



Zeitschrift der Bundesvereinigung
der Prüferingenieure für Baustatik

Der Prüferingenieur

3

September 1993

Seite 3

Wiederkehrende Prüfung
auch im Hochbau?

Seite 10

Verfahren für die Berechnung der
Interaktion von Baugrund und Bauwerk

Seite 22

Experimentelle Tragsicherheitsbewertung
von Bauteilen in situ

Seite 35

Fliegende Bauten:
Ein neues Aufgabenfeld für Prüferingenieure?

Seite 43

Die Qualitätssicherung am Bau aus
der Sicht eines Prüferingenieurs für Baustatik

Editorial

Dr.-Ing. Günter Timm
Wiederkehrende Prüfung auch im Hochbau? 3

Nachrichten

LBO-Novelle in Hessen
rationalisiert an der Basis vorbei 4

EUROCODE 3 wird im Herbst
in NRW bekanntgemacht 5

“Über Architektur kann diskutiert werden,
über die Standsicherheit nicht” 6

Risse in Massivbauten sind in der Regel unschädlich 7

Hessen: Einschränkung des Genehmigungsverfahrens
für Gebäude mit 5 Geschossen 8

Baden-Württemberg:
Eine Gesamtprüfung und ein Prüfungsbericht? 9

Baugrund

Prof. Dr.-Ing. Konrad Zilch, Aachen
Verfahren für die Berechnung der Interaktion
von Baugrund und Bauwerk 10

Tragsicherheit

Prof. Dr.-Ing. Klaus Steffens, Bremen
Experimentelle Tragsicherheitsbewertung
von Bauteilen in situ 22

Fliegende Bauten

Prof. Dr.-Ing. F. Thiele, Kassel
Fliegende Bauten:
Ein neues Aufgabenfeld für die Prüfengeieure? 35

Qualitätssicherheit

Univ.- Prof. Dr.-Ing. J. Lindner, Berlin
Die Qualitätssicherung am Bau
aus der Sicht eines Prüfengeieures für Baustatik 43

Schadensberichte

Dipl.-Ing. Gerhard Feld, Bremerhaven
Die Ausführungskontrolle hätte den Schaden
insgesamt verhindern können 59

Recht

RA Wolf Hugendubel, München
Eine “bauliche Anlage” ist eine
selbständige statisch-konstruktive Einheit 62

Impressum 64

Vorschau auf die nächsten Ausgaben

In den folgenden Heften
erscheinen voraussichtlich:

Ministerialdirigent Prof. Dr.-Ing. Herbert Ehm, Bonn:
Energiesparendes Bauen

Prof. Dr.-Ing. Dietmar Hosser, Braunschweig:
Brandschutznachweise unter europäischen Aspekten

Dr.-Ing. Helmut Kramer, Hamburg:
Anforderungen an den Erschütterungsschutz
Neufassung DIN 4150 - Empfehlungen zur Baugrunddynamik

Prof. Dr.-Ing. Walther Mann, Darmstadt:
Altes Mauerwerk - modernes Bauen:
Probleme und Erfahrungen aus der Sicht des Ingenieurs

Prof. Dr.-Ing. György Iványi, Essen:
Verstärkung von Zuggurten

Prof. Dr.-Ing. Gert König, Darmstadt:
Entwurf duktiler Bauwerke

Prof. Dr.-Ing. J.-D. Wörner, Darmstadt:
Konstruieren mit Glas

Wiederkehrende Prüfung auch im Hochbau?

Die Dauerhaftigkeit der Bauwerke wird in der Regel mit 50 Jahren und länger angenommen. In Ausnahmefällen sind für mindestens 20 Jahre die Standsicherheit und die Gebrauchstauglichkeit zu gewährleisten.

Erfüllen die Bauwerke diese Forderungen oder sind zusätzlich Maßnahmen erforderlich?

Die Entwicklung der Baukonstruktionen ist in den vergangenen Jahrzehnten der Forschung gefolgt, die eine höhere Auslastung der Baumaterialien und Bauteile ermöglichte. Filigrane Konstruktionen und hoch beanspruchte Querschnitte führten zu schlanken und weitgespannten Traggliedern. Reserven aus Überdimensionierung entfielen.

Umwelteinflüsse und die Dauerhaftigkeit der Baustoffe wurden noch bis vor wenigen Jahren kaum beachtet, und die Folgen zeigen sich verstärkt erst heute. Die Schäden aus äußeren Einflüssen, mangelhafter Ausführung und abnehmender Dauerstandfestigkeit einiger Baustoffe haben zu einem Umdenken im Konstruieren der Bauteile und in der neueren Forschung geführt.

Robuste Konstruktionen werden heute gefordert, die ohne zusätzliche, nachträgliche Maßnahmen den Bedingungen der Standsicherheit und Dauerhaftigkeit genügen, wobei insbesondere die Dauerhaftigkeit große Bedeutung gewinnt.

Zur Verhinderung von umfangreichen Bauschäden oder sogar Einstürzen werden z. B. Brücken in regelmäßigen Abständen überprüft. Neben der Beschaffenheit der Bauteiloberflächen kann aus der Entwicklung von Rissen und zerstörungsfreien Prüfungen auf mögliche Veränderungen des Biege-

trageverhaltens geschlossen werden. Detailuntersuchungen von Schadstellen und entsprechende Sanierungen erhalten in der Regel die Tragfähigkeit und Dauerhaftigkeit von Brücken.

Gleichen Gefährdungsgrad für Personen- und Sachschäden kann man auch bei größeren Gebäuden voraussetzen. Für die Bauwerke werden bis heute unter normalen Randbedingungen keine wiederkehrenden Überprüfungen durchgeführt, was sicher auch richtig ist, solange auf bewährte Standardkonstruktionen aufgebaut wird. Außerdem sind die Umweltbelastungen dieser Tragkonstruktionen wesentlich geringer, weil sie meist im Inneren liegen. Große Reserven in den Verkehrslasten geben den Bauwerken zusätzliche Sicherheiten.

Untersucht man mit den gleichen Maßstäben wie bei den Brücken die Bauteile, die tatsächlich häufig durch die der Berechnung zugrunde gelegten Lastannahmen beansprucht werden, so lassen sich auch hier gleiche Schadensbilder erkennen. Besteht außerdem die Vermutung, daß sich die Festigkeiten der Baustoffe im Laufe der Zeit verändern, so ist auch hier Vorsicht geboten und eine wiederkehrende Überprüfung durch Prüfeningenieure zu empfehlen. Diese sollten sich dann aber auf ausgewählte Bauteile beschränken, die bei der Planung in Abstimmung mit dem Prüfeningenieur festzulegen sind. So läßt sich auch von vornherein eine einwandfreie Zugänglichkeit erreichen.

**Dr.-Ing. Günter Timm,
Vorsitzender der Bundesvereinigung der
Prüfeningenieure für Baustatik**

LBO-Novelle in Hessen rationalisiert an der Basis vorbei

Verbesserungen bedürfen prinzipieller Änderungen

Die Novellierung der hessischen Landesbauordnung ist nach Ansicht vieler fachkundiger Beobachter eine weitgehend vergebliche Mühe. Sie hat das den Bürgern erklärte Ziel, die ohne Qualitätsverlust entbehrlichen Teile der Genehmigungsprüfungen zurückzunehmen, wird aber möglicherweise genau das Gegenteil bewirken.

Der Grund dafür ist in dem Umstand zu finden, daß die politischerseits propagierten Novellierungsziele nicht oder nur unvollständig realisiert werden können, weil der Realisierung dieser Ziele einerseits ein fest gefügter Block unverzichtbaren, gewachsenen materiellen Rechts und andererseits die tendenziell immer stärker sich auswirkenden Konsequenzen der Ökologisierung des Bauens entgegenstehen.

So zumindest beurteilen zahlreiche Prüfsingenieure für Baustatik in Hessen die Bemühun-

gen ihrer Landesregierung, mit der anstehenden LBO-Novellierung das Genehmigungsverfahren zu vereinfachen und zu beschleunigen. Konkret wird dem hessischen Ministerium für Landesentwicklung, Wohnen, Landwirtschaft, Forsten und Naturschutz (LWLFN) vorgeworfen, daß es "an der Basis vorbei rationalisiert".

Die Prüfsingenieure geben als Beleg für die Richtigkeit dieser Behauptung die Ergebnisse einer Umfrage an, die gezeigt habe, daß in der Regel nicht die Prüfung der Bauanträge die verfügbare Arbeitskapazität der Genehmigungsbehörden überlastete, sondern "daß die in vielen Fällen viel zu langen Baugenehmigungsverfahren eine Reihe ganz anderer Ursachen hat".

Vor allem die 1990 schon eingeführte Verfahrensweise, daß die Bauanträge nicht mehr über die Gemeinde, sondern mit einer

Zehntagefrist für die Vorprüfung direkt bei der Baugenehmigungsbehörde einzureichen sind, habe sich - infolge der bestehenden unterschiedlichen Gemeindegesetzungen - nachteilig und arbeitsbelastend ausgewirkt, heißt es in einem Bericht der hessischen Landesvereinigung der Prüfsingenieure.

Weitere Gründe - beispielsweise Genehmigung fliegender Bauten, die Ökologisierung des Baugeschehens, Kompetenz- und fachliche Schwierigkeiten der Behörden untereinander und die notwendige Anhörung der Träger öffentlicher Belange - hätten dazu geführt, daß, so meinen Kenner der Materie, jeder Versuch einer Novellierung der Bauordnung des Landes zumindest teilweise ins Leere wird laufen müssen.

Wenn man die Ökologisierung des Bauens und die Forderungen des Denkmalschutzes mit den Zielen einer Vereinfachung und Beschleunigung des Baugenehmigungsverfahrens sinnvoll in Einklang bringen wolle, dann müsse man, so heißt es in den Kreisen der Prüfsingenieure, "über eine Vereinfachung der Vorschriften wesentlich intensiver und vor allem ganz prinzipiell nachdenken".

Bochum: Zentrifugen simulieren das Verhalten Bauwerk/Baugrund

Als einzige Universität in Deutschland verfügt die Ruhr-Universität in Bochum über geotechnische Zentrifugen, mit denen sich durch Simulation am Modell bestimmen läßt, wie Lasten von Fundamenten getragen werden und welche Spannungszustände im Boden entstehen.

Seit 1985 ist die geotechnische Großzentrifuge ZI in Betrieb, die einen Durchmesser von

neun Metern und ein maximales Modellgewicht von zwei Tonnen hat.

Vor einem Jahr ist eine weitere, etwas kleinere Zentrifuge (ZII) eingeweiht worden. Sie hat einen Durchmesser von vier Metern und kann rund 400 Kilogramm zuladen. "ZII" entlastet "ZI" und erlaubt gleichzeitig die Durchführung umfangreicherer Versuchsserien, weil die kleineren

EUROCODE 3 wird im Herbst in NRW bekanntgemacht

Bautechnisches Seminar in Nordrhein-Westfalen

Das für den Prüffingenieur notwendige Wissen über eine ganze neue Normengeneration für den Stahl- und Verbundbau hat die Landesvereinigung der Prüffingenieure in Nordrhein-Westfalen ihren Mitgliedern und zahlreichen Gästen aus der Bauverwaltung Ende Juni in ihrem neuesten bautechnischen Seminar in Essen übersichtlich und aus erster Hand präsentiert.

Der Vorsitzende der Landesvereinigung, Dipl.-Ing. Otto Lennertz, hatte, gemeinsam mit dem nordrhein-westfälischen Ministerium für Bauen und Wohnen, eine prominente Rednerliste zusammengestellt, die für erstklassige Information und Aufklärung stand: LMR Dipl.-Ing. Eschenfelder vom NW-Baumini-sterium sprach über den Einfüh-rungserlaß zur DIN 18 000, Prof. Dr.-Ing. Sedlacek (RWTH Aachen) über EUROCODE 3 (Stahlbau), Prof. Dr.-Ing. Scheer

(ehemals TU Braunschweig) über Teil 1 DIN 18 000 und Prof. Dr.-Ing. Lindner (TU Berlin) über Teil 2 DIN 18 000. Aus dem Ingenieurbüro Haensel und Roik (Bochum) beschrieb Dr.-Ing. Jochen Haensel EUROCODE 4 (Verbundbau) und Professor Dr.-Ing. Hosser (TU Braun-schweig) erläuterte Möglichkeiten und Notwendigkeiten des Brand-schutzes bei Stahl- und Verbund-konstruktionen (DIN 4102, Teil 4).

Diesem Referententeam ist es, wie der Berichterstatter des "Prüffingenieurs", Dipl.-Ing. Josef Dumsch (Wuppertal), der Redak-tion meldete, gelungen, die neuen Normen in ihren Grundzügen und Besonderheiten vorzustellen.

LMR Eschenfelder, der sei-nen Zuhörern einen guten Einblick in die Zusammenhänge der Entstehung, der Inhalte und der Inkraftsetzung von EUROCODE 3 gab, teilte im Verlauf der Veran-staltung mit, daß DIN 18 000

(Teile 1 bis 4, Ausgabe 11/90) am 10. 02. 1993 in Nordrhein-West-falen bauaufsichtlich in Bezug genommen worden sei. Besonders wies er dabei auf die in Anlage 5 mitgeteilte Anpassungsrichtlinie im Hinblick auf die teilweise Ein-beziehung bisher geltender Stahl-baugrundnormen und darauf hin, daß EC 3 als europäische Vornorm (sh. a. "Der Prüffingenieur" Heft 2, April 1992) im Herbst in Nord-rhein-Westfalen als eine den deutschen Stahlbaugrundlagen-normen gleichwertige Nach-weisgrundlage bekanntgemacht werden solle.

Zusammenfassend brachte die Tagung den Prüffingenieuren und ihren Gästen die Erkenntnis, daß, wie Dipl.-Ing. Dumsch seinen Bericht beendet, "der Über-gang vom deterministischen Sicherheitsbegriff zu Nachweis-verfahren auf der Grundlage der Wahrscheinlichkeitslehre mit Hilfe statistischer Methoden vollzogen" ist. Die Anwendung der kom-plexen technischen Mechanik er-mögliche, so habe die Vortrags-reihe gezeigt, eine äußerste Opti-mierung der Baukonstruktionen. Der Preis seien umfangreiche statische Nachweise, die in vielen Fällen nur noch von qualifizierten und erfahrenen Ingenieuren vollständig durchschaut werden könnten.

Modelle in größerer Stückzahl schneller herzustellen sind.

Bochums Zentrifugen haben bewiesen, daß die Zentri-fugenmodelltechnik den Ingenieuren beispielsweise für Sicher-heitsuntersuchungen im Tunnel-, Schacht- und Dammbau oder bei der Simulation von Erdbeben-lasten gute Dienste erweisen kann.

Die Modelle, bestehend aus Bauwerk und Boden, sind außer

lich meist stark vereinfacht. Sie müssen aber in ihrem physika-lischen Verhalten dem Prototyp entsprechen. Damit wird es mög-lich, anhand der Meßwerte Span-nungs- und Dehnungsverhalten des Originals zu simulieren. Mit solchen Anlagen lassen sich beispielsweise auch Belastungen bis zum 250fachen des natür-lichen Schwerefeldes erzeugen und damit Spannungszustände im Boden beliebig nachahmen.

Bremen: Gerhard Feld wiedergewählt

Die Mitglieder der Landes-vereinigung der Prüffingenieure in Bremen haben auf ihrer jüngsten Jahreshauptversammlung ihren Vorsitzenden, Dipl.-Ing. Gerhard Feld (Bremerhaven), ohne Gegen-stimme für drei weitere Jahre in seinem Amt bestätigt. Auch der Stellvertretende Vorsitzende, Dipl.-Ing. Horst Bellmer (Bremen), wurde einstimmig wiedergewählt.

“Über die Architektur kann diskutiert werden, über die Standsicherheit nicht”

Kontaktgespräch der Hamburger Prüfengeure mit der Bauaufsicht/In ganz Europa wird geprüft

In Hamburg sind erste wichtige Schritte zu einer Verlagerung von Aufgaben der Bauaufsicht auf die Prüfengeure vollzogen worden, die in den letzten Monaten auch mit der Überwachung von Bauaufgaben betraut worden sind. Da diese Aufgabe zur Zufriedenheit aller bewältigt worden ist, sollen nun die rechtlichen Regelungen dafür angepaßt und die Prüfengeurverordnung entsprechend geändert werden. Damit können die Voraussetzungen dafür geschaffen werden, daß anstelle der Bauaufsicht künftig der Prüfengeur für Baustatik auch die Bauüberwachung in eigener Verantwortung durchführen kann.

Dies teilte der Leiter des Hamburger Bauordnungsamtes, Erster Baudirektor G. Steffen, anläßlich des jüngsten der mittlerweile schon traditionellen Kontaktgespräche der Hamburger Prüfengeure mit der Prüfstelle für Baustatik mit, die der Vorsitzende der Hamburger Landesvereinigung der Prüfengeure, Dr.-Ing. Günter Timm, als “un-erläßlich für die tägliche Arbeit der Prüfengeure und für den Erfahrungsaustausch zwischen den Prüfengeuren und der Bauaufsicht” bezeichnet hat.

Steffen ging bei seinem kurzen Einführungsstatement vor allem auch auf die bundesweit geführte Diskussion über die Freistellung baulicher Anlagen von der Prüfung ein, die auch in Hamburg politischerseits mit der

Forderung nach weiteren Freistellungen mit dem Zwang zu einer Überarbeitung des Hamburgischen Wohnbauerleichterungsgesetzes geführt werde.

Gleichzeitig wies er auf die möglichen Veränderungen des deutschen Baugenehmigungsverfahrens durch die Entwicklung innerhalb der EG hin. Der freie Handel mit Bauprodukten, so Steffen, bewirke und dränge auf Vereinheitlichungen der staatlichen Verfahren. Wenn aber

vollständige bauliche Anlagen als Bauprodukte behandelt würden, könnten die in Deutschland vorgeschriebenen bautechnischen Prüfungen wie Handelshemmnisse wirken und eine Veränderung des deutschen Baugenehmigungsverfahrens erzwingen. Dies werde, so Steffen, natürlich auch die Tätigkeit der Prüfengeure betreffen, die es außerhalb Deutschlands nirgendwo in Europa gebe.

Demgegenüber berichtete Dr. Timm von eingehenden Untersuchungen der Bundesvereinigung der Prüfengeure für Baustatik über die Durchführung von Prüfungen in anderen EG-Staaten. Ergebnis: Geprüft wird überall, nur die Institutionen, die für die Prüfungen zuständig sind, unterscheiden sich. Timms zusammenfassende These dazu lautet: “Über die Architektur baulicher Anlagen kann diskutiert werden, über die Standsicherheit nicht.”

Niedersachsen: Probleme mit dem Nachweis für den Brandschutz

In Niedersachsen ist festzustellen, daß in den Bauaufsichtsbehörden Unsicherheiten darüber bestehen, wie die Prüfung des Nachweises der Feuerwiderstandsdauer der tragenden Bauteile zu beauftragen sei. Dabei gibt es, wie einige Prüfengeure berichten, offensichtlich zwei Schwierigkeiten:

- Für welche baulichen Anlagen ist die Feuerwiderstandsdauer anzugeben?
- Welche Feuerwiderstandsdauer ist für welche tragenden Bauteile erforderlich?

Dieser unbefriedigende Zustand wird auch nicht durch die Novellierung der Niedersächsischen Bauordnung

(NBauO) vom 07. 11. 1992 geändert. Die häufige Praxis, daß während des Prüfverfahrens die genannten Fragen mit den Behörden, den Aufstellern und den Bauherren geklärt werden müssen, verzögert nach Ansicht der niedersächsischen Prüfengeure das Prüfverfahren und erschwert die Bauausführung.

In Zukunft sollen daher, wie Dr.-Ing. Günter Griebenow aus Braunschweig mitteilt, bei der Einreichung des Bauantrages die erforderlichen Angaben zum Brandschutz mit vorgelegt werden. Dazu soll ein Merkblatt vorbereitet werden, das ausgefüllt mit den Bauantragsunterlagen eingereicht werden muß.

Risse in Massivbauten sind in der Regel unschädlich

2. Dialogtagung in Rheinland-Pfalz

Eine Fülle neuer Erkenntnisse über die Rißbreitenbeschränkung brachte die 2. Dialogtagung, die die Landesvereinigung der Prüfm Ingenieure für Baustatik in Rheinland-Pfalz zusammen mit der Kammer der Beratenden Ingenieure Anfang Juni im kurfürstlichen Schloß zu Mainz durchgeführt hat. Wichtigstes Fazit: Wenn die Standsicherheit, Dauerhaftigkeit, Gebrauchsfähigkeit oder die Ästhetik nicht beeinträchtigt werden, sind Risse in Mauerwerksbauten meistens unschädlich.

Die unter der Moderation von Dr.-Ing. Hubert Verheyen, dem Obmann des Technischen Ausschusses der rheinland-pfälzischen Landesvereinigung der Prüfm Ingenieure für Baustatik stehende Tagung war für das mehr als 200köpfige Auditorium ein wirklicher fachlicher Gewinn. Denn sie brachte nicht etwa nur trockene Fachvorträge, sondern in der Hauptsache handfeste Beispiele aus der Praxis der täglichen Ingenieurarbeit.

Dabei wurden die Anordnung der Fugen und das sogenannte fugenlose Bauen ebenso behandelt, wie Probleme der Mindestbewehrung, die richtige Wahl der Betonierabschnitte oder auch die Frage, ob Risse mit mehr Bewehrung oder mit Verpressung behandelt werden sollten.

Dabei wurde deutlich, daß, was vorzusehen Prof. Dr.-Ing. M. Schäper von der Fachhochschule in Wiesbaden seinem Auditorium auch ausdrücklich empfahl, vor jeder einschlägigen Sanierung eine genaue Analyse der Rißenstehung und des Rißverhaltens notwendig ist.

Grundsätzlich ging Dr.-Ing. G. Fehling (Ing.-Büro Prof. Bouwkamp, Fehling und Partner, Darmstadt) auf die "Rißbreitenbeschränkung nach DIN 1045 und Eurocode 2" ein. In kurzer aber prägnanter Form stellte er die we-

sentlichen Inhalte dieser beiden Normen dar und gab einige Hintergrundinformationen zu den einzelnen Regelungen preis. Fehling ließ erkennen, daß der Nachweis der Rißbreitenbegrenzung nach DIN 1045 bzw. nach EC 2 rechnerisch zwar leicht zu führen sei, daß aber bei einem Nachweis nach dem vorgeschlagenen neuen Modell von Dr.-Ing. Tue von der TH Darmstadt eine bessere Übereinstimmung zwischen den gerechneten und den Werten erzielt werden könne, die im Experiment gemessen worden sind.

Die Möglichkeiten und Grenzen "weißer Wannen" zeigte Dr.-Ing. V. Theile von der Hochtief AG auf. Er kam zu dem Schluß, daß Dehnfugen und Schwindgassen in weißen Wannen möglichst vermieden werden sollten. Eine Reduzierung der Rißbewehrung könne unter Umständen wirtschaftlich sein, wenn Nachverpressungen planmäßig vorgesehen werden. Eine Minimierung der Zwangsbeanspruchungen durch konstruktive Maßnahmen, beispielsweise durch eine Trennung von Bauwerk und Verbau, oder durch eine Verringerung der Reibung zwischen Sohle und Baugrund, sei anzustreben, empfahl Theile.

Auch dem Problem "abfließende Hydratationswärme" wurde bei der 2. Dialogtagung

der Kammer der Beratenden Ingenieure und der Landesvereinigung der Prüfm Ingenieure einige Beachtung geschenkt.

Dipl.-Ing. R. Kühlen, Beratender Ingenieur aus Darmstadt, zeigte an einem Beispiel, daß bei der Ermittlung der Rißbewehrung auch dieser Lastfall bedacht werden müsse. Dipl.-Ing. Hildebrand (Hochtief AG Frankfurt) ergänzte, daß die Betonzusammensetzung Risse aus Temperatur und Hydratationswärme beeinflusst. Er schilderte einen Fall, bei dem gutgemeinter Vakuumbeton als Gehwegaufbeton zu einer vergleichsweise starken Rißbildung geführt hatte.

Die Dialogtagungen der Kammer der Beratenden Ingenieure und der Landesvereinigung der Prüfm Ingenieure in Rheinland-Pfalz sind ein weiterer Beweis dafür, daß die Beratenden Ingenieure in Deutschland und daß die Tragwerksplaner ein sehr hohes Maß an Weiterbildung auf sich nehmen müssen, wenn sie den Anforderungen ihres Berufes gerecht werden wollen.

Dr. Verheyen stellte dazu in einem kurzen Einleitungsreferat fest, die mangelnde Anerkennung und Akzeptanz des Tragwerksplaners in der Öffentlichkeit und beim Bauherren müsse endlich durch geeignete Maßnahmen beseitigt werden. Dazu gehöre auch das Erkennen der Ursachen, deren tiefgreifendste der Umstand sei, daß das Berufsbild des Tragwerksplaners nicht geschützt sei und daß als Tragwerksplaner jeder sich bezeichnen könne, der sich dazu berufen oder befähigt fühle. Hier müsse der Ingenieur mit dem Nachdenken beginnen und der Öffentlichkeit und seinen Bauherren bewußt machen, daß ein Tragwerksplaner ein hochqualifizierter Experte ist, ohne dessen Tätigkeit das Bauen überhaupt nicht möglich sei.

Dr. Heunisch wurde zum Nachfolger von Prof. Krebs gewählt



18 Jahre lang hat Professor Dr.-Ing. Alfred Krebs (Foto) der Landesvereinigung der Prüflingenieur für Baustatik in Hessen als Vorsitzender gedient. Nun hat er sein Amt in jüngere Hände legen wollen. Zu seinem Nachfolger ist deshalb in der jüngsten Mitgliederversammlung in Frankfurt Dr.-Ing. Michael Heunisch von der Ingenieursozietät König und Heunisch, Beratende Ingenieure VBI (Frankfurt), gewählt worden.

Prof. Krebs gehört zu der Generation von Prüflingenieuren, die maßgeblich und mitbestimmend an der Formulierung der Bauprüf-Verordnungen, namentlich der hessischen, mitgearbeitet und den Widerstand gegen den Abbau der Prüfung, insbesondere der Standsicherheitsnachweise, organisiert und geleitet hatten.

Seine großen Verdienste um die hessische Vereinigung der Prüflingenieure hat Dipl.-Ing. Dietrich Thomas (Deutsch-

Buckert-Thomas, Beratende Ingenieure VBI, Frankfurt/Main) anlässlich der Mitgliederversammlung in einer kurzen Laudatio zusammengefaßt.

Krebs, so sagte er, habe vor allem mit der Organisation der - mittlerweile sechs - Fortbildungsseminare über Tragwerksplanung in Hessen, mit seinen Untersuchungen über die Kostenentwicklung bei den Prüflingenieuren, mit seinen Umfragen über die Schadenverhütung durch Prüflingenieure sowie mit seiner wegweisenden und treibenden Tätigkeit im Kuratorium hessischer Ingenieurverbände, in der Ingenieurkammer Hessen und im Verband freier Berufe wesentliche Impulse dafür gegeben, daß die Prüflingenieure in Hessen und darüber hinaus auch in ganz Deutschland die heute allgemein uneingeschränkt anerkannte Instanz für die unabhängige Bauprüfung darstellen.

Hessen plant Einschränkung des Genehmigungsverfahrens für Gebäude mit 5 Geschossen

Prüflingenieure wehrten sich vergebens

In Hessen soll nach dem Entwurf für eine neue Landesbauordnung für "Wohngebäude mit Aufenthaltsräumen, deren Fußboden nicht mehr als 10 m über der Geländeoberfläche liegt" (§ 64) das eingeschränkte bauaufsichtliche Prüfverfahren eingeführt werden, das auf Antrag des Bauherren Anwendung finden soll.

Der Entwurf für diesen Paragraphen stand deshalb auch im Mittelpunkt der jüngsten Mitgliederversammlung der Landesvereinigung der hessischen Prüflingenieure in Frankfurt. Die

dort versammelten Prüflingenieure stellten mit Besorgnis fest, daß diese Regelung alle Wohngebäude mit bis zu fünf Vollgeschossen ohne Begrenzung in der Grundrißfläche umfaßt.

Mit Vehemenz hatte sich die Landesvereinigung der Prüflingenieure in Hessen daher dagegen gewehrt, daß eine solch weitgehende Regelung überhaupt in den Entwurf für die Novelle der neuen Landesbauordnung aufgenommen und dadurch die hoheitsrechtliche Funktion des Prüflingenieurs eingeschränkt wird; erreicht haben sie nur die Einsicht des Staates dafür, daß - im Interesse

der öffentlichen Sicherheit und Ordnung sowie im Interesse eines effektiven Verbraucherschutzes und der Qualitätssicherung - zumindest das bewährte Vieraugenprinzip aus dem offiziellen Baugenehmigungsverfahren zwar herausgenommen aber nicht vollständig aufgegeben wird. Bei den Wohngebäuden, deren "Fußboden mehr als 10 m über der Geländeoberfläche liegt" soll die Bauaufsichtsbehörde den Prüflingenieur künftig zwar benennen, den Auftrag zur Prüfung des Standsicherheitsnachweises erhält er dann aber vom Bauherrn auf privatrechtlicher Basis.

Somit ist der geprüfte Standsicherheitsnachweis in Hessen nicht mehr die Voraussetzung für die Erlangung des Bauscheins, sondern nur noch die Voraussetzung für den tatsächlichen Beginn der Bauausführung.

Baden-Württemberg: Eine Gesamtprüfung und ein Prüfungsbericht?

Die Sitzungen des Erweiterten Vorstandes der Bundesvereinigung der Prüfengeure bieten dessen Mitgliedern im regelmäßigen Turnus eine gute Gelegenheit, sich ein nahezu vollständiges Bild über den jeweiligen Stand der Entwicklung ihres Berufsstandes in den einzelnen Bundesländern zu machen.

So auch am 2. Juli in Frankfurt, wo die Vorsitzenden der einzelnen Landesvereinigungen im einzelnen Bericht erstatteten, um aus den Berichten der Kollegen aus den anderen Bundesländern Rückschlüsse zu ziehen für die eigene berufspolitische Arbeit und Anregungen für Aktivitäten ihrer Vereinigungen aufzunehmen.

In Baden-Württemberg beispielsweise sind sich alle Prüfengeure einig: Der Vorschlag des Gesetzgebers, alle Gebäude "geringer Höhe" von der Prüfung freizustellen, muß kompromißlos abgelehnt werden. Stattdessen, so schlagen die Prüfengeure in Baden-Württemberg vor, solle vorgeschlagen werden,

- daß die Baugesuchsunterlagen von einem Prüfengeur hinsichtlich ihrer statischen Risiken nach einem festen Kriterienkatalog vorgeprüft werden sollen,

- daß auch die Unterlagen der bisher freigestellten Bauwerke zur Prüfung vorgelegt werden müssen, wenn Sicherheitsrisiken vorliegen,

- daß der Prüfengeur nur noch den Prüfauftrag vom Bauordnungsamt erhält und die gesamte Prüfung der Standsicherheit, des Schallschutzes, des Brandschutzes, des Wärmeschutzes und des Umweltschutzes, einschließlich Überwachung, eigenverantwortlich durchführt. Nach Abschluß der Prüfung werden die Unterlagen geschlossen mit Bericht dem Bauordnungsamt und dem Bauherrn übergeben.

Thüringen: Der Vorstand wurde erweitert

In Thüringen hat die Landesvereinigung der Prüfengeure ihren Vorstand erweitert. Die Mitgliederversammlung wählte Prof. Dr.-Ing. sc.techn. Erich Raue (Weimar), Dr.-Ing.sc.techn. Josef Trabert (Ketten) und Dr.-Ing. Andreas Rinke (Eisenach) in diesen erweiterten Vorstand. Als Vorsitzender fungiert nach wie vor Dipl.-Ing. Harald Baumgarten (Erfurt).

Neben den Vorstandswahlen standen auf dem Programm der Mitgliederversammlung auch eine Diskussion über eine geplante Zusammenarbeit der Landesvereinigung der Prüfengeure im Bereich der Weiterbildung mit dem Verband Beratender Ingenieure VBI in Thüringen sowie Informationen der Obersten Thüringischen Baubehörde über spezifische Probleme der Zusammenarbeit mit den Prüfengeuren für Baustatik.

Hamburg diskutiert einen Standsicherheitsnachweis für den Brandfall

In Hamburg wird möglicherweise eine neue Regelung eingeführt werden, nach der ein gesonderter Standsicherheitsnachweis für den Brandfall verlangt wird.

Das Problem, das diesem Vorschlag zugrunde liegt, zeigte Baudirektor Benze von der hamburgischen Bauaufsicht kürzlich vor der Landesvereinigung der Prüfengeure in Hamburg auf. Er belegte anhand praktischer Beispiele einige Besonderheiten bei der Erfüllung der Anforderungen an den Brandschutz, die von den Vorschriften der Landesbauordnung nicht gedeckt seien. Bei der Erarbeitung der Bauvorlagen, so Benze, liege die Beachtung der Anforderungen an den Brandschutz teilweise in den Händen der Entwurfsverfasser und teilweise bei den Tragwerksplanern. Daraus resultierten einerseits fehlerträchtige Überschneidungen, anderer-

seits entstünden große Lücken bei der Berücksichtigung der Anforderungen an den Brandschutz.

Eine Lösung dieses Problems wird darin gesehen, auch für die Standsicherheit im Brandfall einen gesonderten Nachweis zu fordern. Dieser Nachweis soll eine zusammenfassende Beschreibung der vorgesehenen baulichen Maßnahmen zur Gewährleistung der Standsicherheit im Brandfall auf der Grundlage der Anforderungen der Hamburgischen Landesbauordnung unter Berücksichtigung von Befreiungen und Ausnahmen gemäß dem Baugenehmigungsbescheid sein.

Verfahren für die Berechnung der Interaktion von Baugrund und Bauwerk

Eurocodes machen Umstellungen nötig/Nachweiskonzepte werden aufeinander abgestimmt

Die Wechselwirkungen zwischen Bauwerk und Baugrund sind derzeit ein wichtiger Gegenstand ingenieurtechnischer und geotechnischer Betrachtungen und Überlegungen. Durch die Eurocodes wird das "klassische" Sicherheitssystem umgestellt: auf der Einwirkungs- und Widerstandsseite auf Teilsicherheitsbeiwerte sowie auf den getrennten Nachweis von Grenzzuständen der Tragfähigkeit und der Gebrauchstauglichkeit. Zum Teil werden auch neue Rechenverfahren zur Ermittlung der Schnittgrößen erlaubt, beispielsweise im Stahlbetonbau nichtlineare Verfahren und die Plastizitätstheorie. Die Auswirkungen dieser und anderer Neuerungen für die Berechnung der Wechselwirkungen zwischen Bauwerk und Baugrund beschreibt der folgende Beitrag.



Prof. Dr.-Ing. Konrad Zilch ist seit 1988 Ordinarius für Baustatik der Rheinisch-Westfälischen Technischen Hochschule in Aachen und Prüflingenieur für Baustatik. Er ist Obmann des NaBau-Ausschusses "Baugrund-Tragwerk-Interaktion".

1 Einführung

Jedes Bauwerk ist auf dem Baugrund gegründet, und im weitesten Sinne ergibt sich dabei in jedem Falle eine Bauwerk/Baugrund-Wechselwirkung. Die aus dem Bauwerk kommenden Lasten müssen im Baugrund abgetragen werden; die dabei im Baugrund entstehenden Verformungen wirken auf das Bauwerk ein. Bei statisch bestimmt gelagerten Bauwerken erzeugen diese "Setzungen" keine Schnittgrößen und sind somit für die Tragfähigkeit unbedeutend. Allerdings können Einbauteile, z. B. leichte Trennwände, verformt und in ihrer Gebrauchstauglichkeit, z. B. durch Risse, beeinträchtigt werden.

Aber auch bei statisch unbestimmt gelagerten Bauwerken wird der Einfluß der Setzungen in der heutigen Praxis häufig vernachlässigt. Nur bei Brücken und bei großen Bodenplatten oder langgestreckten Fundamentbalken wird die Beeinflussung der Schnittgrößen üblicherweise berücksichtigt.

Aufgrund der Erfahrungen ist in vielen Fällen dieses Vorgehen auch gerechtfertigt. Für eine praktikable Erfassung der Wechselwirkung stehen kaum einfache und saubere Modelle zur Verfügung. Die Lösung dieser Aufgabe erfordert die Zusammenarbeit von geotechnischen Fachleuten und Tragwerksplanern. Hingegen ist es wenig empfehlenswert, bei konkreten Projekten die auftretenden Fragen nacheinander und unabhängig voneinander zu lösen.

Die Wechselwirkung Bauwerk/Baugrund hat zur Zeit eine besondere Aktualität, da durch das Erarbeiten und Einführen der europäischen Normen "Eurocodes" das Sicherheitssystem auf Teilsicherheitsbeiwerte auf der Einwirkungs- und Widerstandsseite sowie auf den getrennten Nachweis von Grenzzuständen der Tragfähigkeit und der Gebrauchstauglichkeit umgestellt wird. Zum Teil werden auch neue Rechenverfahren zur Ermittlung der Schnittgrößen, so z. B. im Stahlbetonbau nichtlineare Verfahren und die Plastizitätstheorie erlaubt.

Der bisher in der Praxis durch lineare Berechnung der Schnittgrößen und die Bemessung mit globalen Sicherheitsfaktoren bzw. die Einhaltung zulässiger Spannungen gewonnene Erfahrungsbereich kann durch die vorgenannten Umstellungen des Nachweiskonzeptes leicht verlassen werden. Die Grundlagen sind so aufzubereiten sowie an die neue Bemessungssituation anzupassen, daß daraus eine praxishere Handlungsanweisung abgeleitet werden kann. Hierzu möchte dieser Bericht Anregungen geben.

Der Koordinierungsausschuß KOA 01 "Stand-sicherheit und mechanische Festigkeit" des Normenausschusses Bauwesen hat zur Bearbeitung dieser Fragen in normungstechnischer Hinsicht eine Arbeitsgruppe "Baugrund-Tragwerk-Interaktion" eingesetzt, die sich aus Fachleuten der beteiligten Fachrichtungen zusammensetzt. Von dieser Arbeitsgruppe wurde ein erster Bericht zum Thema "Baugrund-Tragwerk-Interaktion, Flachgründungen" [8] vorgelegt. Die Arbeit dieser Gruppe wird zur Zeit mit dem Ziel fortgesetzt, auch andere Gründungsarten zu erfassen und die Berechnungs- und Nachweiskonzepte zwischen den Geotechnikern und Tragwerksplanern weiter aufeinander abzustimmen.

2 Stand und Nachweiskonzept der europäischen Normung

Ein Überblick zur Harmonisierung technischer Regeln für das Bauwesen in Europa ist in [1] gegeben. In dem hier betrachteten Zusammenhang interessieren vornehmlich der Eurocode 1, Teil 1 "Grundlagen der Bemessung" (Entwurf [2]), der Eurocode 2 "Planung von Stahlbeton- und Spannbetontragwerken" (Vornorm [3], eingeführt durch Einführungsrichtlinie und Einführungserrasse, z. B. [4]), sowie der Eurocode 7 "Geotechnik" [6].

Die weiteren Bemessungsvorschriften Eurocode 3 für Bauwerke des Stahlbaus, Eurocode 4 für Bauwerke des Verbundbaus und Eurocode 6 für Bauwerke des Mauerwerksbaus können wegen der Beschränkung des Themas nicht näher betrachtet werden. Die aufgezeigten Prinzipien lassen sich jedoch weitgehend übertragen.

Das angewandte semi-probabilistische Sicherheitskonzept erfordert die Nachweise für Grenzzustände der Tragfähigkeit und Gebrauchstauglichkeit, bei deren Überschreitung das Tragwerk bzw. der Baugrund die Entwurfsanforderungen nicht mehr erfüllt. Bei der hier betrachteten Fragestellung Wechselwirkung Bauwerk/Baugrund müssen auch

Nachweisniveau	Ursache	Begrenzung
Tragfähigkeit	Tragwerk	Tragwerk
	Boden	Boden
	Boden	Tragwerk
Gebrauchstauglichkeit	Tragwerk	Tragwerk
	Boden	Boden
	Boden	Tragwerk

Tabelle 1: Grenzzustände des Systems

Grenzzustände betrachtet werden, deren Ursachen im Boden liegen, die aber zum Überschreiten von Grenzwerten im Tragwerk führen (Tabelle 1).

Die Einwirkungen werden mit charakteristischen Werten (obere bzw. untere) beschrieben, wobei ständige und veränderliche Einwirkungen zu unterscheiden sind. Bei der Überlagerung verschiedener veränderlicher Einwirkungen werden diese durch Multiplikation mit Kombinationsbeiwerten Ψ_i auf repräsentative Werte abgemindert. So wird berücksichtigt, daß die vollen charakteristischen Lastwerte in einer Kombination nicht alle gleichzeitig wirken. Im einzelnen sind folgende Kombinationsbeiwerte definiert:

Grundkombination	$\Psi_0 \cdot Q_k$
häufiger Wert ¹	$\Psi_1 \cdot Q_k$
quasi-ständiger Wert ¹	$\Psi_2 \cdot Q_k$

Für die Bemessung im Grenzzustand der Tragfähigkeit werden diese charakteristischen bzw. repräsentativen Werte mit den zugehörigen Teilsicherheitsbeiwerten multipliziert und die gesamte Bemessungseinwirkung (Grundkombination) dargestellt durch:

$$S_d = \sum \gamma_{G,j} G_{k,j} + \gamma_{Q,1} Q_{k,1} + \sum_{i>1} \gamma_{Q,i} \Psi_{0,i} Q_{k,i} \quad (1)$$

¹ Für den Grenzzustand der Tragfähigkeit nur bei außergewöhnlichen Bemessungssituationen, die hier nicht betrachtet werden, und für Grenzzustände der Gebrauchstauglichkeit.

Als Vereinfachung ist im Eurocode 2 [3] angegeben:

- für Bemessungssituationen mit einer veränderlichen Einwirkung $Q_{k,1}$

$$S_d = \Sigma \gamma_{G,j} G_{k,j} + 1,5 Q_{k,1} \quad (2 a)$$

- für Bemessungssituationen mit zwei oder mehreren veränderlichen Einwirkungen $Q_{k,i}$

$$S_d = \Sigma \gamma_{G,j} G_{k,j} + 1,35 \sum_{i \geq 1} Q_{k,i} \quad (2 b)$$

wobei der ungünstigere Wert maßgebend ist.

Der Bemessungswert des Widerstandes R_d ergibt sich aus dem charakteristischen Wert der Baustoffeigenschaft x_k dividiert durch den Teilsicherheitsbeiwert γ_M des Widerstandes sowie dem Bemessungswert der Abmessung a_d

$$R_d = R(x_k / \gamma_M, a_d) \quad (3)$$

Es ist nachzuweisen, daß der Bemessungswert der Einwirkung den Bemessungswert des Widerstandes nicht überschreitet:

$$S_d \leq R_d \quad (4)$$

Symbolisch werden die vorstehenden Zusammenhänge häufig auch einfach in folgender Form geschrieben:

$$\gamma_s S_k \leq R_k / \gamma_R \quad (5)$$

Bei Nachweisen im Grenzzustand der Gebrauchstauglichkeit wird im allgemeinen auf der Widerstandsseite $\gamma_R = 1$ und auf der Einwirkungsseite $\gamma_s = 1$ angesetzt. Damit ergeben sich die Einwirkungskombinationen für die Grenzzustände der Gebrauchstauglichkeit in Abhängigkeit der Häufigkeit ihres Auftretens wie folgt:

Seltene Kombinationen

$$E_d = \Sigma G_{k,j} + Q_{k,1} + \sum_{i > 1} \psi_{0,i} Q_{k,i} \quad (6 a)$$

Häufige Kombinationen

$$E_d = \Sigma G_{k,j} + \psi_{1,1} Q_{k,1} + \sum_{i > 1} \psi_{2,i} Q_{k,i} \quad (6 b)$$

Quasi-ständige Kombinationen

$$E_d = \Sigma G_{k,j} + \sum_{i \geq 1} \psi_{2,i} Q_{k,i} \quad (6 c)$$

Es ist im Grenzzustand der Gebrauchstauglichkeit nachzuweisen, daß die entsprechende Lastkombination kleiner als der Bemessungswert C_d ist:

$$E_d \leq C_d \quad (7)$$

Die Teilsicherheitsbeiwerte für die Einwirkung und für die Materialeigenschaften sowie die Kombinationsbeiwerte sind in den **Tabellen 2** (nächste Seite), **3** und **4** nach [3], [4] und dem derzeitigen Stand [2] zusammengestellt. Es ist darauf hinzuwei-

	ψ_0	ψ_1	ψ_2
Verkehrslast auf Decken			
- Wohnräume, Büroräume, Räume in Krankenhäusern	0,7	0,5	0,3
- Versammlungsräume, Garagen, Parkhäuser, Turnhallen, Tribünen, Büchereien, Archive	0,8	0,8	0,5
- Ausstellungs- und Verkaufsräume, Geschäfts- und Warenhäuser	0,8	0,8	0,8
Windlasten	0,6	0,5	0
Schneelasten	0,7	0,2	0
alle anderen Einwirkungen	0,8	0,7	0,5

Tabelle 3: Kombinationswerte Ψ_i nach [4]

Ψ_0 = Beiwert für seltenes Auftreten

Ψ_1 = Beiwert für häufiges Auftreten

Ψ_2 = Beiwert für quasi-ständiges Auftreten

EC 2	Beton	Stahl
	γ_c	γ_s
Grundkombination	1,5	1,15
Außergewöhnliche Kombination	1,3	1,0
EC 7	γ_M	
$\tan \phi$	1,2 - 1,25	
c', c_u	1,5 - 1,8	

Tabelle 4: Teilsicherheitsbeiwerte für Materialeigenschaften nach [3], [6]

sen, daß nach EC 2 für Zwang (erzwungene Verformungen) bei einer nichtlinearen Schnittgrößenermittlung der Teilsicherheitsbeiwert $\gamma_Q = 1,5$ gilt,

bei einer linearen Schnittgrößenermittlung ist der Teilsicherheitsbeiwert γ_Q für ungünstige Auswirkungen um 20 % abzumindern, d. h. es gilt $\gamma_Q = 1,2$.

Case ⁴	Action	Symbol	Situation		Row
			P/T	A	
A Loss of static equilibrium; strength of structural material or ground insignificant	Permanent actions selfweight of structural and non-permanent structural components, actions caused by ground, groundwater and free water				
	unfavourable	γ_{Gsup}^1	[1,10]	[1,00]	1
	favourable	γ_{Ginf}^1	[0,90]	[1,00]	2
	Variable actions				
	unfavourable	γ_Q	[1,50]	[1,00]	3
	Accidental actions	γ_A		[1,00]	4
B Failure of structure or structural elements including those of the foundations governed by strength of structural material	Permanent actions selfweight of structural and non-permanent structural components, actions caused by ground, groundwater and free water ⁵				
	unfavourable	γ_{Gsup}^2	[1,35]	[1,00]	5
	favourable	γ_{Ginf}^2	[1,00]	[1,00]	6
	Variable actions				
	unfavourable	γ_Q	[1,50]	[1,00]	7
	Accidental actions	γ_A		[1,00]	8
C Failure in the ground or at ground structure interface	Permanent actions selfweight of structural and non-permanent structural components, actions caused by ground, groundwater and free water				
	unfavourable	γ_G^3	[1,00]	[1,00]	9
	favourable	γ_G^3	[1,00]	[1,00]	10
	Variable actions				
	unfavourable	γ_Q	[1,30]	[1,00]	11
	Accidental actions	γ_A		[1,00]	12

P - Persistent situation; T - Transient situation; A - Accidental situation

- 1 In this verification the unfavourable part of the characteristic value of the permanent action is multiplied by the factor [1,1] and the favourable part by the factor [0,9]. More refined rules are given in EC 3 and EC 4.
- 2 In this verification the characteristic values of all permanent actions from one source are multiplied by [1,35] if the total resulting action effect is unfavourable and by [1,0] if the total resulting action effect ist favourable.
- 3 In cases when the structure is sensitive to variations of different permanent actions, different characteristic values should be taken according to 4.2 P(3).
- 4 In cases where a considered failure (A + B or B + C) may occur, this should be reduced to one failure A, B or C.
- 5 Instead of using γ_G (1,35) and γ_G (1,50) for earth pressure actions the factor for soil resistance parameters introduced in accordance with EC 7 and a model factor γ_{sd} is then applied.

Tabelle 2: Teilsicherheitsbeiwerte für Einwirkungen nach [2]

3 Berechnung der Interaktion - Mechanische Modellierung

Es erscheint angebracht, zunächst die verwendeten Begriffe zu definieren, siehe **Abb. 1**. Der Begriff Bauwerk umfaßt gegenüber Tragwerk zusätzlich nichttragende Teile des Überbaus.

An einem gemeinsamen Modell Tragwerk/Baugrund (Rahmen mit Einzelfundamenten, **Abb. 2**) sollen zunächst die grundlegenden Beziehungen der Tragwerk/Baugrund-Interaktion dargelegt werden. Ein solches gemeinsames Modell berücksichtigt die Interaktion direkt. Offene Fragen bleiben nur in der Beschreibung der Modellparameter. Wird zunächst für das Tragwerk ein linear-elastisches Verhalten vorausgesetzt, liegen mögliche Unterschiede nur in der Beschreibung der Kräfte in der Gründungssohle (Baugrundbeschreibung). Wird im ersten Schritt angenommen, daß sich der Baugrund linear-elastisch verhält und die Fundamente soweit voneinander entfernt sind, daß sie sich gegenseitig nicht beeinflus-

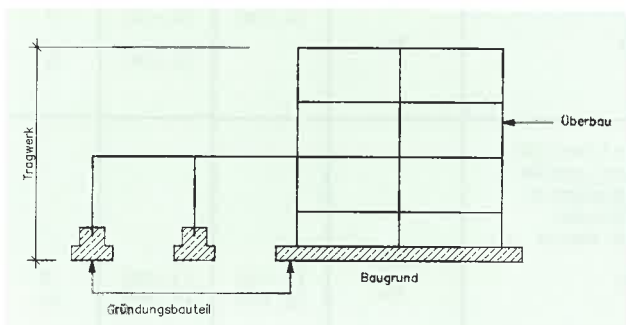


Abb. 1: Definition Tragwerk, Gründungsbauteil, Überbau, Baugrund

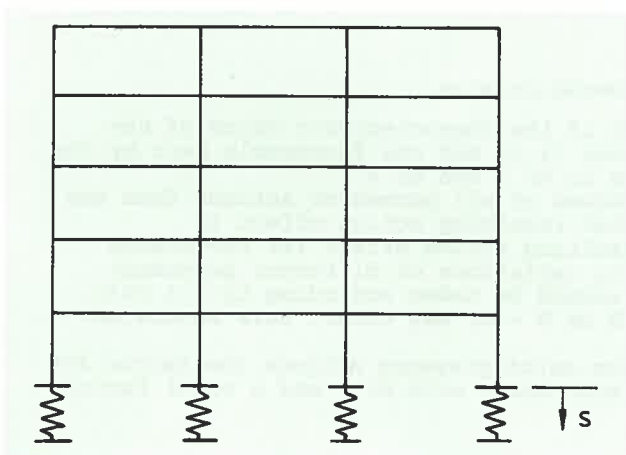


Abb. 2: Gemeinsames Modell Tragwerk/Baugrund

sen, hängt die Kraft in der Gründungssohle nur von der jeweiligen örtlichen Setzung ab:

$$F_i = k_i s_i \tag{8 a}$$

Berücksichtigt man dagegen eine gegenseitige Beeinflussung der Fundamente (Nichtdiagonalglieder der Steifigkeitsmatrix), so wird hieraus:

$$F_i = \sum_{j=1}^n k_{i,j} s_j \tag{8 b}$$

Läßt man nun noch die Annahme eines linearen Verhaltens des Baugrundes fallen, so können die Kräfte in der Gründungssohle allgemein symbolisch beschrieben werden mit:

$$F_i = f_i (s_j, s_j^2, \dots) \tag{8 c}$$

Zusätzlich ist ggf. noch ein zeitabhängiges Verhalten zu berücksichtigen.

Diesem oben beschriebenen "vollständigen" Interaktionsmodell steht in vielen Fällen der Praxis nun entgegen, daß dies relativ aufwendig ist, daß die Wahl der Fundamentgrößen und die endgültige Berechnung des Tragwerkes häufig nacheinander und von verschiedenen Fachleuten durchgeführt wird und daß die Modelle zur Ermittlung von Verformungen häufig relativ ungenau sind. Für die Praxis sind daher Vereinfachungen erforderlich, und es empfiehlt sich ein Vorgehen in Stufen unter Benutzung von Teilmodellen (**Abb. 3**, Schnittstelle oberhalb Gründungsbauteil). Die Berechnung des Überbaus und der Fundamente erfolgt getrennt; die Interaktion wird in Abhängigkeit von den Erfordernissen in unterschiedlichen Genauigkeitsstufen berücksichtigt. In der Modellierungsstufe 0 wird die Interaktion völlig vernachlässigt und Tragwerk sowie Sohlpressung können getrennt nachgewiesen werden. In den Modellierungsstufen 1 und 2 wird die Bauwerk/Baugrund-Wechselwirkung näherungsweise berücksichtigt.

In der Stufe 1 werden zunächst die Schnittgrößen des Überbaus bei unverschieblicher Gründung ermittelt. Für die sich dabei ergebenden Reaktionen wird der Baugrund berechnet und die sich ergebenden Setzungen bestimmt. Es erfolgt nun der Nachweis, daß die sich dabei ergebenden Setzungen für das Bauwerk unschädlich sind.

Bei der Stufe 2 hingegen werden die ermittelten Setzungen dem Überbau als Lastfall aufgezungen und die Schnittgrößen erneut bestimmt. Modellierungsstufe 3 für die Interaktion beinhaltet das Gesamtmodell. Die Verteilung der Schnittgrößen läßt sich jedoch auch über die getrennte Modellierung und mehrmaliges Anwenden der Stufe 2

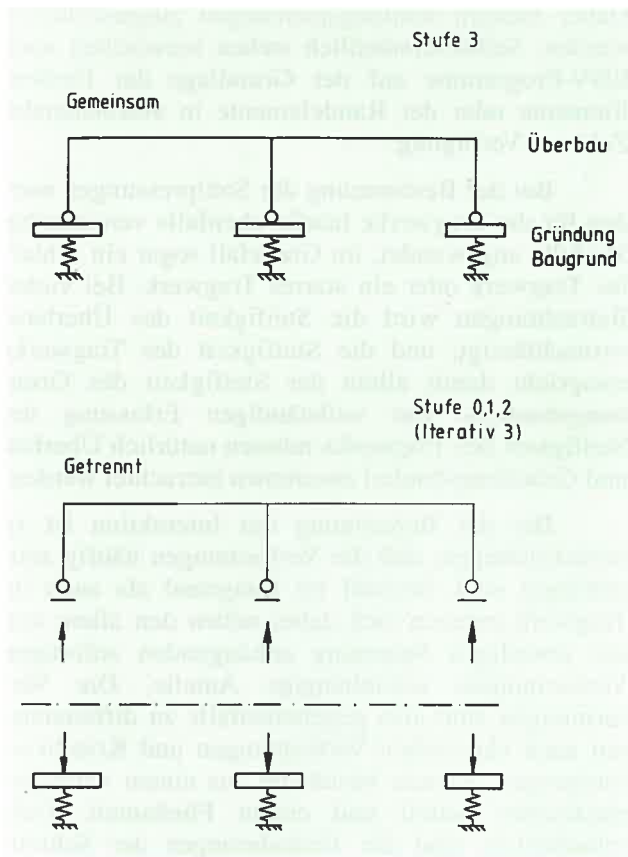


Abb. 3a: Modellierung Tragwerk-Gründungskörper/ Baugrund bei Einzelgründungen

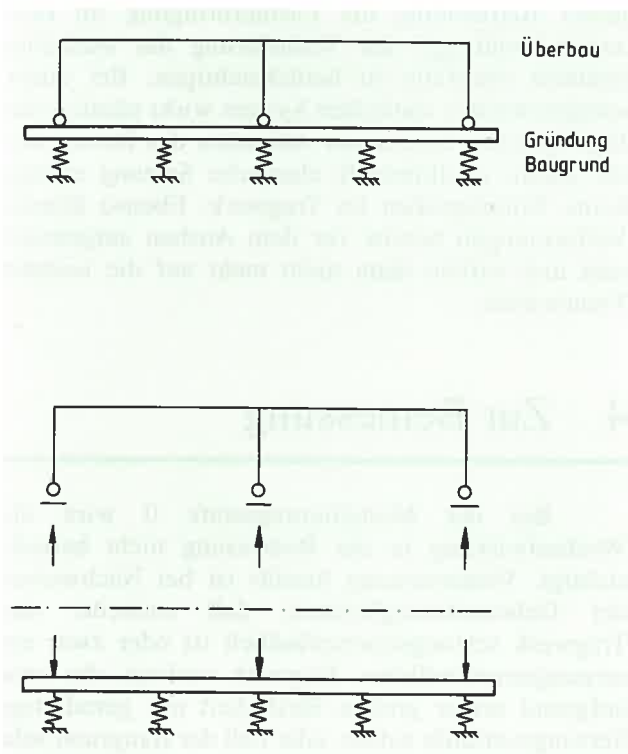


Abb. 3b: Modellierung Tragwerk-Gründungskörper/ Baugrund bei durchlaufenden Gründungen

1. Ermittlung der Schnittgrößen infolge Lasten für das System des Überbaus auf starren Lagern
2. Ermittlung der Baugrundspannungen und Gründungsbeanspruchungen aus den Reaktionskräften nach 1.
3. Berechnung der zugehörigen Baugrund- und Gründungsverformungen
4. Ermittlung der Schnittgrößen im Überbau für die in 3. ermittelten Lagerverschiebungen
5. Überlagerung der Schnittgrößen und Reaktionen aus 1. und 4.
6. Nachweis des Überbaus für die überlagerten Schnittgrößen nach 5.
7. Nachweis des Gründungsbauteils und des Baugrunds für die Schnittgrößen nach 5.

Tabelle 5: Rechen- und Nachweisschritte bei getrennter Modellierung, Stufe 2

(Iteration der Setzungen) bestimmen. Die einzelnen Rechen- und Nachweisschritte bei einer getrennten Modellierung für Stufe 2 sind in **Tabelle 5** nochmal zusammengestellt. **Tabelle 6** zeigt, welche dieser Schritte sich bei den übrigen Modellierungsstufen verändern.

Wird bei kontinuierlichen Gründungsbauteilen, z. B. Balken und Platten, der Baugrund als System aus gegenseitig nicht gekoppelten Federn konstanter Steifigkeit angesetzt (Gleichung 8a), so ergibt sich ein Balken auf elastischer Bettung (klassisches Bettungsmodulmodell). Die konstanten Federsteifigkeiten können hierbei aus ermittelten Sohlspannungs- und Setzungswerten bestimmt werden. Betrachtet man hingegen den Boden als Halbraum und bestimmt die Verformungen aufgrund der Spannungsverteilung im Halbraum, so ergeben sich Steifemoduli (Steifezifferverfahren). Anstelle der Lösung in einem Schritt kann auch hier ähnlich wie bei den Modellierungsstufen iterativ vorgegangen werden, indem das System Bauwerk/Baugrund als Balken auf elastischer Bettung mit nichtgekoppelten Vertikalfedern, jedoch von unterschiedlicher Steifigkeit, über die Balkenlänge angesehen wird. In einem zweiten Berechnungsschritt wird dann mit den so ermittelten Sohlkräften (Federkräften) die Setzung ei-

Vereinfacht (Stufe 2)

- Schritte 1. bis 7.

Iterative Verbesserung
(Übergang zu Stufe 3)

- nach Überlagerung der Schnittgrößen (5.) erneute Berechnung des Baugrunds (2., 3.) und Tragwerks (4.) bis ausreichende Genauigkeit, dann Nachweise (6., 7.)

weitere Vereinfachung (Stufe 1)

- im Schritt 3 ermittelte Baugrundverformungen (ungleichmäßige Setzungen) sind so gering, daß diese im Überbau nicht berücksichtigt werden müssen Schritte 4. und 5. entfallen

weitergehende Vereinfachung (Stufe 0)

- auch Schritt 3 - Ermittlung der Baugrundverformungen - entfällt

Tabelle 6: Berücksichtigung der Interaktion Modellierungsstufen und Rechenschritte (nach Tabelle 5)

nes Halbraums (ohne Bauwerk) ermittelt. Daraus folgen die Federsteifigkeiten für den elastisch gebetteten Balken. Man korrigiert solange, bis sich Übereinstimmung in den Setzungen ergibt (Abb. 4).

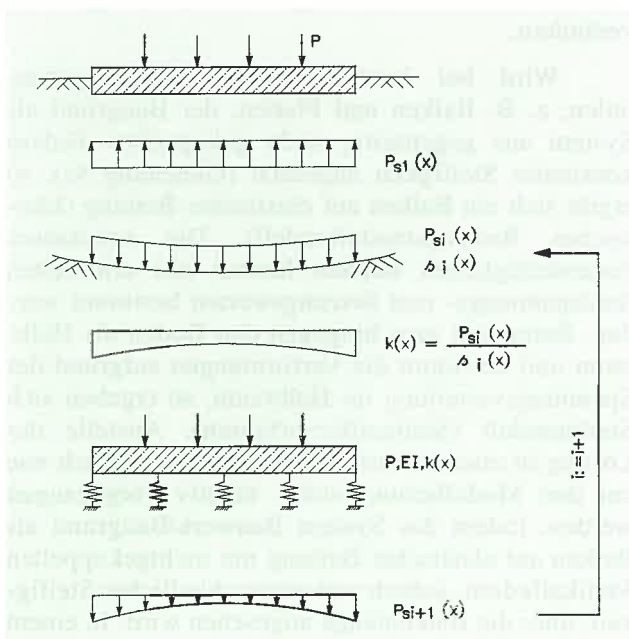


Abb. 4: Ermittlung angepasster Bettungsmoduli

Dabei müssen Sohlzugspannungen ausgeschlossen werden. Selbstverständlich stehen inzwischen auch EDV-Programme auf der Grundlage der Finiten-Elemente oder der Randelemente in ausreichender Zahl zur Verfügung.

Bei der Bestimmung der Sohlpressungen werden für die Tragwerke häufig ebenfalls vereinfachte Modelle angewendet, im Grenzfall sogar ein schlaffes Tragwerk oder ein starres Tragwerk. Bei vielen Betrachtungen wird die Steifigkeit des Überbaus vernachlässigt, und die Steifigkeit des Tragwerks entspricht damit allein der Steifigkeit des Gründungsbauteils. Zur vollständigen Erfassung der Steifigkeit des Tragwerks müssen natürlich Überbau und Gründungsbauteil zusammen betrachtet werden.

Bei der Berechnung der Interaktion ist zu berücksichtigen, daß die Verformungen häufig zeitabhängig sind. Sowohl im Baugrund als auch im Tragwerk ergeben sich dabei neben den allein von der jeweiligen Spannung abhängenden sofortigen Verformungen zeitabhängige Anteile. Die Verformungen sind also gegebenenfalls zu differenzieren nach elastischen Verformungen und Kriechverformungen, letztere bestehend aus einem verzögert elastischen Anteil und einem Fließanteil. Falls erforderlich, sind die Veränderungen der Schnittgrößen infolge dieser zeitabhängigen Anteile zu berücksichtigen, gegebenenfalls näherungsweise durch Ansatz effektiver Steifigkeiten und der zugehörigen Dauerlasten. Darüberhinaus ist bei verfeinerter Betrachtung die Lastaufbringung im Bauzustand und ggf. die Veränderung des statischen Systems ebenfalls zu berücksichtigen. Bei einem entsprechenden statischen System wirkt nämlich das Eigengewicht bereits vor Abbinden des Betons und die daraus resultierende elastische Setzung erzeugt keine Schnittgrößen im Tragwerk. Ebenso können Verformungen bereits vor dem Ausbau aufgetreten sein und wirken dann nicht mehr auf die leichten Trennwände.

4 Zur Bemessung

Bei der Modellierungsstufe 0 wird die Wechselwirkung in der Bemessung nicht berücksichtigt. Voraussetzung hierfür ist bei Nachweisen der Gebrauchstauglichkeit, daß entweder das Tragwerk setzungsunempfindlich ist oder zwar ein setzungsempfindliches Tragwerk vorliegt, das aber aufgrund seiner großen Steifigkeit nur geradlinige Setzungsverläufe zuläßt, oder daß der Baugrund sehr steif ist und die Setzungen absolut sehr klein bleiben. Bei Nachweisen der Tragfähigkeit muß das Tragwerk eine ausreichende plastische Verfor-

mungsfähigkeit besitzen (d. h. im maßgebenden Grenzzustand der Tragfähigkeit setzungsunempfindlich sein).

In der Modellierungsstufe 1 wird die Rückwirkung der Überbausteifigkeit auf die Schnittgrößenverteilung nicht berücksichtigt. Es ist daher bei Nachweisen der Gebrauchstauglichkeit unter Ansatz der entsprechenden Lastkombination (ständige) zu zeigen, daß die Verformungen der Gründungssohle den für den Überbau vorausgesetzten unschädlichen Wert nicht überschreiten.

In der Modellierungsstufe 2 wird die Rückwirkung des Überbaus auf die Gründungsverformungen berücksichtigt. Die ermittelten Verformungen der Gründungssohle (Setzungsdifferenzen) werden als Zwangseinwirkung auf den Überbau gesetzt und in der Bemessung sowohl bei den Nachweisen der Gebrauchstauglichkeit als auch bei den Nachweisen der Tragfähigkeit berücksichtigt. Diese Stufe ist eine sinnvolle Vereinfachung gegenüber Stufe 3, wenn die Nichtberücksichtigung der Gründungsentlastung durch den Überbau und die zu hohen - in den Überbau eingerechneten - Setzungen nicht zu spürbarer Unwirtschaftlichkeit führen. Iterative Anwendung führt zu Modellierungsstufe 3.

Bei der Modellierungsstufe 3 wird das Gesamtsystem Überbau-Gründung-Baugrund geschlossen berechnet und nachgewiesen. Hierbei sollen die Steifigkeiten mit den Mittelwerten der Eigenschaften der Baustoffe des Bauwerks und des Baugrundes eingeführt werden [2, 8]. Bei einer nichtlinearen Berechnung sind entweder die Werkstoffkennlinien auf die gewünschten Sicherheitsdefinitionen anzupassen (**Abb. 5** vgl. [14]), das entspricht dem Ansatz verminderter Festigkeiten in den kritischen Querschnitten [16], oder der Nachweis der Tragfähigkeit ist für eine unter Berücksichtigung der Definitionen (Mittelwert, Bemessungswert) ermittelte Traglast zu bestimmen [8]:

$$S_d \leq \frac{1}{\gamma_M} * \frac{X_k}{X_m} * R(X_m) \quad (9)$$

Dabei ist γ_M = Teilsicherheitsbeiwert für das Material,

X_k = charakteristischer Wert der Materialeigenschaft,

X_m = Mittelwert der Materialeigenschaft.

5 Grenzwerte für Setzungsdifferenzen am Nachweis der Gebrauchstauglichkeit

Die Angaben für Verformungsgrenzwerte schwanken in der Literatur ganz erheblich. In der internationalen Norm ISO 4356 [17] wird für den Nachweis der Gebrauchstauglichkeit (Rißbildung in Trennwänden) für Setzungsunterschiede 1/500 der Spannweite angegeben (quasi-ständige Lastkombination). Ähnliche Angaben für Trennwände auf Decken befinden sich auch in [18]. In [19] ist eine Zusammenstellung für die Festlegung zulässiger Setzungen gegeben, wobei dort zwischen dem Krümmungsradius, der Winkelverdrehung und Setzungsunterschieden zwischen benachbarten Stützen unterschieden wird. Als Begrenzung der Krümmung χ wird 1/2000 [1/m] angegeben. Für die Winkelverdrehung wird als Grenze zur Vermeidung von Rissen in tragenden Wänden 1 : 300 und als Schadensgrenze für Rahmen mit Ausfachung 1 : 600 angegeben. Hochbauten wie Geschäftshäuser, Wohnhäuser oder Fabriken sollen Setzungsunterschiede von 2 cm zwischen benachbarten Stützen aushalten. Ferner wird berichtet, daß ohne Feststellung von Rissen Setzungsunterschiede von 4,5 cm bei auf Tonböden gegründeten Bauwerken und von 3 cm bei auf Sand gegründeten Bauwerken gemessen wurden. Ohne

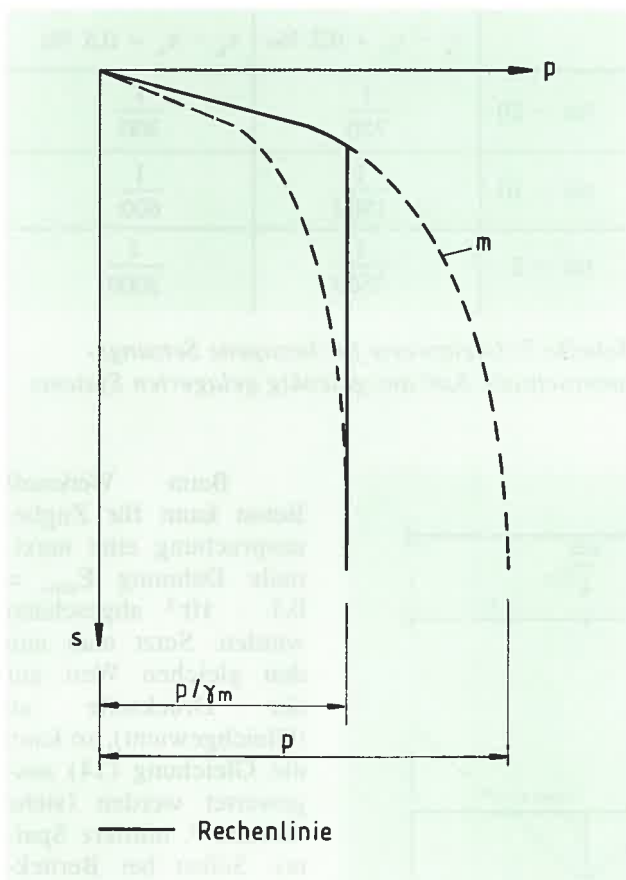


Abb. 5: Nichtlineare Werkstoffkennlinien und Sicherheitsdefinitionen

genauere Angaben des statischen Systems und der Baufolge sowie der Lastaufbringung können natürlich solche beobachteten Werte kaum mit der nötigen Sicherheit auf andere Bauwerke übertragen werden.

Zwängungen können nur bei statisch unbestimmter Lagerung auftreten, wobei der zwängungswirksame Setzungsanteil sich aus der Differenz der Setzung dreier Punkte unter Abzug der möglichen Starrkörperbewegung ergibt (**Abb. 6**). Je nach der Ausbildung des Tragwerkes und der Wirkungsweise des Systems muß aus diesem Δs beim Biegeträger die Krümmung oder bei einem Schubträger die relative Winkelverdrehung zurückgerechnet werden. Um eine grobe Abschätzung der maßgebenden Einflußgrößen zu erhalten, sollen nun an einem einfachen Zweifeldträger die maßgebenden Begrenzungen hergeleitet werden. Die Systemabhängigkeit wird dabei durch zwei statische Systeme, nämlich den gelenkig gelagerten Balken und den rechts und links eingespannten Balken, erläutert. Die beiden statischen Systeme und der Krümmungsverlauf bei Setzung der Mittelstütze sind in **Abb. 7** angegeben. Der Zusammenhang zwischen der Differenzsetzung Δs und der maximal auftretenden Krümmung $\max \kappa$

läßt sich nach dem Prinzip der virtuellen Kräfte mit einer virtuellen Last 1 am Ort der Stütze einfach bestimmen:

$$\Delta s = \int M'(x) \kappa(x) dx \quad (10)$$

Für das gelenkig gelagerte System folgt daraus:

$$\Delta s = \frac{1}{3} \max \kappa \cdot \ell^2 \quad (11)$$

und für das eingespannte System:

$$\Delta s = \frac{1}{12} \max \kappa \cdot \ell^2 \quad (12)$$

Die Krümmung läßt sich durch die Randdehnungen ϵ_o , ϵ_u und die Bauteilhöhe d darstellen:

$$\kappa = \frac{\epsilon_n - \epsilon_o}{d} \quad (13)$$

Einsetzen der Gleichung (13) in die Gleichung (11) und Umformen liefert für das gelenkig gelagerte System:

$$\frac{\Delta s}{\ell} = \frac{1}{3} \cdot \frac{\ell}{d} (\epsilon_n - \epsilon_o) \quad (14)$$

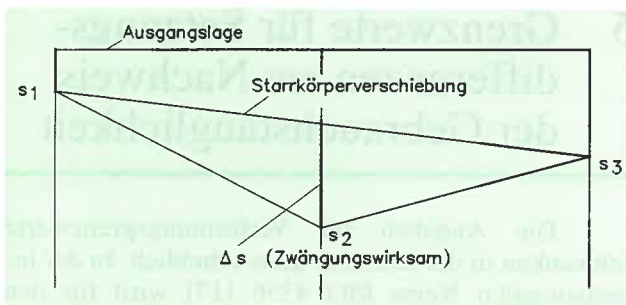


Abb. 6: Zwängungswirksamer Setzungsanteil

	$\epsilon_u - \epsilon_o = 0,2 \text{ ‰}$	$\epsilon_u - \epsilon_o = 0,5 \text{ ‰}$
$\ell/d = 20$	$\frac{1}{750}$	$\frac{1}{300}$
$\ell/d = 10$	$\frac{1}{1500}$	$\frac{1}{600}$
$\ell/d = 2$	$\frac{1}{7500}$	$\frac{1}{3000}$

Tabelle 7: Grenzwerte für bezogene Setzungsunterschiede $\Delta s/\ell$ des gelenkig gelagerten Systems

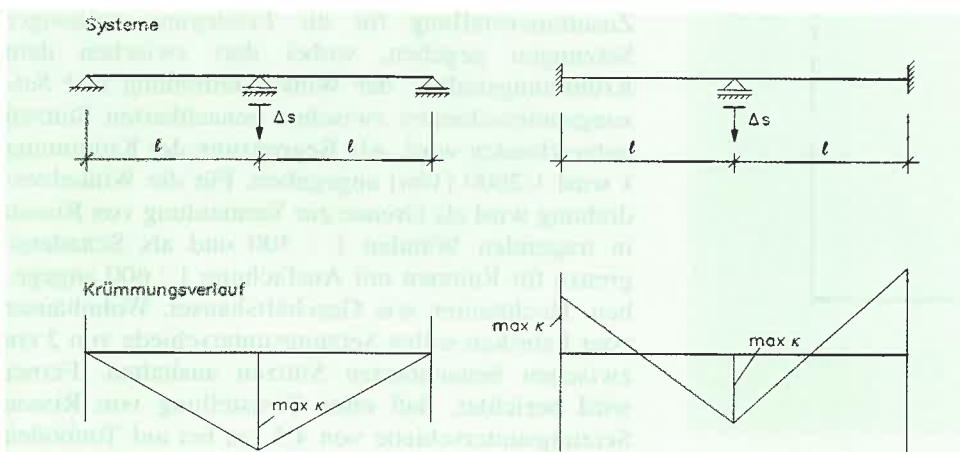


Abb. 7: Zweifeldträger und Definition des wirksamen Setzungsunterschiedes Δs

Beim Werkstoff Beton kann für Zugbeanspruchung eine maximale Dehnung $\epsilon_{ctm} = 0,1 \cdot 10^{-3}$ abgeschätzt werden. Setzt man nun den gleichen Wert auf der Druckseite an (Gleichgewicht), so kann die Gleichung (14) ausgewertet werden (siehe **Tabelle 7**, mittlere Spalte). Selbst bei Berücksichtigung einer Ribbildung im Gebrauchszustand mit Ribbreiten-

beschränkung, hier vereinfacht dargestellt durch Vergrößerung der Zugdehnung auf den vierfachen Wert, ergeben sich noch relativ enge Grenzwerte (Tabelle 7, rechte Spalte).

Bei der Festlegung von Grenzwerten ist außerdem zu beachten, daß diese für Systeme mit gleichmäßiger Steifigkeitsverteilung angegeben werden. Hat ein System große Steifigkeitsunterschiede (Türöffnungen!), so können sich die unterschiedlichen Setzungen als Verformungen in den weniger steifen Teilen konzentrieren und dort leicht zu Problemen führen (Abb. 8).

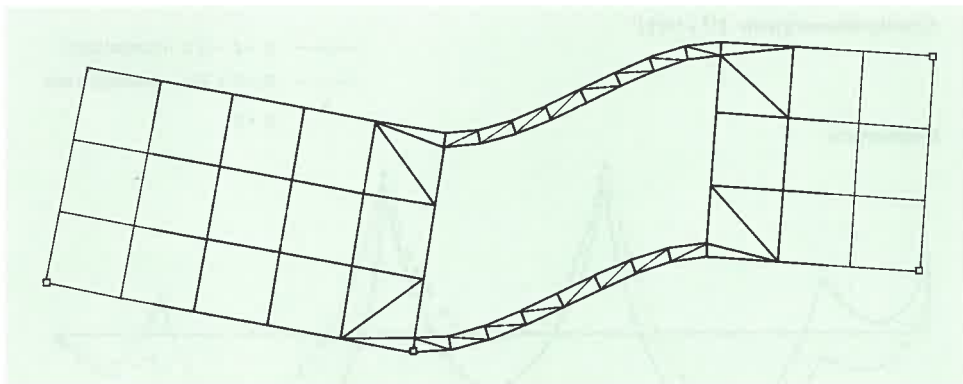


Abb. 8: Verformtes System mit Steifigkeitsunterschieden

6 Baupraktisches Beispiel

An dem folgenden baupraktischen Beispiel sollen sowohl kurz das Vorgehen als auch Hinweise für die hier vorliegende besondere Bedeutung der

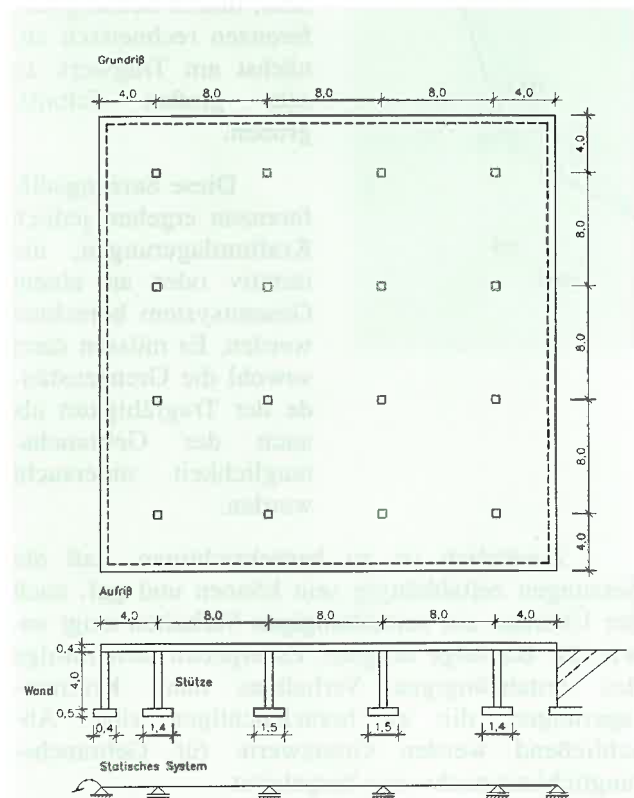


Abb. 9: System des Beispiels

Wechselwirkung Bauwerk/Baugrund gegeben werden. Betrachtet wird eine Tiefgarage (System im Abb. 9). Der Baugrund besteht im wesentlichen aus Sand (keine zeitabhängigen Setzungen). Als Gründung war für die Außenwand eine Streifengründung und für die Stützen Einzelfundamente vorgesehen. Die Streifengründung setzt sich aufgrund ihrer Überdimensionierung wenig, die Einzelfundamente waren auf eine Setzung von 2 cm ausgelegt. Aufgrund der erforderlichen Fahrstreifen ergaben sich die stark unterschiedlichen Stützweiten. Das Betonieren erfolgt auf einer flächenhaft gegründeten Schalung (keine nennenswerte Vorbelastung der Fundamente). Die Belastung der Decke ist als kurzfristig anzusehen, so daß nicht mit größeren Kriechumlagerungen zu rechnen ist. Die berechneten Schnittgrößen und die Reaktionskräfte sind im Abb. 10, die Setzungslinien in Abb. 11 dargestellt. Es ist unterschieden in eine Berechnung ohne Berücksichtigung der Interaktion ($g + p$), eine Berechnung mit vereinfachter Berücksichtigung der Interaktion ($g + p + \Delta s$, Stufe 2, inkompatibel) und einer Berechnung mit vollständiger Berücksichtigung der Interaktion ($g + p + \Delta s$, Stufe 2 iterativ bzw. Stufe 3, kompatibel). Die Schnittkräfte unterscheiden sich in den Randfeldern erheblich. Durch die Berücksichtigung der Interaktion werden die Belastungen der ersten Innenstützen verringert und die der Mittelstützen um fast 10 % erhöht. Bei diesem Beispiel waren aufgrund betrieblicher Erfordernisse relativ unterschiedliche Stützweiten vorhanden und die Deckenstärke entsprechend den Maximalstützweiten gewählt. Weiterhin liegen durch die unterschiedlichen Gründungen auch relativ starke unterschiedliche Setzungen vor. Insbesondere bei solchen teilweisen Überdimensionierungen des Überbaus und andererseits Gründungselementen mit unterschiedlichem Setzungsverhalten können leicht größere Setzungen auftreten und zu entsprechend ungünstigen Beanspruchungen führen. Deshalb ist bei solchen Systemunterschieden zu prüfen, ob eine Wechselwirkung Bauwerk/Baugrund auftritt.

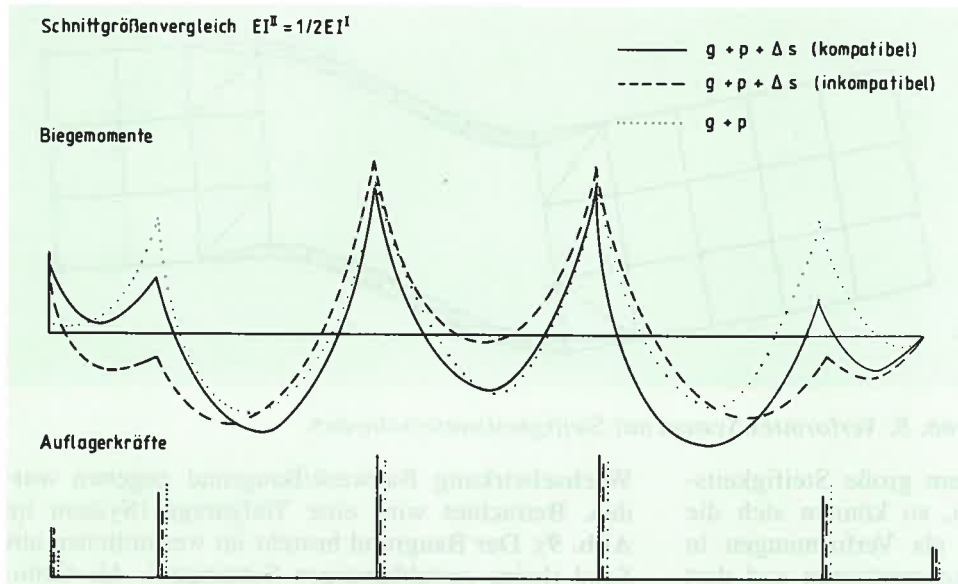


Abb. 10: Schnittgrößen des Beispiels

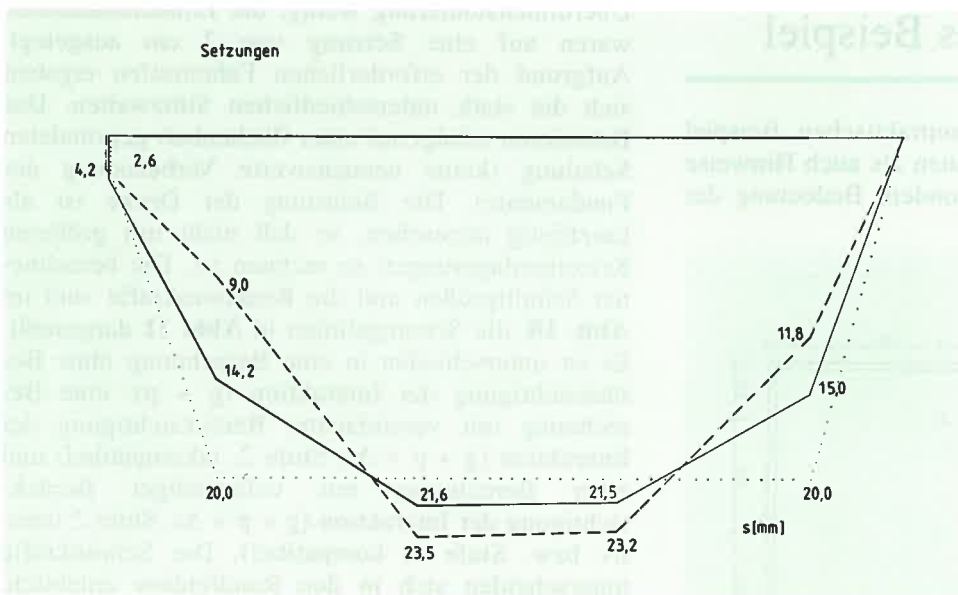


Abb. 11: Setzungslinien des Beispiels

7 Zusammenfassung und praktische Vorgehensweise

Für die Wechselwirkung Bauwerk/Baugrund werden Hinweise zur mechanischen Modellierung und den zu erbringenden Nachweisen gegeben. Gerade im Hinblick auf die neuen europäischen Normen scheinen die Betrachtungen zweckmäßig.

Ist nicht von vorneherein ersichtlich, daß Bauwerk und Baugrund gemeinsam berechnet wer-

den müssen, so empfiehlt sich, wie es üblicherweise geschieht, Bauwerk und Baugrund getrennt voneinander zu untersuchen. Es sollten jedoch gegebenenfalls die Setzungen im Baugrund rechnerisch ermittelt werden und als Indikator für die Wechselwirkung dienen. Größere Setzungsdifferenzen müssen untersucht werden. Bei einem biegeweichen Tragwerk (statisch bestimmtes Tragwerk) haben Setzungsdifferenzen nur einen geringen (keinen) Einfluß auf die Schnittgrößen im Tragwerk. Es ist jedoch die Gebrauchstauglichkeit nachzuprüfen, da diese durch zu große Differenzverformungen (Trennwände) beeinträchtigt werden kann. Ist das Tragwerk sehr steif, führen Setzungsdifferenzen rechnerisch zunächst am Tragwerk zu sehr großen Schnittgrößen.

Diese Setzungsdifferenzen ergeben jedoch Kraftumlagerungen, die iterativ oder an einem Gesamtsystem berechnet werden. Es müssen dann sowohl die Grenzzustände der Tragfähigkeit als auch der Gebrauchstauglichkeit untersucht werden.

Zusätzlich ist zu berücksichtigen, daß die Setzungen zeitabhängig sein können und ggf. auch der Überbau ein zeitabhängiges Verhalten zeigt sowie die Baufolge eingeht. Es ergeben sich infolge des zeitabhängigen Verhaltens dann Kraftumlagerungen, die zu berücksichtigen sind. Abschließend werden Grenzwerte für Gebrauchstauglichkeitsnachweise hergeleitet.

Literatur

- [1] Breitschaft, G.: Harmonisierung technischer Regeln des konstruktiven Ingenieurbaus als Beitrag zur Schaffung des europäischen Binnenmarktes von 1992 - Zielvorgaben, Organisation, Entwicklungsstand. In: Betonkalender 1993, Teil 2. Berlin: Verlag Ernst & Sohn, 1993.
- [2] Entwurf DIN V ENV 1991, Eurocode 1: Teil 1: Basis of Design, Stand Mai 1993.
- [3] DIN V ENV 1992, Teil 1-1, Eurocode 2: Planung von Stahlbeton- und Spannbetontragwerken, Teil 1 - Grundlagen und Anwendungsregeln für den Hochbau. Berlin: Beuth Verlag GmbH 1992.
- [4] DAfStb-Richtlinie zur Anwendung von Eurocode 2 - Planung von Stahlbeton- und Spannbetontragwerken, Teil 1 - Grundlagen und Anwendungsregeln für den Hochbau. Berlin: Beuth Verlag GmbH 1991. Muster für einen Einführungserlaß - Fassung Oktober 1991 - Vornorm Eurocode 2. Mitteilungen des Instituts für Bautechnik 3/1992.
- [5] Kordina, K. u.a.: Bemessungshilfsmittel zu Eurocode 2 Teil 1. Deutscher Ausschuß für Stahlbeton, Heft 425. Berlin: Beuth Verlag GmbH 1992.
- [6] Entwurf DIN V ENV 1997, Eurocode 7, Part 1: Geotechnics, Preliminary Draft for the European Communities. Auszugsweise Vorabdruck des Entwurfes in: Geotechnik, 13 (1990), Heft 1; 16 (1992), Heft 1 und Heft 2.
- [7] NaBau: Grundlagen zur Festlegung von Sicherheitsanforderungen für bauliche Anlagen. NABau, Deutsches Institut für Normung. Berlin: Beuth Verlag GmbH, 1981.
- [8] NaBau Koordinierungsausschuß Sicherheit: Baugrund-Tragwerk-Interaktion - Flachgründungen. Bericht der Ad-hoc-Gruppe "Baugrund-Tragwerk-Interaktion", Mai 1992.
- [9] Breitschaft, G./Östlund, L./Kersken-Bradley, M.: The Structural Eurocodes - Conceptual Approach. In: IABSE-Reports, Vol. 65: IABSE-Conference, Davos 1992. Zürich: IABSE 1992.
- [10] Simpson, B.: EC 7: Ground-Structure-Interaction. In: IABSE-Reports, Vol. 65, siehe [9].
- [11] Krebs Ovesen, N.: Geotechnical Code of Practice. In: IABSE-Reports, Vol. 65, siehe [9].
- [12] Litzner, H.-U.: Grundlagen der Bemessung nach Eurocode 2. In: Betonkalender 1993, Teil 1. Berlin: Verlag Ernst & Sohn 1993.
- [13] Grasser, E./Pratsch, E.: Bemessung der Stahlbetonteile. In: Betonkalender 1993, Teil 1. Berlin: Verlag Ernst & Sohn 1993.
- [14] Zilch, K.: Geometrisch und physikalisch nichtlineare Verfahren zur Berechnung von Stabwerken des Stahlbetonbaus. In: Tagungsheft Baustatik/Baupraxis 5, München, März 1993. München: Lehrstuhl für Statik 1993.
- [15] Eibl, J.: Nichtlineare Traglastermittlung/Bemessung. Vorträge Deutscher Betontag, Berlin 1991. Wiesbaden: Deutscher Betonverein 1992.
- [16] Levi, F.: Eurocode 2 - Supporting document on non linear analysis of beams and frames. Final Draft, November 20, Libreria Editrice Universitaria Levrotte & Bella, Torino 1990.
- [17] ISO 4356: Basis for Design of Structures - Deformation of Buildings at Serviceability Limit States. Edition 1977.
- [18] Mayer, H./Rüsch, H.: Bauschäden als Folge der Durchbiegung von Stahlbeton-Bauteilen. Deutscher Ausschuß für Stahlbeton, Heft 193. Berlin: Verlag Ernst & Sohn 1967.
- [19] Schultze, E./Horn, A.: Setzungsberechnung. In: Grundbautaschenbuch, 4. Auflage Teil 1. Berlin: Verlag Ernst & Sohn 1990.

Experimentelle Tragsicherheitsbewertung von Bauteilen in situ

Eine wirkungsvolle Computer-Hilfe alternativ zum rechnerischen Stand sicherheitsnachweis

Immer dann, wenn im realen Baualltag eine oder mehrere Voraussetzungen für den rechnerischen Stand sicherheitsnachweis fehlen, kann die moderne Computeranalyse helfen. Die experimentelle Statik läßt sich - von wenigen Ausnahmen abgesehen - auf Parameteranalysen zurückführen, bei denen ein einziger unabhängiger Parameter variiert und die Reaktion wichtiger abhängiger Parameter gemessen wird. Im folgenden Beitrag werden diese Methode, die sich vorteilhaft auch auf die Analyse kompletter Bauteile anwenden läßt, und eine Anzahl von praktischen Beispielen beschrieben.

**Prof.Dr.-Ing.
Klaus Steffens**



promovierte 1974 an der TU Hannover und wurde 1975 an die Hochschule Bremen berufen; 1980 gründete er dort das Labor für Experimentelle Statik; seit 1991 leitet er das Forschungsvorhaben „Experimentelle Tragsicherheitsbewertung von Bauwerken in situ zum Zwecke der Substanzerhaltung oder Umnutzung“

1 Einführung

In der Bautechnik ist die Stand sicherheit der Bauteile oder Bauwerke von entscheidender Bedeutung. Ihr präventiver, rechnerischer Nachweis setzt voraus, daß neben der Geometrie, der Belastung und den Randbedingungen alle relevanten Werkstoffkenngrößen bekannt sein müssen und es gelingt, das prinzipielle Tragverhalten mathematisch zu beschreiben und dafür eine - auch angenäherte - Lösung zu finden. Die Bauwirklichkeit zeigt aber, daß in vielen Fällen eine oder mehrere Voraussetzungen für den rechnerischen Stand sicherheitsnachweis nicht bekannt oder unsicher zu bestimmen sind. Gründe dafür liegen vor bei

- mangelhaften oder fehlenden statischen Unterlagen,
- Mängeln in Werkstoffen und Bauausführung,
- geänderten (erhöhten) Anforderungen durch Umbau und Nutzungsänderung,
- erheblichen Differenzen zwischen verfügbarem mechanischem Rechenmodell und physikalischer Wirklichkeit.

In derartigen Fällen lohnt es häufig, die (Stand sicherheits-)Analyse in situ am vorhandenen Bauteil/ Bauwerk vorzunehmen. Voraussetzung hierfür ist jedoch eine zerstörungsfreie Durchführung, die weder die Gebrauchsfähigkeit noch die Sicherheit und Dauerhaftigkeit des Objektes beeinträchtigt. Sie bedingt den Einsatz einer zuverlässigen, kostengünstigen und rasch einsetzbaren mobilen Baustellenmeßtechnik.

2 Aufnahme von Meßgrößen

Von wenigen Ausnahmen abgesehen, läßt sich die experimentelle Statik auf Parameteranalysen zurückführen, bei denen unter möglichst korrekter Konstanthaltung aller anderen Einflußgrößen ein unabhän-

giger Parameter variiert und die Reaktion wichtiger abhängiger Parameter beobachtet (gemessen) wird.

Diese Methode läßt sich vorteilhaft auch auf die Analyse kompletter Bauteile anwenden, wenn man sich auf die Variation einer wesentlichen, unabhängigen Variablen beschränken kann und gleichzeitig eine oder auch mehrere abhängige Variable aufnimmt. Dies setzt natürlich eine entsprechende technische Ausrüstung voraus, die eine sehr große Rate an Meßdaten online aufnehmen und bis zur Ausgabe weiterverarbeiten kann (Abb. 1).

Die maximal 100 elektrischen Meßwertnehmer werden an einer automatischen Umschaltanlage angeschlossen. Der Rechner (PC) steuert seinerseits über umfangreiche Software die Umschaltanlage einschließlich der Funktionskontrolle der Meßwertnehmer und speichert die on-line anfallenden Meßdaten. Ein spezielles Auswerteprogramm bewirkt die On-Line-Auswertung der Meßdaten mit zeitgleicher grafischer Darstellung in Diagrammform auf dem Monitor. Das fertige Meßergebnis kann als Protokoll sofort über den Drucker ausgegeben werden .

Diese Konfiguration und Betriebsform ist erforderlich, um bei zerstörungsfreien Baustellenmessungen die unabhängige Testbelastung in Abhängigkeit von der Bauwerksreaktion steuern und abrechnen zu können.

3 Zerstörungsfreie Traglastermittlung

Im Falle experimenteller Untersuchungen am originalen Bauteil oder Bauwerk fällt eine größere Anzahl von Imponderabilien heraus, so daß unter Anwendung von reduzierbaren Teilsicherheitsbeiwerten für verbleibende Unsicherheiten im Gegensatz zum analytischen Nachweis meist erhebliche Tragreserven ausgelotet werden können. Das prinzipielle Vorgehen läßt sich am folgenden, häufig wiederkehrenden Beispiel der zerstörungsfreien Traglastermittlung erläutern.

Duktile Bauteile, insbesondere biegebeanspruchte Stahlbetonbauteile, haben (Stabilitätsversagen ausgeschlossen) in der Regel eine Last-Verformungs-Charakteristik gemäß Abb. 2. Im realen Baustellenest ist die Testlast F [kN] die unabhängige Variable, während eine typische Bauteilreaktion (z.B. die Mitten durchbiegung f_m [mm]) die abhängige Variable darstellt. Wird dieses Diagramm mit einer rechnergesteuerten Meßanlage im On-Line-Verfahren aufgenommen, so läßt sich der Beginn irreversibler Zustände sicher bestimmen.

Wird die zugehörige Lastgrenze als $obsF$ definiert und durch den aus den Teilsicherheiten bestimmten globalen Sicherheitsbeiwert γ dividiert, so ergibt sich experimentell die zulässige Gebrauchslast, ohne das vorhandene Bauteil beschädigt oder zerstört zu haben. Die automatisch ermittelte Durchbiegung unter Gebrauchslast liefert einen weiteren wichtigen Hinweis für die Gebrauchsfähigkeit des Tragwerks. Der Zuwachs ΔQ gegenüber dem rechnerischen Nachweis ist allein der zulässigen Verkehrslast zuzuschlagen und meist von entscheidender Bedeutung (vergl. Abb. 3 und Ziffer 5).

Diese Vorgehensweise setzt voraus, daß mit geeigneter Meßtechnik im On-Line-Betrieb jener definierte Grenzzustand $obsF$ bei kontinuierlicher Testlaststeigerung sicher und rechtzeitig erkannt wird, um keine bleibenden Schäden zu erzeugen. Das erforderliche meßtechnische Instrumentarium ist weitgehend entwickelt; definierende Kriterien für $obsF$ und damit Kriterien für den Abbruch der Testlaststeigerung werden bzw. sind derzeit formuliert [1].

Grundsätzlich sind bei der experimentellen Trag-sicherheitsbewertung vorhandener Bauteile zwei Fälle zu unterscheiden:

- a) Nachweis der Standsicherheit für eine vom Nutzer geforderte zulässige Verkehrslast unter Einhaltung der Gebrauchsfähigkeit/Dauerhaftigkeit;
- b) Nachweis einer maximal zulässigen Verkehrslast unter Einhaltung der Standsicherheit und Gebrauchsfähigkeit/Dauerhaftigkeit



Abb. 1: Mobile Meßanlage (60 Meßstellen) mit PC, Monitor und Drucker

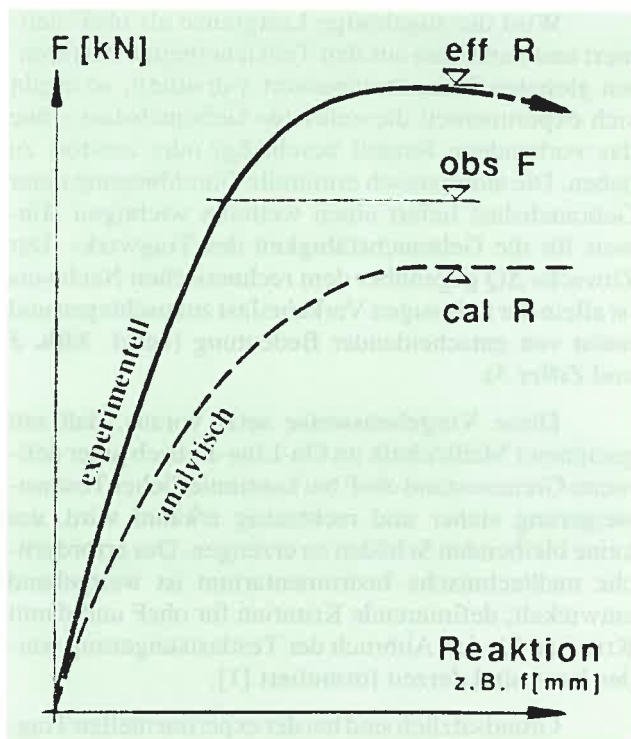


Abb. 2: Last-Verformungs-Diagramm biegebeanspruchter Stahlbetonbauteile (qualitativ)

4 Selbstsichernde Belastungsvorrichtung

Die zerstörungsfreie Traglastermittlung setzt eine selbstsichernde Belastungsvorrichtung voraus. Bei Baustellentests vorhandener Bauteile wird stets eine

Version gewählt, die bei größeren Verformungen des getesteten Bauteils (Versagensbeginn) die Probelast zurücknimmt, indem unter Verwendung hydraulischer Pressen gegen gering verschiebbare Widerlager die Testlast selbsttätig abfällt. Die Belastungsvorrichtung variiert dabei nach örtlichen Verhältnissen (vergl. **Abb. 4**). Für Standardfälle des Hoch- und Brückenbaus hat sich ein Baukastensystem aus hochfesten Stahlprofilen bestens bewährt, welches im Rahmen des Kooperativen Forschungsvorhabens „EX-TRA“ [1] an der Hochschu-

le Bremen entwickelt wurde: Ein Satz von gelochten U-Trägern unterschiedlicher Länge läßt sich zusammen mit Füllstäben und Dywidag-Spannstählen zu einem Fachwerk montieren, bei dem jedes Einzelteil von Hand auch durch Treppenhäuser transportiert werden kann. Dieses Fachwerk ist für Testlasten $extF \leq 700 \text{ kN}$ ausgelegt und überspannt Stützweiten $3,50 \text{ m} \leq l_T \leq 15,00 \text{ m}$ bei einer Masse von ca. 1,0 t. Im Bedarfsfall werden mehrere Fachwerke parallel oder in Reihe betrieben.

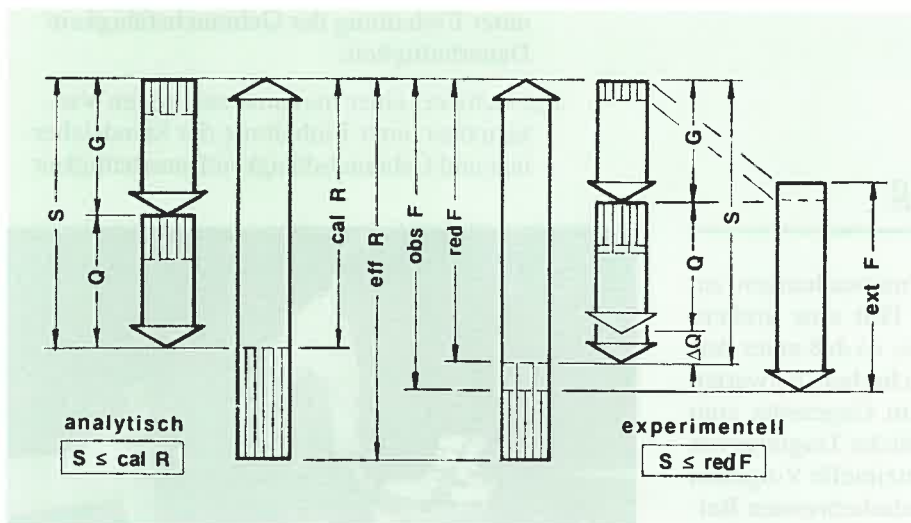


Abb. 3: Gleichgewichtsnachweise (qualitativ);
hierin bedeuten:

- S = Einwirkung
- G = ständige Einwirkungen (Eigengewicht)
- Q = veränderliche Einwirkungen (Verkehrslast)
- $cal R$ = rechnerischer Widerstand
- $eff R$ = effektiver Widerstand
- $obs F$ = exp. ermittelte Grenzlast
- $red F$ = reduzierte Grenzlast (Testlast)
- ΔQ = nutzbarer Verkehrslastzuwachs
- $ext F$ = externe Testlast
- //// = enthaltener Sicherheitsanteil

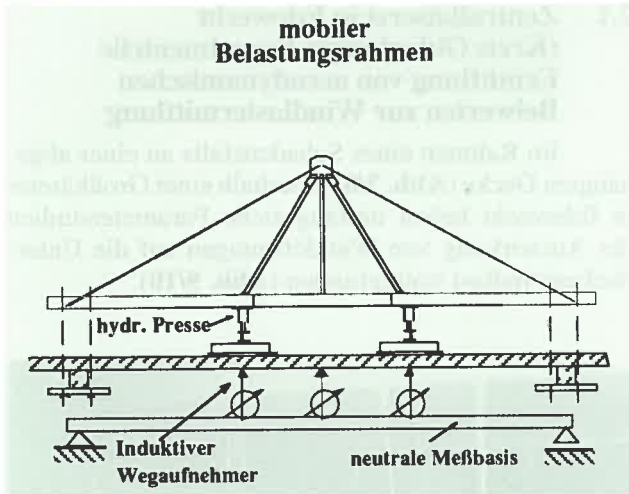


Abb. 4: Testlasterzeugung durch internen Kräftekreislauf

- on-Line-Meßtechnik zum Erzielen möglichst zerstörungsfreier Ergebnisse,
- variable Einrichtungen für die stufenlose Belastung,
- kürzeste Ausführungszeiten (Aufgabenklärung, Angebot, Versuchsplanung und -vorbereitung, Baustellenmessung und Ergebnisbericht).

5 Wirtschaftliche Aspekte

Der Einsatz moderner Meßmethoden mit On-Line-Ergebniskontrollen auf dem Monitor eines Computers kann in geeigneten Fällen für vorhandene Bauwerke bei anfallender Nutzungsänderung oder Sanierung, aber auch bei der Bauteilentwicklung zu finanziell durchschlagenden Erfolgen führen, wie das in **Abb. 5** dargestellte Schema veranschaulicht. Voraussetzungen sind:

- eine mobile Belastungs- und Meßvorrichtung, für rauen Baustelleneinsatz,
- maßgeschneiderte Software für die Meßanlagensteuerung, Meßdatenauswertung und Ergebniskontrolle,

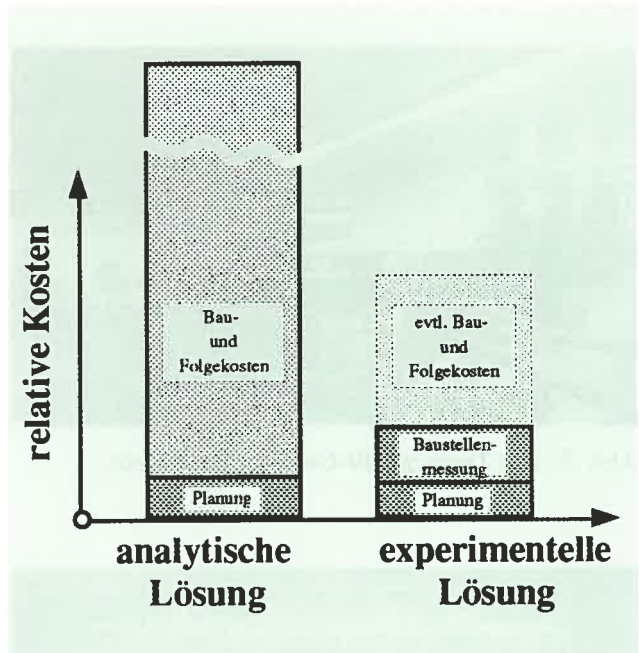


Abb. 5: Kostenvorteil beim Einsatz experimenteller Methoden für den Nachweis der Tragfähigkeit vorhandener Bausubstanz (Bau- und Folgekosten infolge Betriebsstillegung/-störung; Entfernen des vorh. Innenausbaus; Auswechseln/Verstärken der vorh. Tragkonstruktion; Innenausbau und Neuinstallation)

6 Einsatzgebiete der in-situ-Messungen

Die wesentlich unterschiedlichen Aufgabenfelder der mobilen Baustellenmeßtechnik sind der **Abb. 6** zu entnehmen:

Aufgabe der mobilen Baustellenmeßtechnik					
Überwachung		Bauteilprüfung		System-Analyse	
Ist z.B. Ermittlung vorh. Kräfte, Spannungen	Soll z.B. Vorspannarbeiten	Ausloten der Reserven für die Nutzlasterhöhung	exp. Standsicherheitsnachweis bei Schädigung, Umbau	Basis für analytischen Standsicherheitsnachweis Hybridstatik	Bauteiloptimierung (Entwicklung, Formgebung)
Diese Beispiele sind im Abschnitt 7 aufgeführt					
Zentral-käserei Edewecht	Produktions-halle Fa. Wilkhahn	MORTON International + Auebrücke Bülkau	Großmarkt-halle Leipzig + weitere Beispiele		

Abb. 6: Typische Aufgaben der mobilen Baustellenmeßtechnik

7 Anwendungsbeispiele

Nachfolgend sind exemplarisch Anwendungsbeispiele für in-situ-Messungen aufgeführt, die durch das Labor für Experimentelle Statik der Hochschule Bremen ausgeführt wurden.



Abb. 7: Die Trapezprofil-Unterdecke schließt...

7.1 Zentralkäserei in Edewecht (Kreis Oldenburg); Experimentelle Ermittlung von aerodynamischen Beiwerten zur Windlastermittlung

Im Rahmen eines Schadensfalls an einer abgehängten Decke (Abb. 7/8) innerhalb einer Großkäserei in Edewecht haben umfangreiche Parameterstudien der Auswirkung von Wandöffnungen auf die Unterdeckenwindlast stattgefunden (Abb. 9/10).



Abb. 8: ...die Produktionshalle dampfdicht gegen das belüftete Kaldach ab

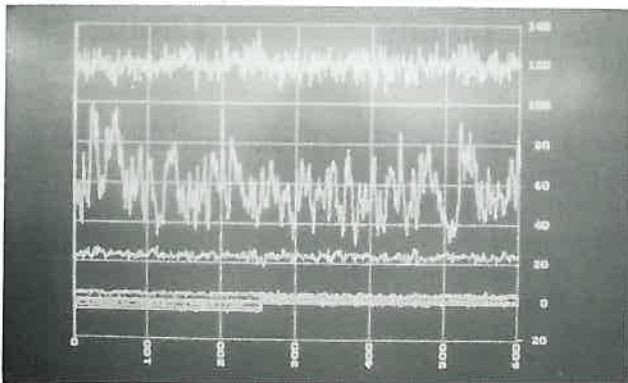


Abb. 9: Der Differenzdruck auf die Unterdecke wird...

links: Windrichtung, Windgeschwindigkeit und Absolutdruck im Testlauf;

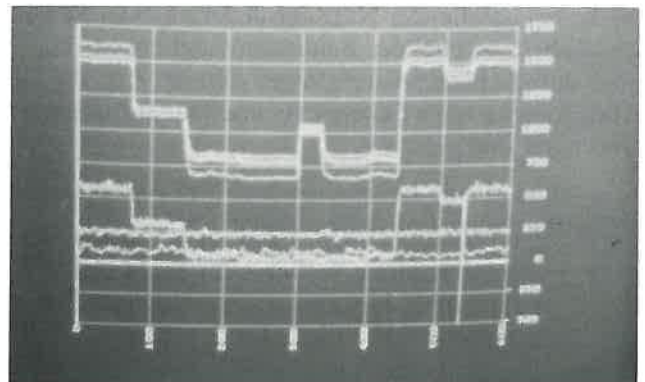


Abb. 10: ...elektrisch in Abhängigkeit von der Windrichtung und -geschwindigkeit gemessen

rechts: Originales Monitorbild des Differenzdruckes = Deckenwindlast [kN/m²] in Abhängigkeit von der Größe der Wandöffnungen

7.2 Produktionshalle Wilkhahn (Bad Münster); Rundstahlunterspannung von Brettschichtholzträgern

Im Neubau der Möbelfabrik Wilkhahn, Bad Münster (Deister) waren (Abb. 11 bis 14) paarweise Unterspannungen statisch unbestimmt gelagerter Brett-

schichtholzträger vorzuspannen. Die Empfindlichkeit des Systems einerseits, der relativ große Schlupf der Verbindungsmittel, die Streuung des Elastizitätsmoduls und stark differierende Gewindegängigkeit der Unterspannungen andererseits, machten ein kontrolliertes Vorspannen der Konstruktion nach der Montage erforderlich.

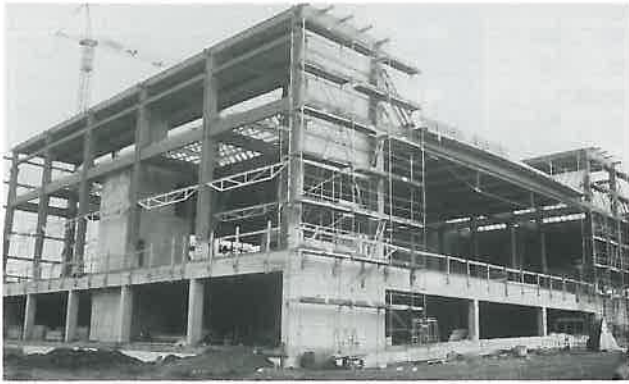


Abb. 11: Ansicht der Produktionshalle im Bauzustand

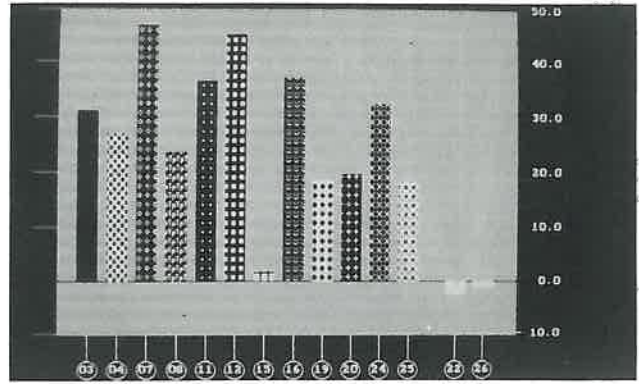


Abb. 13: Vorspannkraft [kN] von 6 Paaren der Gabelköpfe vor der Korrektur...

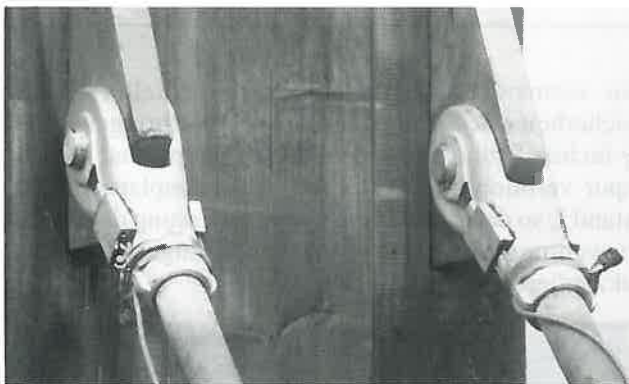


Abb. 12: Mit Dehnmessstreifen in Vollbrückenschaltung ausgestattete Gabelköpfe M36 als Kraftaufnehmer

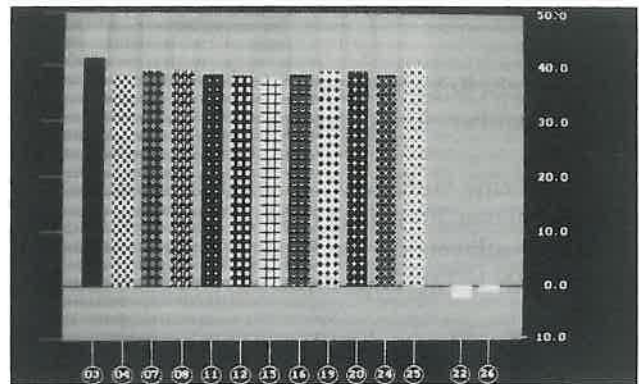


Abb. 14: ...und nach der Korrektur durch Einstellen mit der Kettenzange. Wegen mehrfach statisch unbestimmter Lagerung geschah diese Korrektur anhand der On-line-Grafik iterativ

7.3 Produktionshalle der MORTON International in Bremen

Beim Altbau einer zweistöckigen Produktionshalle waren (Abb. 15 bis 18) wegen fehlender statischer Unterlagen für durchlaufende Stahlbetondecken und -unterzüge die zulässigen Verkehrslasten experimentell

zu ermitteln. In Außenwandebene auskragende Riegelkonsolen sollten dabei die Lasten aus neuen Stahlblech-Wandelementen aufnehmen und dafür ebenfalls experimentell nachgewiesen werden. Die so reduzierten Stützen- und Fundamentlasten (Grenzbebauung) wurden somit für die experimentell nachgewiesenen höheren Verkehrslasten nutzbar.



Abb. 15: Gebäudeansicht des Stahlbetonskelettbbaus mit Verblendung

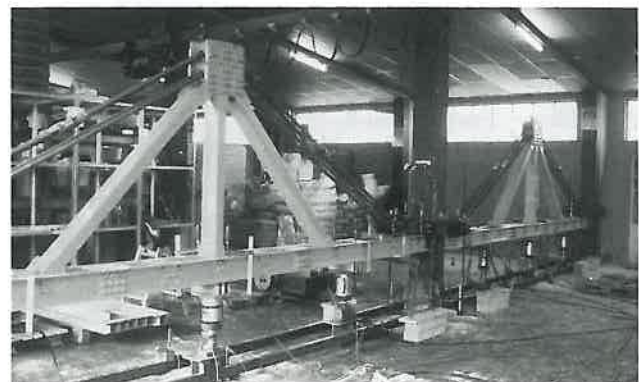


Abb. 16: Einsatz von zwei 700 kN-Testrahmen zur Ermittlung der Unterzug-Traglast

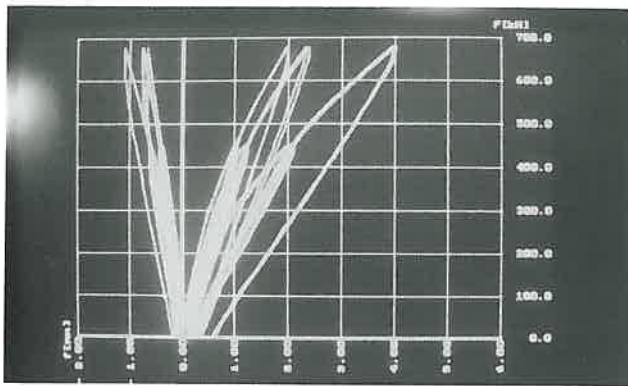


Abb. 17: Originales Monitorbild von Kraft-Verformungs-Linien für Gebrauchslast und max Testlast extF

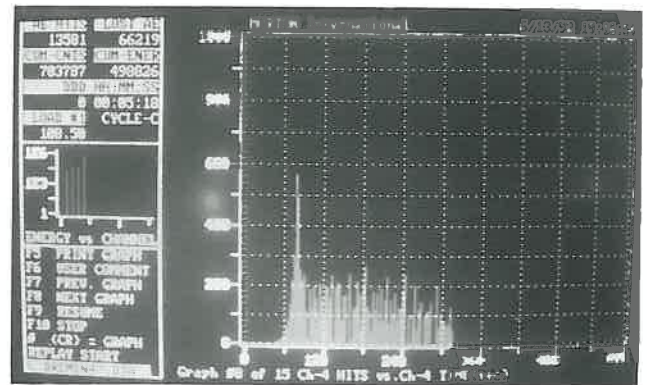


Abb. 18: Schallemissionsmessung zur Kontrolle der Rißentwicklung (Kriterium zum Abbruch des Tests)

7.4 Auebrücke Bülkau (Landkreis Cuxhaven)

Für eine vorhandene Stahlbeton-Plattenbrücke (Brückenklasse 30) gelang (Abb. 19 bis 22) der rechnerische Nachweis für die Brückenklasse 30/30 nach gültiger DIN 1072 (12.85) nicht. Um eine Herabstufung



Abb. 19: Brückenansicht mit Testlastgeschirr

zu vermeiden, wurde ein experimenteller Standicherheitsnachweis erbracht. Trotz Aufbringens einer γ -fachen Vollast für BK 30/30 in Haupt- und Nebenspur verblieb die 70° schiefe Fahrbahnplatte im Zustand I, so daß die mäßige Unterbemessung der Biegebewehrung und die unzureichende Zugkraftdeckung akzeptiert werden konnten.

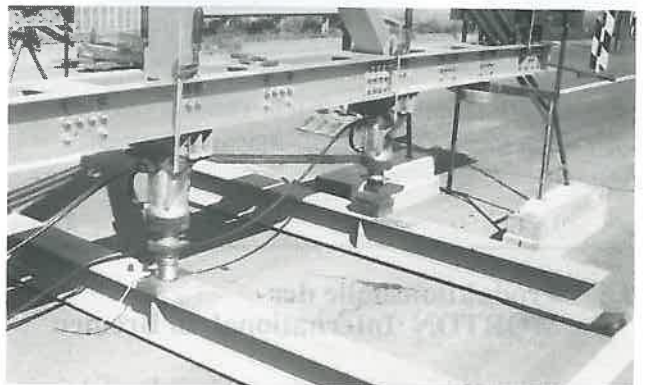


Abb. 21: Verteilung der hydraulisch erzeugten Testlast auf 6 Radaufstandsflächen durch Quertraversen

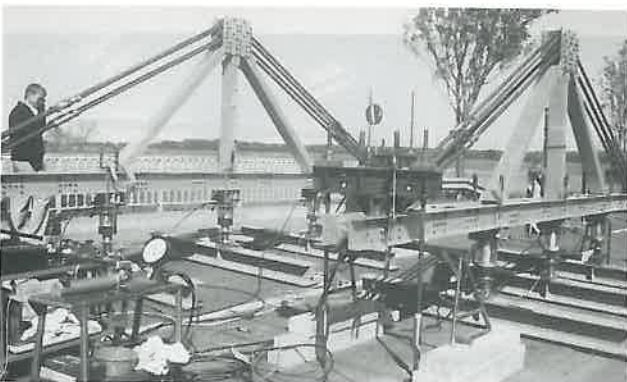


Abb. 20: Einsatz von zwei 700 kN-Testrahmen für die Haupt- und Nebenspur



Abb. 22: Mobiler Meßstand im LKW: Schallemissionsmessung und Kraft-Verformungsmessung am Brückenüberbau

7.5 Großmarkthalle in Leipzig; Biege- und Durchstanznachweise einer Pilzkopfdecke

Die Stahlbeton-Kellerdecke der Großmarkthalle in Leipzig (ca. 12.000 m²) war stark korrosionsgeschädigt und sollte durch Spritzbeton saniert werden. Die Pilzkopfdecke hatte in den 80er Jahren eine



Abb. 23: Ansicht einer Hallenkuppel mit ca. 80 m Spannweite

Verstärkung durch bewehrten Aufbeton ohne Verbundmittel erfahren. Der rechnerische Nachweis ergab keine ausreichende Tragfähigkeit für eine Nutzung durch Stapelpaletten und Gabelstaplerbetrieb. Durch Probelastung konnte eine ausreichende Resttragfähigkeit weit oberhalb der Rechenergebnisse festgestellt werden (Abb. 23 bis 26).



Abb. 25: Rückverankerung der diagonal angeordneten Rahmen gegen die Pilzköpfe. Die Korrosionsschäden wurden nach dem Test durch Sandstrahlen und Torkretieren beseitigt.

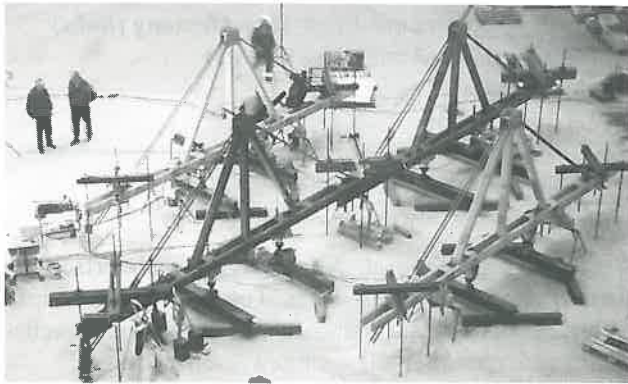


Abb. 24: Perspektive auf 4 Belastungsrahmen oberhalb der Kellerdecke in Diagonalanordnung zur Testlastherzeugung: $\Sigma_{ext}F = 4 \cdot 520 \text{ kN} = 2080 \text{ kN}$

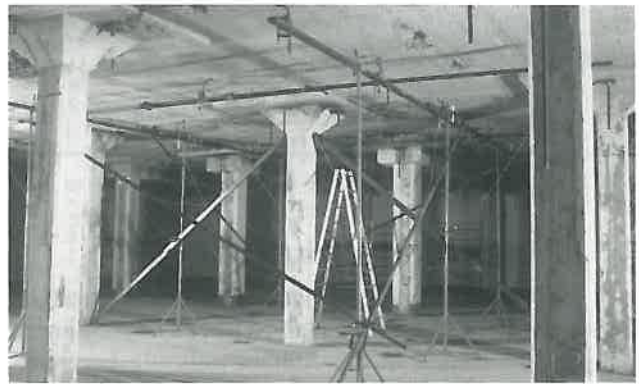


Abb. 26: Meßbasis zur Verformungsmessung im Kellergeschoß mit induktiven Wegaufnehmern

7.6 Spannbetonbinder in Lüneburg

Die vorhandenen Spannbetonbinder mit 23 m Stützweite sind im auflagnahen Bereich mit unterbemessener Stegbewehrung ausgestattet. Ein rechnerischer Nachweis der Standsicherheit gelang nicht. Unter geringer Ausnutzung der Betonzugfestigkeit konnte die Standsicherheit der zwangungsfrei gelagerten Träger experimentell festgestellt werden (Abb. 27 bis 30).

rischer Nachweis der Standsicherheit gelang nicht. Unter geringer Ausnutzung der Betonzugfestigkeit konnte die Standsicherheit der zwangungsfrei gelagerten Träger experimentell festgestellt werden (Abb. 27 bis 30).

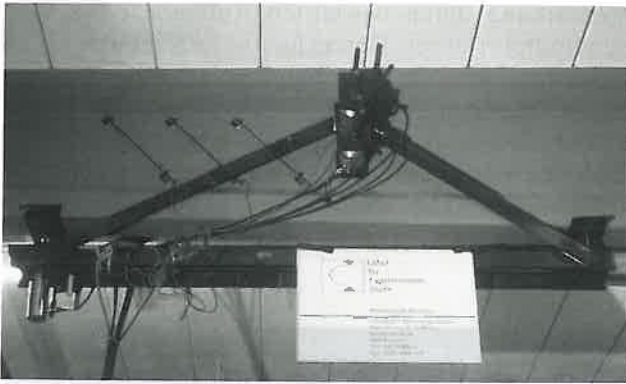


Abb. 27: Belastungsvorrichtung zur Erzeugung eines Test-Eigenzustandes

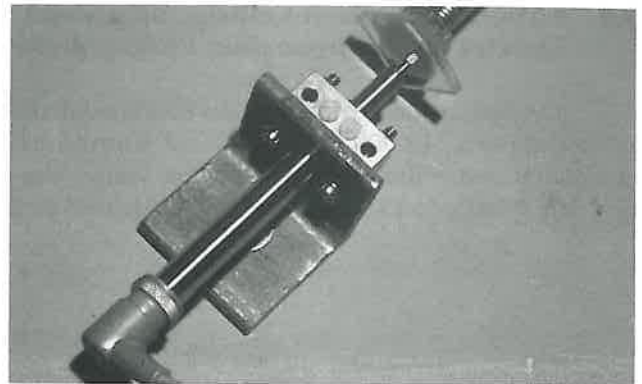


Abb. 29: Induktiver Wegaufnehmer zur Messung der diagonalen Längenänderung des Steges

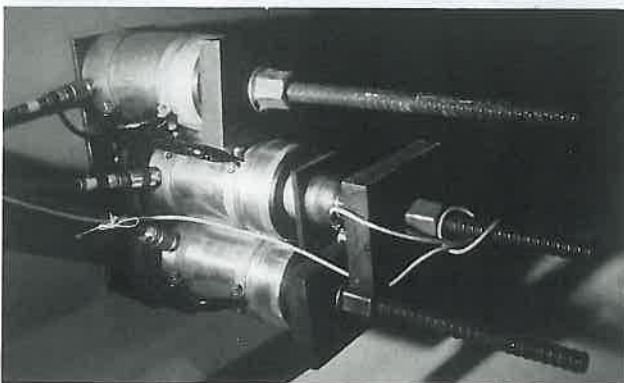


Abb. 28: Die Testlast (Querkraft) wird durch Klemmwirkung hydraulisch aufgebracht



Abb. 30: Meßstand mit Kraft-Weg-Messung (links) und Schallemissionsmessung (rechts)

7.7 Parkdeck Schwäbisch Hall

Die oberen beiden Decks eines 5-geschossigen Parkhauses in Schwäbisch Hall (Abb. 31) waren durch Tausalzeinwirkung in der Stützbewehrung bereichs-



Abb. 31: Ansicht des 4. und 5. Decks

weise stark geschädigt. Alternativ zu rechnerisch erforderlichem Teilabriß oder Totalsanierung wurde (Abb. 32 bis 34) die Standsicherheit und Gebrauchsfähigkeit experimentell nachgewiesen.



Abb. 32: Schalenförmige Betonabplatzungen durch stark korrodierte Stützbewehrung



Abb. 33: Belastungsrahmen in Tandem-Anordnung für feldweise wechselnde Verkehrslast

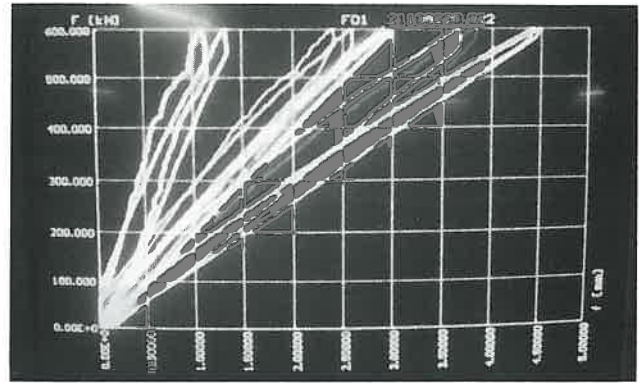


Abb. 34: Originales Monitorbild (On-Line-Messung) der Testlast-Verformungs-Kurven

7.8 Zivilschutzbunker in Bremen

Ein 4-geschossiger Bunker (Bj. 1942) soll für die Aktenlagerung $p = 10 \text{ kN/m}^2$ genutzt werden.

Statische Unterlagen existieren nicht. Unter hoher Ausnutzung der Decken-Gewölbewirkung infolge dicker Betonwände gelang ein experimenteller Stand-sicherheitsnachweis in vollem Umfang (Abb. 35 bis 38).

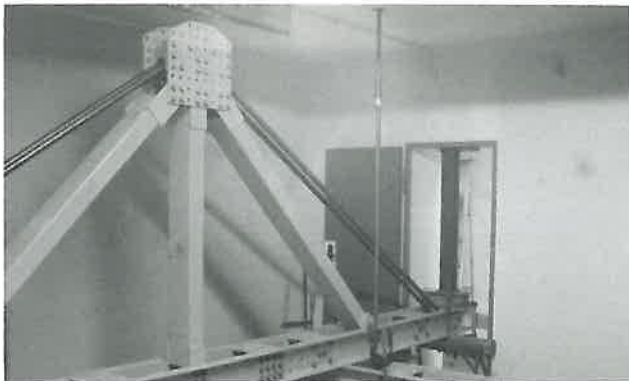


Abb. 35: Zerlegbare Belastungsrahmen mit Rückverankerung in Türloibungen...

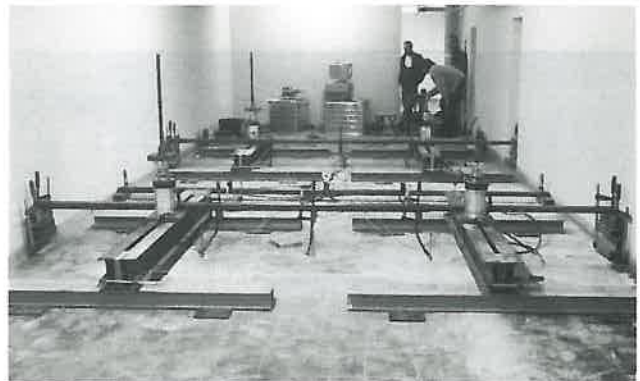


Abb. 37: Das Lastverteilungsgeschirr wird geschößweise umgesetzt (Verlängerung von Dywidag-Zugstangen)

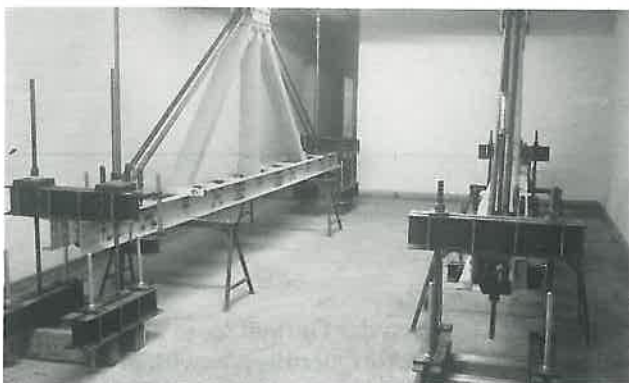


Abb. 36: ...oder mittels Klebeankerung in der Bunkersohle (ortsfest)

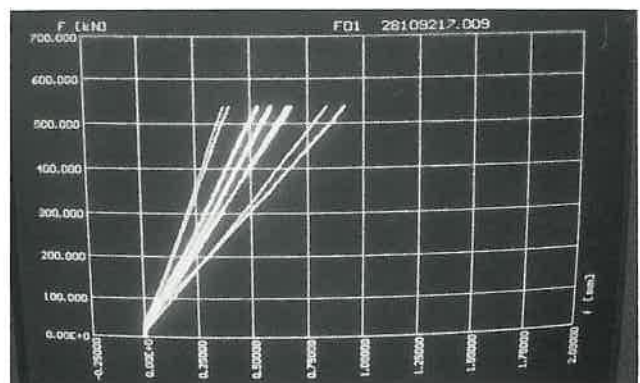


Abb. 38: Vollelastische Deckenreaktion bei 17 kN/m^2 Testüberlast

7.9 Alte Meierei „Bolle“ Berlin

Das denkmalgeschützte Gebäude der Alten Meierei in Berlin-Moabit ist (Abb. 39) in 4 Geschossen mit Stahlträgern und gemauerten Kappen ausgestattet. Durch mehrfach geschichteten Fußbodenaufbau war



Abb. 39: Ansicht des Gebäudes

die rechnerisch zulässige Verkehrslast der Decken stark eingeschränkt.

Unter Ausnutzung des Verbundes zwischen den Walzprofilen und den Preußischen Kappen konnte (Abb. 40 bis 42) experimentell die Standsicherheit für $p = 5,0 \text{ kN/m}^2$ nachgewiesen werden.

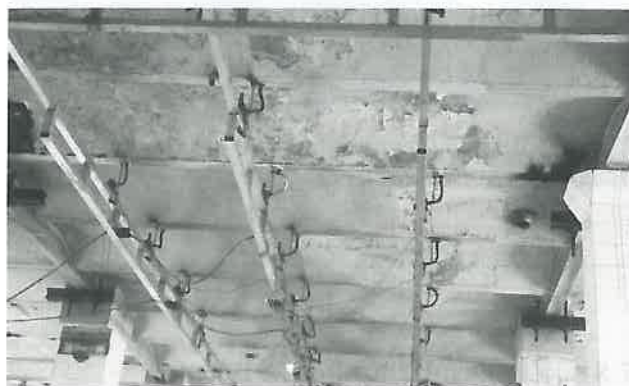


Abb. 41: Teleskopierbare Alu-Meßbasen mit induktiven Wegaufnehmern zur Verformungsmessung



Abb. 40: Belastungsrahmen mit Lastverteilungsgeschirr, Hydraulik und On-Line-Meßanlage

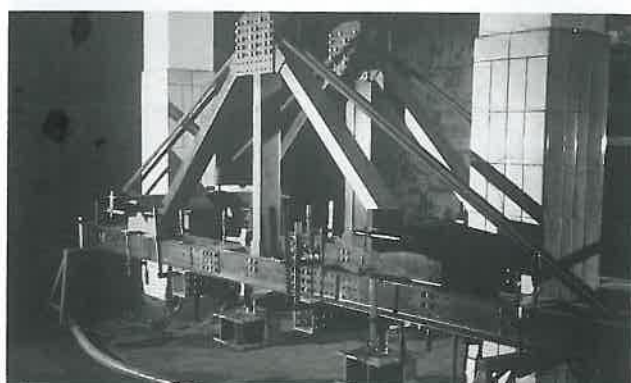


Abb. 42: Die Testlast der Deckenhauptträger wird mit paarweise angeordneten Belastungsrahmen $\Sigma F = 600 \text{ kN}$ erzeugt

7.10 Inseebrücke in Güstrow

Die 200 m lange Holzbrücke mit jeweils 10 m langen, genagelten Bretthauptträgern auf Holzjochen (Abb. 43) ist stark witterungsgeschädigt. Insbesondere die westlich gelegenen äußeren Hauptträger (Abb. 44)

sind durch Aufreißen der Gurthölzer in den Nagelrißlinien betroffen. Intakte Querträger bewirken eine nutzbare Trägerrostwirkung. Der Überbau konnte nach experimentellem Nachweis (Abb. 45 bis 49) noch für die Brückenklasse 6 eingestuft werden.

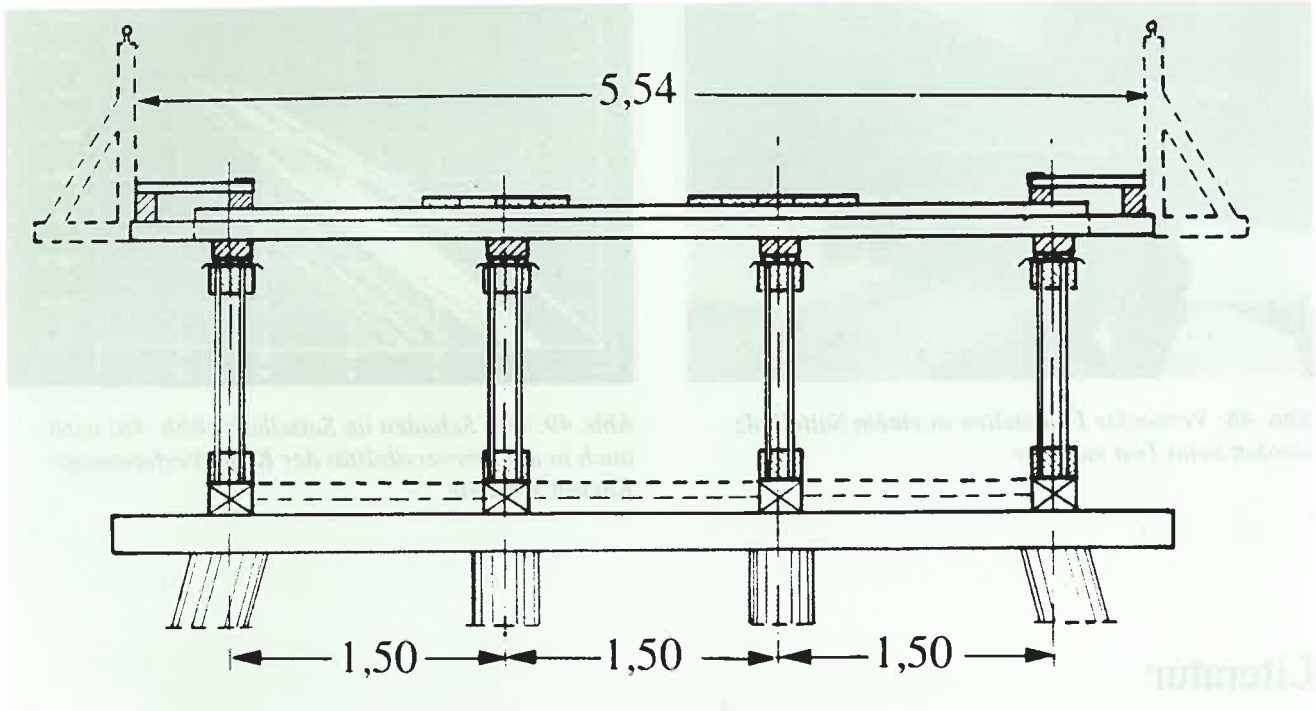


Abb. 43: Querschnitt der Holzbrücke (19 Felder á 10,30 m)



Abb. 44: Seitenansicht der äußeren Hauptträger

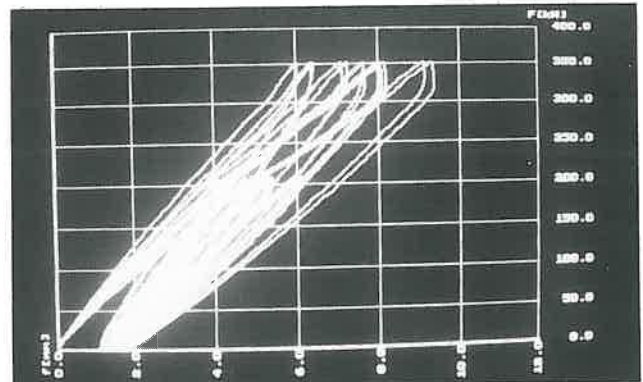


Abb. 46: Originales Monitorbild für Gebrauchs- und Testlast extF



Abb. 45: Verfahrbare Testlasteinrichtung für max extF = 350 kN je Feld

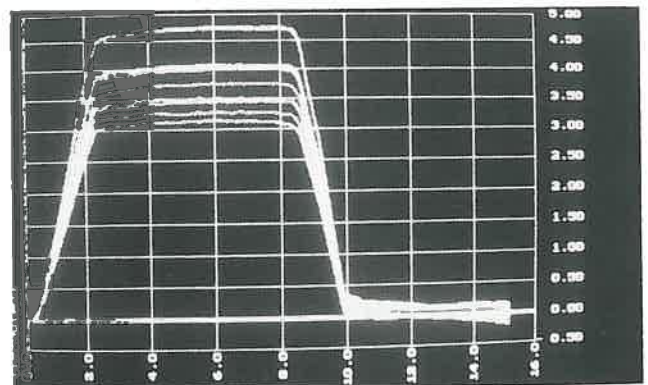


Abb. 47: Originale Monitorbilder von Last-Zeit-Diagrammen



Abb. 48: Verdeckte Faulstellen in einem Sattelholz werden beim Test sichtbar

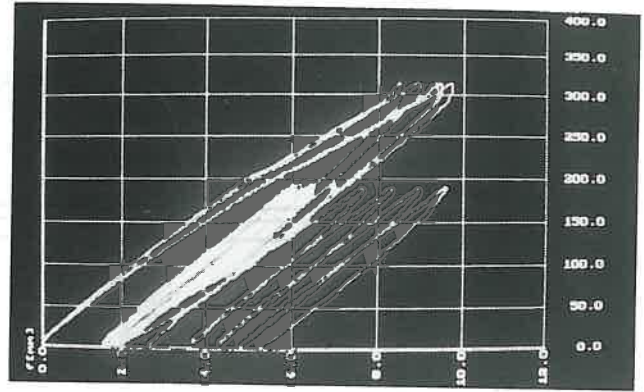


Abb. 49: Der Schaden im Sattelholz (Abb. 48) wird auch in der Irreversibilität der Kraft-Verformungs-Kurven sichtbar

Literatur

- [1] NN: Experimentelle Tragsicherheitsbewertung von Bauwerken in situ zum Zwecke der Substanz-Erhaltung oder Umnutzung; 1. Zwischenbericht zum Kooperativen Forschungsprojekt 13 RE 9116 des BMFT; Eigenverlag Hochschule Bremen 1992
- [2] STEFFENS, K. (Hrsg): Mobile Baustellenmesstechnik; Heft 5 der Schriftenreihe des Fachbereichs Bauingenieurwesen der Hochschule Bremen; Eigenverlag Hochschule Bremen 1990

Fliegende Bauten: Ein neues Aufgabenfeld für die Prüflingenieure?

Ihre Einschaltung könnte die Bauaufsichtsbehörden wirksam entlasten

Fliegende Bauten haben sich vielfach zu komplexen und technisch sehr aufwendigen Anlagen entwickelt. Ihre Planung und Ausführung sind Gegenstände des Baurechts, ihre laufende Überwachung wird derzeit noch von den örtlichen Bauaufsichtsämtern vollzogen. Nicht nur aus Gründen einer notwendigen EG-einheitlichen Regelung sind aber derzeit Überlegungen im Gange, für die Überwachung Fliegender Bauten sachverständige Prüflingenieure einzuschalten, die die Bauaufsichtsbehörden wirkungsvoll entlasten könnten. Gleichzeitig könnten sie - was der folgende Beitrag begründet - analog dem üblichen Baugeschehen aber auch die technische Prüfung und die Gebrauchsabnahmen solcher Anlagen wahrnehmen.

Prof. Dr.-Ing. F. Thiele leitet das Fachgebiet Stahlbau an der Universität - Gesamthochschule - Kassel.



1 Einführung

Fliegende Bauten sind als "bauliche Anlagen geeignet und bestimmt, an verschiedenen Orten wiederholt aufgestellt und zerlegt zu werden". Mit diesem Standardtext werden im deutschen Bauordnungsrecht mobile Anlagen begrifflich zusammengefaßt, weil hierfür andere Organisationsformen im Baurecht nötig sind als für die immobilen Objekte im üblichen Baugeschehen.

Die Auflistungen nach [3] nennen als Beispiele für Fliegende Bauten: Schaustellergeschäfte, Tribünen, Zelte, Traglufthallen, Bauten für Wanderausstellungen, Anlagen für artistische Vorführungen in der Luft. Montagehilfen und Baubehelfe werden in der Regel zwar ebenfalls wiederholt aufgestellt und zerlegt, sind aber einem jeweiligen Bauobjekt zugeordnet. Die Bauordnungen binden die Überwachung von Baubehelfen organisatorisch an das montierte Bauobjekt an und behandeln Gerüste und Baustelleneinrichtungen nicht als Fliegende Bauten.

Um die bei Fliegenden Bauten andere Form der Objektüberwachung zu organisieren, erteilt die Bauaufsicht keine Baugenehmigung, sondern eine zeitlich befristete Ausführungsgenehmigung, die bei festgestellten Mängeln widerrufen werden kann: An die Stelle des *Bauscheins* tritt das *Prüfbuch*, die *Bauabnahme* wird ersetzt durch wiederholte *Gebrauchsabnahmen*.

Primär liefern baurechtliche und bauorganisatorische Gesichtspunkte die kennzeichnenden Merkmale für Fliegende Bauten. Erst nachrangig bestehen für Fliegende Bauten auch Gemeinsamkeiten aus statisch-konstruktiver Sicht: Es werden bevorzugt schnell montierbare und leicht transportierbare Konstruktionen entwickelt, die am Ende ihrer erwarteten Lebensdauer nach häufigem Aufstellen, Zerlegen und Transportieren zu einer wirtschaftlich günstigen Gesamtbilanz führen, obwohl ihre Herstellungskosten unter Umständen höher liegen. Baustahl wird zur Gewichtsreduzierung häufig durch Aluminium ersetzt, an die Stelle konventio-

neller Schraub- und Schweißverbindungen treten montagefreundliche Steck- und Schiebverbindungen. Insgesamt wird die Planungsintensität vertieft.

Fliegende Bauten sind nach dem Verständnis gesetzgebender deutscher Organe bauliche Anlagen und damit Objekte des Baurechts. Ob diese Einschätzung bei einer anstehenden europäinheitlichen Neuregelung erhalten bleibt, wird im Augenblick kontrovers diskutiert.

2 Baurechtliche Behandlung

Die Angaben im § 106 der Hessischen Bauordnung HBO [2] über Fliegende Bauten sind repräsentativ auch für die Regelungen in den Bauordnungen anderer Bundesländer, weil die Länder ihre Gesetzgebungskompetenz für das Baurecht nach einvernehmlicher Absprache untereinander und in Abstimmung mit dem Bund wahrnehmen. Die Musterbauordnung [1] ist Beleg dieser Abstimmungen.

Die Hessische Bauordnung legt folgende Grundzüge fest:

“Fliegende Bauten sind Objekte des Baurechts. Aufstellen und Inbetriebnahme sind genehmigungspflichtig. Auf Antrag kann eine Ausführungsgenehmigung von der Bauaufsichtsbehörde am Wohnsitz des Antragstellers oder dessen betrieblicher Niederlassung erteilt werden. Die Ausführung wird für einen befristeten Zeitraum genehmigt. Die Genehmigung kann bei gravierenden Mängeln der Anlage widerrufen werden. Fliegende Bauten dürfen in Gebrauch genommen werden, wenn die Bauaufsichtsbehörde am Aufstellungsort eine Gebrauchsabnahme durchgeführt hat und der Inbetriebnahme zustimmt.”

Um diese grundsätzlichen Festlegungen konkret umzusetzen, wurden “Verwaltungsrichtlinien über den Bau und den Betrieb Fliegender Bauten” von der Arbeitsgemeinschaft der für das Bau-, Wohn- und Siedlungswesen zuständigen Ministerien der Länder (ARGEBAU) erarbeitet und für nachgeordnete Bauaufsichtsbehörden durch Erlasse eingeführt. In den jeweiligen Einführungserlassen werden Detailfragen ergänzend behandelt.

Diese hierarchische Struktur im Regelaufbau ermöglicht eine beabsichtigte Flexibilität: Detailfragen sind in ministeriellen Erlassen als dem letzten Glied der Regelungsstruktur am einfachsten einer pragmatischen Anpassung oder Änderung zugänglich. So befreit zum Beispiel der Erlaß nach [3a] kleine Zelthallen mit einer Grundfläche bis zu 75 m² von

der Genehmigungspflicht, während der vorhergehende Erlaß von 1977 nur wesentlich kleinere Zelte ausgenommen hatte. Die Hessische Bauordnung in der Fassung nach [2a] enthält in der Definition Fliegender Bauten noch nicht den Hinweis “an verschiedenen Orten”. Die Absicht, längerfristig aufgestellte Lagerzelte nicht als Fliegende Bauten zu klassifizieren und nur auf frostfreier Gründung zu genehmigen, ist als Reaktion auf jüngere Bauentwicklungen erst in [3a] artikuliert.

Parallel zu den aufgeführten baurechtlichen Überwachungsregelungen ist die Berechnungsvorschrift DIN 4112 - Fliegende Bauten, Richtlinien für Bemessung und Ausführung - [6] bauaufsichtlich eingeführt, die “allgemein anerkannte Regeln der Technik” enthält (Begriffserläuterung z.B. in [4]).

Den Bauordnungen ist zu entnehmen, daß mit dem Antrag zur Ausführungsgenehmigung analog zum Bauantrag alle für die Beurteilung des Vorhabens erforderlichen Unterlagen einzureichen sind. Eine statische Berechnung zum Nachweis ausreichender Standsicherheit ist eingeschlossen. Die Einführungserlasse regeln, daß die Prüfung der statischen Unterlagen entsprechend den jeweiligen Bauprüfverordnungen nur durch ausgewählte Institute erfolgt:

- Prüfmänter mit gesetzlicher Anerkennung (in Hessen: Hessische Landesprüfstelle für Baustatik),
- Prüfmänter mit widerrufbarer Anerkennung (in Hessen: kommunale Prüfmänter),
- Institutionen mit widerrufbarer Anerkennung (in NRW: TÜV).

Die Anzahl der autorisierten Prüfinstitute ist nochmals reduziert, wenn die Genehmigung nicht für eine einzelne Anlage, sondern für einen Anlagentyp beantragt wird und die statischen Unterlagen einer Typenprüfung unterzogen werden. Anerkannte Prüfmänter für Baustatik sind derzeit nicht zur Prüfung Fliegender Bauten autorisiert. Zur Begründung wird die Absicht genannt, die Prüftätigkeit auf wenige Stellen zu konzentrieren, damit einschlägige Erfahrungen sich kumulieren können.

3 Praxiserfahrungen der am Genehmigungsverfahren Beteiligten

Der Planungs- und Genehmigungsablauf vom Konzept bis zur Inbetriebnahme für eine bauliche Anlage als Fliegender Bau sei in der Grafik von **Abb. 1** dargestellt.

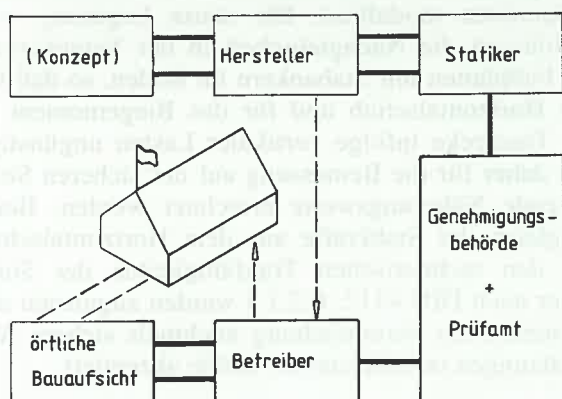


Abb. 1: Zum Ablauf des Genehmigungsverfahrens

Hersteller oder Betreiber beantragen eine Ausführungsgenehmigung für die Anlage. Die Prüfung des rechnerischen Standsicherheitsnachweises erfolgt durch ein autorisiertes Institut. Liegt die Ausführungsgenehmigung vor, wird der Betreiber die Anlage aufstellen und die örtliche Bauaufsichtsbehörde um eine Zustimmung zur Inbetriebnahme ersuchen.

Für den Ablauf sei unterstellt, daß das Baukonzept zunächst auf Realisierbarkeit untersucht und wirtschaftlich optimiert wird, bevor es in Abstimmung mit statischen Belangen gefertigt und an einen Betreiber verkauft wird.

Die Abwicklungspraxis für dieses Verfahren hinterläßt alle Beteiligten unbefriedigt, wie auf Befragen hin zu erfahren ist:

Der Hersteller klagt, daß die im Genehmigungsverfahren übliche Bearbeitungsdauer von 6 bis 24 Monaten die Geduld von Käufer und Verkäufer überfordert. Er glaubt, in der Regel die statische Prüfung als Engpaß im Genehmigungsverfahren zu erkennen. Um Käufer zufriedenzustellen und neue Kunden zu akquirieren, muß der Hersteller "tricksen, will er überleben". So formuliert es ein Beteiligter im privaten Gespräch und versteht darunter zum Beispiel eine eigenmächtige, großzügige Erweiterung einer vorhandenen Typengenehmigung auf nicht baugleiche, sondern nur "ähnliche" Anlagen.

Das prüfende Institut nennt die Vergütung der Prüftätigkeit nicht auskömmlich in Anbetracht des gebotenen hohen Prüfaufwandes bei unkonventionellen, "ausgekochten" Anlagen. Die Institute sehen keine Möglichkeit, Personalkapazität aufzustocken und stellen mittelfristig keine Verkürzung der Bearbeitungszeiten in Aussicht.

Als Strukturfehler der Gebührenordnung wird dargestellt, daß sich das Prüfhonorar wie bei Ein-

zelobjekten des üblichen Baugeschehens an den Herstellungskosten orientiert. Dabei unterliegen Einzelobjekte einer geringeren Planungsintensität und sind im Regelfall für die statische Betrachtung transparenter als Fliegende Bauten.

Der Betreiber empfindet wiederholte Gebrauchsabnahmen als quälend und entwickelt Einfallreichtum, um Vereinfachungen zu erreichen. Manchmal soll es dieser Absicht entsprechen, daß er die Gebrauchsabnahme verspätet und keineswegs rechtzeitig beantragt. Manchmal soll ein stabförmiger Erdanker zur Fixierung einer Fußplatte auf dem Boden nur oberhalb der Fußplatte ordnungsgemäß ausgebildet sein; im statisch maßgeblichen, aber nicht sichtbaren unteren Bereich soll er fehlen.

Den Mitarbeitern der örtlichen Bauaufsichtsbehörden werden adhoc-Entscheidungen zugemutet, wenn in Auswirkung der oben genannten Hersteller"tricks" die bei der Gebrauchsabnahme vorgelegten Ausführungsunterlagen nicht mit dem ausgeführten Objekt übereinstimmen. "In meiner 18jährigen Praxis hat das noch nie zusammengepaßt", stöhnt ein Betroffener. Weil häufig ein öffentliches Interesse am termingerechten Start der Zirkusveranstaltung oder des Heimatfestes besteht, fühlen sich die Mitarbeiter "bis an die Grenze der Expressbarkeit" einer politischen Einflußnahme ausgesetzt.

Der planende Ingenieur und Statiker ermittelt sein Beraterhonorar auf analoger Basis wie ein Prüfinstitut die Prüfgebühr und empfindet ein analoges Mißverhältnis zwischen Aufwand und Vergütung. Er arbeitet im Konflikt, daß von ihm mehrere Planungsdurchläufe zur Objektoptimierung erwartet werden, er aber aus Kostengründen dazu neigt, bei der Bearbeitungstiefe vielleicht schon vor dem "verantwortbaren Stop" abzubrechen, der nach [5] Ingenieurarbeit kennzeichnet.

Nach dieser karikierten, aber nicht wahrheitswidrigen Schilderung des Istzustandes drängen sich zwei Fragen auf:

1. Warum kollabiert das Überwachungssystem nicht vollständig und wieso findet der Besucher des Heimatfestes oder der Sportveranstaltung in aller Regel das Zelt oder die Tribüne pünktlich aufgebaut und betriebsbereit?
2. Warum bleiben statisch bedingte Schäden an Fliegenden Bauten bisher aus oder auf jene Kleinstzahl untypischer Ausnahmefälle beschränkt, die zu Handlungsbedarf keinen Anlaß geben?

Zur Beantwortung der ersten Frage kann auf die ausgeprägte Kooperationsbereitschaft der Baubehörden verwiesen werden: Prüffämter ermöglichen

in konkreten Sonderfällen eine Realisierung von Projekten, indem sie eine Methode ausnahmsweise außer der Reihe erteilter Ausnahmegenehmigungen entwickelt haben und anwenden. Örtliche Bauaufsichtsbehörden sind häufig bis an die Grenze des sachlich Vertretbaren hinan bereit, eigene Erfahrungen und Kenntnisse zur Unterstützung pragmatischer Lösungen einzusetzen.

Die zweite Frage wird im folgenden Abschnitt behandelt.

4 Ingenieurwissenschaftliche Aspekte

Im Abschnitt 3 wurde die Einschätzung vertreten, daß trotz geschilderter Schwierigkeiten in der Überwachungspraxis eine gesteigerte Schadenshäufigkeit für Fliegende Bauten nicht erkennbar ist. Eine denkbare Begründung hierfür wären Tragfähigkeitsreserven in maßgeblichen Konstruktionsteilen, die von üblichen Bemessungs- und Nachweismethoden nicht aufgedeckt werden. Für Zelt-hallen üblicher Abmessungen mit textiler Bepan-nung auf skelettartiger Unterkonstruktion soll versucht werden, vermutete Tragfähigkeitsreserven aufzudecken

Es bieten sich mehrere Ansatzpunkte an:

4.1 Modellierung der Anschlußdetails

Unkonventionelle Steck- und Klemmverbindungen entziehen sich umso weiter gewohnten, konventionellen Rechenmodellen, je mehr sie durch Originalität ökonomischen Belangen entsprechen. Weil die rechnerische Modellierung primär eine standsichere Bemessung gewährleisten muß, würden im Zweifelsfall sichere Abschätzungen gewählt und Tragfähigkeitsreserven der Konstruktion gegenüber der rechnerischen Vorhersage akzeptiert werden. Inzwischen ist es bei größeren Zeltanbietern geübte Praxis, fehlende Modellierungssicherheit als Anlaß für Bauteilversuche im Labor (**Abb. 2**) zu sehen. Systematische Unterschätzung der Tragfähigkeit ist dann ausgeschlossen.

4.2 Modellierung des globalen statischen Systems

Das Haupttragelement zur Stabilisierung der Halle in Querrichtung wird in der Regel als

Zweigelenkrahmen mit horizontal unverschieblichen Fußpunkten modelliert. Die starre Lagerung vernachlässigt die Nachgiebigkeit in der Verankerung der Fußplatten mit Stabankern im Boden, so daß für den Horizontalschub und für das Biegemoment in der Traufecke infolge vertikaler Lasten ungünstige und daher für die Bemessung auf der sicheren Seite liegende Näherungswerte errechnet werden. Beim Vergleich der Stabkräfte aus dem Horizontalschub mit den rechnerischen Tragfähigkeiten der Stabanker nach DIN 4112, 6.2.1.3 werden zugunsten der rechnerischen Vereinfachung nochmals sichere Abschätzungen in unbekannter Größe akzeptiert.

Ansätze zur wirklichkeitstreuere Modellierung der Nachgiebigkeit im Fußpunkt sind unpraktikabel im Hinblick auf die stark variierenden Eigenschaften des Bodens an nicht vorhersehbaren Standorten. Davon unabhängig könnte die Tragfähigkeit der Stabanker vor Ort überprüft und die Ausbildung der Stabanker dem Prüfergebnis angepaßt werden. Die Bemessungsreserve bliebe dann auf den vermutlich kleineren Fehleranteil aus dem Rechenmodell beschränkt.

4.3 Modellierung der Windlast: Staudruck

Im Abschnitt 4.5 der DIN 4112 wird in Übereinstimmung mit der DIN 1055 ein Staudruck $q = 0,5 \text{ kN/m}^2$ als Rechenwert für die Windlast vorgegeben. Bei kleinformatigen Zelten darf der Staudruck auf $q = 0,3 \text{ kN/m}^2$ reduziert werden. Meteorologischen Beobachtungen [9] sind die Angaben der **Tabelle 1** entnommen um aufzuzeigen:

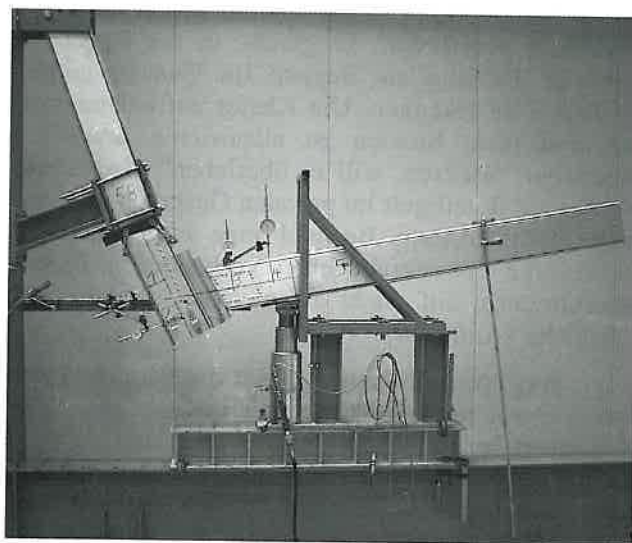


Abb. 2: Foto aus [8] über eine Versuchsanordnung zu Tragfähigkeitstests an Steckverbindungen in Traufecken von Aluminiumrahmen

mittlerer Staudruck { mittlere Windgeschwindigkeit } bei extremen Windereignissen	Wahrscheinliche Anzahl extremer Windereignisse	
	bei Mittelbildung über 5 sec	bei Mittelbildung über 10 min
500 N/m ² { 28 m/s }	0.1/Jahr	0.005/Jahr
300 N/m ² { 21 m/s }	2/Jahr	0.1/Jahr

Tabelle 1: Statistisch gesicherte Daten über extreme Windereignisse nach [9]

Abb. 3: Ergebnisse und Auswertungen der Windkanalversuche nach [10]

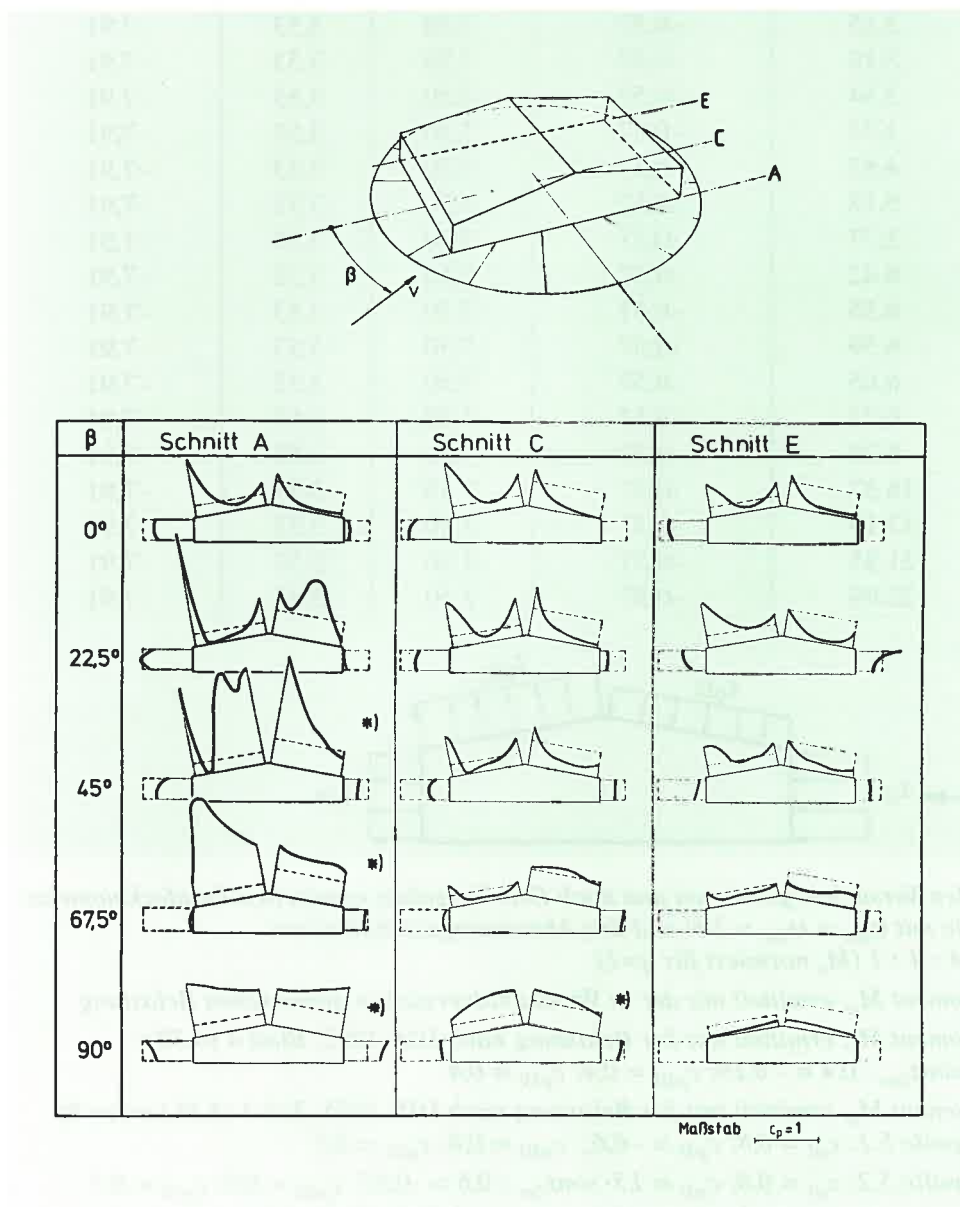


Abb. 3a: Am Windkanalmodell gemessene Druckverteilungen (Beiwerte c_p) bei verschiedenen Anströmrichtungen ($\beta = 0^\circ - 90^\circ$) in den Schnitten A, C (Mitte) und E. Die c_p -Werte nach DIN 4112 sind gestrichelt eingezeichnet!

Auch für den reduzierten Rechenwert ist die Wahrscheinlichkeit offenbar gering, daß die rechnerische Belastung innerhalb der Betriebsdauer eines Zeltes auftritt. Das Zelt ist nur mit Unterbrechungen aufgebaut, wird kaum in windexponierter Lage errichtet und bleibt mit seinen Abmessungen unterhalb der Höhe von 10 bis 30 m über Gelände, auf die sich die meteorologischen Angaben beziehen.

Nach **Tabelle 1** kann eine Bemessungsreserve unterstellt, aber schwer quantifiziert werden.

4.4 Modellierung der Windlast: aerodynamische Beiwerte

In **Abb. 3** sind Ergebnisse aus Windkanalversuchen [10] angegeben, in denen die Druckverteilung an der Oberfläche von Modellen unter Luftanströmung beobachtet worden ist. Die Modelle aus Plexiglas beschreiben geometrisch ähnlich die Kontur flacher Zelthallen. Die Druckmessungen sind an zahlrei-

1	2	3	4	5.1	5.2	6
Anströmwinkel	Schnitt	M_e	M_e	M_e	M_e	M_e
β		Belastung nach Windkanalversuchen	Belastung nach DIN 1055 (6.38) \triangleq DIN 4112	Belastung nach DIN 1055 (8.86) unter Beachtung von [7b]		Belastung nach DIN 1055 (8.86) ohne Windsog
90,0°	E	0,45	-0,57	7,50	3,53	-7,91
67,5°	D	1,18	-0,57	7,50	3,53	-7,91
67,5°	C	1,48	-0,57	7,50	3,53	-7,91
90,0°	D	1,65	-0,57	7,50	3,53	-7,91
67,5°	E	1,68	-0,57	7,50	3,53	-7,91
45,0°	B	2,09	-0,57	7,50	3,53	-7,91
22,5°	A	2,97	-0,57	7,50	3,53	-7,91
45,0°	D	3,14	-0,57	7,50	3,53	-7,91
45,0°	E	3,15	-0,57	7,50	3,53	-7,91
45,0°	C	3,19	-0,57	7,50	3,53	-7,91
0,00°	E	3,54	-0,57	7,50	3,53	-7,91
0,00°	A	3,75	-0,57	7,50	3,53	-7,91
22,5°	B	4,85	-0,57	7,50	3,53	-7,91
0,00°	D	5,18	-0,57	7,50	3,53	-7,91
0,00°	B	5,77	-0,57	7,50	3,53	-7,91
22,5°	E	6,42	-0,57	7,50	3,53	-7,91
22,5°	D	6,55	-0,57	7,50	3,53	-7,91
67,5°	B	6,59	-0,57	7,50	3,53	-7,91
0,00°	C	6,65	-0,57	7,50	3,53	-7,91
22,5°	C	6,73	-0,57	7,50	3,53	-7,91
90,0° ★)	C	8,24	-0,57	7,50	3,53	-7,91
90,0° ★)	A	16,37	-0,57	7,50	3,53	-7,91
90,0° ★)	B	17,19	-0,57	7,50	3,53	-7,91
45,0° ★)	A	21,85	-0,57	7,50	3,53	-7,91
67,5° ★)	A	22,99	-0,57	7,50	3,53	-7,91

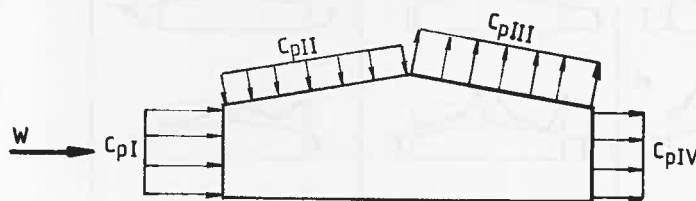


Abb. 3b: Vergleich der nach den Versuchsergebnissen und nach DIN-Vorgaben ermittelten Traufeckmomente M_e auf der Leeseite einer Halle mit $\alpha_{luv} = \alpha_{lee} = 10^\circ$ und den Abmessungsverhältnissen Länge : Breite : Traufhöhe = 4 : 4 : 1 (M_e normiert für $q=1$)

Spalte 3: Traufeckmoment M_e , ermittelt mit der in Windkanalversuchen gemessenen Belastung

Spalte 4: Traufeckmoment M_e , ermittelt mit der Belastung nach DIN 1055, Blatt 4 (6.38):

$$c_{pI} = 0,8; c_{pII} = 1,2 \cdot \sin \alpha_{luv} - 0,4 = -0,19; c_{pIII} = 0,4; c_{pIV} = 0,4$$

Spalte 5: Traufeckmoment M_e , ermittelt mit der Belastung nach DIN 1055, Teil 4 (8.86) unter Beachtung von [7b]: Spalte 5.1: $c_{pI} = 0,8; c_{pII} = -0,6; c_{pIII} = 0,6; c_{pIV} = 0,5$

$$\text{Spalte 5.2: } c_{pI} = 0,8; c_{pII} = 1,3 \cdot \sin \alpha_{luv} - 0,6 = -0,37; c_{pIII} = 0,6; c_{pIV} = 0,5$$

Spalte 6: Traufeckmoment M_e , ermittelt mit der Belastung nach DIN 1055, Teil 4, jedoch ohne entlastende Sogkräfte an der Leeseite des Daches: $c_{pI} = 0,8; c_{pII} = -0,6; c_{pIII} = 0; c_{pIV} = 0,5$

Für die mit einem ★) gekennzeichneten Fälle sind in der Vorschrift DIN 1055 gesonderte Regelungen vorgesehen!

chen Punkten auf der Modelloberfläche unter horizontaler, laminarer Anströmung mit variiertem Anströmrichtung β durchgeführt worden. Dargestellt sind in **Abb. 3a** Druckbeiwerte $c = \Delta q/q_\infty$ für drei Querschnitte A, C, E als stationäre, zeitlich gemittelte Durchschnittswerte.

Die aerodynamischen Beiwerte nach Abschnitt 4.5.1 der DIN 4112 basieren auf gleichartigen Messungen und können deshalb mit den beobachteten c_p -Werten unmittelbar verglichen werden. Die Beiwerte nach DIN sind Durchschnittswerte für die vier Wand- und Dachflächen aus den stark variierenden Messwerten.

In weiterer Auswertung der Messergebnisse ist in **Abb. 3b** das Biegemoment M_e in der Traufecke des Hallenrahmens für die beobachteten Druckverteilungen und für die Angaben der DIN 1055 (DIN 4112) berechnet worden. Das Moment M_e nach Messwerten variiert zwischen 0,45 und 22,99 in Abhängigkeit von Anströmrichtung und Lage des Schnittes. Es besitzt in allen Fällen jedoch ein positives Vorzeichen und würde am Zelt durch Eigengewichtsbelastung reduziert. In der Mehrzahl der aufgeführten Fälle sind die nach DIN-Angaben errechneten Momente M_e größer als die Beobachtungsergebnisse und approximieren diese als sichere Näherungen. Ausgenommen bleibt von dieser Feststellung der luvseitig vordere Schnitt A, bei dem unter Schräganströmung $b > 0$ örtlich begrenzte Sogspitzen beobachtet werden. Die DIN 4112 enthält keine gesonderten Regelungen über Soglasten in Rand- und Eckbereichen und erläutert diese Abweichung von DIN 1055 allgemein mit "Erfahrungen an Zelten herkömmlicher Bauart" ohne detaillierte Begründung.

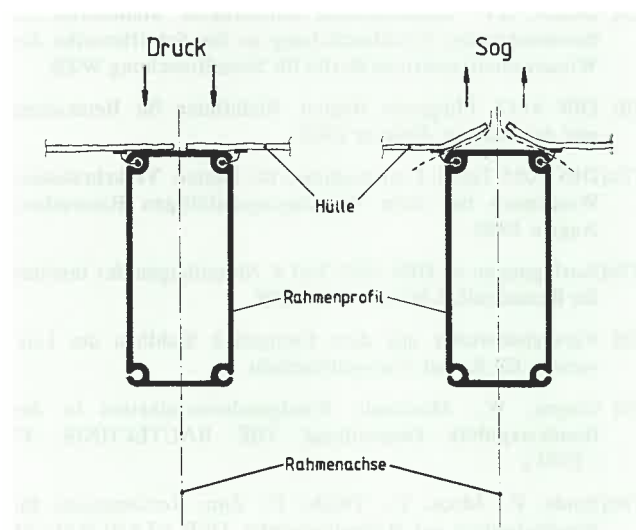


Abb. 4: Düsenwirkung bei Sog

In **Abb. 4** ist ein Konstruktionsdetail am Stoß der Zeltbespannung skizziert als anschauliches Beispiel für aerodynamische Besonderheiten von Zelten gegenüber festen Gebäuden. Die aufklappenden Zeltplanen würden einen Abbau von Sogspitzen an der Außenseite bewirken und die Vermutung einer Bemessungsreserve auch in den Normangaben über aerodynamische Beiwerte stützen. Sie würden auch die Notwendigkeit nahelegen, bei einer weitergehenden theoretischen Untersuchung tatsächlicher Windbelastungen auch instationäre, zeitabhängige Windeinwirkungen einzuschließen.

Die in vier Beispielen diskutierten Tragfähigkeitsreserven von Zelthallen gegenüber derzeitiger Berechnungs- und Modellierungspraxis sind nicht hinreichend quantifizierbar, um Grundlage allgemein zugeschräfter Modellierungen zu sein. Sie vorzustellen diene allein dem besseren Verständnis der Bemessungs- und Überwachungspraxis für Fliegende Bauten.

5 Vorschläge für Modifikationen im Überwachungsverfahren

Neben der Notwendigkeit, EG-einheitliche Neuregelungen einvernehmlich abzusprechen, bieten auch folgende Gründe Anlaß für Modifikationen im Überwachungsverfahren für Fliegende Bauten:

Der im Abschnitt 3 geschilderte Umgang mit Termin- und Kostenzwängen entfremdet den Anspruch technischer Bearbeitung von deren Akzeptanz durch die Ausführenden. Damit ist ein Verlust gegenseitiger fachlicher Wertschätzung unter den Beteiligten verbunden. Eine der Produktentwicklung förderliche Akkumulation von Erfahrungswerten bleibt aus: Langfristig könnte auch die Standicherheit beeinträchtigt werden.

Fliegende Bauten haben sich in vielen Fällen zu komplexen und technisch aufwendigen Anlagen entwickelt, zu deren Planung, Ausführung und Überwachung Fachexperten mit Spezialkenntnissen in divergierenden Disziplinen eingesetzt werden. Dieser Einsatz muß fachlich koordiniert werden von Personen, die in übergeordneter Funktion globale Verantwortung übernehmen. Für Aufgaben der Planung und Ausführung baulicher Anlagen wird die Entwicklung der hierzu geeigneten Strukturen vom Markt diktiert. Für Überwachungsaufgaben dagegen können örtliche Bauaufsichtsbehörden die übergeordnete Verantwortung zur Koordination einer zum

Beispiel im Erlaß [3b] formalisierten Einschaltung von Sachverständigen auf erkennbare Sicht nicht wahrnehmen angesichts reduzierter Personalkapazität.

Eine Modifikation im Überwachungsverfahren für Fliegende Bauten könnte auf einer Fortschreibung bereits erkennbarer Ansätze erfolgen:

Die in jüngerer Zeit [3b] für Zelte mit Grundflächen unterhalb 75 m² eingeführte Befreiung von der Genehmigungspflicht regt an, das Überwachungsverfahren weiter zu beschränken auf Objekte, deren Größe und Gefahrenklasse besondere Sorgfalt und gesteigerten Aufwand rechtfertigen. Bei den nicht der Überwachung unterzogenen Anlagen muß die Verantwortung von den Bauaufsichtsbehörden weg und zu den Ausführenden hin verlagert werden.

Die im Abschnitt 5.3 aus dem Erlaß nach [3b] erkennbare Absicht, die Funktion eines koordinierenden Sachverständigen bei der Überwachung einzurichten, könnte ausgebaut und formalisiert werden analog der bei der Zusammenarbeit von Prüfingenieuren geübten Praxis eines federführenden Prüfers.

Der in Deutschland traditionellen Einordnung Fliegender Bauten in das Baurecht würde im EG-Programm die Aufnahme in die Bauproduktenrichtlinie entsprechen. Diese Vorgehensweise könnte bei einer Beschränkung auf herausragende Objekte umso leichter auch von europäischen Partnerländern

übernommen werden, in denen Fliegende Bauten bisher als maschinelle und nicht als bauliche Anlagen gesehen werden.

Die Befreiung kleiner Anlagen vom Genehmigungsverfahren würde Personalkapazität freisetzen für herausragende Objekte, die Antragsbearbeitung beschleunigen und angemessene Honorare ermöglichen.

Überwachungsaufgaben könnten auch für Fliegende Bauten an Prüfingenieure übertragen werden als auszuwählende Sachverständige im Sinne von Abschnitt 5, [3b]. Der Konzentration würde es dienen, Prüfung und Gebrauchsabnahmen zu bündeln und von derselben Person "patenschaftlich" wahrnehmen zu lassen. Abnahmen wären dabei nur als stichprobenhafte Kontrollen realistisch. Sie könnten aber in ein strukturiertes System eingebunden sein mit definierten Zuständigkeiten vom Betreiber und einem verantwortlichem Aufsteller analog dem Bauleiter im üblichen Baugeschehen, so daß keine Einbuße an Sicherheit entsteht.

Für diese Vorschläge Interesse im Verband der Prüfingenieure zu gewinnen, kann nicht mit der wirtschaftlichen Bedeutung des eventuell neu erschlossenen Aufgabenfeldes begründet werden: Diese ist vergleichsweise gering. Vielmehr ist Zustimmung einzuwerben mit dem Argument, daß die derzeitige Art der Handhabung mit vorprogrammierter Inkonsequenz auf längere Sicht imageschädigend ist und sich in nachlassende Standsicherheit der Anlagen umsetzen kann.

Literatur

- [1] Musterbauordnung MBO. Schriftenreihe des Bundesministers für Wohnungsbau. Band 16, 1960 und Band 17, 1960
- [2a] Hessische Bauordnung (HBO) in der Fassung vom 20.7.1990, z.B. enthalten in: Die neue Bauordnung für Hessen. Kommunale Schriften für Hessen (45). Deutscher Gemeindeverlag Mainz 1991
- [2b] Bauordnung für das Land Nordrhein-Westfalen vom 26. 7. 1984, z.B. enthalten in : Gädtke, Böckenförde, Temme: Landesbauordnung Nordrhein-Westfalen. Kommentar. Werner Verlag 1989.
- [3a] Richtlinien über Bau und Betrieb Fliegender Bauten (FBR). Anlage zum Erlaß des Hess. Min. d. I. vom 20. 12. 1990. (StAnz. 1991 S. 293)
- [3b] Richtlinien über den Bau und Betrieb Fliegender Bauten (FlBauR). Fassung Oktober 1989. Anlage zum RdErl. v. 8. 11. 1990 d Ministeriums für Bauen und Wohnen (MBl NW 1990S. 1644).
- [4] Eggert, H.: Regelwerke und Sicherheit. Stahlbau-Handbuch Bd. 1. Stahlbau- Verlags- GmbH Köln 1982.
- [5] Ekdardt, H.P.: Bautechnische Infrastruktur. Manuskript zur bevorstehenden Veröffentlichung in der Schriftenreihe des Wissenschaftszentrums Berlin für Sozialforschung WZB.
- [6] DIN 4112. Fliegende Bauten. Richtlinien für Bemessung und Ausführung. Februar 1983
- [7a] DIN 1055 Teil 4. Lastannahmen für Bauten. Verkehrslasten, Windlasten bei nicht schwingungsanfälligen Bauwerken. August 1986.
- [7b] Auslegungen zu DIN 1055 Teil 4. Mitteilungen des Instituts für Bautechnik 5.88 vom 3.10.1988
- [8] Versuchsberichte aus dem Fachgebiet Stahlbau der Universität Gh Kassel. Unveröffentlicht.
- [9] Caspar, W.: Maximale Windgeschwindigkeiten in der Bundesrepublik Deutschland. DIE BAUTECHNIK 47 (1970)
- [10] Emde, P.; Moos, C.; Thiele, F.: Zum Rechenansatz für Windbelastung auf Hallentragwerke. DER STAHLBAU 58 (1989), H.5

Die Qualitätssicherung am Bau aus der Sicht eines Prüfingenieurs für Baustatik

Die meisten Mängel sind bei kleinen und einfachen Bauvorhaben festzustellen

Die in vielen Bundesländern laufenden Bemühungen, die Überprüfung kleiner und einfacher Bauvorhaben einzuschränken oder gar ganz aufzugeben, sind unter Sicherheitsaspekten nicht vertretbar und sollten aus der Sicht der Prüfengeiere für Baustatik überdacht werden. Diese Aussage ist das zentrale Fazit der Auswertung von ca. 1500 Überwachungsberichten zur konstruktiven Bauüberwachung von Prüfengeieren für Baustatik in Berlin. Bei der Hälfte aller ihrer Prüfungen und Überwachungen wurden zum Teil schwere Mängel aufgedeckt. Besonders bedeutungsvoll ist die Feststellung, daß bei einfachen und kleinen Bauvorhaben prozentual mehr Mängel festgestellt worden sind, als bei den großen und schwierigen Bauaufgaben.

Univ.-Prof. Dr.-Ing. J. Lindner ist seit 1974 Professor für Stahlbau an der TU Berlin, Prüfengeier für Baustatik der Fachrichtung Stahlbau und seit 1980 Prüfengeier für die Fachrichtungen Massivbau und Holzbau



1 Einführung

Jeder Bauherr geht davon aus, daß er am Ende ein Bauwerk erhält, das die von ihm gewünschten Eigenschaften aufweist, also seinen Anforderungen vollständig genügt. Dies bezieht sich sowohl auf die Funktion des Bauwerks als auch auf die Qualität des Bauwerks.

Hierbei ist es durchaus denkbar, daß unter dem subjektiven Begriff der *Qualität* jeweils etwas anderes verstanden wird von

- dem Bauherrn,
- dem Bauunternehmer,
- der Bauaufsicht,
- der Öffentlichkeit.

Die gewünschte Qualität wird durch *Mängel* beeinträchtigt. Aus bisherigen Untersuchungen ergab sich, daß ca 75 % bis 90 % aller Mängel durch Menschen beeinflußt werden können, [1], [2], [3].

Aus diesem Grunde ist es lohnend und notwendig, hier den Ausgangspunkt für eine Qualitätssicherung zu sehen.

Dabei umfaßt die *Qualitätssicherung* mehrere Gesichtspunkte, nämlich

- Qualitätsplanung,
- Qualitätslenkung,
- Qualitätsprüfung.

Die Qualitätssicherung ist als umfassende Aufgabe aller am Bau Beteiligten zu sehen, insbesondere der bauausführenden Firmen. Allgemein kann bei der Qualitätssicherung zwischen den privatrechtlichen und den öffentlich-rechtlichen Gesichtspunkten unterschieden werden.

Bei den *privatrechtlichen* Gesichtspunkten stehen die Kosten für Bauschäden und deren Beseitigung im Vordergrund. Daneben sind denkbare Motive

- geringere Nutzungskosten für den Bauherrn,

- nachweisbare Verringerung des normalen Erhaltungsaufwandes bei Verwendung bestimmter Bauprodukte oder Bauweisen,
- besseres Image beim Bauherrn.

Bei den *öffentlich - rechtlichen* Gesichtspunkten steht die Schadensfrüherkennung und damit die Gefahrenabwehr im Vordergrund, [4]. Vorbeugend soll dies durch die Schaffung von

- Vorschriften,
- Normen,
- Konformitätseinrichtungen,

auch auf europäischer Ebene, erreicht werden.

Als Teilgesichtspunkt ist darin die Qualitätsprüfung im Sinne des Nachweises ausreichender Standsicherheit während des Bauablaufs zu sehen. Nur mit diesem Teilaspekt beschäftigt sich der folgende Beitrag.

2 Rechtliche Grundlagen

Diese sind aus der Musterbauordnung [5] und den jeweiligen entsprechenden Landesbauordnungen zu ersehen. Ich beziehe mich beispielhaft auf die Bauordnung von Berlin [6], die anderen Landesbauordnungen haben ähnliche Formulierungen.

BauO Bln § 3 Allgemeine Anforderungen:

(1) Bauliche Anlagen sind so anzuordnen, zu errichten, zu ändern und zu unterhalten, daß die öffentliche Sicherheit oder Ordnung, insbesondere Leben oder Gesundheit, nicht gefährdet werden..... Die allgemein anerkannten Regeln der Baukunst sind zu beachten.

(3) Als allgemein anerkannte Regeln der Baukunst **gelten auch** die durch öffentliche Bekanntmachung eingeführten technischen Bestimmungen.

Größere Bauvorhaben sind daher entsprechend § 55 BauO Bln genehmigungsbedürftig:

(1) Die Errichtung, die Änderung, die Nutzungsänderung und der Abbruch baulicher Anlagen bedürfen der Baugenehmigung, soweit in den § 56 ... nichts anderes bestimmt ist.

In diesem § 56 sind genehmigungsfreie Bauvorhaben aufgeführt, wobei diese Liste in den verschiedenen Bundesländern unterschiedlich ist.

Die Bauaufsichtsbehörden haben darüber zu wachen, daß die öffentlich rechtlichen Vorschriften eingehalten werden. Zusätzlich besagt BauO Bln § 60:

(4) Die Bauaufsichtsbehörde kann auf Kosten des Bauherrn für die Prüfung eines technisch schwierigen Bauvorhabens Sachverständige heranziehen.

In Berlin ist dies im Detail in der Bauprüfverordnung geregelt.

Dort (BauPrüfVO § 1) sind auch die Aufgaben des Prüfenieurs beschrieben, die insbesondere darin bestehen, daß er für die Vollständigkeit und Richtigkeit der Prüfung verantwortlich ist und dies in einem Prüfbericht zu bescheinigen hat.

Im Zuge des Genehmigungsverfahrens werden i.d.R.

- statische Berechnungen aufgestellt und geprüft,
- Konstruktionszeichnungen hergestellt und geprüft,
- Überprüfungen bei der Bauherstellung vorgenommen, die sog. konstruktive Bauüberwachung durchgeführt.

In Berlin wird im allgemeinen in denjenigen Fällen, in denen die Prüfung der statischen Berechnung durch einen Prüfenieur für Baustatik vorgenommen wird, auch die *konstruktive Bauüberwachung* an den Prüfenieur vergeben. Dies ist nicht in allen Bundesländern der Fall.

Die Berliner Vorgehensweise erscheint im Sinne einer *Gefahrenabwehr* besonders einleuchtend. Derjenige, der die statische Berechnung und die Konstruktionszeichnungen geprüft hat, ist besonders leicht in der Lage, die für eine stichprobenartige Bauüberwachung besonders wichtigen Details zu erkennen und darauf die Überwachung zu konzentrieren. Es wäre zu wünschen, daß die anderen Bundesländer dem Vorgehen in Berlin folgen.

3 Prüfung Statischer Berechnungen

3.1 Anforderungen an zu prüfende Unterlagen

Wie aus Abschn. 2 zu ersehen war, besteht für den Prüfenieur die Aufgabe darin, die *Vollständigkeit und Richtigkeit* der Berechnungen zu bestätigen. Daraus ergeben sich auch die Anforderungen, die an die Berechnungen zu stellen sind.

Da dies immer wieder Diskussionen hervorgerufen hat, wurden in der neuen Stahlbau Grundnorm

DIN 18 800 Teil 1 [7] die Anforderungen an die bautechnischen Unterlagen aufgeführt. Diese Anforderungen sind überwiegend *nicht* stahlbauspezifisch, sondern gelten für alle Bauweisen.

El. 202 in [7] hält zunächst fest, daß die bautechnischen Unterlagen den Nachweis für den Bau- und Nutzungszeitraum umfassen. Die Nachweise für den Bauzeitraum - beim Stahlbau also die Montage - sind daher ebenfalls zu erbringen. Allerdings ist in den meisten Fällen des Hochbaus dies nicht erforderlich, da aus den Montageabläufen ersichtlich ist, daß dabei keine Zustände auftreten, die eine besondere Beanspruchung für die Bauteile hervorrufen. Wenn allerdings z.B. lange Träger mit Traversen angehoben werden, dann kann dabei durchaus der ungeliebte Fall des Biegedrillknickens auch bei Walzprofilen auftreten.

Die in der Anmerkung zu El. 202 in [7] aufgeführten Einzelheiten sind überwiegend Selbstverständlichkeiten, doch wird in vielen Fällen der Wert einer Baubeschreibung auch für die Prüfung unterschätzt.

El. 204 in [7] enthält drei wesentliche Punkte:

- Die Berechnung muß übersichtlich und prüfbar sein; Probleme gibt es hier häufig bei EDV-Berechnungen, auf die noch eingegangen wird.

- Nachweise sind auch für die Verbindungen erforderlich; dies ist für den Stahlbau wichtig, da es ja früher vielfach üblich war, daß Verbindungen am Brett vom Konstrukteur auch berechnet wurden, ohne daß dies Eingang in die nachprüfbaren Berechnungen gefunden hat.

- Die Nachweise müssen in sich geschlossen sein; dies bedeutet, daß nichts aus anderen, nicht zugänglichen, Berechnungen einfach übernommen werden darf.

Trotz dieser Klarstellung in DIN 18 800 verbleibt noch genügend Handlungsspielraum, auch für den Prüfeningenieur. Im folgenden mache ich einige Angaben zu meinem persönlichen Vorgehen, wobei andere Kollegen dies durchaus begründet anders handhaben können.

3.2 Prüfvorgang

Im Detail zu überprüfen sind alle Lastannahmen und die Annahmen über die Werkstoffe. Die Lastannahmen richten sich einmal nach den einschlägigen *Normen*. In vielen Fällen kommt es jedoch vor, daß weitere Lastannahmen zu treffen sind. Dies ist in Zusammenarbeit mit dem *Bauherrn* festzulegen. Dazu gehören

- große Verkehrslasten, die aus der speziellen Nutzung kommen, z.B. bei Industriebauten.

- Lastannahmen für Silos in der Hinsicht, daß der Bauherr die Art der Füllung genau beschreiben muß. So variiert das spezifische Gewicht für Kalksteinmehl je nach Art des Mahlens und des Grundstoffes zwischen 0,6 bis 1,3 kN/m³. Der Bauherr wäre schlecht beraten, wenn er für die Berechnung ein möglichst geringes Gewicht vorschlagen würde, dies dann später aber nicht einhält. Solche getroffenen Annahmen sind also am Bauwerk auch deutlich sichtbar kenntlich zu machen.

- Bei einem Kran obliegt dem Bauherrn die Angabe zur Art der Nutzung, um daraus entsprechende Daten für die Berechnung abzuleiten.

Bei der Ermittlung der Schnittgrößen geht es für meine Begriffe **nicht** darum, stur vorgegebene Zahlenrechnungen auf ihre formale Richtigkeit zu überprüfen. Vielmehr sollte dies, wenn immer möglich, durch unabhängige Vergleichsrechnungen erfolgen. Damit kann vermieden werden, daß Fehler bei der Idealisierung des Systems vom Prüfenden nicht erkannt werden. Außerdem ist es dabei auch möglich, Vereinfachungen einzuführen, die nur geringe Auswirkungen auf die Schnittgrößen haben.

3.3 Prüfung von EDV-Unterlagen

Ein wichtiges Thema stellt die Erstellung und *Prüfung von EDV - Rechnungen* dar. Dies ist schon viel diskutiert worden (z.B. [9]) und es existieren auch Empfehlungen für das Aufstellen und Prüfen solcher Berechnungen [8], die in der Praxis jedoch leider nach wie vor oft unbeachtet bleiben. Wegen der großen Wichtigkeit gehe ich auf einige Punkte aus meiner Sicht noch einmal ein:

1. Viele EDV-Rechnungen kranken daran, daß sich der Aufsteller nicht die Mühe macht, die notwendigen Kontrollen durchzuführen. Diese betreffen u.a.

- Systemeingaben,
- Lastannahmen,
- Steifigkeiten,
- Auflagerkräfte.

Es sind leider keine Einzelfälle, in denen der Aufsteller es einfacher findet, die Bemerkungen des Prüfeningenieurs abzuwarten, statt irgendwelche Kontrollen selbst vorzunehmen. Dann wird das ganze System noch einmal durch den Rechner geschickt und dem Prüfeningenieur wieder zugestellt.

2. Viel zu selten wird auch davon Gebrauch gemacht, wichtige Ergebnisse besonders hervorzuheben:

- die graphische Darstellung erlaubt in vielen Fällen schon eine Beurteilung, ob Ergebnisse richtig sein können, z.B. wenn man Momentenlinien betrachtet,
- die Kennzeichnung wichtiger Ergebnisse erleichtert das Auffinden der maßgebenden Werte.

3. Ein Übelstand liegt durch den Umfang von EDV-Berechnungen vor. Es ist leider üblich geworden, daß man selbst einfachste Systeme mit Hilfe umfangreicher EDV nachweist. Dazu zwei Beispiele:

a) Die Untersuchung eines Einfeldträgers mit Teilung in 20 Punkte und Ausgabe aller Werte in diesen Punkten führen dann zu zehn Seiten Papier statt zu einer halben Seite Handrechnung.

b) Für die Untersuchung eines zweistöckigen Bauwerks mit 20 x 20 m Grundrißfläche wurde eine EDV-Rechnung als räumliches System mit ca. 500 Seiten Ausdruck durchgeführt, per Hand war dies auf 20 Seiten zu erledigen.

Von aktuellem Interesse ist auch die Frage der *Anforderungen an EDV - Programme*. Auch dazu sind in [8] Angaben gemacht. Aus meiner Sicht nenne ich einige wichtige Anforderungen :

- Programm-Name und Version

Leider ist bei kommerziellen Programmen sehr selten die Version angegeben. Aber erst dies würde es möglich machen, zu erkennen, ob in einer bestimmten Programmversion event. vorhanden gewesene Fehler behoben worden sind - hier scheint mir ein echtes *Sicherheitsproblem* vorzuliegen, dem sich z.B. der Bundesvorstand der VPI annehmen sollte.

- Textüberschrift zugehörig zum aktuellen Rechenfall, um eine eindeutige Zuordnung zu erleichtern.
- Trennung der Daten in "Ausgabe der Eingabe" und "Ausgabe der Ergebnisse".
- Hervorhebung wichtiger Ergebnisse, insbesondere in der Form, daß nicht erfüllte Nachweise besonders gekennzeichnet werden.
- Wenig Papier.

Die geforderte *leichte Prüfbarkeit* von statischen Berechnungen wird durch das Einhalten von Formalien sehr erleichtert:

- in vielen Fällen muß eine Koordination der Gesamt-Statik vorgenommen werden, wobei der Koordinator, der nicht der Prüfenieur ist, bei *Beginn des Bauvorhabens* bekannt sein muß,

- es muß festgelegt sein, was mit später eingehenden Unterlagen geschieht:

- Kennzeichnung von Änderungen, zB. 101',
- Bezeichnung von Einschüben, zB. mit 101a,

- keine Angabe von Doppelbemessungen, aus den Unterlagen muß das tatsächlich eingebaute Konstruktionsteil oder die vorhandene Bewehrung ersichtlich sein, um z.B. bei Nutzungsänderungen zuverlässige Überprüfungen zu ermöglichen,

- ein detailliertes, ständig zu aktualisierendes Inhaltsverzeichnis ist mindestens bei größeren Bauvorhaben, die sich über längere Zeit hinziehen, unerlässlich,

- Unterlagen müssen geheftet in DIN A4 vorliegen,

- Programmbeschreibungen sind mindestens bei Nicht-Standard-Programmen zur Beurteilung der Programme unerlässlich.

Diese Auflistung könnte event. als kleinlich erscheinen, aber sie unterstützt das Prinzip **"Sicherheit durch Ordnung"**.

Zur weiteren Begründung will ich die Bedeutung dieser Formalien bei einem größeren Bauvorhaben demonstrieren: beim Neubau von zwei Kesselhäusern ergaben sich ca. 14 200 Seiten statischer Berechnung und ca. 14 900 Seiten Nachträge, wobei es sich überwiegend um Handrechnung handelte.

Die Einordnung, Verwaltung und das Wiederfinden der maßgebenden Unterlagen, die weitgehend parallel mit dem Bauablauf einhergingen, stellt ein großes logistisches Problem dar.

4 Prüfung von Konstruktionszeichnungen

Auch für Konstruktionszeichnungen sind einige Anforderungen in bezug auf Stahlbauten in DIN 18 800 Teil 1, El. 208 ([7]) festgelegt. Danach haben die Konstruktionszeichnungen mehrere Aufgaben :

1. sie gehören zur Prüfung der erforderlichen bautechnischen Unterlagen,
2. sie sind zur *Bauausführung* unerlässlich,
3. sie unterstützen die Bauabnahme.

In der Anmerkung zu El. 208 sind einige Gesichtspunkte aufgeführt, die zur eindeutigen und vollständigen Beschreibung der Bauteile gehören:

- Werkstoffangaben, wie z.B. die Stahlsorte von Bauteilen und die Festigkeitsklasse von Schrauben,
- Darstellung von Anschlüssen,
- Angaben zur Vorspannung von Schrauben.

Stahlbauzeichnungen sind vielfach nicht so geläufig wie Betonbauzeichnungen, weshalb einige der zu beachtenden Gesichtspunkte hier noch einmal stichpunktartig aufgeführt werden:

- Schraubenanschlüsse (Randabstände, Festigkeitsklasse der Schrauben, Typ wie SL- oder GV-Verbindung, Vorspannung),
- Schweißkonstruktionen (Nahtdicke, Nahtlänge, ggf. Schweißreihenfolge),
- örtliche Lasteinleitung (Steifen erforderlich?, größere Blechdicke vorhanden?, Überlagerung mit Längsspannungen),
- Realisierung von Randbedingungen, die bei der Berechnung des Biegeknickens, Biegedrillknickens oder Beulens vorausgesetzt worden sind,
- Materialauswahl (Zähigkeitsforderungen, Ultraschallprüfung),
- Toleranzfragen,
- konstruktive Exzentrizitäten.

Auch bei den Zeichnungen ist die Berücksichtigung von *Formalien* hilfreich, um die Prüfung zu ermöglichen oder zu erleichtern:

- Zeichnungen sind gefaltet im DIN A4-Format einzureichen,
- eindeutige Materialangaben (z.B. St 52, Festigkeitsklasse der Schrauben, Festigkeitsklasse des Betons, Betonstahlsorte),
- Betonüberdeckung bei der Bewehrung,
- Unterschrift des Schweißfachingenieurs bei geschweißten Konstruktionen,
- Bezug zu statischen Positionen soll ersichtlich sein,
- Hinweise auf Übersichtszeichnungen bei Einzelteilzeichnungen,
- aktuelles Zeichnungsverzeichnis,
- Kennzeichnung von Änderungen durch "Wolke", Änderungsindex.

Auch hier soll dem event. Vorwurf der Kleinlichkeit durch Zahlen, die sich bei einem großen Bauvorhaben ergeben haben, begegnet werden:

- 2160 Blatt Zeichnungen als ursprüngliche Blätter,
- 3150 Blatt Zeichnungen als Nachträge.

Zusätzlich muß auch hier auf das dann auftretende logistische Problem von Einordnung, Verwaltung, Wiederfinden der richtigen Zeichnung parallel zur Baudurchführung hingewiesen werden.

5 Überwachung auf der Baustelle

Diese Überwachung ist im Sinne der Bauordnung i.d.R. eine stichprobenartige Überwachung, also keine vollständige Abnahme.

Die Auswahl derjenigen Bauteile, die von der stichprobenartigen Überwachung erfaßt werden, obliegt dem Prüfeningenieur. Man wird natürlich diejenigen Teile auswählen, die für die *Standicherheit* oder die *Gebrauchstauglichkeit* von besonderer Bedeutung sind.

Eine wesentliche Aufgabe der Überwachung besteht darin, die *Übereinstimmung* zwischen Berechnung, Konstruktionszeichnungen und Ausführung sicherzustellen. Zu kontrollieren sind also diejenigen Dinge, die im jeweiligen Fall diese Übereinstimmung hinreichend dokumentieren.

Beispielhaft sind hier zu nennen :

Stahlbau:

- Materialgüte von Bauteilen und Verbindungsmitteln,
- Abmessungen von Blechen,
- Abmessungen und Anzahl von Schrauben,
- Abmessungen von Schweißnähten,
- Ausführung von Schweißnähten,
- Anordnung und Zustand aussteifender Bauteile, wie Verbände,
- Lagesicherung von Bauteilen.

Stahlbetonbau:

- Anzahl und Durchmesser der Bewehrungsstäbe,
- Bewehrungsstoß,
- Lage der Bewehrung,
- Bewehrungsführung, insbesondere bei Konsolen, Kragplatten,
- Betondeckung,
- Größe und Lage von Aussparungen,
- Betongüte,
- Auflagerausbildung bei Fertigteilplatten.

Mauerwerksbau:

- Steingüte und Mörtelgruppe, speziell bei Pfeilern,
- Abmessungen,
- Verzahnung, Verankerung.

Holzbau:

- Anordnung aussteifender Windrispen,
- Abmessungen,
- Nägel, Bolzen, Dübel: Durchmesser, Anzahl,
- Vorhandensein und Zustand von Stahlblechformteilen.

In Berlin wird zu jeder Bauüberwachung ein Überwachungsbericht geschrieben. Darin werden die event. festgestellten Mängel aufgeführt. (Zur Auswertung dieser Mängel s. Abschn. 6.)

- Dipl.-Ing. J. Bauer,
- Dr.-Ing. H. Franke,
- Prof. Dipl.-Ing. Dr.-Ing. e.H. R. v. Halász,
- Prof. Dr.-Ing. J. Lindner,
- Dr.-Ing. W. Stucke

ausgewertet. Die Aufbereitung der Daten erfolgte u.a. in zwei Diplomarbeiten von

- Frau Dipl.-Ing. G. Müller [11],
- Frau Dipl.-Ing. U. Möller, [12].

Zur Beurteilung der festgestellten Mängel wurden als Parameter u.a. Bauwerksklassen und Mängelgruppen eingeführt.

6 Auswertung von Überwachungsberichten

6.1 Allgemeines

Es wurden die Ergebnisse von stichprobenartigen Bauüberwachungen, die über einen Zeitraum von ca zehn Jahren gesammelt wurden, ausgewertet. Darüber wurde 1990 in der Zeitschrift **Stahlbau** schon einmal berichtet [10].

Die damals vorliegenden Daten wurden inzwischen stark erweitert. Es wurden jetzt die Unterlagen von fünf Prüfungenieuren in Berlin:

6.2 Bauwerksklassen

Die *Bauwerksklassen* (BK) wurden in Anlehnung an die Honorarzonen I bis V der HOAI definiert:

- BK 1 sehr geringe Schwierigkeit,
- BK 2 geringe Schwierigkeit,
- BK 3 durchschnittliche Schwierigkeit,
- BK 4 überdurchschnittliche Schwierigkeit,
- BK 5 sehr hohe Schwierigkeit.

Eine Aufteilung der insgesamt untersuchten 173 Bauwerke auf die verschiedenen Bauwerksklassen und eine Zuordnung zu den verschiedenen Bauweisen wie Stahlbau, Stahlbetonbau usw ist aus **Tabelle 1** und den **Abb. 1 bis 3** zu entnehmen. Daraus geht hervor:

- die Mehrzahl der Bauten gehört der BK 1 an (ca 48 %),

Bauwerks- klasse	Bauweisen						%
	Stahl- bau	Stahl- betonbau	Stahlbau/ Stahl- betonbau, Verbundbau	Holzbau	Mauer- werk	Sonstige	
BK 1	4	32	1	39	6	1	48
BK 2	13	18	1	1	1	4	22
BK 3	6	13	2	1	0	2	14
BK 4	9	3	9	0	0	0	12
BK5	4	0	3	0	0	0	4
Σ	36	66	16	41	7	7	173
%	21	38	9	24	4	4	
BKm	2,9	1,8	3,8	1,1	1,1	1,1	

Tabelle 1: Aufteilung der Anzahl der Bauten auf die Bauweisen und Bauwerksklassen

■ es wurden ca 38% Stahlbetonbauten, ca 21 % Stahlbauten und ca 9 % Mischbauten (überwiegend Verbundbauten) untersucht,

■ die mittlere Bauwerksklasse, die ein Indiz für den mittleren Schwierigkeitsgrad darstellt, war bei den Verbundbauten mit 3,8 am höchsten, gefolgt von den Stahlbauten mit 2,9. Bei den Stahlbetonbauten lag er wegen der vielen hier untersuchten einfachen Wohnbauten bei ca 1,8.

Diese mittlere Bauwerksklasse wurde dabei mit Gl. (1) berechnet.

$$BK_m = \frac{\sum_i (n_i \cdot i)}{\sum_i n_i} \quad (1)$$

Die überwachten Bauten gehörten zu verschiedenen Bauwerkstypen:

- Wohnungsbauten ca. 34 %
- Industriebauten ca. 21 %
- Aus- und Umbauten ca. 18 %
- Hallen ca. 8 %
- Sonderbauten ca. 8 %
(z. B. Schornstein, abgesp. Mast, Hochregallager, Seilnetzkonstruktion, Silo).

Diese Zuordnung belegt eine deutliche Akzentverschiebung gegenüber der Auswertung in [10], wo die Industriebauten einen Anteil von ca. 52 % hatten.

6.3 Klassifizierung der festgestellten Mängel

Für die spätere Wertung ist es unerlässlich, die festgestellten Mängel zu klassifizieren.

Dies geschah in Hinblick auf die zu erwartenden Auswirkungen der Mängel in 5 *Mängelgruppen* - MG 1 bis MG 5 :

MG 1 formale Mängel - ohne direkte Auswirkung auf die Tragsicherheit oder Gebrauchstauglichkeit,

MG 2 leichte Mängel - sehr geringe Auswirkungen,

MG 3 mittelschwere Mängel - geringe Auswirkungen,

MG 4 schwere Mängel - verminderte Tragsicherheit, liegt aber noch im Rahmen der globalen Sicherheitsbeiwerte,

MG 5 gravierende Mängel - Gefährdung der Stand-sicherheit über die globalen Sicherheitsbeiwerte hinaus.

Es soll jedoch bereits an dieser Stelle ausdrücklich klargestellt werden, daß auch ein Mangel der MG 2 bis MG 4 **nicht** hingenommen werden

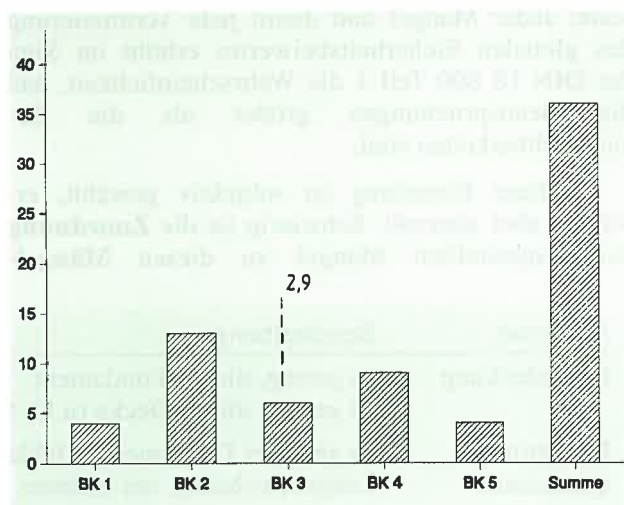


Abb. 1: Aufteilung der Anzahl der Stahlbauten auf die Bauwerksklassen

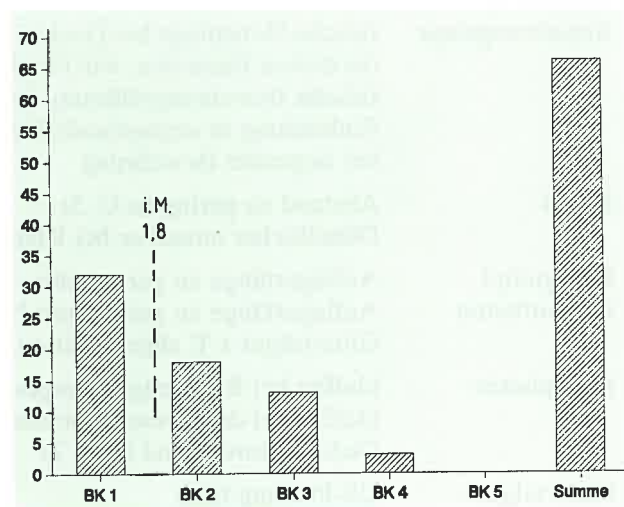


Abb. 2: Aufteilung der Anzahl der Stahlbetonbauten auf die Bauwerksklassen

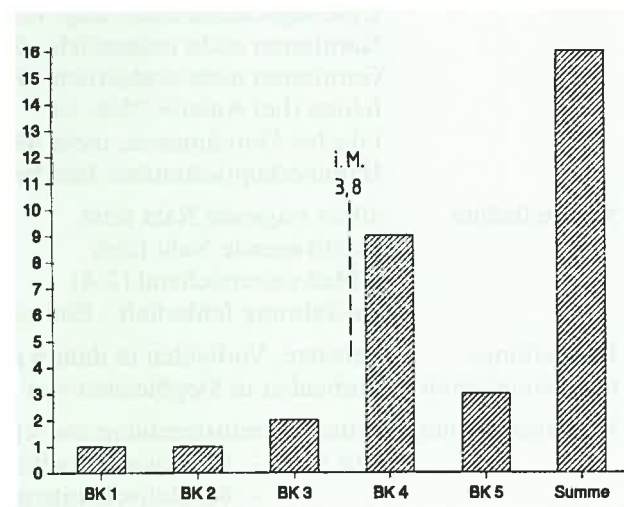


Abb. 3: Aufteilung der Anzahl der Verbundbauten auf die Bauwerksklassen

kann: Jeder Mangel und damit jede Verminderung des globalen Sicherheitsbeiwertes erhöht im Sinn der DIN 18 800 Teil 1 die Wahrscheinlichkeit, daß die Beanspruchungen größer als die Beanspruchbarkeiten sind.

Diese Einteilung ist subjektiv gewählt, erscheint aber sinnvoll. Schwierig ist die **Zuordnung** der festgestellten Mängel zu diesen **Mängel-**

gruppen. Dies ist nur durch individuelle Betrachtung möglich und ist trotzdem z.T. subjektiv. In vielen Fällen ist auch der gleiche Mangel bei verschiedenen Bauteilen oder Bauwerken unterschiedlichen MG zuzuordnen. Die Zuordnung ist beispielhaft aus der **Tabelle 2** zu ersehen.

Das Spektrum der Zuordnung ist an zwei Beispielen zu ersehen:

Stichwort	Beschreibung	MG
Betondeckung	zu gering, dickes Fundament	2
	zu gering, dünne Decke (u.U. 5)	4
Bewehrungsquerschnitt	zu geringer Durchmesser, fehlende Stäbe der Längsbewehrung, bei kleinem Anteil (wenn prozentualer Anteil > 25%)	2 3)
	Stahl ohne Zulassung, Schweißbarkeit	3
	Durchstanzbew. fehlt bei Flachdecke	5
	Spannstähle haben Schweißperlen abbekommen	5
Bewehrungslage	falsche Höhenlage bei Decken, Unterzügen (in dicken Bauteilen, wie Fundament)	4 2)
	falsche Bewehrungsführung bei Konsole	5
	Einbindung in angrenzende Bauteile zu gering bei liegender Bewehrung	4
Dübel	Abstand zu gering (u.U. 3)	2
	Dübellöcher unsauber bei Klebeankern	4
Fertigteilpl. mit Aufbeton	Auflagerlänge zu gering, ohne Feldunterst.	4
	Auflagerlänge zu gering, mit Feldunterst.	3
	Gitterträger z.T. abgeschnitten, umgetreten	3
Kopfplatten	klaffen bei Biegeträger, vorgesp. Schrauben	4
	klaffen bei druckbeanspruchter Stütze	2
	Dicke unzureichend (u.U. 2)	3
Materialgüte	US-Prüfung fehlt	2
	falsche Stahlsorte eingebaut, St 37 statt St 52	5
	falsche Festigkeitsklasse Schrauben: 4.6 statt 10.9	5
Schrauben	Unterlagscheibe fehlt: SL-Verbindung	1
	Unterlagscheibe fehlt: Zug-Verbindung	3
	Garnituren nicht einheitlich - SL-Verbindung	1
	Garnituren nicht einheitlich - Zug-Verbindung	4
	fehlen (bei Anteil < 25%: 3)	4
	falscher Durchmesser, mehr als 1 Größe	4
Hammerkopfschrauben falsche Lage	3	
Schweißnähte	allein tragende Naht fehlt	5
	nichttragende Naht fehlt	2
	a-Maß unzureichend (2-4)	3
	Ausführung fehlerhaft - Einbrandkerben (2-5)	3
Herstellungsgenauigkeiten	Versätze, Vorbeulen in dünnwand. Kreiszyindersch.	4
	Vorbeulen in Stegblechen von Biegeträgern	3
Übereinstimmung	keine Übereinstimmung zwischen Statik/Zeichn. und Ausf. - bei statisch wichtigen Bauteilen	4
	- bei statisch untergeordneten Bauteilen	3
	keine aktuellen Zeichnungen vorhanden	1

1. zu geringe Betondeckung:

■ bei einem dicken Fundament ist dies von geringer Auswirkung, -> MG 2,

■ bei einer dünnen Decke ist dies von großer Auswirkung und damit sehr wichtig, -> MG 4

2. Einbrandkerben bei einer Schweißnaht, je nach Wichtigkeit der Naht, Auslastung, -> MG 2 bis 5, i.M. MG 3.

6.4 Auswertung

6.4.1 Zuordnung zu den Bauwerksklassen und Mängelgruppen

Es wurden insgesamt 1441 Überwachungsberichte ausgewertet. Je Überwachungsbericht wurden dabei i.d. R. mehrere Überwachungsfeststellungen getroffen. Aus **Abb. 4** ist die Verteilung der Überwachungsberichte auf die fünf Bauwerksklassen zu sehen. Bei den Bauten in der BK 4 handelte es sich um große Bauten, so daß hier besonders viele Überwachungsberichte anfielen.

Aus **Tabelle 3** ist zu ersehen, wie sich prozentual die Überwachungsfeststellungen auf die fünf Bauwerksklassen BK 1 bis BK 5 und

Tabelle 2: Beispiele für die Zuordnung der Mängel zu den Mängelgruppen (MG)

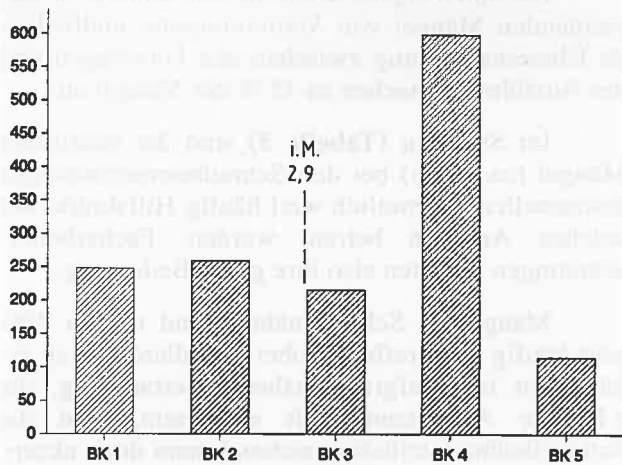


Abb. 4: Verteilung der Überwachungsberichte auf die Bauwerksklassen

Bauwerksklasse	MG 1	MG 2	MG 3	MG 4	MG 5	MGm
BK 1	7,8	31,8	45,5	14,5	0,5	3,0
BK 2	8,1	34,2	40,0	15,4	2,3	2,9
BK 3	9,4	37,8	31,8	15,0	6,0	2,9
BK 4	12,1	27,5	31,1	23,6	5,6	3,1
BK 5	13,4	36,6	33,1	11,1	5,8	2,8

Tabelle 3: Prozentuale Verteilungen der Überwachungsfeststellungen auf Bauwerksklassen und Mängelgruppen

die Mängelgruppen MG 1 bis MG 5 verteilen. Es ist zu ersehen, daß sich bei allen Bauwerksklassen eine Häufung der Mängel bei den MG 2 und MG 3 ergibt. Um dies noch klarer zu zeigen, ist bei allen BK eine mittlere Mängelgruppe nach Gl. (2) berechnet worden, wobei MG 1 unberücksichtigt blieb.

$$MGm = \frac{\sum_i (n_i \cdot i)}{\sum_i n_i} \quad (2)$$

Es zeigt sich, daß unabhängig von der BK, also vom Schwierigkeitsgrad der Bauten, sich überall eine mittlere MG von ca 3,0 ergeben hat. Zusätzlich ist aus Tabelle 3 auch ersichtlich, daß der Anteil der schweren Mängel (MG 4) mit ca 15 % einen hohen Anteil hat und der Anteil der gravierenden Mängel bei ca 5 % liegt.

6.4.2 Häufigkeit einzelner Mängel

Interessant ist die Feststellung, welche Mängel besonders häufig auftreten. Dies ist in bezug auf die beiden wichtigen Bauweisen Stahlbetonbau in Tabelle 4 und Abb. 5 sowie den Stahlbau in Tabelle 5 und Abb. 6 ausgewertet.

Im Stahlbetonbau machen Mängel im Bewehrungsquerschnitt und in der Bewehrungslage ca. 60 % aller Mängel aus. Neben schlechter Ausführung spielen hier auch die Zwänge der Konstruktion häufig eine Rolle, Gerade bei stark bewehrten Bauteilen ist manchmal die Bewehrung gar nicht in der in der Statik vorgesehenen Weise unterzubringen, weil z.B. zu selten maßstäbliche Detailskizzen angefertigt werden. Auch die Betondeckung ist in jedem 10. Fall nicht ausreichend, was immer noch auf nicht ausreichende Sensibilisierung bezüglich der Dauerhaftigkeit hindeutet.

Mängelgrund	Mängelgruppe							
	Σ	%	MG 1	MG 2	MG 3	MG 4	MG 5	MGm
Bew. querschnitt	348	36,7	3	141	137	59	9	2,8
Bewehrungslage	233	24,6	5	66	114	48	0	2,9
Betondeckung	94	9,9	1	38	49	6	0	2,7
Verunreinigung	73	7,7	39	32	2	0	0	2,1
Übereinstimmung	66	7,0	23	16	8	17	2	3,1
Fertigteileplatten	21	2,2	0	2	13	4	2	3,3
Verguß	20	2,1	7	12	1	0	0	2,1
Sonstige	84							
Σ	949							2,8

Tabelle 4: Häufigkeit der festgestellten Mängel im Stahlbetonbau, aufgeteilt nach Mängelgruppen

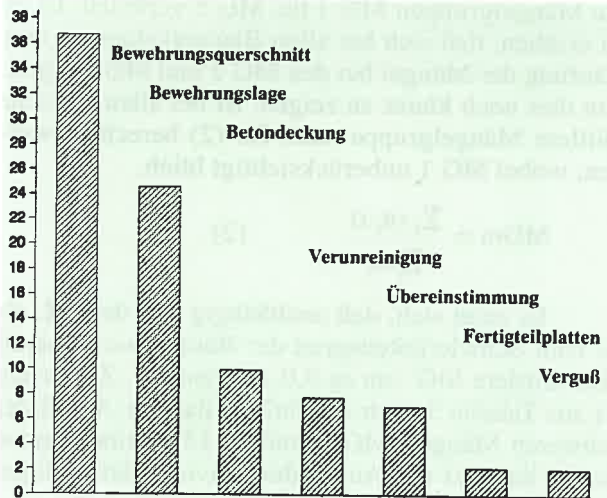


Abb. 5: Häufigkeit in % der verschiedenen Mängelgründe im Stahlbetonbau

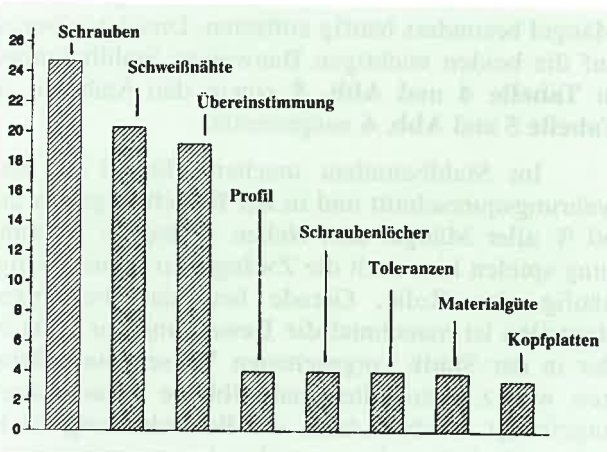


Abb. 6: Häufigkeit in % der verschiedenen Mängelgründe im Stahlbau

Die durch eigene Kontrolle sehr einfach zu vermeidenden Mängel wie Verunreinigung und fehlende Übereinstimmung zwischen den Unterlagen und der Ausführung machen ca 15 % der Mängel aus.

Im Stahlbau (Tabelle 5) sind die häufigsten Mängel (ca 25 %) bei den Schraubenverbindungen festzustellen, vermutlich weil häufig Hilfskräfte mit solchen Arbeiten betraut werden. Facharbeiter-schulungen behalten also ihre große Bedeutung.

Mängel an Schweißnähten sind mit ca 20% sehr häufig anzutreffen, wobei das allerdings zu relativieren ist. Aufgrund näherer Betrachtung, die z.B. die Ausnutzung mit einbezieht, sind die Schweißnähte letztlich manchmal dann doch akzeptabel, was in diesen Zahlen nicht enthalten ist. Die Feststellung fehlender Übereinstimmung zwischen geprüften Unterlagen und der Ausführung hat gegenüber [10] noch deutlich zugenommen. Dies ist wahrscheinlich auch auf den immer unzureichender kleiner werdenden Vorlauf zwischen Prüfung und Ausführung zurückzuführen. Andererseits deutet dies auch auf eine noch zu verbessernde Organisation bei den Ausführenden hin.

Mit weitem Abstand folgen weitere Mängelgründe, wie falsches Profil, Schraubenlöcher und Toleranzen. Unangenehme Probleme mit der Materialgüte traten zwar auch in ca 4% aller Fälle auf, jedoch meistens als Verwechslungen bei den Schrauben, nicht bei Profilen und Blechen, was auf gute Beherrschung des Materialdurchflusses in den Stahlbauwerkstätten hinweist.

Die Häufigkeit der verschiedenen Mängelgründe ist noch einmal aus den Abb. 5 und 6 zu sehen.

Mängelgrund	Mängelgruppe							
	Σ	%	MG 1	MG 2	MG 3	MG 4	MG 5	MGm
Schrauben	147	24,7	35	41	43	18	10	3,0
Schweißnähte	121	20,3	1	20	52	33	15	3,4
Übereinstimmung	114	19,2	22	41	10	32	9	3,1
Profil	24	4,0	2	12	6	3	1	2,7
Schraubenlöcher	24	4,0	1	10	12	1	0	2,6
Toleranzen	24	4,0	3	9	8	4	0	2,8
Materialgüte	23	3,9	1	4	8	2	8	3,6
Kopfplatten	20	3,4	0	9	8	4	0	2,9
Sonstige	98							
Σ	595							3,1

Tabelle 5: Häufigkeit der festgestellten Mängel im Stahlbau, aufgeteilt nach Mängelgruppen

Bauwerks- klasse	Anzahl	ohne Mängel	mit Mängel
BK 1	248	23,4	76,6
BK 2	260	40,0	60,0
BK 3	216	45,4	54,6
BK 4	601	49,9	50,1
BK 5	116	41,4	58,6
Σ	1441		i.M. 58

Tabelle 6: Verteilung der Überwachungsberichte auf die Bauwerksklassen

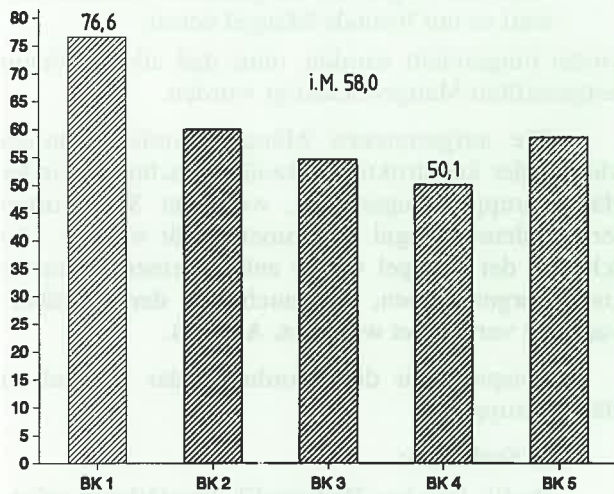


Abb 7: Prozentualer Anteil der Bauüberwachungen mit Mängeln in den verschiedenen Bauwerksklassen.

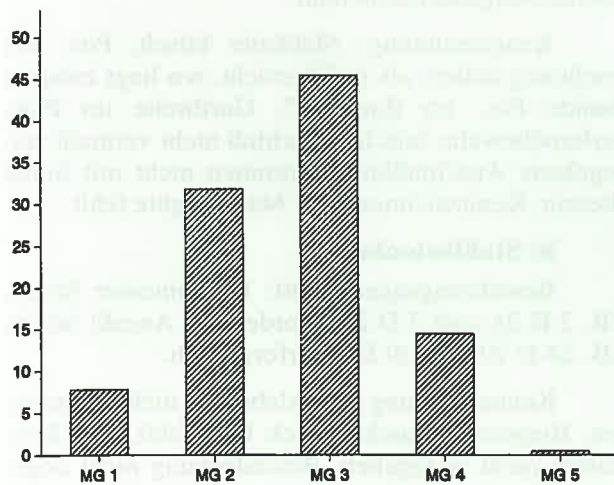


Abb 8: Prozentuale Verteilung der Überwachungsfeststellungen mit Mängeln auf die Mängelgruppen MG 1 bis MG 5 in der Bauwerksklasse 1 (BK 1)

6.4.3 Umfang der Mängel

Außerordentlich wichtig ist die Feststellung, bei wie vielen Überwachungen denn überhaupt Mängel festgestellt wurden. Dies ist aus **Tabelle 6** zu ersehen.

Sehr interessant ist, daß Überwachungsberichte mit Mängeln bei Bauten in allen Bauwerksklassen etwa gleich häufig auftraten, wobei sich sogar der ungünstigste Wert bei BK 1 ergab (s. **Abb. 7**). Es wurden insgesamt bei 835 von 1441 Überwachungen (ca 58 % aller Überwachungen) Mängel festgestellt. Diese Zahl ist so groß, daß damit die Effektivität der Überwachungen zweifelsfrei erwiesen ist. Diese Feststellung weicht von derjenigen in [13] ab, wo die Wirksamkeit zusätzlicher formeller Kontrollen als zweifelhaft eingestuft wird. Die wünschenswerte Fehlerentdeckung durch Selbstkontrolle nach [13] bleibt nach wie vor ein erstrebenswertes Ziel. Ob es allerdings im Zuge eines sich immer hektischer entwickelnden Planungs-, Prüfungs- und Bauablaufs leichter erreichbar ist als durch eine Kontrolle von außen, muß bezweifelt werden.

Für die Bauwerksklassen 1 und 4 ist die Verteilung der Überwachungsfeststellungen mit Mängeln auf die Mängelgruppen MG 1 bis MG 5 aus den **Abb. 8 und 9** zu ersehen. Es zeigt sich noch einmal, daß eine Häufung jeweils bei der MG 3 auftritt.

Durch **Tabelle 6** und **Abb. 7** erhärtet sich noch einmal die schon in [10] belegte Tatsache, daß bei Bauwerken mit geringem Schwierigkeitsgrad die Anzahl der auftretenden Mängel keineswegs geringer ist als bei Bauten mit hohem Schwierigkeitsgrad,

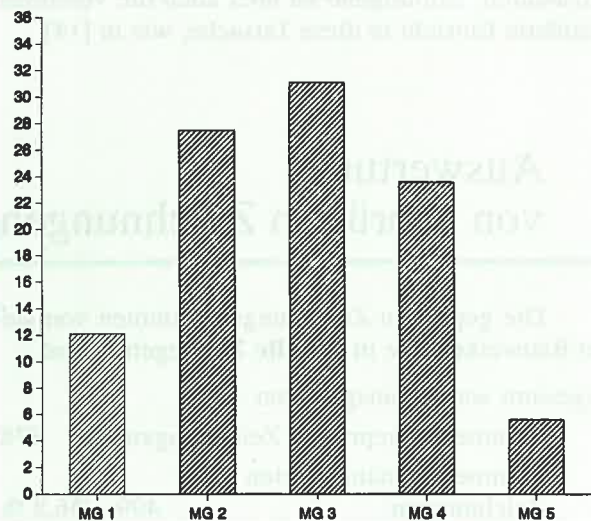


Abb 9: Prozentuale Verteilung der Überwachungsfeststellungen mit Mängeln auf die Mängelgruppen MG 1 bis MG 5 in der Bauwerksklasse 4 (BK 4)

sondern eher höher. Da bei den hier mitgeteilten Ergebnissen 48 % aller Bauten der Bauwerksklasse 1 angehörten (s. **Tabelle 1**) ist die Aussagewahrscheinlichkeit dieser Feststellung nun als sehr hoch einzuschätzen. Der Grund dürfte u.a. darin liegen, daß bei einfachen Bauten Planer, Ingenieure und ausführende Firmen i.d.R. geringere Kompetenz aufweisen als bei Bauwerken mit hohem Schwierigkeitsgrad. Dazu gehört auch, daß vorhandene Mängel in bezug auf ihre Auswirkungen manchmal falsch eingeschätzt werden.

6.4.4 Schlußfolgerungen

Aus den Auswertungen lassen sich zusammenfassend die folgenden Schlußfolgerungen ziehen :

1. Bei mehr als der Hälfte aller Überwachungen wurden Mängel festgestellt.

2. Bei einfachen kleinen Bauvorhaben wurden prozentual mehr Mängel festgestellt als bei schwierigen großen Bauvorhaben.

3. Die Schwere der festgestellten Mängel ist bei allen Bauwerksklassen, also auch bei den sehr einfachen Bauten der Bauwerksklasse 1, im Mittel etwa gleich.

4. Die konstruktive Bauüberwachung leistet damit offensichtlich bei allen Bauwerken einen wichtigen Beitrag zur Bauwerkssicherheit und damit zur Qualitätssicherung.

5. Die hier belegten Feststellungen laufen dem allgemeinen Trend und dem Vorgehen einiger Bauordnungen entgegen, einfache kleine Bauvorhaben von der Pflicht der Überwachung auszunehmen. Dieses Vorgehen ist als Sicherheitsrisiko einzustufen. Ermutigend ist aber auch die vereinzelt geäußerte Einsicht in diese Tatsache, wie in [14].

7 Auswertung von geprüften Zeichnungen

Die geprüften Zeichnungen stammen von sieben Bauwerken, die in **Tabelle 7** angegeben sind.

Insgesamt wurden ausgewertet :

Summe der geprüften Zeichnungen:	878,
Summe der mängelfreien Zeichnungen:	499 = 56,8 %,
Summe der nicht mängelfreien Zeichn.:	379 = 43,2 %.

Dabei wurden einige Zeichnungen mehrfach geprüft.

Die Verteilung der jeweils geprüften Zeichnungen auf verschiedene Zeichnungstypen zeigt **Abb. 10** für die 1. Prüfung, **Abb. 11** für die 2. Prüfung. Dabei sind jeweils ca 50 % der Zeichnungen Stahlbauzeichnungen, einschl. Zeichnungen der Verbundbewehrung bei Verbundkonstruktionen.

Die erstaunlich hohe Anzahl von Zeichnungen, die bei der 2. Prüfung noch nicht mängelfrei waren, ist wohl darauf zurückzuführen, daß manche Zeichnungen

- aus Gründen des erforderlichen Baufortschritts,
- weil sich inzwischen andere Änderungen ergeben hatten,
- weil die Anmerkungen des Prüffingenieurs nicht für so gravierend gehalten wurden, z.B. weil es nur formale Mängel betraf,

wieder eingereicht wurden, ohne daß alle bis dahin festgestellten Mängel beseitigt wurden.

Die aufgetretenen Mängel wurden, ähnlich wie bei der konstruktiven Bauüberwachung, wieder Mängelgruppen zugeordnet, wo unter Stichworten verschiedene Mängel zusammengefaßt wurden. Die Schwere der Mängel wurde anhand einer ergänzten Liste vorgenommen, die auch bei der Bauüberwachung verwendet wurde (s. **Abb. 2**).

Beispiele für die Zuordnung der Mängel zu Mängelgruppen :

a) Stahlbau:

Profil: falsches Walzprofil, Verstärkung erforderlich, Blechdicke Fußplatte zu gering, Stegverstärkung fehlt, Steifen fehlen.

Nachweis: Lasten fehlen beim Nachweis, Anschlüsse nicht gezeichnet, Anschlußstatik fehlt, Lochleibungsnachweis fehlt.

Kennzeichnung: Maßkette falsch, Pos. Bezeichnung anders als in Übersicht, wo liegt entsprechende Pos. im Bauwerk?, Gurtbreite im Plan, Verbundbewehr. falsch, Anschluß nicht vermaßt, angegebene Anschlußkräfte stimmen nicht mit Statik überein, Kennzeichnung der Materialgüte fehlt.

b) Stahlbetonbau:

Bewehrungsquerschnitt: Durchmesser falsch, z.B. 2 D 28 statt 2 D 20 erforderlich, Anzahl falsch, z.B. 24 D 20 statt 20 D 20 erforderlich.

Kennzeichnung: Bügelabstand nicht eingetragen, Biegerollendurchm. nach DIN fehlt, Typ Bew. matten nicht angegeben, Betondeckung nicht angegeben, Festigkeitsklasse des Betons nicht angegeben.

Für die Bewertung der Mängel ist die Häufigkeit ihres Auftretens in bezug auf die

Bauwerk	Bauwerkstyp	Bauweise	BK
Spinnerei	Industriebau	Stahl/Beton Verbundbau	5
DeNOx Neubau	Industriebau	Stahlbau, Stahlbetonbau	4
Mehrfamilienhaus	Wohnungsbau	Mauerwerk-, Stahlbetonbau	2
Kindertagesstätte	Schulbau	Mauerwerk-, Stahlbetonbau	2
Wohnhaus	Wohnungsbau	Mauerwerk-, Stahlbetonbau	2
Wasch- und Umkleideräume	Wohnungsbau	Stahlbetonbau	3
Polizei	Bürogebäude	Mauerwerk-, Stahlbetonbau	2

Tabelle 7: Kenndaten für die Bauten, für die geprüfte Zeichnungen ausgewertet wurden

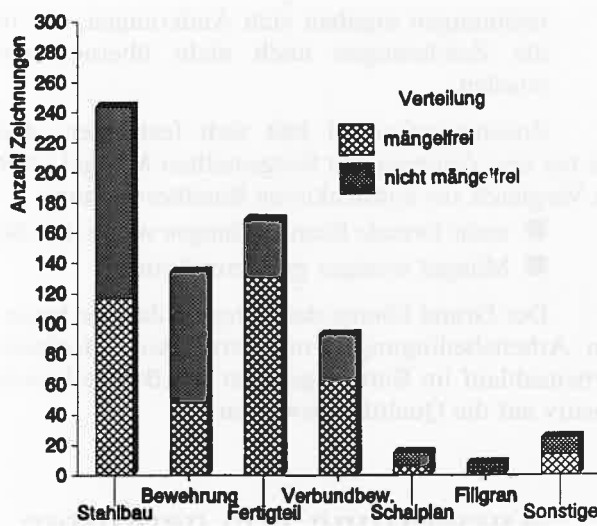


Abb. 10: Verteilung der bei der 1. Prüfung geprüften Zeichnungen auf verschiedene Zeichnungstypen [12]

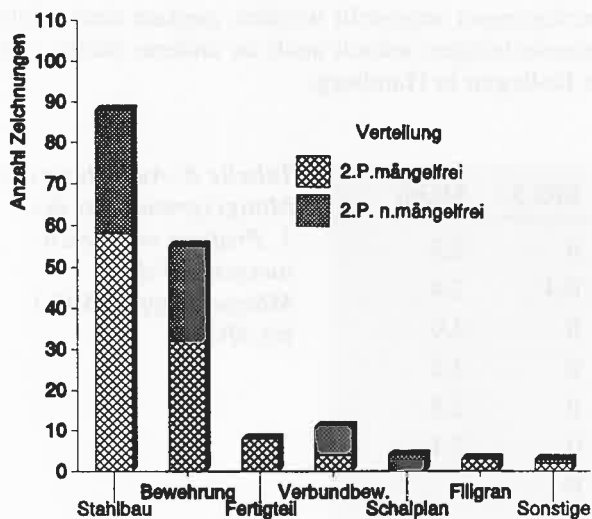


Abb. 11: Verteilung der bei der 2. Prüfung geprüften Zeichnungen auf verschiedene Zeichnungstypen [12]

Zeichnungstypen

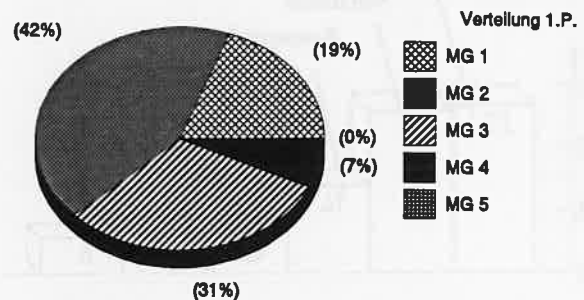


Abb. 12: Verteilung der Mängel auf die Mängelgruppen bei der Prüfung von Zeichnungen [12]

Schwere der Mängel von Wichtigkeit. Die Ergebnisse bei der 1. Prüfung sind aus **Abb. 12** zu ersehen.

Daraus geht hervor, daß insgesamt zuzuordnen sind:

- 19 % MG 1: formale Mängel,
- 42 % MG 2: leichte Mängel,
- 31 % MG 3: mittelschwere Mängel,
- 7 % MG 4: schwere Mängel.

Die Häufigkeit der verschiedenen Mängelgründe ist aus **Abb. 13** zu ersehen.

Im Stahlbetonbau ist in 60% aller Fälle der Bewehrungsquerschnitt als Mängelgrund festgestellt worden. Im Stahlbau dagegen sind die Mängelgründe Profil (27 %) und Nachweis (26 %) am häufigsten vorgekommen.

Interessant ist natürlich, wie schwerwiegend diese Mängel jeweils sind. Einzelheiten sind der **Tabelle 8** zu entnehmen.

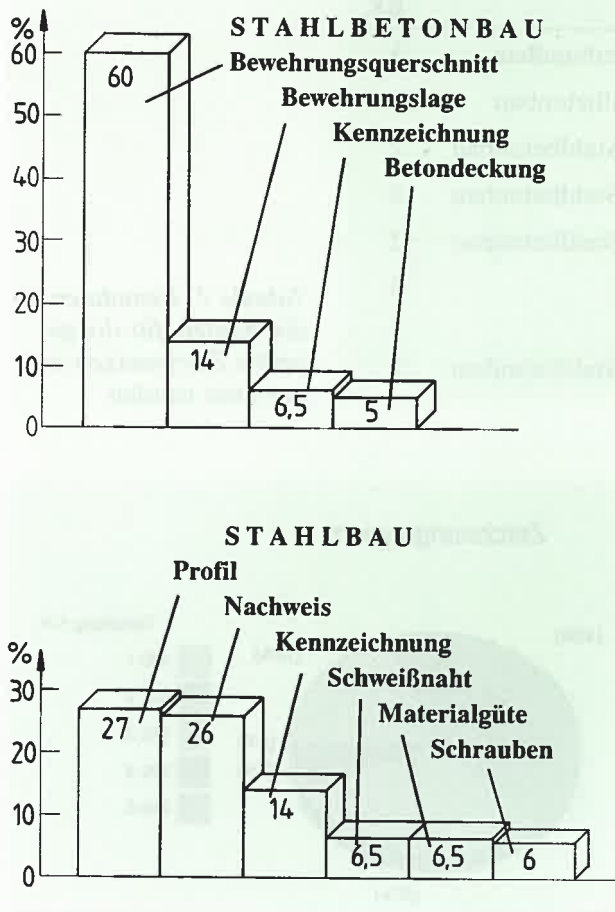


Abb. 13: Häufigkeit in % der verschiedenen Mängelgründe bei der 1. Prüfung von Zeichnungen

Es ist zu ersehen, daß bei den Stahlbauzeichnungen in den meisten Fällen (ca 35 %) nur formale Fehler vorliegen. Dies trifft insbesondere bei den Stichworten "Nachweis" und "Kennzeichnung" zu. Andererseits ergibt sich aber bei den Stichworten "Profil", "Schweißnaht" und "Schrauben" eine mittlere Mängelgruppe MGm von ca 3, also ähnlich

schwerwiegend wie bei der konstruktiven Bauüberwachung.

Bei dem Mangel "Nachweis" ist generell zu berücksichtigen, daß die Prüfung der Zeichnungen in engem Zusammenhang mit der Prüfung der statischen Berechnung steht. Wenn daher in der stat. Berechnung Nachweise fehlen oder mangelhaft sind, die Zeichnungen aber (wie üblich) parallel bearbeitet werden, dann taucht dieser Mangel bei den Zeichnungen wieder auf.

Auch bei den übrigen Mängeln sind im wesentlichen die beiden Möglichkeiten zu betrachten:

- die Übernahme aus der statischen Berechnung ist falsch,
- aus der Prüfung der statischen Berechnungen ergaben sich Änderungen, die in die Zeichnungen noch nicht übernommen wurden.

Zusammenfassend läßt sich feststellen, daß die bei den Zeichnungen festgestellten Mängel i.d.R im Vergleich zur konstruktiven Bauüberwachung

- mehr formale Beanstandungen waren und die
- Mängel weniger gravierend sind.

Der Grund könnte darin liegen, daß die besseren Arbeitsbedingungen und ein besser planbarer Arbeitsablauf im Büro gegenüber der Baustelle sich positiv auf die Qualität auswirken.

8 Auswertung von geprüften statischen Berechnungen

Für die Auswertung geprüfter statischer Berechnungen sind vom Verfasser bisher erst Vorüberlegungen angestellt worden, geplant sind solche Untersuchungen jedoch auch an anderer Stelle, z.B. bei Kollegen in Hamburg.

Mängelarten	MG 1	MG 2	MG 3	MG 4	MG 5	MGm
Profil	4,5	7,8	9,8	4,5	0	2,9
Nachweis	13,5	8,6	3,3	0	0,4	2,4
Kennzeichnung	11,5	2,5	0	0	0	2,0
Schweißnaht	0,4	0,4	4,1	1,6	0	3,2
Materialgüte	1,2	2,0	2,0	1,2	0	2,8
Schrauben	0,4	5,3	2,9	0	0	2,4
Sonstige	3,3	6,1	4,1	1,2	0	
Stahlbau	34,8	28,7	26,6	9,4	0,4	2,7
Stahlbetonbau	9,4	50,9	32,1	7,4	0,2	2,5

Tabelle 8: Aufteilung der Mängelgründe bei der 1. Prüfung von Zeichnungen auf die Mängelgruppen MG 1 bis MG 5

- **Eingabefehler bei EDV**
- **falsches Programm bei EDV**
- **falsche Erfassung des statischen Tragsystems**
- **falsche Längenmaße für Nachweis verwendet**
- **Schnittgrößenermittlung beim betrachteten Bauteil**
- **angesetzte Lasten aus Normen**
- **angesetzte Lasten aus vorhergehenden Bauteilen**
- **Lasten nicht nachvollziehbar**
- **Maschinenlasten nicht prüfbar**
- **falscher Lastfall untersucht**
- **falsche Nachweisgleichung verwendet**
- **falsche Profilwerte verwendet**
- **unzutreffende Norm herangezogen**
- **unzutreffender Nachweis innerhalb der richtigen Norm**
- **falsche Tragfähigkeitswerte aus Zulassung entnommen**
- **falsche Interpretation der Norm**
- **nicht erkannter Stabilitätsnachweis**
- **falsche Knicklänge**
- **Nachweis Schrauben falsch**
- **Unvollst. Nachweise bei Umbemessung**
- **Nachweis für statisch beanspruchtes Bauteil fehlt**
- **Angaben zur Baugrube fehlen**
- **Angaben zur Tragfähigkeit des Bodens fehlen**
- **Angaben zur Bauphysik fehlen**
- **Position im Positionsplan nicht auffindbar**
- **Realisierung des Auflagers unklar**
- **Betonüberdeckung zu gering**

Die angestellten Vorüberlegungen haben u.a. zu einer Liste von Mängeln geführt, die bei der Prüfung statischer Berechnungen festgestellt wurden (s. Abb. 14).

9 Zusammenfassung

Die hier vorgestellten und kommentierten Daten wurden überwiegend im Rahmen von zwei

Abb. 14: Mängel bei der Prüfung statischer Berechnungen

Diplomarbeiten von Frau G. Müller [11] und Frau U. Möller [12] zusammengetragen. In [11] wurde auch eine EDV-Datenbank aufgebaut, die dann später erweitert wurde. Zu Dank bin ich auch den Kollegen Dr.-Ing. Franke, Prof. v. Halász und Dipl.-Ing. Bauer verpflichtet, die ihre Überwachungsberichte und Zeichnungen für die Ergänzung der Datensammlung in [12] zur Verfügung stellten und durch Diskussionen, für die auch Dipl.-Ing. Bohle (Ingenieurgemeinschaft v. Halász) viel Zeit opferte, die Wertung ermöglichten. Bei der Festlegung der Mängelgruppen für den Stahlbetonbau wurde ich dankenswerterweise von Univ.-Prof. Dr.-Ing. M. Specht unterstützt. Großen Anteil an den Untersuchungen insgesamt, über die hier berichtet wurde, hatten aber auch meine Partner, Dr.-Ing. Stucke und Dr.-Ing. Gietzelt, die in vielen Diskussionen ihre Erfahrungen einbrachten.

Hier wurde ein Teilaspekt der Qualitätssicherung behandelt, nämlich die Qualitäts-

sicherung durch öffentlich-rechtliche Prüfung und Überwachung.

Es muß betont werden, daß damit die anderen Maßnahmen zur Qualitätssicherung von Seiten der bauausführenden Firmen, wie

- Aufbau eines Qualitätssicherungssystems,
- Schulung der Mitarbeiter,
- Motivierung der Mitarbeiter,
- Qualitätssicherung als persönliche Aufgabe jedes Mitarbeiters

nicht etwa unterschätzt werden - im Gegenteil, sie sind wichtiger denn je. Wertvolle Anstrengungen in dieser Richtung sind an verschiedener Stelle unternommen worden, so für den Stahlbau mit [15] und den Betonbau mit [16].

Die wesentlichen Ergebnisse der Untersuchungen, über die hier berichtet wurde, sind :

1. Trotz der Tatsache, daß alle am Bau Beteiligten ihre Tätigkeit in dem Bewußtsein ausführen, daß sie einer unabhängigen Prüfung standhalten müssen, ist das Ergebnis z.Z. noch nicht befriedigend.

2. Bei etwa der Hälfte aller Prüfungen und Überwachungen wurden Mängel festgestellt,

3. Die Anzahl der Mängel bei kleineren einfachen Bauvorhaben ist mindestens genauso groß wie bei größeren schwierigeren Bauvorhaben. Der an manchen Stellen vorhandene Trend zur Einschränkung der Überprüfung dieser kleinen einfachen Bauvorhaben ist unter Sicherheitsaspekten **nicht** vertretbar und sollte überdacht werden, da die hier vorgestellten Ergebnisse dem eindeutig widersprechen.

Literatur:

- [1] Matousek, M., und Schneider, J. : Untersuchungen zur Struktur des Sicherheitsproblems bei Bauwerken. Forschungsbericht ETH Zürich, 1976
- [2] Eschenfelder, D. : Gütesicherung und Bauüberwachung im Rahmen der Bauordnung. Berichte der Bundesvereinigung der Prüfeningenieure für Baustatik, Arbeitstagung Nr. 7, Freudenstadt, 1981, S. 7-31
- [3] Oehme, P. : Statistische Schadensanalyse an Stahltragwerken. Bauplanung-Bautechnik, 43(1989), S. 184-187
- [4] Eschenfelder, D. : Schadensfrüherkennung und ihre Auswirkungen im Baurecht. Vortrag auf der Jahrestagung der Prüfeningenieure für Baustatik, Berlin, 1992
- [5] Musterbauordnung (Stand 4.1991)
- [6] Bauordnung für Berlin (BauOBln) (2.1985)
- [7] DIN 18 800 Teil 1 : Stahlbauten, Bemessung und Konstruktion (11.1990)
- [8] Richtlinie für das Aufstellen und Prüfen EDV-unterstützter Standsicherheitsnachweise (4.1989)
- [9] Griebenow, G., Wriggers, P., und Klee, K.-D. : EDV-unterstützte Standsicherheitsnachweise, Probleme mit der Computerstatik und Lösungswege. Bauingenieur 61(1986), S. 455-458
- [10] Lindner, J. : Ist die konstruktive Bauüberwachung für die Qualitätssicherung von Bauwerken erforderlich? Stahlbau 59(1990), S. 305-310
- [11] Müller, G. : Qualitätssicherung von Bauwerken. Diplomarbeit bei Prof. Lindner am Fachgebiet Stahlbau der TU Berlin, 1990

Die Ausführungskontrolle hätte den Schaden insgesamt verhindern können

Ein Praxis-Beispiel für die Wirkung der präventiven Prüfung

Die allgegenwärtige Diskussion über eine stückweise Zurücknahme der Prüfpflicht für Ein- und Zweifamilienhäuser ist von den Prüfindingenieuren für Baustatik immer wieder vergebens mit dem Hinweis darauf als zweifelhaft abgelehnt worden, daß bei zu geringer Prüfdichte Bauschäden und Fehler auftreten würden, die präventiv hätten verhindert werden können, wenn der Prüfindingenieur für die Abnahme vor Ort eingesetzt worden wäre. Im nachfolgenden Beitrag wird einer der vielen Beweise für diese Behauptung vorgelegt.



Dipl.-Ing. Gerhard Feld ist Prüfindingenieur für Baustatik in Bremerhaven, vereidigter Sachverständiger und Vorsitzender der Prüfindingenieure für Baustatik im Land Bremen.

1 Der Baugrund

Bei dem Schadensfall handelt es sich um ein großflächiges Baugebiet für Einfamilienhäuser mit problematischem Baugrund (Klei bis zu 10 m Tiefe, z. T. mit Torfeinschlüssen) in der Nähe von Bremerhaven. Grundsätzlich sind hier "richtige Flachgründungen" (ausreichend ausgesteifte Platten Gründungen) möglich und mit Erfolg bereits auch ausgeführt worden.

"Falsche Flachgründungen" (Streifenfundamente mit unverhältnismäßig hohen Bodenpressungen, dazwischen angeordnete, relativ dünne Sohlplatten) haben zu erheblichen Bauschäden geführt. Sie beschäftigen nun die Sachverständigen.

Die statisch-konstruktiven Planungen dieser Einfamilienhäuser sind im Rahmen von Freistellungsverordnungen von der Prüfpflicht befreit. Somit ist die Möglichkeit genommen, präventiv prüfend wesentliche Fehler vor der Ausführung zu erkennen und dann zu vermeiden.

2 Das Projekt

Die Objekt- und Tragwerksplaner sind bei Einfamilienhäusern - wie nunmehr in der Regel üblich - nicht an der Objektüberwachung beteiligt. Ihre Tätigkeit endet mit der HOAI-Leistungsphase 4 (Genehmigungsplanung). Ein Unternehmer erstellt das Bauvorhaben schlüsselfertig. Die beteiligten Planer sind von diesem beauftragt.

Im vorliegenden Fall trägt das Wohnhaus (Abb. 1) folgende besondere Merkmale:

- es ist nicht unterkellert,
- die Erdgeschoßdecke ist massiv,
- das Dachgeschoß ist ausgebaut.



Abb 1.: Nicht unterkellert, Erdgeschoßdecke massiv, Dachgeschoß ausgebaut: das Einfamilienhaus auf problematischem Baugrund

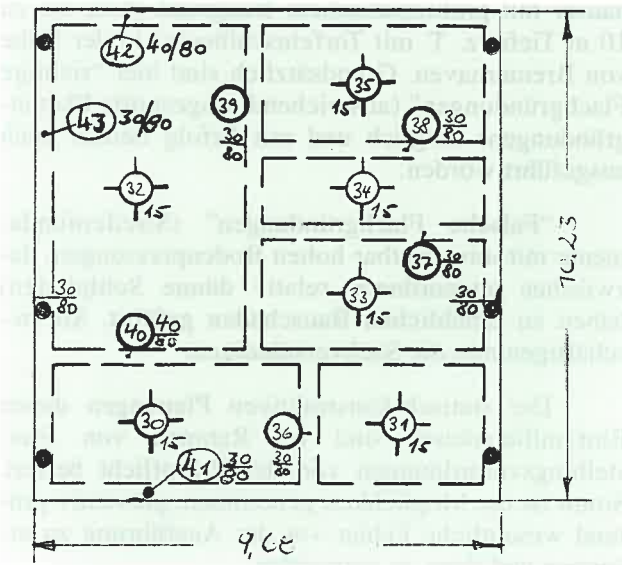


Abb 2: Der Gründungskörper: Stahlbetonsohlplatte $d = 15 \text{ cm}$, Balkenrost, ●: sechs Bohrpfähle

Für die Gründungsplanung hatte sich der Tragwerksplaner für eine Bohrpfahlgründung (Vollverdränger) entschieden. Die Planung mit nur sechs Bohrpfählen unter den äußeren Längswänden (Abb. 2) ist zwar zu bemängeln, stellt aber nicht die eigentliche Ursache für die aufgetretenen Schäden dar. Zusatzpfähle unter den Giebelwänden und im Innern wären zu empfehlen gewesen.

Der Balkenrost mit 80 cm hohen Balken entspricht dem Erdgeschoßgrundriß und den dort geplanten tragenden Wänden. Langfristig waren unter dem Einfluß von Schwinden und Kriechen bei den weit gespannten und hoch bewehrten Balken (1 = 9,38 m!) der Pos. 40, 41 und 42 (Abb. 1) Durchbiegungen bis zu 30 mm aufgetreten. Im vorliegenden Fall waren die Verformungen jedoch wesentlich größer.

3 Der Schaden

1. In den tragenden Wänden sind Risse schon vor dem Aufbringen des schwimmenden Estrichs und vor der Ausführung des Verblendmauerwerks aufgetreten (Abb. 3 und 4).

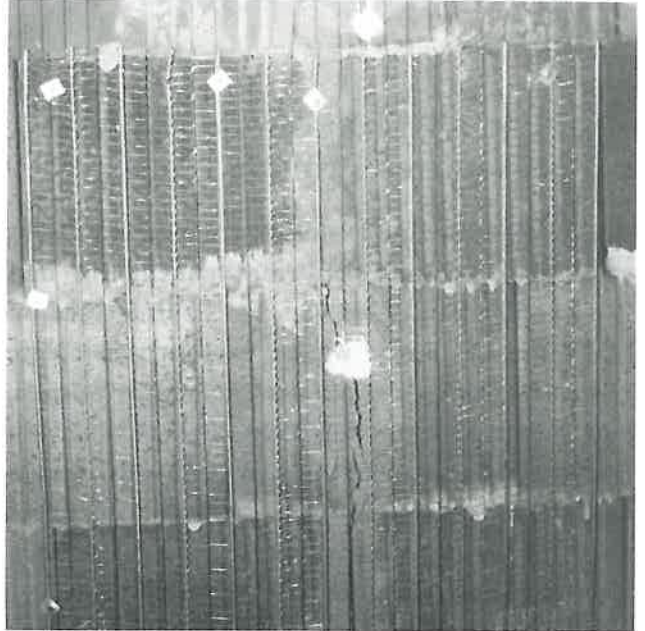


Abb. 3: Risse im Außenmauerwerk über Randbalken (Pos. 41, Abb. 2), mit Ziegeldraht vor dem Putzen überspannt

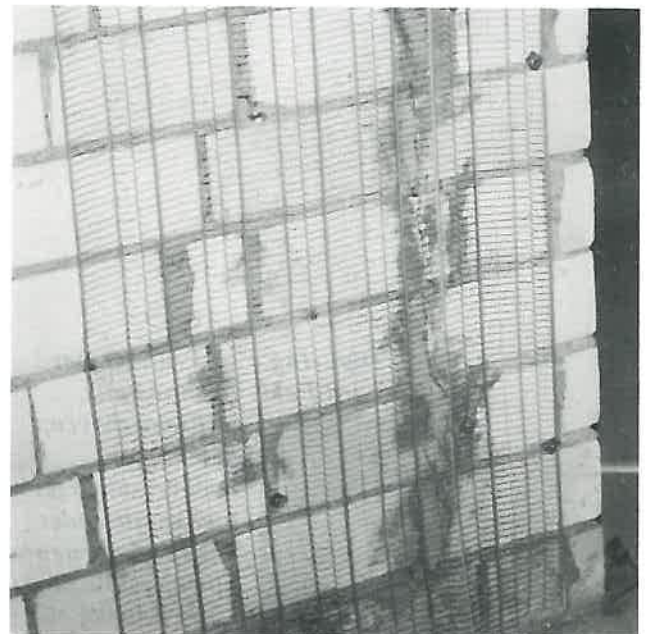


Abb. 4: Risse im Innenmauerwerk über Balken (Pos. 40, Abb. 2), mit Ziegeldraht vor dem Putzen überspannt

2. Weitere Risse sind (Abb. 5 und 6) in den tragenden Wänden nach dem Putzen, nach der Ausführung des Verblendmauerwerks und nach dem Einbringen des schwimmenden Estrichs aufgetreten.

3. Die Bildung der Risse nahm im Verblendmauerwerk seinen Anfang (Abb. 7 und 8). Später nahmen die Risse derart zu, daß Stürze im Verblendmauerwerk herauszufallen drohten.

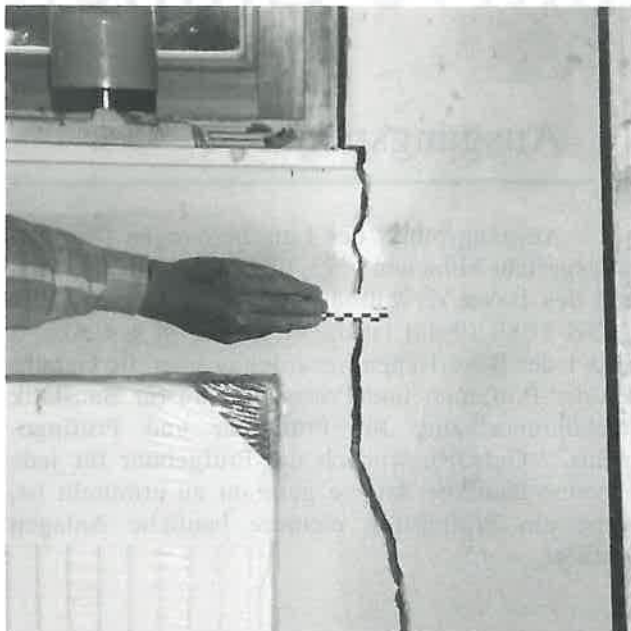


Abb. 5: Risse im Außenmauerwerk über Randbalken (Pos. 41, Abb. 2) nach dem Putzen

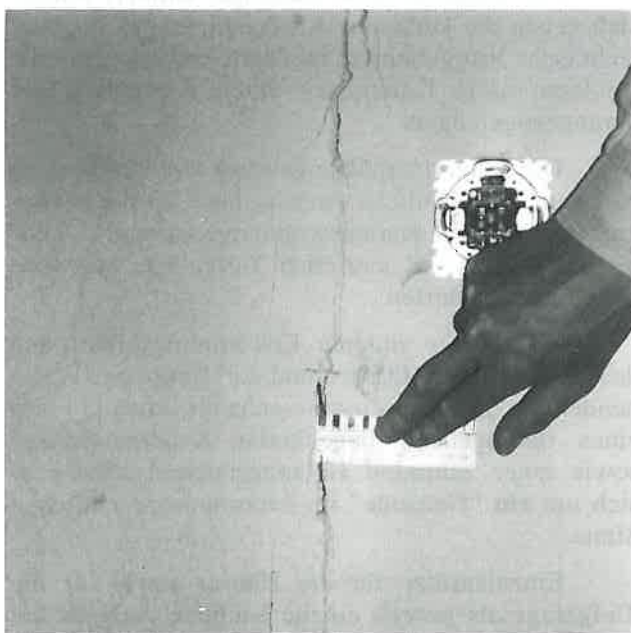
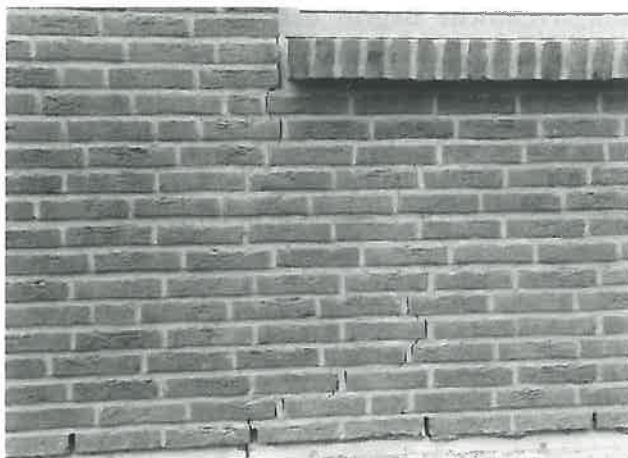


Abb. 6: Risse im Innenmauerwerk über Balken (Pos. 40, Abb. 2) nach dem Putzen



Abb. 7 und 8: Beginn der Rissebildung im Verblendmauerwerk über dem Randbalken (Pos. 41, Abb. 2).



4 Schadensbeurteilung

Die Ausführung einer freitragenden Gründungskonstruktion, die die gesamten Bauwerkslasten zu den Bohrpfählen hin abträgt, ist dem ausführenden Unternehmen "nicht gelungen". Im Zuge späterer, umfangreicher und kostenintensiver Sanierungen ist dies erkennbar geworden.

Durch fachtechnische Kontrolle der Ausführung der Gründungskonstruktion hätte der Schaden insgesamt verhindert werden können.

Die Pfähle sind sachgerecht ausgeführt worden. So hat sich das "Gemisch" aus Pfahlgründung (Festpunkte) und (wegen falscher Ausführung) ungewollter Flachgründung im Mittelbereich mit den zugehörigen Setzungsdifferenzen als besonders schädlich ausgewirkt.

Eine “bauliche Anlage” ist eine selbständige statisch-konstruktive Einheit

Bemerkenswerte Urteile in Bayern/Klarstellungen zu Gunsten der Prüferingenieure

Sind der gebührenrechtliche und der bauordnungsrechtliche Begriff der “baulichen Anlage” bei einem Bauvorhaben - unabhängig von seinem Umfang - stets deckungsgleich? Zu dieser für die Honorierung des Prüferingenieurs zuweilen wichtigen Frage haben in Bayern zwei Urteile eine begrüßenswerte Klarstellung gebracht.

1 Ausgangspunkt

Ausgangspunkt der Entscheidungen [Verwaltungsgericht München v. 25.7.89 (VG-M8K88.2597) und des Bayer.Verwaltungsgerichtshofs v. 20.12.91 (VGH-2B89.3091)] ist die Regelung in § 4 Abs. 3 Satz 1 der Bayerischen Verordnung über die Gebühren der Prüferämter und Prüferingenieure für Baustatik (Gebührenordnung für Prüferämter und Prüferingenieure - GebOP), wonach die Prüfgebühr für jede einzelne bauliche Anlage getrennt zu ermitteln ist, wenn ein Prüfauftrag mehrere bauliche Anlagen umfaßt.

2 Der Sachverhalt

Die Klägerin (eine Bauträger GmbH) wandte sich gegen die Höhe des Auslagenbetrages für bautechnische Prüfgebühren, zu deren Erstattung sie die Beklagte (eine Kommune) durch Kostenbescheid herangezogen hatte.

Die Klägerin machte geltend: Der Berechnung hätte nur **eine** bauliche Anlage, nämlich die Wohnanlage mit 216 Eigentumswohnungen, bestehend aus den Häusern A - K und einer Tiefgarage, zugrunde gelegt werden dürfen.

Wegen des äußeren Erscheinungsbildes und des zwischen den Häusern und der Tiefgarage bestehenden funktionalen Zusammenhangs (etwa in Form eines durchgehend begehbaren Kellergeschosses sowie einer zentralen Heizungsanlage) handle es sich um **ein** “Gebäude” im bauordnungsrechtlichen Sinne.

Einzelansätze für die Häuser sowie für die Tiefgarage als jeweils eigene bauliche Anlagen bei der Berechnung der bautechnischen Prüfgebühren seien daher unzulässig. Berücksichtigung finden müsse vielmehr die nach der Gebührenordnung bei Ausnahme nur einer baulichen Anlage mit Rücksicht

auf die Gebührendegression eintretende Verringerung von prüfstatischen Kosten.

Die beklagte Kommune führte zur Verteidigung ihrer Kostenforderung aus:

Der Begriff der baulichen Anlage im Sinne der Gebührenordnung müsse deren gebührenrechtliche Zweckbestimmung berücksichtigen.

Die gebotene Auslegung nach dem das Gebührenrecht bestimmenden Äquivalenzprinzip habe vorrangig darauf abzustellen, daß eine dem Prüfaufwand und Prüfumfang entsprechende Gebühr ermittelt werde.

Die nach der Gebührenordnung bei Annahme nur einer baulichen Anlage aufgrund der Gebührendegression eintretende Kostenverringerung lasse sich allein bei einem verringerten Arbeitsaufwand des Prüflingenieurs begründen.

Dieser sei aber nur dann gegeben, wenn ein nach statisch konstruktiven Merkmalen einheitlich zu bewertendes Vorhaben Gegenstand der Prüfung sei, für das nur eine zu prüfende statische Berechnung erstellt werde.

Im Gegensatz dazu müßten bei Vorhaben, die aus in statisch-konstruktiver Hinsicht mehreren baulichen Einheiten bestünden, auch mehrere selbständige statische Prüfungen vorgenommen und honoriert werden.

Der Gebührenordnung liege das System zugrunde, daß als bauliche Anlage die bauliche Einheit zu verstehen sei, die nach statisch-konstruktiven Kriterien als eigenständiges Prüfobjekt zu behandeln sei.

Wegen dieser Eigenständigkeit des Begriffs der baulichen Anlage im Sinne der Gebührenordnung komme es auf die Auffassung der Klägerin, die Wohnanlage stelle sich wegen der bestehenden funktionalen Zusammenhänge als nur ein Gebäude im bauordnungsrechtlichen Sinne dar, nicht an.

Im übrigen seien bei richtigem Verständnis die verschiedenen Häuser auch im bauordnungsrechtlichen Sinne verschiedene Gebäude.

3 Zu den Entscheidungsgründen

Das Verwaltungsgericht München wies die Klage der Bauträger GmbH mit der Begründung ab, der Gebührenberechnung der beklagten Kommune seien zutreffend die einzelnen Häuser und die Tief-

garage als mehrere bauliche Anlagen im gebührenrechtlichen Sinne zugrunde gelegt worden.

Für eine solche Auslegung spreche das gebührenrechtliche Prinzip des angemessenen Zusammenhangs zwischen Höhe der Gebühr und Umfang der erbrachten Leistung.

Dieses Prinzip spiegele sich in dem Regelungszusammenhang der Gebührenordnung wider. So werde für die Einteilung in Bauwerksklassen nach § 2 Abs. 1 GebOP, aus der sich unter Zugrundelegung der anrechenbaren Kosten des Bauwerks nach § 4 Abs. 2 GebOP die Grundgebühr ergebe, jeweils auf den statischen und konstruktiven Schwierigkeitsgrad der zu prüfenden baulichen Anlagen abgestellt.

Auch die Verwendung des Begriffs 'Bauteil' in § 2 Abs. 2 GebOP als untergeordneter Teil der baulichen Anlage erscheine nur bei dieser Auslegung sinnvoll; denn dem Bauteil komme Bedeutung nur bei der Prüfung der Frage zu, welcher Bauwerksklasse die bauliche Anlage zuzuordnen sei.

Dementsprechend beurteile sich die Gebührenermäßigungsregelung in § 4 Abs. 3 Satz 3 GebOP, die für die Prüfung mehrerer baulicher Anlagen eine Reduzierung der Prüfgebühr kenne, wenn diese in statisch-konstruktiver Hinsicht weitgehend vergleichbar sind, allein nach statisch-konstruktiven Merkmalen der baulichen Anlagen. Im Hinblick darauf sei als bauliche Anlage im Sinne der Gebührenordnung die statisch und konstruktiv selbständige Einheit zu verstehen.

Der Bayerische Verwaltungsgerichtshof hat diesen vom Verwaltungsgericht München entwickelten Begriff der baulichen Anlage im gebührenrechtlichen Sinne in vollem Umfang bestätigt. Ob diese Gebühr dem Äquivalenzprinzip entspreche, richte sich allein nach ihrer Höhe im Vergleich zum jeweiligen Umfang der Prüfleistung.

Den Urteilen des Verwaltungsgerichts München und des Bayerischen Verwaltungsgerichtshofes ist beizupflichten. Die Gebührenordnung will eine jederzeit nach objektiven Kriterien nachvollziehbare Gebührenberechnung auf der Grundlage ermittelter statischer Durchschnittswerte ermöglichen, die dem jeweiligen Prüfungsaufwand des Prüfamts, bzw. des Prüflingenieurs Rechnung trägt.

Die Beschwerde der Klägerin gegen die Nichtzulassung der Revision in dem Urteil des Bayerischen Verwaltungsgerichtshofes vom 20. Dezember 1991 wurde mit Beschluß des Bundesverwaltungsgerichts vom 30. Juli 1992 (BVerwG 8 B 103.92) zurückgewiesen.

RA Dr. Wolf Hugendubel, München

Herausgeber:

Bundesvereinigung der Prüfmgenieure für Baustatik
Dr.-Ing. Günter Timm, Jungfernstieg 49, 20354 Hamburg

Redaktion:

Klaus Werwath, Lahring 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

Dr.-Ing. Dieter Zauft, Potsdam

Bremen

Dipl.-Ing. Horst Bellmer, Bremen

Hamburg

Dr.-Ing. Martin Weber, 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:

Druck Center Meckenheim

Gestaltung:

Atelier Werner Götzinger, Bonn

“Der Prüfmgenieur” erscheint mit zwei Ausgaben pro Jahr.
Bestellungen sind an den Herausgeber zu richten.

