenn bei der Statik vorausgesetzte Materialien nicht lieferbar sind, wird der Bauunternehmer mit dem Aufsteller bemüht sein, eine Ersatzlösung zur Ausführung vorzuschlagen. Bei solchen Ersatzlösungen wird zuweilen der den genehmigten Unterlagen zugrundeliegende Qualitätsmaßstab verlassen, oder es werden Lösungen vorgesehen, die der Bauherr letztlich nicht oder nicht uneingeschränkt akzeptieren kann. Die entsprechenden Unterlagen werden dann vom Aufsteller bzw. vom Bauunternehmer im Interesse der Beschleunigung oft direkt an den Prüflingenieur gegeben, u.U. auch mit in anderem Zusammenhang nachgeforderten Ergänzungsseiten oder ergänzenden Ausführungsunterlagen, von denen zur Beschleunigung jeweils auch eine Ausfertigung vorab an den Prüflingenieur geht.

Da solche Ersatzmaßnahmen unter Zeitdruck stehen, der Prüflingenieur auf diesem direkten Weg aber oft als erster von den vorgesehenen Änderungen erfährt, bedarf es einer sofortigen Unterrichtung der genehmigenden Stelle oder des Bauherrn von diesen Änderungen. Bei einem nicht korrekten Verhalten des Bauunternehmers, d.h. einer vorherigen direkten Abstimmung mit dem Bauherrn über die vorgesehenen Änderungen, ist dies für Letzteren die einzige Mög-

lichkeit, hier ohne größere Störungen im Bauablauf rechtzeitig zu entscheiden, ob er überhaupt einer solchen vorgesehenen Änderung zustimmen kann oder ob ggf. andere Ersatzlösungen vorzusehen sind.

7 Erkannte Unwirtschaftlichkeit dem Bauherrn frühzeitig mitteilen

Wenn im Zusammenhang mit der statischen und konstruktiven Prüfung auch die vom Bauherrn bzw. der genehmigenden Dienststelle zu beachtenden Fragen der Wirtschaftlichkeit und der brückentechnischen Zweckmäßigkeit nicht unbedingt Prüfungsinhalt sind, sollte von dem Prüfenieur erwartet werden, daß er von ihm erkannte unwirtschaftliche Konzeptionen oder brückentechnisch unzureichende Details bereits vorab der genehmigenden Stelle bekannt gibt, damit von dort aus der Bauunternehmer frühzeitig zu einer Änderung der Unterlagen veranlaßt werden kann.

Eine solch frühzeitige Einflußnahme ist im Interesse des Baugeschehens, da bis zur endgültigen statischen Prüfung und Prüfung der Ausführungsunterlagen beim Prüfenieur oftmals eine längere Zeit verstreicht.

Wenn eine solch frühzeitige Unterrichtung nicht erfolgt, sondern die Änderung erst bei der im Zusammenhang mit der Genehmigung der Unterlagen erfolgenden brückentechnischen und wirtschaftlichen Prüfung veranlaßt werden kann, ist eine erhebliche Zeit verstrichen und es fällt beim Prüfenieur ein zusätzlicher, oft vermeidbarer Prüfgang an.

8 Von wesentlichen Prüforderungen den Bauherrn vorab unterrichten

Sofern seitens des Prüfenieurs aufgrund eigener Rechnungen oder einer Vergleichstatik Änderungen bzw. Ergänzungen größeren Umfangs für erforderlich gehalten werden, sind diese nicht in jedem Fall ohne Rücksprache mit dem Bauherrn als Prüfergebnis zu dokumentieren. Auf keinen Fall ist der Bauunternehmer bzw. der Aufsteller ohne Abstimmung mit dem Bauherrn zu einer Änderung der Unterlagen zu veranlassen.

Selbstverständlich sind Rechenfehler oder eine grobe Mißachtung der technischen Regeln ohne große Diskussion richtigzustellen. Wenn aber zu er-

kennen ist, daß sich durch zulässige unterschiedliche Interpretationen von Vorschriften oder auch Sachverhalten usw. konträre oder stark differierende Ergebnisse einstellen können, ist es zwingend erforderlich, den Bauherrn vor einer definitiven Prüfentscheidung zu kontaktieren.

Andernfalls kann sich die unerfreuliche Situation einstellen, daß der Bauherr ggf. im Zusammenhang mit der Freigabe zur Ausführung das Prüfergebnis des Prüfenieurs revidieren muß.

Daß dies dem Bauherrn unangenehm und auch dem Ansehen des Prüfenieurs nicht förderlich ist, versteht sich von selbst.

9 Prüfergebnisse nicht an den Bauunternehmer bzw. Aufsteller geben

Um alle Partner und Beteiligten möglichst kurzfristig in den gleichen Wissensstand zu setzen, ist es in vielen Fällen zweckmäßig, Vermerke usw. direkt an alle Beteiligten zu senden. So kommt es vor, daß die Prüfenieure den Prüfbericht nicht nur an ihren Auftraggeber, d.h. an die Stelle geben, die die Ausführungsunterlagen auch genehmigt, sondern es wird häufig auch der Auftragnehmer oder der Aufsteller der Ausführungsstatik mit einer Durchschrift unterrichtet.

Diese Vorgehensweise ist nicht korrekt und auch nicht zweckmäßig, da es sich bei dem Prüfbericht um ein Prüfergebnis des Prüfenieurs handelt, welches der genehmigenden Stelle als Teilbeitrag der Prüfung der Ausführungsunterlagen zur weiteren Verwertung zur Verfügung gestellt wird.

Wie bereits erwähnt, ist es durchaus möglich, daß sich bei der zusammenfassenden Prüfung Änderungen ergeben.

Sofern nun der Bauunternehmer durch ein ihm zugegangenes Exemplar des Prüfberichtes zu der Auffassung gelangt, er könne – ohne daß eine Freigabe der Ausführungsunterlagen vorliegt – bereits mit dem Schneiden, Biegen und Einbau der Bewehrung beginnen, so ist es außerordentlich schwierig, eine sich aus dem Ergebnis der Gesamtprüfung ergebende Änderung oder Ergänzung durchzusetzen.

Auch wenn die vertragliche Position eindeutig ist, wonach der Bauunternehmer erst aufgrund genehmigter Ausführungsunterlagen arbeiten darf, ist die Folge, daß der Unternehmer die bereits verlegte Bewehrung wieder ausbauen muß, unerfreulich.

Ebenso unerfreulich wäre es, wenn der Bauherr aufgrund einer solch geschaffenen Situation darauf verzichten würde oder müßte, notwendige oder auch nur zweckmäßige Änderungen bei der Genehmigung der Ausführungsunterlagen einzubringen.

Aus den vorstehenden Gründen darf der Prüfbericht und damit das Ergebnis der statischen und konstruktiven Prüfung des als Sachverständigen tätigen Prüfingenieurs nur dem genehmigenden Bauherrn zugeleitet werden.

10 Bei Prüfung selbst tätig sein

Die Prüftätigkeit eines auch als Sachverständiger für die Straßenbauverwaltung tätigen Prüfingenieurs ist im Grundsatz streng von den übrigen Tätigkeiten in dem Ingenieurbüro getrennt, welches der Prüfingenieur im Regelfall daneben noch betreibt.

Als Ergebnis der Prüfung erwartet der Bauherr daher auch nicht das Arbeitsergebnis irgend eines Mitarbeiters, sondern die qualifizierte Aussage des Prüfingenieurs, der ja aufgrund seiner speziellen Kenntnisse und langjährig erworbenen Erfahrungen die Bestallung als Prüfingenieur erhalten hat. Selbstverständlich wird der Prüfingenieur im Regelfall nicht alle Arbeitsschritte der statischen und konstruktiven Prüfung persönlich durchführen, sondern er wird einfachere Rechnungen usw. Mitarbeitern seines Ingenieurbüros übertragen. Diese Mitwirkung kann aber immer nur unter verantwortlicher Führung und Leitung des Prüfingenieurs erfolgen.

Der Prüfingenieur muß leitend so im Prüfgeschehen des einzelnen Objektes verantwortlich tätig sind, daß er jederzeit über alle Ergebnisse durchgehend unterrichtet ist. Der Prüfingenieur muß bei der statischen und konstruktiven Prüfung also auch auf konkrete und gezielte Fragen des Bauherrn ohne größere Rückfragen bei Mitarbeitern in eine Diskussion eintreten können. Dies ist leider nicht immer der Fall. Für einen Prüfingenieur, der vom Bauherrn wegen seiner hervorgehobenen Stellung als kompetenter Partner gewonnen wird, bedeutet dies dann auch nicht gerade eine erfreuliche Situation.

11 Ablehnung eines Prüfauftrags wegen Arbeitsüberlastung

Sofern die Arbeitsbelastung des Prüfingenieurs in gewissen Zeiträumen so groß sein sollte, daß ein Prüfauftrag nicht nach den oben genannten Grundsät-

zen übernehmen kann, sollte er dies bei einer Anfrage sofort mitteilen. Es ist dem Bauherrn wesentlich lieber, wenn ein Prüfingenieur eindeutig zum Ausdruck bringt, daß er eine Prüfung nicht mit der gebotenen Sorgfalt und Eigenbeteiligung durchführen könnte, als wenn er diesen Auftrag annimmt und dann nur am Rande oder nebenbei erledigt.

Eine solche Aussage, evtl. mit dem Hinweis, daß z.B. nach einem halben Jahr gerne wieder ein Auftrag übernommen würde, zeugt von dem Verantwortungsbewußtsein des Prüfingenieurs und hat auch nicht zur Folge, daß er – wie oft befürchtet – von weiteren Prüftätigkeiten ausgeschlossen wird.

12 Ablehnung eines Prüfauftrags wegen möglicher Interessenkollision

Die meisten Prüfingenieure sind als Inhaber oder Mitinhaber größerer Ingenieurbüros an vielen Objekten mit vielen Partnern beteiligt, sei es als Bearbeiter von Entwurfsunterlagen, Bearbeiter von Ausführungsunterlagen, in der Bauüberwachung oder dergleichen.

Sofern der Prüfingenieur bei der Anfrage des Bauherrn erkennt, daß entweder der jeweilige Auftragnehmer oder der für den Auftragnehmer vorgesehene Aufsteller der Ausführungsunterlagen mit ihm oder seinem Büro bei anderen Bauobjekten verbunden ist, sollte er dies dem Bauherrn bei einer Anfrage zur Übernahme eines Prüfauftrages offen mitteilen, damit der Prüfingenieur nicht unbeabsichtigt in eine Interessenkollision gerät oder auch nur der Anschein hierzu gegeben sein kann. In vielen Fällen ist dem Bauherrn eine solche Konstellation der verschiedenartigen Geschäftsbeziehungen bereits aus seiner Tätigkeit her bekannt und er wird dies, soweit erforderlich, bereits bei der Auswahl des Prüfingenieurs berücksichtigen; allerdings kann der Bauherr selbstverständlich nicht über alle solche Geschäftsbeziehungen unterrichtet sein.

Gleichartig sind auch Konstellationen zu betrachten, wenn z.B. bekannt ist, daß der Aufsteller der Ausführungsunterlagen mit einem Rechenprogramm arbeitet, das im Büro des Prüfingenieurs entwickelt wurde oder mit dem das Büro des Prüfingenieurs ausschließlich arbeitet. Auch in solchen Fällen sollte bereits der Anschein einer Interessenkollision vermieden werden, z.B. daß der Prüfingenieur Ergebnisse, die mit einem von seinem Büro erarbeiteten Programm erarbeitet wurden, nicht ausreichend kritisch prüft.

Auch wenn bei größeren Ingenieurbüros die Anzahl von Baufirmen oder Aufstellern von Ausführungsunterlagen, mit denen diese Büros zusammenarbeiten, sehr groß sein wird, ist es einem Bauherrn, der zahlreiche Bauaufträge und somit auch zahlreiche Prüfaufträge vergibt, immer möglich, eine Auftragskonstellation zu finden, bei der die o.g. Gesichtspunkte nicht zum Tragen kommen. Der Prüflingenieur hat also nicht zu befürchten, daß er weniger Prüfaufträge erhält, wenn er eine möglich Interessenskollision frühzeitig anspricht.

13 Prüflingenieur ist nicht Koordinator

Bei der Erarbeitung der statischen Unterlagen und der Aufstellung der Ausführungsunterlagen hat es sich wegen der oft unterschiedlichen Gewerke, für die solche Unterlagen aufgestellt werden müssen, eingebürgert, daß Teilbeiträge, wie z.B. für Pfahlgründungen, Lagerberechnungen usw., von den jeweiligen Herstellern mit beigesteuert werden.

Damit die Aufstellung dieser Unterlagen aufeinander abgestimmt erfolgt und die Unterlagen auch in den Schnittstellen übereinstimmen, ist aufgrund langjähriger Erfahrungen in der ZTV-K, Ziff. 1.1 festgelegt worden, daß der Bauunternehmer einen Koordinator zu benennen hat. Dieser Koordinator ist nicht der Disponent, der auf der Baustelle für die rechtzeitige Bereitstellung der Geräte, des Materials usw. zu sorgen hat, sondern er hat speziell für die Koordination der Statik und Ausführungsunterlagen einzustehen.

Häufig ist es jedoch so, daß der Koordinator der Baufirma entweder überlastet ist oder die ihm zugewiesene Aufgabe aus anderen Gründen überhaupt nicht richtig wahrnimmt. Es kommen dann verschiedene Unterlagen zum Bauherrn und zum Prüflingenieur, die nicht aufeinander abgestimmt sind.

Verschiedentlich übernimmt dann der Prüflingenieur, oft ohne daß es ihm direkt bewußt wird, die Funktion des Koordinators. Dies kann, wenn sich der Bauunternehmer daran gewöhnt hat, einen erheblichen Arbeitsumfang annehmen. So wie es in statischen Vorbesprechungen nahezu regelmäßig bereits vorab erwähnt wird, ist von Anfang an strikt darauf zu achten, daß die Unterlagen vom Bauunternehmer koordiniert zusammengestellt und vorgelegt werden, und daß nicht der Prüflingenieur die Funktion des Koordinators übernimmt.

Neben einer erheblich höheren zeitlichen Inanspruchnahme könnte der Prüflingenieur andernfalls

vom Bauunternehmer letztlich noch dafür verantwortlich gemacht werden, wenn gewisse Unterlagen nicht übereinstimmen oder durch die nicht rechtzeitige Vorlage von koordinierten Unterlagen das Baugeschehen zum Stillstand kommt.

14 Angestrebtes Zusatzhonorar frühzeitig bekanntgeben

Sofern sich bei einer Prüfung durch mangelhafte Beiträge des Bauunternehmers ein wesentlich erhöhter Prüfaufwand ergibt, z.B. wenn ganze Berechnungen neu aufgestellt werden müssen, und wenn der Prüflingenieur der Auffassung ist, daß diese zusätzliche Tätigkeit mit dem vereinbarten Honorar nicht abgegolten ist, so sollte er dies dem Bauherrn rechtzeitig mitteilen.

Der Bauherr kann dann den Auftragnehmer frühzeitig davon unterrichten, daß wegen nicht vertragsgerechter, mangelhafter Leistungen auf ihn noch eine Forderung zukommt. Unter Umständen kann ihn dies auch noch zu der Vorlage besserer Ausführungsunterlagen veranlassen. (Allerdings wird ein solch erhöhtes Honorar selbstverständlich nicht bei jeder kleinen Änderung der Statik und Ausführungsunterlagen fällig werden, sondern nur bei durchgreifenden Änderungen.)

Das gleiche gilt sinngemäß, wenn der Bauunternehmer aufgrund eigener Wünsche die Baudisposition ändert und ein neuer Prüfgang erforderlich wird.

15 Resümee

Die aufgezeigten Punkte sind eine komprimierte Zusammenfassung von Erfahrungen eines Bauherrn, der weit über sechstausend Bauwerke mit 2,5 Millionen Quadratmetern Fläche betreut. Diese Erfahrung wurde bei der Abwicklung einer Vielzahl von Baumaßnahmen und mit den unterschiedlichsten Konstellationen auf Bauherren- und Bauunternehmerseite gewonnen. Selbstverständlich werden die meisten Projekte ohne die oben erwähnten Schwierigkeiten zwischen den verschiedenen Vertragspartnern und Erfüllungsgehilfen abgewickelt. Die rechtzeitige Beachtung des einen oder des anderen der genannten Gesichtspunkte kann aber dazu beitragen, Bauzeitverzögerungen und vertragliche Auseinandersetzungen zu vermeiden.

Die Zertifizierung kann die unabhängige bautechnische Prüfung nicht ersetzen

Die Zertifikate sagen über die Qualität der Planung nichts aus – Qualitätssicherung aber ist für jedes Büro erstrebenswert

Ist ein Qualitätsmanagementsystem für mein Büro eine Notwendigkeit? Muß ich ein solches zertifizieren lassen? Und: was kostet das eigentlich und was bringt es dem Büro? Solche und ähnliche Fragen werden in den letzten Jahren immer häufiger in immer mehr Ingenieurbüros gestellt. Im folgenden Beitrag resümiert ein Beratender Ingenieur und Prüfenieur für Baustatik seine eigenen Erfahrungen und das Ergebnis seiner jahrelangen Recherchen zu diesem Thema. Sein Fazit: Eine normierte Qualitätssicherheit ist ein durch Qualitätsmanagement erreichbarer in jedem Ingenieurbüro intern und extern vorteilhafter und aus eigennützigen Gründen deshalb anzustrebender Zustand. Aber: eine Zertifizierung ist dafür nicht nötig. Sie bestätigt bestenfalls die grundsätzliche Qualitätsfähigkeit eines Unternehmens, sagt aber nichts aus über die Qualität der Planung selbst. Vor allem aber: Weder Qualitätsmanagementsysteme noch Zertifikate können das bewährte, neunzig Jahre alte System der unabhängigen bautechnischen Überwachung nach dem Vier-Augen-Prinzip ersetzen.

Dipl.-Ing. Josef Steiner

ist Partner der Ingenieurgruppe Bauen in Karlsruhe, Mannheim, Berlin, Beratender Ingenieur VBI und Prüfenieur für Baustatik

1 Einführung

In allen Fachzeitschriften des Bauwesens - und nicht nur dort - sind in fast regelmäßiger Folge Aufsätze zum Thema Qualitätssicherung und Qualitätsmanagement zu finden. Die Autoren kommen in vielen Fällen aus dem inzwischen großen Zirkel der Zertifizierenden; ihre Beiträge stellen die Notwendigkeit und die Vorteile der Zertifizierung heraus.

Die Deutsche Gesellschaft für Qualität (DGQ) und der Technische Überwachungsverein (TÜV) als akkreditierte Zertifizierungsorganisationen veröffentlichen von Zeit zu Zeit Statistiken mit ständig steigenden Zahlen über Zertifikatserteilungen. Noch sind darunter nicht viele Unternehmen aus dem Dienstleistungsbereich des Bauwesens zu finden. Mehr oder weniger seriöse Mitteilungen von Firmen, die in der Tages- und Fachpresse oder in Hochglanzbroschüren damit werben, daß sie die Zertifizierung erfolgreich hinter sich gebracht haben, hinterlassen aber Spuren. Der vermeintliche Wettbewerbsvorsprung von Zertifikatsinhabern droht - zumindest vorläufig - einen Wettlauf auf dieses Papier auszulösen. Geschäftstüchtige Zertifizierer reiben sich die Hände. Es ist ihnen gelungen, ein Rad in Bewegung zu setzen, das wegen der mit den Zertifikaten verbundenen regelmäßigen Wiederholungsprüfungen (Audits) zu einem Perpetuum mobile werden könnte.

Gebetsmühlenartig wird dargelegt, daß künftig niemand an ISO-Zertifikaten vorbeikommen werde, will er an Aufträge kommen. Dies ist ebenso falsch wie der Inhalt mancher Aussage in diversen Werbeschriften.

Zitat aus einer Mitteilung des TÜV Pfalz e.V.: „Auch innerbetrieblich lassen sich durch den Aufbau eines QM-Systems Kosten für Ausschuß und Fehlerbeseitigung reduzieren, womit die Qualität der Produkte und Dienstleistungen vor dem eigentlichen Produktionsbeginn gesichert wird.“

Der erste Teil dieser Aussage umschreibt die wesentlichen Ziele von QM-Anstrengungen, im

zweiten Teil wird behauptet, daß mit der Durchführung von QM-Maßnahmen die Qualität der Produkte und Dienstleistungen gesichert wird. Dies ist objektiv unrichtig, mit keinem ISO-Zertifikat wird die Qualität eines Produkts beurteilt, geschweige denn bestätigt.

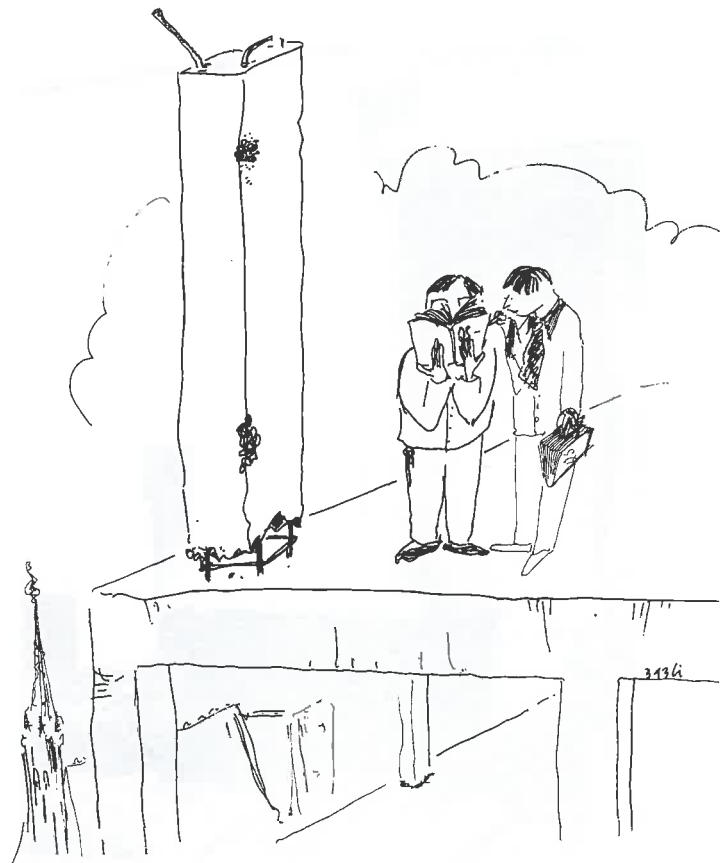
Es ist leider eine Tatsache, daß bei den meisten Baufirmen, die sich der Zertifizierung unterzogen haben, im Vordergrund nicht eine Anhebung der Bauqualität, sondern das Aufholen des vermeintlichen Wettbewerbsvorsprungs bereits zertifizierter Konkurrenten stand.

Die wachsende Zahl der Zertifizierenden führt zunehmend auch zu einer Verschärfung der Konkurrenz auf dem Zertifizierungsmarkt. Die ansehnlichen Kosten für die Zertifizierung geraten unter Preisdruck. Das Zertifikat droht damit aber auf längere Sicht zu einem Papier ohne Inhalt zu verkommen. Wenn es schließlich wie ein Waschmittel gekauft werden kann und alle zertifiziert sind, sticht auch das Argument des Wettbewerbsvorsprungs nicht mehr. Der ursprüngliche und durchaus richtige - und wichtige - Antrieb für QM-Maßnahmen, einen Beitrag zur Verbesserung und dann zur Sicherung der Qualität durch Prävention und Fehlervermeidung zu leisten, wird aber damit auf den Kopf gestellt.

In der Diskussion über Sinn und Erfordernis von Zertifikaten wird von Interessierten viel Nebel verbreitet. Übereifer einzelner Verbände hat bei den Planenden in der Vergangenheit bereits zur Weichenstellung in die falsche Richtung geführt. Es ist zu fragen, was hinter dieser ganzen ISO-Entwicklung steckt und wie z.B. Beratende Ingenieure zu reagieren haben.

2 Herkunft und Inhalt der ISO-Normen

Unter dem Eindruck rasanter und tiefgreifender Strukturveränderungen in den vergangenen Jahren wurde für den Bereich der industriellen Produktion nach Richtlinien gesucht, Qualität beurteilbar und vergleichbar zu machen. Daraus entstand Ende der 70er Jahre die Normenreihe ISO 9000 ff. Sie hat ihre Wurzeln im anglo-amerikanischen Raum - nicht von ungefähr sind in Europa die meisten der zertifizierten Unternehmen in England zu finden - und wurde im Zuge der Umsetzung der EG-Dienstleistungsrichtlinie auch in nationale Normenkonzepte überführt. DIN-Vorschriften, mit denen wir Ingenieure uns tagtäglich schon über Gebühr auseinandersetzen müssen, dienen als Fachnormen der Vereinheitlichung technischer Fragestellungen. Mit den Normen der



Ich meine, es liegt an der Verarbeitung und nicht an den abgegebenen Versprechen der Qualität . . .

ISO-Reihe 9000 ff. wird versucht, QM-Systeme unabhängig von irgendwelchen Produkten zu beschreiben bzw. vorzuschreiben. Die Regeln sollen branchenübergreifend gelten und sollen auch für unseren Dienstleistungsbereich verbindlich gemacht werden.

Die Planung von Bauwerken führt jedoch nicht zu Industrieprodukten im üblichen Sinne, sie ist eine geistig-schöpferische Leistung, deren Qualität sich der Beurteilung nach allgemeingültigen Richtlinien entzieht. Qualitätsbezogene Erwartungen müssen in jedem Einzelfall vom Nutzer oder vom Bauherrn festgelegt werden und sind somit subjektiv. Qualität läßt sich nicht festlegen als eine meßbare Größe, sie entsteht in Übereinstimmung mit den gestellten Anforderungen.

Zum Begriff „Qualität“ existiert in QS-spezifischen Normen und Leitfäden eine Reihe von Definitionen bzw. Definitionsversuchen, z.B.

DIN E 8402, 2.1: „Qualität ist die Gesamtheit von Merkmalen einer Einheit bezüglich ihrer Eignung, festgelegte und vorausgesetzte Erfordernisse zu erfüllen.“

VBI-Gelbdruck „Qualitätsmanagement und Qualitätssicherungssysteme für Planungsleistungen“: „Qualität ist ein Versprechen, eine übertragene Auf-



„Unterstützung“ einer Gebäudeecke im Zuge einer Unterfahung

gabe den Vorgaben und der Zielsetzung entsprechend innovativ, fehlerfrei und zeitgerecht zu erfüllen“ [1].

Die Architektenkammer Hessen hat sich in ihrem Leitfaden zur Erstellung eines QM-Handbuches ebenfalls mit einer Definition versucht: „Qualität ist die realisierte Beschaffenheit einer Einheit.“

Darunter ist vieles zu verstehen, wohl nicht nur Positives. Dies sollte doch aber ein wesentliches Merkmal von Qualität sein?

Theodor Heuss hat es in einer Rede vor dem Deutschen Werkbund 1956 auf einen ganz kurzen Nenner gebracht:

„Qualität ist das Anständige.“

Robert Boschs Devise: „Lieber Geld verlieren als Vertrauen“ steht für die gleiche moralische Einstellung zur eigenen Arbeit.

Die qualitätsbezogenen Erwartungen eines Auftraggebers zu erfüllen, ist eigentlich eine Selbstverständlichkeit. Jedes verantwortungsbewußt arbeitende Ingenieurbüro erbringt seine Leistungen nach bestimmten betriebsintern festgelegten und eingespielten Regeln; nur mit improvisatorischen Mitteln können komplexe Aufgaben nicht zuverlässig bewäl-

tigt werden. Alle Qualitäts-Anstrengungen gelten dem Ziel, daß zufriedene Kunden (Bauherren) wiederkommen und Nachbesserungen an fehlerhaften Planungen vermieden werden.

Um dieses Ziel bei Planungsleistungen zu erreichen, bedarf es keines ISO-Zertifikates. Über die Qualität des Geplanten und des Gebauten sagt es nichts aus. Es bestätigt lediglich, daß bestimmte, in den ISO-Normen kompliziert und oft unverständlich beschriebene und streng geregelte Verwaltungsstrukturen aufgebaut und Verfahrensabläufe schriftlich niedergelegt sind. Der Dokumentation dienen QM-Handbücher, intern ergänzt durch bürospezifische Verfahrens- und Handlungsanweisungen. Liest man bereits vorhandene Muster-Handbücher, so stellt man fest, daß dort im wesentlichen Selbstverständlichkeiten, jedoch streng nach ISO-Norm, also kompliziert, langatmig und oft - wie die Norm selbst - kaum lesbar, dargestellt werden. Hier zeigt sich eine typisch deutsche Eigenart. Anstatt sich grundsätzlich gegen immer weiter um sich greifende bürokratische Vorschriften zu wehren, wird die Umsetzung einer von außen aufgezwungenen Norm in vorauseilendem Eifer so perfektioniert, daß kein Engländer oder kein Franzose mehr auf die Idee käme, sich in Deutschland der Zertifizierung auszusetzen.

Viele Verbände sind dabei, in Arbeitskreisen für ihre Mitglieder Musterhandbücher zu erarbeiten. In solchen Zirkeln mitarbeitende Kollegen aus den neuen Bundesländern, die eine lähmende Phase der Überreglementierung hinter sich zu haben glaubten, stellten während endloser Diskussionen über Inhalt, Bedeutung, Übersetzung und Interpretation einzelner Elementtexte der ISO-Normen resignierend fest, man sei wohl vom Regen in die Traufe gekommen.

Musterhandbücher sind oft aufgebläht und vorwiegend auf das Ziel ausgerichtet, ohne große Komplikationen den Weg zum ISO-Zertifikat zu ebnen. Solche Hilfsmittel reduzieren die Beschäftigung mit QM darauf, an bestimmten Stellen des Handbuchs bürospezifische Einträge zu machen, und sie fördern die Neigung, sich das Zertifikat zu kaufen, wenn es denn unbedingt sein muß, weil der Markt Zertifikate fordert. Damit wäre aber der Grundgedanke aller QM-An-

Die Abbildungen auf diesen Seiten sind Beispiele für die vielfältigen Fehlleistungen auf deutschen Baustellen. Sie entstammen dem reichhaltigen Fotoarchiv des Autors, der während seiner Tätigkeit als Prüfenieur für Baustatik seit vielen Jahren krasse Bauschäden im Bild festgehalten hat.

strebungen, nämlich bewußt und mit innerer Überzeugung qualitativ hochwertig zu arbeiten und Fehler im Ablauf möglichst zu vermeiden, Makulatur.

Nach ISO 9000 ff werden Verfahren und Abläufe beurteilt. Ein Zertifikat bestätigt bestenfalls die grundsätzliche Qualitätsfähigkeit eines Unternehmens. Die Qualität des Geplanten steht und fällt mit der Qualifikation, der Phantasie und den Kenntnissen der Planenden. Eine von Grund auf schlechte Planung wird auch durch ein Zertifikat nicht besser.

Die tatsächliche Bedeutung und der eigentliche Inhalt von Zertifikaten sind vielen Bauherrn und Auftraggebern nicht bekannt. Gerade sie sind anfällig dafür, Planenden wirkungslose Zertifikate abzufordern ohne überhaupt zu wissen, was sich dahinter verbirgt. Für die Berufsverbände besteht hier eine wichtige Aufklärungsaufgabe.

Zunächst muß der Bauherr selbst, soweit er im bisherigen Sinn überhaupt noch existiert und nicht durch Investoren, Generalunternehmer oder Generalübernehmer ersetzt ist, Qualitätsbewußtsein einbringen. Der Bauherr muß die Voraussetzungen dafür schaffen, daß die Planenden, denen er Aufgaben anvertraut, diese optimal erledigen können. Neben eindeutig festgelegten Anforderungen an das Bauwerk gehört dazu die erforderliche Zeit für die Planung, dazu gehört auch ein auskömmliches Honorar.

Qualitätsmanagement kann bei komplexen Planungsaufgaben nur dann erfolgreich sein, wenn sich alle an der Planung Beteiligten: Bauherr, Architekt und Ingenieure, den gleichen Grundsätzen verpflichten. Nur wenn sich die einzelnen Planungspartner in ein enges Korsett einschnüren lassen und an den Schnittstellen abgeschlossene Vorleistungen ineinander greifen, kann Qualitätsmanagement im Sinne der angestrebten Null-Fehler-Strategie erfolgreich sein. Andernfalls wird sich nichts daran ändern, daß z.B. die Schal- und Bewehrungspläne des Tragwerkplaners, die auf den Baustellen immer zuerst benötigt werden, einen Änderungsindex aus der zweiten Hälfte des Alphabets tragen. Mit vermeidbaren Änderungen wird viel teure Arbeitszeit vergeudet, außerdem wird das Ziel aller QM-Anstrengungen, präventiv Fehler zu vermeiden, verfehlt. Da kein Auftraggeber bereit sein wird, sich an den nicht unerheblichen Kosten für den Aufbau eines formalen QM-Systems zu beteiligen, sind Straffung von Planungsabläufen und Fehlervermeidung die einzigen Möglichkeiten, die Aufwendungen, die schon bei kleineren Ingenieurbüros für die Einführung eines zertifizierten QMS mit einem Mannjahr und ungefähr 30 000 DM für Beratung und Zertifizierung anzusetzen sind, auf längere Sicht wieder einzuspielen.



Gefährliche Improvisation bei einer Gebäudeunterfangung

3 Praxisgerechte Umsetzung von Qualitätsanstrebungen in Ingenieurbüros

Im Sinne der angestrebten Qualität ist es eine Selbstverständlichkeit, im Ingenieurbüro den Aufgaben entsprechende Planungsgruppen aus fachlich geeigneten und motivierten Mitarbeitern zu bilden. Nach den ISO-Normen scheint es künftig aber nur noch exzellente, hochmotivierte und überaus selbständige Mitarbeiter zu geben?

QM bedeutet vor allem Schnittstellen-Management, sowohl im Büro als auch auf der Baustelle. Das Bewußtsein für geregelte Arbeitsabläufe anstelle von Improvisation muß bei allen Beteiligten, bei der Firmenleitung und den Mitarbeitern, umgesetzt und weiterentwickelt werden. Die dazu erforderlichen Maßnahmen müssen der Größe der Büros und ihren Planungsaufgaben angepaßt sein. Die Architekten- und Ingenieurverbände, vor allem die Kammern, haben hier eine wichtige Aufgabe. Sie müssen ihren verunsicherten Mitgliedern die erforderliche Aufklärung geben und praxisnahe Hilfestellung leisten.

Dabei sind folgende Grundsätze zu beachten:

- Im Mittelpunkt aller QM-Bemühungen steht die möglichst fehlerfreie Umsetzung der Bauherrenanforderungen zum Nutzen des gesamten Bauwerks.
- Für die Entwicklung geeigneter QM-Maßnahmen in Planungsbüros stellen die ISO-Normen einen möglichen Rahmen dar. Der Inhalt dieser Normen



Mangelnde Sorgfalt beim Einbau von Pfahlanschlußbewehrung

darf jedoch nicht kritiklos übernommen werden und muß so aufbereitet, überarbeitet und gestrafft werden, daß er den Anforderungen der Ingenieurbüros gerecht wird und daß wir Ingenieure darin unsere Arbeit überhaupt erkennen.

- Bei der Umsetzung von Qualitätsanstrengungen haben die Berufsverbände und -kammern eine wichtige Aufgabe. Aktivitäten dieser Verbände sollten nicht auseinanderdriften, die Schlagkraft der Länderkammern muß gebündelt werden. Einzuschließen sind hier ausdrücklich die Architektenkammern. Planungsabläufe können nur verbessert werden, wenn sich alle an der Planung Beteiligten einschließlich des Bauherrn den gleichen Grundsätzen verpflichten (Schnittstellenmanagement).
- Die Umsetzung formaler QM-Anstrengungen kann zu einem bedeutenden Kostenfaktor werden und muß für jedes Büro finanzierbar bleiben. Daraus ergibt sich ein stufenweiser Aufbau von praxisgerechten QM-Maßnahmen. Schulungen und Beratungen müssen von Fachleuten durchgeführt werden, die nicht in erster Linie QM-Experten sind, sondern Ingenieurpraxis und Planungsabläufe in den Büros aus Erfahrung kennen und verstehen.

- QM-Handbücher sollen keine blumigen Umschreibungen und Absichtserklärungen enthalten. Sie sollen in der erforderlichen Klarheit und in aller Kürze das unbedingt Notwendige darstellen und, soweit Verfahrensabläufe im Sinne der angestrebten Qualität beeinflussbar sind, durch entsprechende Anweisungen ergänzt werden. Zusätzliche Checklisten sind zweifellos eine Hilfe hinsichtlich der Beachtung von Randbedingungen bei Planungs- und Überwachungsaufgaben. In ihrer formalen Anwendung liegt aber auch die Gefahr des Mißbrauchs als Abhaklisten. Es macht wenig Sinn, alles, was auf Checklisten aufgeführt ist, grundsätzlich nur deshalb zu überprüfen, weil ein Haken gemacht werden muß. Prüfungen müssen am richtigen Ort und an den kritischen Stellen angesetzt werden. Kontrollen nur um der Kontrolle willen bleiben stumpfe Waffen.

- „Wir haben keine Zeit, etwas richtig zu machen, wir haben aber immer Zeit, alles noch einmal zu machen“, ist ein geflügeltes Wort auf vielen Baustellen, auch auf zertifizierten. Es ist leider Baustellenrealität, daß bei gestiegenem Anspruch an die Bauausführung, z.B. infolge höherer Ausnutzung der Baustoffe, die Qualität des Baustellenpersonals mit dem zunehmenden Einsatz von Arbeitskräften aus Billiglohn-Ländern gesunken ist. Es ist jedoch genau wenig qualitätsfördernd, wenn der Tragwerksplaner seine Leistungen mit der Genehmigungsplanung (statische Berechnungspläne) abschließt, die Ausführungsplanung (Schal- und Bewehrungspläne) aber einem Generalunternehmer übertragen wird, der auch diese Leistungen zunehmend in Billiglohn-Ländern erledigen läßt. Hier entsteht eine neue Schnittstelle, die sich normalerweise als Schwachstelle darstellt. Prüfengeure haben ihre liebe Not mit Plänen, die ohne den erforderlichen Umweg über den zuständigen Tragwerksplaner direkt auf ihren Schreibtisch flattern.

- QM-Maßnahmen im Sinne geregelter Büro- und Planungsabläufe sind eine Notwendigkeit. Wenn sie aus eigener, innerer Überzeugung umgesetzt werden und nicht nur eine formale Pflichterfüllung darstellen, fällt eine Konformitätsbescheinigung oder bei unbedingtem Bedarf, z.B. für Planungen im Ausland, ein Zertifikat fast als Abfallprodukt ab und stellt nicht den Mittelpunkt aller Bemühungen dar.

4 Die bautechnische Prüfung als Instrument der Qualitätssicherung

In den meisten Bundesländern wird zur Zeit die Novellierung der Bauordnungen unter den

Schlagworten Deregulierung, Privatisierung, Vereinfachung, Entlastung der Verwaltung und Verringerung von Genehmigungsgebühren vorangetrieben. Trotz einer Musterbauordnung sind die Novellierungsergebnisse, besonders hinsichtlich der praktischen Umsetzung der Genehmigungsverfahren, in den einzelnen Bundesländern erstaunlich unterschiedlich. Neben dem gewohnten, normalen Genehmigungsverfahren wurden von allem im Wohnungsbau vereinfachte Genehmigungsverfahren Baufreistellungsmöglichkeiten und reine Kenntnissgabeverfahren eingeführt. So wird in Baden-Württemberg nach der seit 1.1.1996 geltenden novellierten Bauordnung das Kenntnissgabeverfahren für die Erstellung von Wohngebäuden in qualifizierten Bebauungsplangebietern nach einer Übergangsphase bis zur Hochhausgrenze verpflichtend sein.

„Das bisherige Baufreistellungsverfahren habe sich bewährt, grobe Verstöße seien bei der Anwendung der bisherigen eingeschränkten BaufreistellungsVO in keinem Fall bekannt geworden“, verkündet der zuständige Staatssekretär. Die vorhandenen Dokumentationen über Schäden bei bautechnisch freigestellten Gebäuden kommen zu anderen Ergebnissen. [3]

Bei Einfachbauten ohne statische Probleme kann auf bautechnische Prüfung sicherlich verzichtet werden. Im Sinne der im Baurecht verankerten Verpflichtung des Staates zur präventiven Gefahrenabwehr ist es jedoch nicht hinzunehmen, wenn die Grenze für den Entfall bautechnischer Kontrollen im Wohnungsbau an der Länge einer Feuerwehreiter oder an der Grundfläche einer Tiefgarage im Untergeschoß eines Wohngebäudes festgemacht wird. Kriterien für den Entfall bautechnischer Kontrollen können nur an das Risikopotential eines Tragwerks, nicht aber an die bloße Ausdehnung eines Gebäudes oder ähnliches angekoppelt werden. Das Tragwerk eines Einfamilienhauses ist oft mit größeren Schwierigkeiten behaftet, als das statische System eines viergeschossigen Mietwohnhauses. Qualitätssicherung nach ISO 9000 ff. ist kein Ersatz für die unabhängige bautechnische Prüfung und die dringender denn je erforderlichen Ausführungskontrollen vor Ort, und zwar weder technisch noch juristisch. Wer derartiges behauptet, ist sich nicht im klaren über Sinn und Inhalt qualitätssichernder Maßnahmen in Planungsbüros und auf Baustellen.

ISO-Zertifikate werden auch künftig nicht verhindern, daß bei der Planung und der Ausführung von Unikaten, wie es Bauwerke nun einmal sind, Fehler gemacht werden. Der

menschliche Irrtum und seine Folgen werden aber von keiner der unseren Bemessungsnormen zugrunde liegenden Sicherheitsphilosophien abgedeckt. Deshalb wird auch künftig nicht darauf verzichtet werden können, durch bautechnische Prüfung präventiv dafür zu sorgen, daß drohende Schäden bereits in der Planungsphase erkannt werden. Oft genug muß der Prüfingenieur zusätzlich zu seinen auftragsgemäßen Leistungen als Koordinator dafür sorgen, daß Fachplanungen von Massivbauern, Fertigteilerherstellern, Stahlbauern, Fassadenbauern usw. überhaupt vorgelegt werden und letztendlich auch zusammenpassen. Die beschriebene Entwicklung, daß Berechnungen und Pläne bei GUVorhaben zunehmend aus unterschiedlichen Büros kommen, hat die Schnittstellen-Problematik in den letzten Jahren verschärft und läuft allen QM-Bemühungen zuwider.

Den meisten Bauherren im Wohnungsbau ist nicht bewußt, welches Risiko sie eingehen, wenn nach ungeprüften Planungen gebaut wird. Nur den wenigsten Architekten dürfte bewußt sein, daß sie bei bautechnisch freigestellten Bauvorhaben als Gesamtverantwortliche für Mängel in bautechnischen Unterlagen zusätzliche Verantwortung tragen.

Es ist unverantwortlich und fahrlässig, wenn Politiker sich mit vordergründigen und teilweise falschen Argumenten einsetzen für die Demontage eines seit neunzig Jahren bewährten Instruments, mit dessen Hilfe es gelungen ist, grobe Planungs- und Ausführungsfehler rechtzeitig, kollegial und unspektakulär präventiv aufzudecken und Schäden zu vermeiden.

Es ist zweifellos ein Verdienst des vom Baurecht vorgegebenen Instruments der bautechnischen Prüfung, daß Schäden an Gebäuden infolge konstruk-



Ausgeschaltete Decken- und Unterzugsbeton im fertiggestellten Wohnungsbau! So haftet der Putz besser!



Rolladenkasten länger als Fenstersturz! Wo bleibt die Auflagerkraft?

Mängel aufgespürt und behoben werden. Solche Kontrollen sind zu spät angesetzt, das Ziel von Prävention und Fehlervermeidung wird verfehlt. Wenn aber bei solchen Initiativen auch auf die Kontrolle bautechnischer Unterlagen und auf die Überwachung der Rohbauausführung verzichtet wird, wird gleichzeitig der Sicherheitsstandard unserer Wohnungsgebäude verringert. Außerdem geht so ein wichtiges Stück Verbraucherschutz verloren. Dies kann nicht im Sinne der Bürger sein, die oft in einer einmaligen Lebensanstrengung Wohnungseigentum erwerben.

„Qualitätssiegel mit Inhalt“ müssen deshalb auch künftig bautechnische Kontrollen der Planung und der Ausführung enthalten, nicht zuletzt auch aus der Sicht der Kapitalgeber.

tiver Mängel, die zur Gefährdung von Leib und Leben führen könnten, bei uns fast unbekannt sind. Im Vergleich zum europäischen Ausland ist die Schadensrate im Rohbaubereich bei uns gering, auch wenn in allen Bauschadensberichten der Bundesregierung immer wieder beklagt wird, daß vor allem die fortwährende Wiederholung von Planungs- und Ausführungsfehlern verantwortlich ist für die ansehnlichen Schadenssummen im Bauwesen.

Schadensverläufe dokumentieren sich auch in der Prämienhöhe der Haftpflichtversicherungen. In Frankreich, z.B. erbringen Tragwerksplaner nur einen Bruchteil der bei uns üblichen Leistungen. Die Mindestversicherungssummen sind dort aber etwa dreimal so hoch wie in Deutschland. Die Wirksamkeit des deutschen Systems der bautechnischen Kontrollen nach dem Vier-Augen-Prinzip kann deutlicher eigentlich nicht dargestellt werden.

Es wäre deshalb verfehlt, aus der vergleichsweise geringen Schadensrate im Rohbaubereich den Schluß zu ziehen, man könne künftig auf die bewährten Präventivkontrollen verzichten. Deregulierung in diesem Sinne darf nicht bedeuten, daß bisher hoheitliche Aufgaben künftig ganz entfallen, sondern daß sie künftig im Rahmen privater Auftragsverhältnisse erledigt werden.

Als Folge der novellierten Bauordnungen wurden von den Wohnungsbauunternehmen, aber auch vom TÜV neue „Prüfverbände“ gegründet, die dem Bauherrn bzw. dem Wohnungserwerber ein „Qualitätssiegel“ versprechen.

Mit drei bis vier Kontrollen, die fast ausnahmslos in der Ausbauphase durchgeführt werden, sollen

5 Resümee

Qualitätssicherung setzt voraus, daß Qualität überhaupt vorhanden ist. Qualitäts-Management besteht nicht im Abhaken von Ja/Nein-Kriterien auf Checklisten, QM bedeutet koordiniertes, verantwortungsbewußtes Verhalten mit dem Ziel, Fehler im Ablauf und Fehlerbehebungskosten, die einem Bauherrn nicht weitergegeben werden können, zu minimieren. Bei der Herstellung von Industrieprodukten zeigen sich Fehler als Ausschuß und erfordern entsprechende Nacharbeit. In Ingenieurbüros wird die erforderliche Nacharbeit zur Behebung eigener Fehler in der Regel ohne besonderen Nachweis durchgeführt und taucht in der Buchhaltung nicht auf. Schätzungen des Aufwandes für die Behebung solcher Fehler liegen bei vier bis sechs Prozent des Umsatzes. Diese Zahlen sind ein wesentlicher Antrieb für die Umsetzung von QM-Maßnahmen im Sinne des angestrebten Unternehmenserfolgs.

ISO-Zertifikate sind dafür nicht erforderlich. Sie bestätigen bestenfalls die grundsätzliche Qualitätssfähigkeit eines Unternehmens. Nach allen vorliegenden Verlautbarungen von politischer Seite, aber auch von Seiten der Staatlichen Hochbauverwaltung, wird auch in Zukunft ein nicht vorhandenes ISO-Zertifikat kein Ausschlußkriterium für die Vergabe von Planungsleistungen sein. Auch in den EG-Richtlinien zum Öffentlichen Auftragswesen gibt es keine Empfehlung, Bietern in Zukunft QS-Zertifikate nach ISO 9000 ff. abzuverlangen. Allerdings werden Nachweise der Qualitätssfähigkeit eines Unternehmens im Zuge der von der EG-Dienstleistungsrichtlinie geforderten Präqualifikation ein wesentliches Bewertungsmerkmal darstellen.

Wie ISO 9000 ff. wird auch die Dienstleistungsrichtlinie, die noch nicht in nationales Recht umgesetzt ist, in Deutschland mit Übereifer angewandt. Bauämter stöhnen unter dem zusätzlichen bürokratischen Aufwand, der mit den Vergabeverfahren nach dieser Richtlinie verbunden ist. Bisher war das Vertrauen in die Leistungsfähigkeit und in die Zuverlässigkeit eines Auftragnehmers Grundlage für die Vergabe von Planungsleistungen durch öffentliche Bauherren, die tatsächliche Qualität der erbrachten Leistung war die beste Referenz für das Ziel wiederholter Berücksichtigung. Mit der zunehmenden Umsetzung der EG-Dienstleistungsrichtlinie werden die bisherigen Vergabekriterien Zug um Zug ausgehöhlt. Planungsleistungen drohen immer mehr dem reinen Preiswettbewerb ausgesetzt zu werden. Auch auf diesem Feld sind die Verbände gefordert, dafür zu sorgen, daß diese, neben QM-Bemühungen zusätzlich kostentreibenden bürokratischen Auswüchse zurückgefahren werden.

Ausreichende Dokumentation von Planungs- und Herstellungsvorgängen in Aktennotizen, Überwachungsprotokollen und Tagebüchern wird zweifellos weiter in den Vordergrund treten, auch unter Beachtung der Rechtsprechung zum Haftungsumfang eines Unternehmens.

Zitat im Handelsblatt aus einem Urteil des BGH vom 12.03.1992: „Kennt ein Bauunternehmer die Mängel des von ihm errichteten Bauwerks nur deshalb nicht, weil seine Organisation der Überwa-

chung seiner eingetragenen Leistung fehlerhaft war, beruft er sich also auf eine von ihm selbst zu vertretende Unwissenheit, so haftet er im Gegensatz zu § 638 BGB nicht bis zu fünf, sondern bis zu 30 Jahren“.

Ein effektives QM-System ist auch in dieser Hinsicht sicher von Vorteil, aber auch in der Vor-ISO-Zeit war schon erkannt, wie wichtig es sein konnte, eher einen Brief zu viel, als einen Brief zu wenig zu schreiben. QM führt nur zum gewünschten Ziel, wenn Qualitätsbewußtsein von der Unternehmensführung vorgelebt wird und wenn alle Mitarbeiter aus innerer Motivation heraus bestrebt sind, qualitativ hochwertige Arbeit zu verrichten. Unternehmensqualität ist die Voraussetzung für qualitativ hochwertige Ergebnisse. ISO-Zertifikate sind als reine Verfahrensbeurteilungen dafür nicht erforderlich.

Untersuchungen in der stationären Industrie haben gezeigt, daß die Produktqualität durch solche Zertifikate nicht verbessert wird.

In Planungsbüros stellen streng nach ISO 9000 installierte Mechanismen wegen des aufgeblühten bürokratischen Aufwands eher Hindernisse für kreatives Planen dar.

Im Gegensatz zu allen ISO-Zertifikaten handelt es sich bei dem Prüfbericht des Prüfsachverständigen, mit dem einer baulichen Anlage die Standsicherheit bestätigt wird, im gesamten Planungsgeschehen des Bauwesens um das einzige echte „Produkt“-Zertifikat.

Literatur

- [1] Stiglat, K.: Qualitätssicherung der Planung? Beton- und Stahlbetonbau 1993, Heft 10
- [2] Stiglat, K.: Schon genormt? Karikaturen eines Bauingenieurs; Verlag Ernst & Sohn, Berlin 1993 (Rezension in DEUTSCHES INGENIEURBLATT 5-95, S. 62)
- [3] Steiner, J.: „Bauschäden und Bauüberwachung - Zur Bedeutung des Vier-Augen-Prinzips im Bauwesen“; Landesvereinigung der Prüfsachverständigen für Baustatik in Baden-Württemberg, 1995

Bremen: Tragwerksplaner sollen über die Prüfpflicht künftig selbst entscheiden

Ein Kriterienkatalog mit Schwierigkeitsgraden soll die Entscheidung erleichtern

In der Freien Hansestadt Bremen wird im Zuge der Novellierung der Bauordnung, bezogen auf den Nachweis der Standsicherheit, Neuland betreten, das anderen Ländern eventuell ein Beispiel geben kann: Die Einführung eines Schwierigkeitsgrades, nach dem der Tragwerksplaner – gestützt auf einen entsprechenden Kriterienkatalog, der ein Bestandteil der künftigen Bauvorlagenverordnung sein wird – die Prüfpflicht feststellen kann. Der Tragwerksplaner entscheidet also grundsätzlich selbst über die Prüfpflicht, weil er – so die Begründung für diesen Vorschlag – anhand des Kriterienkatalogs am ehesten geeignet ist, zu einem Urteil über die Prüfnotwendigkeit zu kommen. Im folgenden Beitrag wird dieser spezielle Teilaspekt der Prüfung des Standsicherheitsnachweises und anderer bautechnischer Nachweise in Bremen beleuchtet.

Die Bremische Landesbauordnung (März 1995) begründet das Vieraugenprinzip bei der Prüfung bautechnischer Nachweise nicht nur mit der Sicherung der Standsicherheit, sondern auch mit dem Verbraucherschutz.

Zitatauszüge aus der Begründung zu § 66 der Brem.LBO (Genehmigungsfreistellung):

1) „Außerdem werden Bauherr bzw. Entwurfsverfasser hinsichtlich der Planung und Ausführung der genehmigungsfreien Vorhaben zur Abgabe besonders bedeutsamer Erklärungen (Absatz 4) und zur Vornahme bestimmter Prüfungen, Festlegungen und Benachrichtigungen (Absatz 7) verpflichtet. Dadurch soll insbesondere das „Vier-Augen-Prinzip“ trotz des Wegfalls der staatlichen Kontrolltätigkeit in wichtigen Prüf- und Überwachungsbereichen erhalten bzw. – im Vergleich zu dem Prüfverzicht nach der Freistellungs- und Vereinfachungsverordnung – wieder sichergestellt werden, sofern dies nach der Art des Vorhabens geboten erscheint. Insbesondere die unabhängige Prüfung der bautechnischen Nachweise und die Überwachung der Einhaltung der bautechnischen Anforderungen bei der Bauausführung durch einen Prüfingenieur ist bei den von Absatz 7 erfaßten Vorhaben aus Gründen der Si-

cherheit und des Verbraucherschutzes, aber auch aus volkswirtschaftlicher Sicht sinnvoll, zumal die dadurch entstehenden Kosten weniger als 1% der Baukosten betragen. Der Verzicht auf Prüfung der bautechnischen Nachweise in Planung und Ausführung nach geltendem Recht hat sich nachweislich nicht bewährt und wird deshalb nur noch für bestimmte Vorhaben mit Tragwerken sehr geringer und geringer Schwierigkeit beibehalten. Damit wird ein sachlich besseres Kriterium geschaffen, da auch Ein- und Zweifamilienhäuser schwierige Tragwerke aufweisen können.“

2) „Durch diese Regelung wird der Tatsache Rechnung getragen, daß sich der bereits im Rahmen des vereinfachten Genehmigungsverfahrens bei Ein- und Zweifamilienhäusern bis zu zwei Vollgeschossen mit höchstens 60 m Länge gem. § 2 Abs. 6 der Freistellungs- und Vereinfachungsverordnung vom 31. März 1983 praktizierte Verzicht auf Prüfung der bautechnischen Nachweise und der damit verbundene Verzicht auf Überwachung der Bauausführung als problematisch erwiesen hat. Der mit dem Freistellungsverfahren nach § 64 a verbundene konsequente Rückzug der staatlichen Kontrolle läßt sich bei den vorstehend genannten Vorhaben nur rechtfertigen, wenn zur Wahrung der öffentlichen Sicherheit, zur Vermeidung nicht vertretbarer Risiken und einer weiteren Zunahme von Bauschadensfällen mindestens die Standsicherheit dem „Vier-Augen-Prinzip“ in Entwurf und Ausführung unterworfen bleibt.“ – Ende der Zitate

Die Begründung ist eigentlich einsichtig und gewinnt immer mehr Bedeutung, da das Bauen – auch bei kleineren Bauvorhaben – immer komplexer wird. Die Vielfalt der Baustoffe und der Bauverfahren hat erheblich zugenommen. Die volle Wirksamkeit des schadensvorbeugenden, d. h. präventiven Prüfverfahrens, kann dabei nur erreicht werden, wenn die Prüfung ganzheitlich, d. h. einschließlich der Ausführungskontrollen auf den Baustellen, erfolgt.

Untersuchungen von Fachleuten zeigen eine erhebliche Zunahme von Baufehlern in den Bereichen, in denen die Prüfung zugunsten falsch verstandener Liberalität aufgegeben wurde.

Vor diesem Hintergrund sind eigentlich Freistellungen von der Prüfung oder Kriterienkataloge zur Bestimmung der Freistellung überflüssig, wenn geprüfte bautechnische Nachweise nicht mehr die Voraussetzung für eine baurechtliche Genehmigung sind. Diese Unterlagen müssen lediglich vor der konkreten Ausführung vorliegen und damit die Grundlage der Ausführung bilden.

Dieses Prinzip galt in Bremen praktisch schon seit vielen Jahren, es erhielt mit der neuen Landesbauordnung lediglich einen neuen rechtlichen Rahmen. Das Erfordernis der Prüfung der bautechnischen Unterlagen ist somit nicht oder nicht mehr vor dem Hintergrund der möglichst kurzfristigen Erlangung einer Baugenehmigung zu diskutieren.

Und der finanzielle Aspekt? Für unter 1% der Baukosten profitiert der Bauherr mit der Prüfung von bautechnischen Unterlagen sowie der stichprobenartigen Kontrolle wichtiger Herstellungsphasen zum Tragwerk von dieser Qualitätssicherung.

In erster Linie sind im Hochbaubereich die bauleitenden Architekten anzusprechen, die prüfende Instanz, i.d.R. die Prüflingenieure, als Partner zu sehen, von denen sie in einem wichtigen Bereich der Rohbauphase Unterstützung erfahren und deren Sachkompetenz nutzen können.

Und die Bauträger? Fortschrittliche unter dieser Gruppe wissen die unabhängige, externe Kontrolle zu schätzen und dokumentieren diese gegenüber ihrer Bauherrschaft. Andere wiederum meiden dieses Instrument sachbezogener Kontrolle, sie werden Gründe dafür haben.

Die in einigen Bundesländern bereits eingeführten Freistellungen von der Prüfpflicht sind i.d.R. ohne Bezug zum Schwierigkeitsgrad eines Tragwerkes und ohne Differenzierung des baurechtlichen und des bautechnischen Aspekts. So wird z. B. im „Vereinfachten Genehmigungsverfahren“ von der Definition der „Bauten mit geringer Höhe“ ausgegangen. Diese haben nun mit dem Schwierigkeitsgrad gar nichts zu tun. Verantwortliches, sachbezogenes Handeln kann das nicht genannt werden.

Auch in Bremen konnte man sich dem derzeitigen politischen Trend und Ruf nach Vereinfachungen im Baurecht, auch im bautechnischen Bereich, nicht entziehen. Für das vereinfachte Genehmigungsverfahren sowie für das Genehmigungsfreistellungsverfahren wurde unter Mitwirkung der Kammern, insbesondere der Ingenieurkammer, ein Kriterienkatalog erarbeitet. Dabei müssen alle Kriterien ausnahmslos erfüllt sein, um die Befreiung von der Prüfpflicht der bautechnischen Nachweise zu begründen:

Kriterien:

I. Die Baugrundverhältnisse sind eindeutig und erlauben eine übliche Flachgründung entsprechend DIN 1054. Ausgenommen sind Gründungen auf setzungsempfindlichem Baugrund (i.d.R. mittelstark oder stark bindige Böden).

II. Die tragenden und aussteifenden Bauteile gehen im Grundsatz unversetzt durch bis zu den Fundamenten. Ein Nachweis der Gebäudeaussteifung, auch für Teilbereiche, ist nicht erforderlich.

III. Die Geschosdecken dürfen für gleichmäßig verteilte Lasten (KN/m²) und Linienlasten aus nichttragenden Wänden (KN/m) für den Nutzungszustand bemessen werden.

IV. Bei dem Dachstuhl handelt es sich um eine zimmermannsmäßige, einfache Konstruktion, in der Regel um ein Pfettendach. Pfettenlasten können in die darunterliegende Decke eingerechnet werden.

V. Angrenzende Gebäude und öffentlicher Raum werden durch die Baumaßnahmen (Unterfangungen, Baugrubensicherung) nicht beeinträchtigt.

VI. Bei Gebäuden in Hanglage beträgt die Höhendifferenz zwischen Berg- und Talseite nicht mehr als ein Geschos.

Die vorstehend genannten Kriterien müssen ausnahmslos erfüllt sein.

Leider ist noch kurzfristig vor der endgültigen Verabschiedung in den Absatz IV eine Ergänzung „gerutscht“, die wiederum auf politische Einflüsse zurückgeht. Durch in großer Eile eingebrachte, ergänzende Formulierungen wird nicht immer die Qualität erhöht.

Ergänzt wurde unter IV:

„Pfettenlasten können in die darunterliegende Decke eingerechnet werden.“ Natürlich müssen derartige Lasten in Decken eingerechnet werden. Das gebietet der Sachverhalt. Gemeint ist hier, daß noch keine Prüfpflicht begründet wird, wenn besondere Lasten (hier Stützenlasten aus Pfettensträngen) auf der Dachdecke stehen. Gerade hier wissen Prüfende von vielen Fehlern in statischen Berechnungen zu berichten. Vor dem Hintergrund, daß es sich durchaus um Einzellasten in einer Größenordnung bis 50 KN handeln und die Decke als Teilfertigteildecke mit oberer Ortbetonschicht konzipiert sein kann, war hier ursprünglich an die Einbeziehung in die Prüfpflicht gedacht.

Doch abgesehen von diesem „Systemfehler“ bleibt es anzuerkennen, daß in Bremen erstmals eine sachbezogene Grundlage, nämlich die Einführung eines Schwierigkeitsgrades, versucht worden ist. Mit diesem Instrument müssen nun Erfahrungen gesammelt werden. Die Tragwerksplaner entscheiden grundsätzlich in dem genannten Bereich über die Prüfpflicht, weil sie selbst am besten über den Kriterienkatalog zu einem Urteil kommen können.

Dabei ist auf den ersten Teil des § 14 der Bauvorschriftenverordnung „Stand sicherheitsnachweis und andere bautechnische Nachweise“ besonders hinzuweisen. Dieser Teil wird nachfolgend zitiert:

„(1) Zum Nachweis der Standsicherheit sind eine Darstellung des gesamten statischen Systems einschließlich einer Konstruktionsbeschreibung, die erforderlichen Konstruktionszeichnungen und die erforderlichen Berechnungen vorzulegen. Berechnungen und Zeichnungen müssen übereinstimmen und gleiche Positionen haben. Die Konstruktionsbeschreibung muß eine Bestimmung der Schwierigkeit der Tragwerke nach Maßgabe der Kriterien der Anlage 2 zu dieser Verordnung ermöglichen.“

Die darin getroffene Aussage trifft für alle bautechnischen Nachweise zu, unabhängig ob es sich um das „normale“, das vereinfachte Genehmigungsverfahren oder um das Genehmigungsfreistellungsverfahren handelt. Um diesen eigentlich selbstverständlichen Anspruch in der Praxis durchzusetzen, bedarf es noch erheblicher Anstrengungen, z. B. der Ingenieurkammer, im Rahmen der Fortbildungsseminare zur Qualitätssicherung.

Ob von den Tragwerksplanern die richtige Zuordnung getroffen worden ist, soll künftig in Stichproben bei den Bauordnungsämtern, gegebenenfalls mit Unterstützung der Ingenieurkammer, überprüft werden.

Herausgeber:

Bundesvereinigung der Prüfmgenieure für Baustatik e.V.
Dr.-Ing. Günter Timm, Jungfernstieg 49, 20354 Hamburg
ISSN 1430-9084

Redaktion:

Klaus Werwath, Lahrring 36, 53639 Ittenbach

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:

Dr.-Ing. Helmut Löwe, Gotha

Druck:

Vogel-Druck, Würzburg

DTP:

DAGE · Gerda Eiselein
Frankenstraße 1 · 97222 Rimpar

Die meisten der in diesem Heft veröffentlichten Fachartikel sind überarbeitete Fassungen der Vorträge, die bei den Arbeitstagen der Bundesvereinigung der Prüfmgenieure für Baustatik 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.

