



# Der Prüferingenieur

---

**17** Oktober 2000

---

**Seite 16**

Rohrknoten aus Stahlguss

**Seite 37**

Selbstverdichtender Beton –  
Technologie und Anwendung

**Seite 46**

Einwirkungen auf Brücken

**Seite 55**

Gebrauchstauglichkeit von Bauprodukten in Gebäuden

**Seite 73**

Empfehlungen der Prüferingenieure  
für die Prüfung von Traggerüsten

## EDITORIAL

Dipl.-Ing. Hans Ulrich Kammeyer  
Zur Auswirkung der Deregulierung  
im öffentlichen Baurecht auf die Qualität der Planungen **4**

## NACHRICHTEN

- BVPI-Arbeitstagung 2000 in Nürnberg:  
„Ohne die Prüfengeure verludert die Bausubstanz“ **6**
- Erstes BVPI-Zeitgespräch in Hamburg:  
Pfuscher am Bau: Was fehlt, ist der Treuhänder des Bauherren **8**
8. Bautechnisches Seminar in NRW:  
Viel Neues über Glas, Stahl, Brandschutz und Baugrund **10**
- Fritz Mönning nach zehnjähriger Vizepräsidentschaft  
aus dem Vorstand der BVPI ausgeschieden **11**
- TOS-Vorsitzender Dr. Harald Bitter wurde 60 Jahre alt **12**
- Hans-Georg Pühl mit dem Bundesverdienstkreuz am Bande ausgezeichnet **13**
- Bewertungsstelle in NRW nahm ihre Arbeit auf **14**
- DIBt-Bericht über „Neue Regeln für vorgefertigte Seil-Zugglieder“ **14**
- Internationales Symposium über Verbindungen von Stahl und Beton **15**

## STAHLBAU

Dr.-Ing. Hans Schober  
Rohrknoten aus Stahlguss **16**

## BETONTECHNIK

Dr.-Ing. Wolfgang Breit/Dr.-Ing. habil. Horst Grube/Dipl.-Ing. Jörg Rickert  
Selbstverdichtender Beton – Technologie und Anwendung **37**

## EUROCODE

Prof. Dr.-Ing. Fritz Großmann  
Einwirkungen auf Brücken **46**

## BAUORDNUNGSRECHT

Dipl.-Ing. Dieter Eschenfelder  
Gebrauchstauglichkeit von Bauprodukten in Gebäuden **55**

## GERÜSTBAU

Empfehlungen der Prüfengeure für die Prüfung von Traggerüsten **73**

## IMPRESSUM **78**

# Zur Auswirkung der Deregulierung im öffentlichen Baurecht auf die Qualität der Planungen

In Artikel 2, Absatz 2 unseres Grundgesetzes ist das Recht auf Leben und körperliche Unversehrtheit festgeschrieben, in Artikel 3 der Musterbauordnung ist festgelegt, dass bauliche Anlagen so anzuordnen, zu errichten, zu ändern und instandzuhalten sind, dass die öffentliche Sicherheit oder Ordnung, insbesondere Leben, Gesundheit oder die natürliche Lebensgrundlage nicht gefährdet werden. Hieraus erwächst eine besondere Schutzpflicht des Staates, die eine angemessene Überwachung erforderlich macht.

Daher wurde und wird in Deutschland auch im baulichen Bereich eine staatliche Aufsicht über die Vorgänge geführt, die die erforderliche Sicherheit in allen vergangenen Jahren offensichtlich erreicht hat. Nur durch die dadurch ausgebliebenen Schäden ist zu erklären, dass trotz der Ereignisse, die man alljährlich bei Staaten ohne eine ähnlich ausgeprägte Schutzpflicht beobachten kann, in Deutschland dieses offensichtlich so erfolgreiche Vorgehen seit ca. 12 bis 15 Jahren durch zunehmende Deregulierungen aufgeweicht wird und die Landesbauordnungen zunehmend immer unübersichtlicher und weniger nachvollziehbar werden.

Eine Reihe von Abgeordneten, der für diese Entscheidungen zuständigen Landtage, hält die bauaufsichtliche Prüfung durch die Bauordnungsämter und die bautechnische Prüfung durch die statischen Abteilungen dieser Ämter oder durch die Prüfingenieure für Baustatik für weniger komplizierte und öffentlich nicht genutzte Gebäude für nicht mehr erforderlich und daher aus Kostengründen und wegen der zeitlichen Behinderung bauwilliger Bürger für verzichtbar.

Dabei wird diese Entscheidung nur vom öffentlichen Gefahrenpotenzial, nicht vom volkswirtschaftlichen Nutzen dieser Vorgänge beeinflusst. Die obersten Bauaufsichten der Länder haben sich diesen politischen Wünschen zumeist nicht verschlossen und haben Bedingungen festgelegt, unter deren Einhaltung bestimmte Gebäude bauaufsichtlich (z. B. in



*Hans-Ulrich Kammeyer  
Vorsitzender der Landes-  
vereinigung Niedersachsen  
der Prüfingenieure  
für Baustatik*

Niedersachsen gemäß § 69 a) und bautechnisch (z. B. in Niedersachsen die Freistellungsverordnungen) nicht mehr geprüft werden müssen. Für die in Niedersachsen von der Prüfung freigestellten Gebäude wird nur noch eine Minimalqualifikation der Entwurfsverfasser – unter diesem Begriff sind die Verfasser von Bauanträgen und die Aufsteller von statischen Berechnungen zusammen erfasst – und die Eintragung dieser Entwurfsverfasser in eine Liste bei der Niedersächsischen Ingenieurkammer gefordert. In anderen Bundesländern gibt es ähnliche Entwicklungen bis hin zur fast gänzlichen Privatisierung der Prüftätigkeit z. B. in Nordrhein-Westfalen oder Bayern.

Auch aus den Reihen der Entwurfsverfasser wurde diese Entwicklung zum Teil begrüßt, obwohl die Prüfung durch Bauaufsicht und Prüfingenieure zu einer Verminderung von Planungsfehlern beigetragen hat (erste Auswertungen der Verfahren nach § 69 a zeigen bei mehr als der Hälfte der Planungen erhebliche Abweichungen von geltenden Normen und Gesetzen). Dieses ist leicht zu erklären und ich möchte hier insbesondere drei offensichtliche Gründe nennen.

Erstens herrscht bei einigen Bauherren (und leider auch bei einigen Architekten und Tragwerksplanern) die Auffassung, dass dort, wo Kontrollen nicht stattfinden, auch keine Veranlassung gegeben ist, sich gesetzeskonform (normenkonform) zu verhalten (vergleichbar hierzu ist das allgemeine Verhalten im Straßenverkehr). In Fällen ohne Prüfpflicht werden bautechnische Unterlagen und Nachweise nur noch in Sparversion oder gar nicht mehr erstellt (hierzu sei das Beispiel einiger Fertigelementdecken-Hersteller genannt, die von unqualifiziertem Personal zu Minimalpreisen je Quadratmeter Deckenberechnungen und Zeichnungen erstellen lassen, die qualitativ auch nicht annähernd den Erfordernissen standhalten).

Zweitens fällt es jedem Fachplaner schwer, die eigenverantwortlich nach bestem Wissen (jedoch häufig unter erheblichem zeitlichem und wirtschaftli-

chem Druck) entstandene Planung einer Prüfung zuzuführen und sich eventuell Fehler nachweisen zu lassen (obwohl zu spät festgestellte Fehler zu deutlichen Folgekosten führen können).

Und drittens hat sich auch die prüfende Seite in den Ämtern und bei den Prüfengeuren häufig nicht als Dienstleister für den Staat, die Planer und die Bauherren erwiesen, sondern bei Fehlern oberlehrerhaft den Zeigefinger gehoben und bei nicht eindeutigen Entscheidungen nicht partnerschaftlich suchend, sondern besserwisserisch festlegend reagiert.

Da sich diese neuere Entwicklung um die Vorgänge der bauaufsichtlichen Prüfung meines Erachtens sowohl im Interesse der öffentlichen Sicherheit, als auch volkswirtschaftlich als unvernünftig erwiesen hat, möchte ich hier auf entstandene Missstände aufmerksam machen:

So können wir z. B. feststellen, dass der Entfall der Prüfung bei den Ein- und Zweifamilienhäusern in Niedersachsen vor etwa 13 Jahren zu einer gänzlichen Umstrukturierung der Planung dieser Gebäude geführt hat. So waren bis etwa 1987 auch bei diesen Bauten durchweg freie Architekten und Tragwerksplaner Auftragnehmer und Sachverwalter der Bauherren, die unabhängig von den mit der Ausführung beauftragten Firmen für eine ordentliche Baudurchführung sorgten. Hier akquirierten junge selbständige Architekten und Statiker ihre ersten Aufträge und qualifizierten sich für größere Aufgaben. Heute werden Ein- und Zweifamilienhäuser zumeist aus einer Hand geplant und zu Pauschalpreisen errichtet, der unabhängige Vertreter des Bauherrn fehlt und die späteren Beschwerden von Besitzern über mangelhafte Planungen und Ausführungen führen zu einer Reihe von Prozessen und zu erheblichen volkswirtschaftlichen Schäden. Die Haftung, als nachträgliche Maßnahme, kann dabei die präventive, unabhängig erstellte und sorgfältige Planung nicht ersetzen.

Eine ähnliche Entwicklung zeichnet sich bei den seit einigen Jahren von der Prüfung freigestellten Wohngebäude geringer Höhe ab. Hier sind einige besonders aggressive Verkäufer dabei, ihre zum Teil unter erheblichem wirtschaftlichem Druck auf ihre

Planer unterhalb geltender Normen und Gesetze entworfenen und ohne Prüfung ebenso ausgeführten Gebäude zu Preisen anzubieten, die längerfristig die anständigen Anbieter aus dem Markt verdrängen sollen. Dabei werden die erforderlichen Sicherheiten zum Teil deutlich unterschritten, und es ist nur dem bei uns insgesamt hohen Sicherheitsniveau zuzurechnen, dass es hier nicht schon zu spektakulären Schäden gekommen ist. Wenn hier nur einige Fehler zusammentreffen, ist alles bis zu einem wirklichen Einsturz möglich. Die gutachterlich tätigen Kollegen könnten hier diverse Beispiele nennen, wenn sie durch Ihre Pflicht zur Verschwiegenheit nicht daran gehindert wären.

Wie unsere Kollegen aus Norwegen berichten, einem Land, in dem die Prüfung vor ca. 35 Jahren praktisch abgeschafft und erst in den letzten Jahren mühsam wieder eingeführt wurde, ist dieser Verfall des mit einem erheblichen Ansehensverlust der Ingenieure einhergehenden Preis- und Leistungsniveaus in der Planung direkt mit dem Entfall der Prüfung verbunden, die nachvollziehbar eine Verdrängung der sorgfältigen und daher ordentlich honorierten Planer durch schnelle oberflächliche und damit billigere Planer nach sich zog. Davor kann weder der Verweis auf Honorarverordnungen, noch die ständige Mahnung an zum Teil leider kurzfristige Bauherren, dass eine billige Planung zu teurer, da fehlerhafter oder zumindest unvernünftiger Ausführung führt, nicht bewahren.

Wie sich in diesen Beispielen zeigt, hat der Verzicht auf die staatliche präventive Prüfung in praktisch allen betroffenen Bereichen zu einem erheblichen Absinken des Sicherheitsniveaus geführt. Diese trifft dazu im Augenblick auf eine fast in allen Bereichen in Überarbeitung befindlichen Normenlandschaft und die damit einhergehende Unsicherheit bei vielen Planern. Wenn hier nicht wirklich gravierende Schäden hingenommen werden sollen, ist ein Umdecken unbedingt erforderlich. Der von den Prüfengeuren vorgelegte Kriterienkatalog über die Beurteilung der Prüfpflicht von Gebäuden mag hierzu eine Hilfe sein. Ich hoffe sehr, dass die derzeitige Überarbeitung der Musterbauordnung diese Gedanken hinreichend ernst nimmt und berücksichtigt.



**Arbeitstagung der Prüflingenieure in Nürnberg**

**„Ohne die Prüflingenieure verludert die Bausubstanz“**

**Beckstein kündigt Konsequenzen aus der bayerischen LBO-Novelle an**

**Darin sind die Prüflingenieure unschlagbar: mehr als ein Drittel – so viele Teilnehmer gibt es bei Kongressen anderer Verbände so gut wie nie – mehr als ein Drittel aller rund 900 bundesdeutschen Prüflingenieure sind Ende September nach Nürnberg gefahren, um auf der diesjährigen Arbeitstagung der Bundesvereinigung der Prüflingenieure für Bautechnik (BVPI) weiterbildende Fachvorträge zu hören, Verbandspolitisches zu erledigen und Berufspolitisches zu diskutieren. Dabei haben sie vom Bayerischen Innenminister Dr. Günther Beckstein das Testat ihrer bauordnungsrechtlichen Unabhängigkeit entgegen nehmen können, denn Beckstein bescheinigte ihnen, dass der Staat beim Planen und Bauen seine „zentrale Aufgabe der präventiven Gefahrenabwehr“ nicht hätte privatisieren können, wenn er dabei nicht auf den „bewährten Berufsstand der Prüflingenieure“ hätte bauen können.**

Beckstein hatte in den Prüflingenieuren aus ganz Deutschland ein dankbares Publikum. Nachdem der Präsident der Bundesvereinigung Dr.-Ing. Günter Timm eingangs die fachliche und wirtschaftliche Unabhängigkeit des Prüflingenieurs als dessen wichtigstes Gut klassifiziert hatte, hat er als zuständiger Minister eben diese Unabhängigkeit nebst staatlichen Vergütungsregeln seinerseits als jene Instrumente der Politik charakterisiert, ohne die eine „Privatisierung“ des Prüflingenieurs nicht hätte zu Wege gebracht werden können – und damit alle Zuhörer sofort auf seiner Seite.

Und weil Timm das unnachgiebig kaufmännische Denken der Investoren und Bauträger als Diktat für mittlerweile beinahe jede Bauaufgabe beklagte, das vor allem an der Planung, an der Prüfung und an den Qualitäten der Ausführung zu sparen sich angewöhnt habe, und weil Beckstein aus ministerieller Sicht seinerseits postulierte, die Leistung des verantwortlichen Sachverständigen dürfe „so wenig



*Innenminister Dr. Günther Beckstein: „Ohne die Prüflingenieure hätte die Entlastung der staatlichen Bauaufsicht nicht zu Wege gebracht werden können.“*

zur Handelsware werden, wie es die Leistung der Bauaufsicht einschließlich der der Prüflingenieure ist“, hatten beide Seiten keinerlei Verständigungsprobleme. Sie waren sich einig: Der hoheitlich beliebene Prüflingenieur für Baustatik ist und bleibt der beste Weg zur Privatisierung der Prüfaufgaben.

Wenn da nicht die Beobachtung der Prüflingenieure gewesen wäre, die wiederum Timm artiku-

lierte, nach der die Zahl der Bauschäden zugenommen habe, weil überall in Deutschland bestimmte Bauten von der Prüfung freigestellt worden sind.

Diese Beobachtung interessierte den Minister sehr und er fragte auch gezielt nach. Timm berichtete deshalb weiter, dass sogar manche Versicherungsgesellschaft, weil die Schadensmeldungen sich häuften, schon erwäge, ihre Prämien heraufzusetzen.

Und auch die Qualität der Bausubstanz falle, „obwohl sie eine der wichtigsten volkswirtschaftlichen Ressourcen ist“, der Stagnation anheim, seit die bautechnische Prüfung privatisiert worden ist – nein, wörtlich sagte der Präsident der Bayerischen Ingenieurkammer-Bau, Prof. Dipl.-Ing. Karl Kling: „sie verludert doch nur“, weil die plankonforme, überwachte Bauausführung ein „glücklicher Zustand“ (gewesen) sei, den aufzugeben man sich volkswirtschaftlich gar nicht leisten könne.

Kling hatte viel Lob für die Prüflingenieure übrig, das sich vor allem auf deren fachliche Kompetenz und auf deren unabhängige Stellung zwischen den Stühlen der verschiedenen Interessen am Bau bezog, die „früher und heute“ ein Garant für verbraucherschützende Qualität am Bau seien.

Weil sie „überall hohe Anerkennung gefunden“ habe schloss Kling auch jene Bewertungsstelle in dieses Lob ein, die mit strikter Neutralität und Verschwiegenheit bei der Bayerischen Ingenieurkammer-Bau über eine einheitliche Bewertung und Abwicklung der Leistungen der verantwortlichen Sachverständigen und der Prüflingenieure in Bayern wacht, auch jener Prüfungen übrigens, die von den Kommunen und die von der Bayerischen Landesgewerbeanstalt (LGA) durchgeführt werden. Beide – Kommunen und LGA – haben sich, so un-

terstrich Kling, immer mit „bewunderungswürdiger Disziplin an jene „Friedensgrenze“ gehalten, die vor der Gründung der Bewertungsstelle zwischen allen Beteiligten gezogen worden sei: 30 Prozent der Prüfaufträge gehen an die Kommunen und die LGA und 70 Prozent an die Sachverständigen und Prüflingenieure.

Auch Beckstein sah in der Bewertungsstelle eine „besonders anzuerkennende Leistung“, die sich, wie Kling vorrechnete, 1999 in mehr als 4000 Projekten, und von Januar bis Juli 2000 schon in 3100 Projekten dokumentiert.

Berufspolitisch von hervorragender Bedeutung – und zwar nicht nur bayernweit, sondern deutschlandweit – dürfte auch der Bericht sein, den Becksteins Ministerium derzeit über die Erfahrungen mit der bayerischen Bauordnungsnovelle von 1998 vorbereitet.

Aus diesem Bericht sollen, wie Beckstein in Nürnberg ankündigte, „Vorschläge für Konsequenzen“ entwickelt werden, die aus diesen Erfahrungen zu ziehen sein werden, die aber, wie er vorsorglich schon anmerkte, „insgesamt erwartungsgemäß positiv“ ausfallen dürften.

Essig schüttete Beckstein in den Wein derjenigen, die sich von diesem Bericht bisher vielleicht den Beginn einer politischen Abkehr von den Freistellungsverfahren erhofft haben mögen, denn er sagte klipp und klar, „die immer wieder vorgebrachte These, die Privatisierung der vormaligen Standsicherheitsprüfung habe zu einem Defizit bei der Kontrolle durch das privatisierte ‚dritte und vierte Auge‘ geführt“, diese These sei – zumindest auf den Freistaat Bayern bezogen – „insgesamt ebenso schwer zu beweisen wie zu widerlegen“. Denn: „Die Rechnung, die hier aufgemacht werden muss, hat letztlich zu viele Unbekannte.“ Und, ergänzte Beckstein



*BVPI-Präsident Dr.-Ing. Günter Timm: Weil die Schadensmeldungen sich häufen, erwägen manche Versicherungen schon eine Anhebung der Prämien.“*

ministeriell-offiziell: „Allen Einzelfällen, die uns vorgetragen worden sind, sind wir nachgegangen; die dabei gewonnenen Ergebnisse stützen diese Besorgnis nicht“, entgegen den Feststellungen der Prüflingenieure.

Die Arbeitstagung der Prüflingenieure hatte aber nicht nur berufspolitisches auf der Agenda, sondern ihr Schwerpunkt sind traditionell die neuen wissenschaftlichen und praktischen fachlichen Erkenntnisse, die den Prüflingenieuren für ihre Arbeit wichtig sein können.

Dabei hat sich in den letzten Jahren, initiiert und befördert vom Vizepräsidenten der BVPI, Dr.-

Ing. Klaus Kunkel, eine Tradition in der Tradition entwickelt.

Eines der Themen, die am ersten, am „politischen“ Tag der Arbeitstagungen, am Eröffnungstag also, behandelt werden, ist immer ein vollkommen aus dem streng fachlichen Rahmen fallendes Thema.

Dieses Jahr war es die Silicium-Chemie, die von dem Leiter des Instituts für Anorganische Chemie der Goethe-Universität Frankfurt, Professor Dr. Norbert Auner, ausbreitet wurde. „Vom Sand zum künstlichen Herzen“ hatte er seinen Vortrag übertitelt, um damit die nahezu unwahrscheinlich anmutende Breite und Tiefe seines Themas anzudeuten, das er dann in einer reichlichen Dreiviertelstunde vor seinem staunenden Publikum ausbreitete in dem er zeigte, dass die unendliche Ressource Sand das Element des kommenden Jahrtausend sein werde und dass Silicium – das „weiße Gold“ – jener Stoff sei, mit dem die Menschheit eine bisher ungeahnte Menge von Problemen in einer bisher ungeahnten Qualität lösen können.

Über die anderen Referate braucht an dieser Stelle nicht weiter berichtet zu werden, denn sie werden wie immer im *Prüflingenieur* veröffentlicht.

## Timm erneut zum Präsidenten der BVPI gewählt

Der Präsident der Bundesvereinigung der Prüflingenieure für Bautechnik, Dr.-Ing. Günter Timm, ist bei den Vorstandswahlen der jüngsten Mitgliederversammlung am 24. September in Nürnberg einstimmig erneut in seinem Amt bestätigt worden. Auch der Vizepräsident der BVPI, Dr.-Ing. Klaus Kunkel, ist wiedergewählt worden. Als Nachfolger von Dipl.-Ing. Fritz Mönnig (s. a. Seite 11) ist als Vi-

zepräsident Dr.-Ing. Dieter Winselmann neu im BVPI-Vorstand. Dieses Führungstrio leitet in gleicher Funktionsaufteilung auch den Bau- und Überwachungs-Verein BÜV, der im Anschluss an die Arbeitstagung der BVPI in Nürnberg außerdem Dr.-Ing. Hubert Verheyen, Dipl.-Ing. Josef Steiner, Dipl.-Ing. Gerhard Feld und Dipl.-Ing. Fritz Mönnig in den Beirat wählte.



Große Resonanz auf das erste VPI-Zeitgespräch

## Pfusch am Bau: Was fehlt, ist der Treuhänder des Bauherrn

Qualitätssicherung und Kostensenkung müssen einander nicht widersprechen

**Pfusch am Bau: Dazu muss es nicht kommen, wenn unabhängige Experten nach dem so genannten Vier-Augen-Prinzip ein Bauvorhaben von der Planungsphase bis zur Bauabnahme begleiten. Zu diesem Fazit kam jetzt eine Expertenrunde mit am Bau Beteiligten bei einer Podiumsdiskussion zum Thema „Pfusch am Bau – Risiken heute“ in Hamburg.**

Ist Bauen für den jeweiligen Bauherrn heute ein Roulette-Spiel? Heißt billig bauen gleich Pfusch am Bau? Und: Wann und wo entstehen die meisten Schäden? Fragen wie diese waren Gegenstand der gut besuchten Podiumsdiskussion, zu der die Bundesvereinigung der Prüfm Ingenieure für Bautechnik (VPI) und das Deutsche Institut für Prüfung und Überwachung (DPÜ) im Juni in den ABC-Bogen in Hamburg eingeladen hatten.

Nachdem die Prüfm Ingenieure in Zusammenarbeit mit der Hamburger Verbraucherzentrale einige Tage zuvor in einer groß angelegten Telefon-Aktion über 100, zumeist privaten Bauherren Tipps bei der Regelung von Schadensfällen und zur Schadensvermeidung gegeben hatten, gingen jetzt Experten auf dem Podium der Frage nach, worauf es ankommt, wenn man vernünftige Qualitäten anbieten will: Ingenieure, Architekten, Bauträger, ein



Angeregte Diskussion über das Thema „Pfusch am Bau – Risiken heute“. Die Diskussionsteilnehmer waren (von links): RA Stephan Bentrop, Rechtsanwalt bei der Verbraucherberatung in Hamburg; Arne Berg, Geschäftsführer des Landesverbandes Freier Wohnungsunternehmen Hamburg, Schleswig-Holstein und Mecklenburg-Vorpommern; Dr.-Ing. Karl-Heinrich Schwinn, Präsident der Bundesingenieurkammer in Berlin; Prof. Bernhard Winking, Hochschule für Bildende Künste in Hamburg; Dr. Peter Gillies, Journalist (Die Welt); Dr.-Ing. Günter Timm, Präsident der BVPI; Gabriele Iwersen, SPD-Bundestagsabgeordnete, Mitglied im Arbeitskreis Bauen und Wohnen; Ministerialdirektor Robert Scholl, Leiter der Dienststelle Bonn des Bundesministeriums für Verkehr, Bau- und Wohnungswesen; Dietmar Manke, Bauträger

Verbraucherschützer und Politiker äußerten übereinstimmend die Auffassung, dass jedes Bauvorhaben nach dem so genannten Vier-Augen-Prinzip, also von unabhängigen Experten, begleitet werden sollte. Es fehle heute der Treuhänder des Bauherren, meinten die Experten.

Rund 150 Zuhörer erlebten eine engagierte Diskussion mit unterschiedlichen Argumenten, insbesondere bei der Frage, ob eine solche baubegleitende Prüfung auch für Einfamilienhäuser wieder wie früher von Staats wegen vorgeschrieben werden oder ob diese, wie es Dietmar Manke als Bauträger und Arne Berg, Landesgeschäftsführer des Landesverbandes Freier Wohnungsunternehmen forderten, lediglich auf freiwilliger Basis erfolgen solle. Sie argumentierten, für seriöse Bauträger sei eine Qualitätskontrolle ohnehin selbstverständlich.

Der Präsident der Bundesvereinigung der Prüfm Ingenieure für Bautechnik, Dr.-Ing. Günter Timm, hielt entgegen, die deutliche Zunahme von Bauschadensfällen seit der Abschaffung der hohheitlichen bautechnischen Prüfung von Einfamilienhäusern hätte bewiesen, dass Appelle an die Bauunternehmer, einen unabhängigen Sachverständigen zwischenzuschalten, auf keinen Fall ausreichen. Um Kosten einzusparen, würden die meisten Unternehmen heute auf eine Prüfung von außen verzichten. So komme es sehr oft zu Schadensfällen, deren Verursacher erst viel später oder womöglich gar nicht mehr festgestellt werden können. Leidtragende seien immer die Verbraucher, auf die im Schadensfall nicht selten langwierige und teure Prozesse zukämen.

Im Gegensatz zu dem Bauträger, der die Meinung vertrat, beim Pfusch am Bau handle es sich überwiegend um Ausführungsfehler, wies Dr. Timm darauf hin,

viele Fehler entstünden bereits in der Planungsphase. Die Bundestagsabgeordnete Gabriele Iwersen schloss sich Dr. Timm an und sagte, „auf jede Baustelle gehört jemand, der sozusagen von außen zusieht und unabhängig prüft und überwacht.“ Der Erwerber eines schlüsselfertigen Hauses könne nicht als Bauherr im herkömmlichen Sinne angesehen werden, zumal er in der Regel ein Haus kauft, auf dessen Planung und Erstellung er keinen Einfluss hat.

Einmütig unterstützten alle Experten die Forderung des Hochschullehrers und Architekten Prof. Bernhard Winking von der Hochschule für Bildende Künste in Hamburg nach einer besseren Ausbildung aller am Bau Beteiligten. Er hatte schon in seinem Einführungsvortrag darauf hingewiesen, dass in der unzureichenden und teilweise mangelhaften Ausbildung von Architekten, Planern und Handwerkern eine der Hauptursachen für Bauschäden liege. Prof. Winking fand es begrüßenswert, wenn sich auf Grund einer arbeitsteiligen Planung und Ausführung eine Koordinierung durch den Prüffingenieur ergibt.

Ministerialdirektor Robert Scholl, Vertreter des Bundesbauministeriums, forderte alle am Bau Beteiligten auf, dabei mitzuwirken, dass Qualitätssicherung und Kostensenkung nicht widersprüchlich sein müssten. „Wir müssen kostengünstige Qualität bauen, wenn der Markt Vertrauen haben soll“, sagte Scholl. Seiner Meinung nach gibt es trotz restriktiver Bodenpolitik vonseiten der Kommunen und damit verbundenen enormen Grundstückskosten auf dem Bausektor noch erhebliche Kostensparpotenziale. Über diese müsse in der Zukunft gemeinsam nachgedacht werden.

Der Präsident der Bundesingenieurkammer, Dr.-Ing. Karl-Heinrich Schwinn, plädierte gleichzeitig für ein besseres Zu-

sammenwirken der vielen unterschiedlichen Gewerke: „Ein Bauwerk muss mehr Teamarbeit sein“, sagte er und der Bauunternehmer Manke zog das Fazit: „Wir müssen alle näher zusammenrücken“.

Die große Resonanz, die dieses erste „Zeitgespräch“ der Bundesvereinigung der Prüffingenieure für Bautechnik bei Fachleuten, bei Bauherren und in der Presse gefunden hat, gibt Anlass diese Art von Veranstaltung fortzuführen.

## Einsturz eines Turnhallendaches

# „Ein Zeichen fehlender unabhängiger Prüfung und Überwachung“

## Ingenieurkammer Bayern plädiert für gesetzliche Sicherstellung „der lebenswichtigen Baukontrollen“

**Den Einsturz eines Turnhallendachs in Bayreuth hat die Bayerische Ingenieurekammer-Bau zum Anlass genommen, mit einer weit gestreuten Pressemitteilung der breiten Öffentlichkeit in Bayern die Konsequenzen fehlender unabhängiger Prüfungen vor Augen zu führen.**

Der Einsturz des Daches, so die Kammer, wäre nämlich vermeidbar gewesen und könne nur als ein unmissverständliches Zeichen fehlender unabhängiger Überwachung gewertet werden. Kammerpräsident Prof. Dipl.-Ing. Karl Kling sah deshalb in dem Unglück den Beweis für eklatante Schlampereien und Fertigungsfehler.

Zwar müsse „den Bausünden der Vergangenheit“ der Einsturz der knapp 20 Jahre alten Turnhalle zugeschrieben werden. Aber auch die jüngste Genehmigungs- und Baupraxis, so warnte die Bayerische Ingenieurekammer-Bau, bleibe die Antwort auf vermeidbare Risiken schuldig. „Kostengünstigkeit und nicht verlässliche Wirtschaftlichkeit im gesetzlichen Rahmen“ sei vielfach der alleinige Gradmesser für private und öffentliche Investoren. Vollends verloren gingen transparente Planungs-, Ausführungs- und Kontrollstrukturen bei der Beauf-

tragung von Generalunternehmern. Der Leidtragende sei dann immer der Verbraucher.

Die Bayerische Ingenieurekammer-Bau appellierte deshalb an die an der Verschlinkung des Bauordnungsrechts Beteiligten: Bei der Handhabung des vereinfachten Genehmigungsverfahrens müsse, so die Kammer, „die lebenswichtige Aufgabe der Baukontrolle“ in Zukunft sichergestellt werden. Auch der bayerische Gesetzgeber sei aufgerufen, dem „verbraucherfeindlichen Treiben“ ein Ende zu bereiten. Entgegen einschlägiger gesetzlicher Bestimmungen werde nämlich noch immer auf vielen Baustellen der Nachweis der Standsicherheit (Statik) und die Prüfung der statischen Unterlagen von den Bauherren nicht in Auftrag gegeben. Baukontrollen unterbleiben. Der Nachweis der Standsicherheit müsse deshalb wieder die erforderliche Priorität auch für jeden Investor gewinnen.

## 300 Teilnehmer beim 8. Bautechnischen Seminar in Nordrhein-Westfalen

# Viel Neues über Glas, Stahl, Brandschutz und Baugrund

## Das Bau-Ministerium bot wieder eine attraktive Auswahl aktueller Themen

Viel Neues über Glas, Stahl, Brandschutz, Baugrund und Unterfangungen hat das 8. Bautechnische Seminar NRW geboten, welches das Ministerium für Städtebau und Wohnen, Kultur und Sport von Nordrhein-Westfalen und die Landesvereinigung NRW der Prüflingenieur für Baustatik kürzlich in Wuppertal durchgeführt haben. Fast 300 Prüflingenieure und Vertreter von Bauaufsichtsbehörden ließen sich dabei über die neuesten Entwicklungen auf diesen Gebieten unterrichten.

Vorab aber muss auch dies einmal gesagt werden: Der Leitende Ministerialrat Diplom-Ingenieur Dieter Eschenfelder, der als Gruppenleiter „Bautechnik“ im Ministerium tätig ist, hat als Spiritus Rector aller bisherigen Seminare mit seinen Mitarbeitern wieder einmal sein sehr „glückliches Händchen“ bei der Auswahl aktueller Themen und geeigneter Referenten bewiesen. Souverän und temperamentvoll entledigt er sich dabei seiner Aufgabe, die Teilnehmer über die ständigen Änderungen der Technischen Baubestimmungen und der Bauregellisten zu unterrichten, ohne bei dieser „Pflichtübung“ den Gedanken an ein trockenes Thema aufkommen zu lassen. Mitarbeiter des Ministeriums übernehmen außerdem regelmäßig Vorträge zu Fragen, die bei der Durchführung von bautechnischen Prüfungen auftreten oder die Entwicklungen neuer Bauarten angehen.

Glas zum Beispiel ist so ein Thema. Über die Besonderheiten dieses Baustoffes, seine Vorzüge und Tücken bei lokalen Spannungskonzentrationen sowie über den Normungsstand berichtete MR Dr.-Ing. Bertram, nicht ohne etwas von der Faszination, die von Glaskonstruktionen ausgehen,

durch Dias von ausgeführten Beispielen spüren zu lassen.

MR Dipl.-Ing. Klauke berichtete über den Baustoff „Gründungsboden“ und das unauflöslche Zusammenwirken von Bauwerk und Baugrund. Um dies bei außergewöhnlichen Gründungsgegebenheiten richtig zu beurteilen, hat der Gesetzgeber in der seit dem 01.06.2000 geltenden Landesbauordnung die Einschaltung von staatlich anerkannten Sachverständigen für Erd- und Grundbau verbindlich vorgeschrieben. Diese neue Rechtsfigur soll den Prüflingenieuren/saSV auf dem Gebiete der Bodenmechanik und des Erd- und Grundbaues künftig unterstützen.

Dazu passte gut der Bericht von Prof. Dr.-Ing. Weißenbach. Sein Thema: Bauwerksunterfangungen nach DIN 4123. Erforderlich wurde die jetzt im Weißdruck vorliegende neue Fassung eigentlich nicht, denn die zunächst bestehende Absicht, die heute in vielen Fällen eingesetzten Sonderbauweisen (HDI-Verfahren, Bohrfahlgründungen etc.) wurde bald fallen gelassen, um Neuentwicklungen nicht unnötig zu behindern.

Fazit: Abgesehen von dem angewachsenen Seitenumfang

bringt die neue DIN 4123 im Kern nicht viel Neues.

Wer sich mit den theoretischen Grundlagen und der praktischen Bemessung von Stahlbauwerken beschäftigt, kommt an der Forschungsstätte Ruhr-Universität Bochum nicht vorbei. Diese Universität besetzte in kurzer Zeit in der Bundesrepublik Deutschland einen der ersten Plätze seit ihrer Gründung in den 70-er Jahren. Prof. Dr.-Ing. Kindmann fand jetzt mit seinen Mitarbeitern heraus, dass bei Anwendung des genaueren Nachweisverfahrens in bestimmten Fällen der Schnittkraftkombination zu große Tragfähigkeiten errechnet werden. Bei der sehr komplex aufgebauten Gleichung zur Erfassung der Spannungszustände hat man es jedoch mit mehr unbekanntem als bekannten Größen zu tun. Der Sachverhalt ist in der Forschung noch nicht abgeschlossen, dies zeigt die Veröffentlichung einer ganzen Reihe wissenschaftlicher Untersuchungen. Kindmann konnte jedoch überzeugend aufzeigen, welcher Bereich bei beliebig zusammengesetzten Blechen zu falschen Sicherheiten führen kann.

Wer sich mit Stahl befasst, sollte auch etwas von der „heißen Bemessung“ von Stahlverbundkonstruktionen verstehen. Daran erinnerte Prof. Dr.-Ing. Wolfram Klingsch von der Universität/GHS Wuppertal in seinem Vortrag. Eindrucksvoll zeigte er die Gestaltungsmöglichkeiten auf, nicht ohne das Auditorium zu ermutigen, sich für eine größere Verbreitung dieser nahezu bis in jedes Detail technisch ausgereiften Konstruktionsart einzusetzen. Die bautechnischen Seminare in NRW haben nicht nur Tradition, sie sind auch ein gutes Kontakt-Parkett für die Prüflingenieure und ihre Kollegen in den Bauaufsichtsbehörden, auf dem so manche fachliche Anregung ausgetauscht werden kann.

*Dipl.-Ing. Josef G. Dumsch*



## LBO-Änderung nach Redaktionsschluss der April-Ausgabe

NRW: Prüfung der Standsicherheit entfällt nicht grundsätzlich

Der freundlichen Aufmerksamkeit des Leiters des Ingenieurreferats der Ingenieurkammer-Bau von Nordrhein-Westfalen, des Geschäftsführers Christoph Heemann, verdanken wir, dass wir eine redaktionstechnisch unumgängliche Inaktualität in der Meldung „NRW: Prüfm Ingenieure befürchten erhebliche Auftragsrückgänge“ (Seite 12 des April-Heftes 2000) nunmehr korrigieren können.

Wir hatten geschrieben, dass in der neuen Landesbauordnung von NRW die Prüfung der Standsicherheit für Gebäude geringer Höhe grundsätzlich entfallt.

Dieser Passus konnte jedoch durch Intervention der Ingenieurkammer und der Landesvereinigung der Prüfm Ingenieure für Baustatik in NRW geändert werden. Zutreffend ist jetzt, dass nach § 68 Abs. 3 Nr. 1 bis 3 BauO NRW (n. F.) die Nachweise u.a. zur Standsicherheit für folgende Bauvorhaben nicht mehr von staatlich anerkannten Sachverständigen geprüft werden müssen:

- Wohngebäude geringer Höhe mit bis zu zwei Wohnungen einschließlich ihrer Nebengebäude und Nebenanlagen,

- freistehende landwirtschaftliche Gebäude, auch mit Wohnteil, bis zu zwei Geschossen über der Geländeoberfläche, ausgenommen solche mit Jauche und Flüssigmist und

- eingeschossige Gebäude mit einer Grundfläche bis 200 m<sup>2</sup>.

## Ein Pionier des Qualitätsmanagements

# Fritz Mönnig nach zehnjähriger Vizepräsidentschaft aus dem Vorstand der BVPI ausgeschieden

Er vertrat die Prüfm Ingenieure auf nationalem und internationalem Parkett

Nach zehnjähriger Tätigkeit als Vizepräsident hat sich Dipl.-Ing. Fritz Mönnig anlässlich der jüngsten Arbeitstagung in Nürnberg aus dem Vorstand der Bundesvereinigung der Prüfm Ingenieure für Bautechnik auf eigenen Wunsch verabschiedet. Das kollegiale Plenum dankte ihm mit lang anhaltendem Beifall, nachdem BVPI-Präsident Dr.-Ing. Günter Timm an die zahllosen Verdienste erinnert hatte, die Mönnig sich auf nationalem und internationalem Parkett im Dienst der deutschen Prüfm Ingenieure erworben hat.

Während seiner Amtszeit hat Mönnig mannigfache Kontakte zu vielen europäischen Prüforganisationen der EU geknüpft. Lange Zeit vertrat er die Prüfm Ingenieure zum Beispiel im Consortium of European Building Control (CEBC) und in der Confédération Européenne D'Organismes De Control (CEOC). Eine fruchtbare Zusammenarbeit und eine Vielzahl von Konferenzen zum Zwecke des Erfahrungsaustausches hatten das Ziel, alle europäischen Ingenieure zusammenzuführen, die die Bauwerkskontrollen durchführen.



Dipl.-Ing. Fritz Mönnig

In der Fédération Internationale Du Beton (fib), von der Mönnig im letzten Jahr eine Auszeichnung für besondere Ingenieurleistungen erhielt, vertrat er die Interessen der Beratenden Ingenieure und der Prüfm Ingenieure zur Erhaltung der Qualität von Fertigteilen auf europäischer Ebene, und er erwarb sich große Verdienste im Zusammenhang mit der europäischen Normung.

Die Qualitätssicherung von Planungs- und Prüfm Ingenieur-

büros wurde von Dipl.-Ing. Mönnig im Bau-Überwachungsverein BÜV maßgebend bis zur endgültigen Reife entwickelt. Mit großem Idealismus und hohem persönlichem und eigenfinanziellen Aufwand wurden in seinem Büro Verfahrensweisungen für die Büroorganisation und für die lückenlose Rückverfolgbarkeit von Büroabläufen erstellt, die jetzt den Prüfm Ingenieuren des BÜV zur Verfügung stehen. Diese Qualitätssicherung dient u.a. auch der Dokumentation von Auftragsabläufen zur juristischen Absicherung der Verantwortlichkeiten.

Mönnig ist seit 1987 Partner im Ingenieurbüro Prof. Dr.-Ing. Heinrich Bechert & Partner in Berlin und seit 1988 Prüfm Ingenieur für Baustatik, seit 1995 ist er zudem Prüfm Ingenieur für das Eisenbahnbundesamt und Sachverständiger der TOS für Anlagen nach VAWS. Das Ingenieurbüro in Berlin arbeitet nach einem Qualitätsmanagement-System, das vom Germanischen Lloyd zertifiziert ist.

**Die hohe und verlässliche Qualifikation der Sachverständigen liegt ihm besonders am Herzen**

## TOS-Vorsitzender Dr. Harald Bitter wurde 60 Jahre alt

Der Vorsitzende der Technischen Organisation von Sachverständigen (TOS), Dr.-Ing. Harald Bitter, ist kürzlich 60 Jahre alt geworden. Bitter hat die Führung der TOS gleich nach ihrer Gründung übernommen, und diese Vereinigung von öffentlich bestellten und vereidigten und staatlich anerkannten Sachverständigen zu einer überzeugenden Interessenvertretung ausgebaut. Bitter war es, der den Aufbau eines akkreditierten Zentrallabors in der TOS initiierte, womit europäisch anerkannte Zertifizierungen für Sachverständige vergeben werden konnten.

Als erfahrener unabhängiger Ingenieur für Heizungs-, Lüftungs- und Klimatechnik ist Bitter seit Jahrzehnten schon ein gestandener Mann der deutschen und europäischen Normenentwicklung. Selbst seit fast 25 Jahren öffentlich bestellt und vereidigt hat er seine beruflichen Erfahrungen und sein außerordentliches Wissen nicht nur der Entwicklung seines eigenen Büros, sondern eben auch der Definition und Fortschreibung einer Vielzahl nationaler, europäischer und internationaler Normen und Regelwerke im Bereich der Heizung, Lüftung und Klimatisierung zur Verfügung gestellt.

Aber nicht nur das: Nebenher hat Bitter mannigfache verbandspolitische Aufgaben übernommen, beispielsweise als Vorsitzender bundesweiter Fachausschüsse für die fachliche Qualifikation der Antragsteller auf öffentliche Bestellung und Vereidigung oder für Qualifikationsprüfungen von Sachverständigen gemäß der Sonderbauverordnungen auf dem Gebiet der Heizung und Lüftung und für Rauchabzugsanlagen und



Dr. Harald Bitter

Feuerlöschanlagen. Dabei liegt ihm eine verlässliche, hohe Qualifikation der Sachverständigen besonders am Herzen, für die er als Vorsitzender des Fachausschusses Heizung, Lüftung, Klimatechnik und Sanitärtechnik der Industrie- und Handelskammer Region Stuttgart sorgt, der bundesweit dafür zuständig ist, die fachliche Qualifikation der Antragsteller auf öffentliche Bestellung und Vereidigung auf diesem Sachgebiet zu überprüfen.

Außerdem sitzt Bitter dem bundesweit agierenden Verein der Selbständigen Revisionsingenieure vor, und er ist Gründungsmitglied des Deutschen Instituts für Prüfung und Überwachung (DPÜ), der Dachorganisation der technischen Organisation von Sachverständigen des Bau-Überwachungsvereins (BÜV).

Seit 20 Jahren unterhält Bitter in Stuttgart die national und international mehrfach akkreditierte und zugelassene Prüfstelle WS-PLab, die sich vor allem mit Prüfungen von Bauteilen seines Sach-

gebiets beschäftigt. Die Sachverständigen in Deutschland und Europa verdanken Bitter vieles. Seinem Einsatz ist es mit zhu verdanken, dass die Qualifikation der Sachverständigen und damit auch die Qualität der Prüfung in ganz Europa ein anerkannt hohes Ansehen erreicht haben und behalten werden.

**13./14. November:**

### Vorträge über Sonderkapitel aus dem Brücken- und Ingenieurbau

Die Bundesanstalt für Materialforschung und -prüfung (BAM) und die Abteilung Brücken-, Tunnel- und Wasserbau der Berliner Senatsverwaltung für Stadtentwicklung veranstalten am 13. und 14. November 2000 in den Räumen der BAM eine Fachtagung über „Sonderkapitel aus dem Brücken- und Ingenieurbau“. Die vorgesehenen Beiträge beschreiben neuere Entwicklungen für die Untersuchungsmethoden an Bauwerken und den Einsatz neuer Technologien und Baustoffe beim Brücken- und Ingenieurbau. Zudem werden aktuelle internationale Regelwerke erläutert sowie eines der künftigen großen Verkehrsprojekte Berlins vorgestellt. Die Veranstaltung richtet sich an wissenschaftliche Einrichtungen, Überwachungsbehörden, Ingenieurbüros und Unternehmen des Baugewerbes. Am Abend des 13. November findet noch ein geselliges Beisammensein mit einigen kulinarischen Angeboten statt, bei dem sich Gelegenheit zum Vertiefen alter und zum Anknüpfen neuer Kontakte bieten wird. Die Tagungsgebühr beträgt 140 DM inklusive Abendveranstaltung (für öffentliche Dienststellen: 80 DM).

Auskünfte und Anmeldung bei der BAM (Monika Athner, Fax: 030/8104-1707).



## Jahrzehntelanges ehrenamtliches Engagement

# Hans-Georg Pühl wurde mit dem Bundesverdienstkreuz am Bande ausgezeichnet

Für sein jahrzehntelanges, vielfältiges ehrenamtliches Engagement in zahlreichen nationalen und internationalen berufspolitischen Gremien ist der Essener Beratende Ingenieur VBI und Prüflingenieur für Baustatik Dipl.-Ing. Hans-Georg Pühl mit dem Bundesverdienstkreuz am Bande ausgezeichnet worden.

Nach dem Studium an der TH Hannover begann der in Hamburg geborene Hans-Georg Pühl 1949 seine berufliche Laufbahn in Essen und wurde kurze Zeit später zum Oberingenieur bei Prof. Rausch ernannt. Nach zehn Jahren intensiver praktischer Tätigkeit im konstruktiven Ingenieurbau und theoretischer Weiterbildung, insbesondere auf dem Gebiet der Bauwerksdynamik, gründete er 1959 sein eigenes Ingenieurbüro und erhielt bereits 1964 die Anerkennung als Prüflingenieur für Baustatik.

Neben seiner beratenden Tätigkeit in den klassischen Ar-



Der Essener Bürgermeister Norbert Kleine-Möllhoff (rechts) hat Diplom-Ingenieur Hans-Georg Pühl das Bundesverdienstkreuz überreicht.

beitsbereichen des konstruktiven Ingenieurbaus, des Bergbaus und der Bauwerksdynamik engagierte sich Pühl in der Vereinigung der Prüflingenieure NRW, im Verband Beratender Ingenieure, zu deren Vizepräsident er 1966 gewählt wurde, sowie in internationalen Verbänden. Die Wahl zum Vizepräsidenten des damaligen europäischen Zusammenschlusses der Verbände der Beratenden Ingenieure (CLIC) im Jahre 1970 und in den Vorstand des internationalen Verbandes der Beratenden Ingenieure (FIDIC) im Jahre 1972 sowie als Mitglied des Verbandsgerichts des VBI 1982 kennzeichnen auch sein berufspolitisches Verständnis.

Als 1994 die gerade neu gegründete Ingenieurkammer-Bau NRW zur Bewerbung in die erste Vertreterversammlung aufrief, wurde er von vielen Kollegen geradezu aufgefordert, sich der Wahl zu stellen und seine vielfältigen Erfahrungen in diese neue berufsständische Kammer einzubringen. Inzwischen gehört Pühl der zweiten Vertreterversammlung an.

Dipl.-Ing. Josef G. Dumsch

## DIN 1045/Brandschutz/Nichtlineare Tragwerksberechnung/Verbundbau

### NRW: 9. Bautechnisches Seminar am 9. November in Ratingen

Die Vereinigung der Prüflingenieure in Nordrhein-Westfalen und das Ministerium für Städtebau und Wohnen, Kultur und Sport in NRW veranstalten am 9. November in der Stadthalle von Ratingen ihr 9. Bautechnisches Seminar.

Themen dieses Seminars, das von dem Leiter der Abteilung Bauaufsicht/Bautechnik des Ministeriums, Ministerialdirektor W. Dahlke eröffnet und vom Vorsitzenden der Landesvereinigung der Prüflingenieure, Dr.-Ing. J. Erdmann, geleitet und moderiert werden wird, sind die folgenden:

- Verfahrensstand DIN 1045 neu (Ministerialrat Dr.-Ing. D. Bertram, Ministerium für Städtebau und Wohnen, Düsseldorf),
- Einwirkungen auf Tragwerke nach DIN 1045 neu (Prof. Dr.-Ing. G. Sedlacek, RWTH Aachen),
- Brandschutzbemessung nach den Eurocodes (Prof. Dr.-Ing. D. Hossler, TU Braunschweig),
- Nichtlineare Tragwerksberechnungen im Stahl- und Stahlbetonbau (em. Prof. Dr.-Ing. W. Krätzig, Ruhr-Uni, Bochum),
- Bemessung von Verbundbauteilen nach DIN 18 800 und Eurocode 5 (Prof. Dr.-Ing. G. Hanswille, Universität GH Wuppertal),
- Brandschutzkonzepte als Bauvorlage (Ministerialrat Prof. Dipl.-Ing. H. G. Temme, Ministerium für Städtebau und Wohnen, Düsseldorf).

Die Teilnahme kostet 80 DM. Auskunft und Anmeldung bei der Landesvereinigung der Prüflingenieure NRW (Fax: 02 03/748 12 14).

**Honorarunterschreitungen sollen gemeldet werden**

## Bewertungsstelle in Nordrhein-Westfalen nahm ihre Arbeit auf

**Auch andere Bundesländer können ihre Leistungen ab sofort in Anspruch nehmen**

Nachdem eine außerordentliche Mitgliederversammlung der Vereinigung der Prüfungenieure für Baustatik in Nordrhein-Westfalen ihre Einrichtung im Mai 2000 rechtsverbindlich bestätigt hatte, konnte die nordrhein-westfälische Bewertungsstelle der Prüfungenieure, die bereits im Februar vorläufig eingerichtet worden war, ihre Arbeit ohne Unterbrechung fortsetzen.

Die außerordentliche Mitgliederversammlung wollte eine möglichst hundertprozentige Beteiligung der in NRW ansässigen staatlich anerkannten Sachverständigen (saSV) für die Prüfung der Standsicherheit erreichen. Sie hat deshalb den Beschluss der Mitgliederversammlung aus dem Jahre 1999 modifiziert. Die wichtigsten Aufgaben und Regelungen der Bewertungsstelle sind demnach nun:

- Eigenverantwortliche, schriftliche Honorarangabe des saSV gegenüber dem Bauherrn,
- Übersendung der Honorarangaben sowie der erhaltenen Prüfaufträge an die Bewertungsstelle bei Projekten mit anrechenbaren Kosten über 200.000 DM,
- Auskunftspflicht des saSV über seine Honorarermittlungen gegenüber der Bewertungsstelle,

■ Verbindliche Festlegung der Honorare durch die Bewertungsstelle bei Mehrfachanfragen des Bauherrn,

■ Offenlegung des Rechnungs- und Zahlungsverkehrs bei stichprobenhaften Kontrollen durch die Bewertungsstelle,

■ Meldung der saSV von vermuteten erheblichen Honorarunterschreitungen bei Kollegen.

Die saSV/Prüfungenieure in NRW bitten auch die Kollegen der anderen Bundesländer, die Bewertungsstelle grundsätzlich in Anspruch zu nehmen und durch konformes Handeln ihre Solidarität zu dokumentieren.

Die Geschäftsstelle ist mit drei fest angestellten Mitarbeitern besetzt. Sie wird von Dr.-Ing. Udo Paas geleitet.

Anschrift:  
BS-NRW GmbH,  
Rüttenscheider Str. 144,  
45131 Essen  
Tel.: 02 01/4 38 72-0  
Fax: 02 01/4 38 72-10

## DIBt-Bericht über „Neue Regeln für vorgefertigte Seil-Zugglieder“

**Aus nichtrostendem Stahl sind es „nicht geregelte Bauprodukte“**

Die alle zwei Monate erscheinenden „Mitteilungen“ des Deutschen Instituts für Bautechnik (DIBt) in Berlin sind immer wieder eine Fundgrube für wichtige fachliche Neuigkeiten. In der Ausgabe 4/2000 vom August dieses Jahres beispielsweise findet sich ein interessanter Beitrag über neue technische Regeln für vorgefertigte Seil-Zugglieder.

Verfasser des Beitrages ist der Mitarbeiter des DIBt, Dr.-Ing. K. Kathage. Er behandelt die bauaufsichtliche Betrachtung solcher Seil-Zugglieder, die, wenn sie aus unlegiertem Stahl sind, durch DIN 18800-1 geregelt werden, die aber,

wenn sie aus nichtrostendem Stahl bestehen, zu den nicht geregelten Bauprodukten gehören.

Regelungsbedarf besteht somit hinsichtlich des zeitabhängigen Trag- und Verformungsverhal-

tens sowie bezüglich ihres Korrosionsverhaltens. Außerdem enthält das Heft „Änderungen und Ergänzungen“ sowie „Geänderte und neue Anlagen“ zur Bauregelliste A und ein Verzeichnis der Holzbaubetriebe, die den Nachweis der Eignung zum Leimen von tragenden Holzbauteilen (DIN 1052-1) erbracht haben.

Die „Mitteilungen“ des DIBt kosten im Jahresabonnement 191 DM. Sie können bestellt werden beim

Verlag Ernst & Sohn  
Susanne Haberecht  
Bühningstraße 10  
13086 Berlin  
Tel.: 0 30/4 70 31-2 84  
Fax: 0 30/4 70 31-2 40

Vom 9. bis 12. September 2001 an der Uni in Stuttgart

## Internationales Symposium über Verbindungen von Stahl und Beton

Neueste Entwicklungen und Erfahrungen  
aus Forschung und Anwendung

Das Institut für Werkstoffe im Bauwesen der Universität Stuttgart (Professor Dr.-Ing. R. Eligehausen) wird vom 10. bis 12. September nächsten Jahres ein internationales Symposium über Verbindungen zwischen Stahl und Beton („Connections between Steel and Concrete“) durchführen

Das Institut lädt zu seinem Symposium schon jetzt ein, weil es „eine möglichst große Zahl von Forschern, Tragwerksplanern und Ausführenden aus der ganzen Welt“ über die neuesten Entwicklungen auf dem Gebiet der Verbindungen zwischen Stahl und Beton durch Befestigungsmittel und auf dem Gebiet des Verbundbaus informieren möchte, die in den letzten zehn Jahren in Forschung und Anwendung einen „dramatischen Fortschritt“ erfahren hätten.

Dieses Symposium gibt den forschenden, planenden und ausführenden Ingenieuren nämlich die Möglichkeit, den aktuellen Stand des Wissens aus Forschung und Praxis auf diesen Gebieten zu präsentieren, auszutauschen und zu diskutieren. Im Besonderen soll auf das lokale Verhalten des Betons im Bereich des Verankerungsmittels eingegangen werden, ohne jedoch den Einfluss auf die Gesamtkonstruktion aus den Augen zu verlieren. Damit soll ein Beitrag für den optimalen Einsatz von Befestigungstechnik und Verbundbau im konstruktiven Ingenieurbau geliefert werden.

Die Themen im Einzelnen:

- Versuche,
- Tragverhalten und Entwurf,
- dynamische Einwirkungen (Stoß, Erdbeben, Ermüdung),

- Dauerhaftigkeit,
- Brandverhalten,
- besondere Konstruktionen (z.B.: Flughäfen, Kraftwerke etc.),
- verwandte Themen (z.B.: Verankerungen im Mauerwerk).

Auskünfte erteilt, auch über eventuell noch einzureichende Beiträge, und Anmeldungen

nimmt entgegen das IWB-Institut der Universität Stuttgart  
Pfaffenwaldring 4  
70550 Stuttgart  
Tel.: 0711/685-3320  
Fax: 0711/685-3349  
E-Mail: kontakt@iwb-uni-stuttgart.de  
Internet: <http://www.uni-stuttgart.de>

## Betontag vom 9. bis 11. Mai

Der Deutsche Beton- und Bautechnik-Tag 2001 des Deutschen Beton- und Bautechnik-Vereins, des früheren Deutschen Beton-Vereins, wird vom 9. bis 11. Mai in München durchgeführt. Er widmet sich, in Erweiterung der bisherigen Agenden, „allen aktuellen technischen Fragen“ zwischen allen am Bau Beteiligten, insbesondere zwischen Auftraggebern und Auftragnehmern.

## Internationale Konferenz über Hochhäuser im September in Frankfurt

Eine internationale Hochhauskonferenz werden die Institute für Massivbau der Universität Leipzig und der TU Darmstadt vom 5. bis 7. September 2001 in Frankfurt am Main durchführen.

Veranstalter sind die Professoren Dr.-Ing. G. König (Leipzig) und Dr.-Ing. C.-A. Graubner (Darmstadt), die Vorträge von international anerkannten Fachleuten aus den Baubehörden, von seiten der Investoren und der Betreiber bieten werden.

Themen sind:

- Architektur der Hochhäuser,
- Tragwerke/Statik,
- Projektsteuerung und Projektentwicklung,
- Gebäudetechnik,
- Ausführung,
- Forschung.

Auskünfte erteilen sowohl die Universität Leipzig (Fax: 0341/9733-809) als auch die TU Darmstadt (Fax: 06151/16-5344).

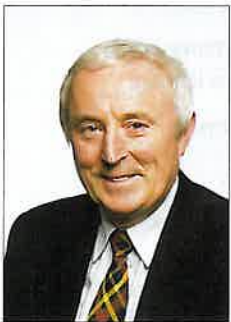


# Rohrknoten aus Stahlguss

**Praktische Hinweise für eine Bauart, für die es bisher noch keine anerkannte Berechnungs-Methode gibt**

Stahlgussknoten für Stahlrohrfachwerke sind robuste homogene Bauteile. Sie haben gegenüber direkt verschweißten Rohrknoten einen viel günstigeren inneren Kraftfluss mit signifikanten Vorteilen hinsichtlich der statischen und dynamischen Festigkeit, der Zugänglichkeit der Schweißnähte, der Einfachheit der Bemessung, der Wartung, der Lebensdauer und des vertrauenerweckenden Aussehens, und das um so hervorstechender, je mehr Rohre aus unterschiedlichen Richtungen in einem Knoten vereint werden müssen. Da es bisher keine allgemein anerkannten Methode für die Berechnung solcher Knoten – insbesondere für die der Spannungsspitzen in den Rohranschlüssen – und auch keine klare Einordnung der Anschlussnaht für die Diagonalen in eine Ermüdungskategorie unter Berücksichtigung der Nahtunterlage gibt, werden nachfolgend einige praxisorientierte Hinweise und beispielhafte Bildbelege gegeben.

**Dr.-Ing. Hans Schober**



*Jahrgang 1943; studierte das Bauingenieurwesen (Konstruktiver Ingenieurbau) an der Universität Stuttgart, war danach zunächst als Ingenieur bei Philip Holzmann und als wiss. Assistent am Institut für Massivbau der Universität Stuttgart tätig, trat 1982 in dessen Büro in Stuttgart ein, promovierte*

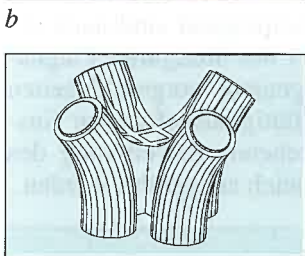
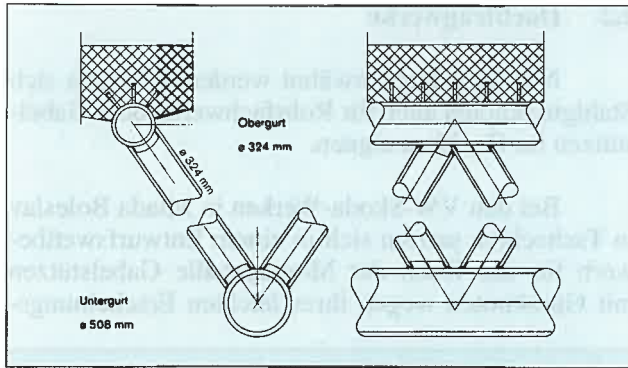
*1984 und wurde 1992 Partner der Schlaich, Bergermann und Partner Beratende Ingenieure im Bauwesen GbR*

## 1 Einführung

Räumlich aufgelöste Fachwerkstrukturen aus Stahlrohren finden zunehmend Anwendung im Brücken-, Hoch- und Industriebau, weil sie häufig konstruktiv und gestalterisch den vollwandigen Konstruktionen überlegen sind. Ihre offensichtlichen Schwachpunkte sind aber ihre derzeit noch üblichen direkt verschweißten Knoten. Darüber können auch bewundernswerte Fortschritte in der elektronisch gesteuerten Zuschneidetechnik für die Diagonalen (einschließlich deren Ablängung mit Aufsatz- und Nahtform) und in der Schweißtechnik nicht hinwegtäuschen. Selbst wenn die vorgeschriebenen, den Entwurf schmerzhaft einschränkenden Vorgaben der relativen Durchmesser und Wanddicken der zu verschweißenden Rohre eingehalten werden und man sich konstruktiv darauf beschränkt, im Wesentlichen nur Diagonalen an durchgehende Gurtrohre anzuschließen, bleiben die Bemessung und vor allem der Ermüdungsnachweis wegen der ungünstigen Schweißnahtlagen und -formen problematisch. „Es fehlt sowohl an einer allgemein anerkannten Methode zur vereinfachten Berechnung der Spannungsspitzen in den Rohranschlüssen als auch an einer klaren Einordnung der Anschlussnaht für die Diagonalen in eine Ermüdungskategorie unter Berücksichtigung der Nahtunterlage“ konstatiert H.-G. Dauner, um dann für seinen sehr schönen Viadukt von Lully zu schildern, welche Anstrengungen nötig waren, dessen geometrisch ja noch recht einfaches Rohrfachwerk (**Abb. 1 a**) hinsichtlich der Bemessung, Fertigung und Qualitätssicherung in den Griff zu bekommen und wie viele Fragen weiterer Untersuchung bedürfen.

Komplizierte Knoten (**Abb. 1 b**) lassen sich oft nur mit zusätzlichen Knotenblechen „lösen“, und man mag gar nicht daran denken, wie sie reagieren, wenn sie wirklich ihre Bemessungsbeanspruchung erfahren. Mit Stahlgussknoten (**Abb. 1 c**) löst sich dieses Problem (fast) von selbst! Denn:

■ Der Werkstoff Stahlguss ist heute weit weg von der alten Vorstellung eines spröden, porösen, nur druckfesten und nicht schweißbaren Werkstoffes. Er erfüllt, wie im Weiteren noch gezeigt wird, heute alle erdenklichen Qualitätsanforderungen hinsichtlich Festigkeiten, Zähigkeiten, Schweißbarkeit, Korrosionsbeständigkeit und erlaubt – für räumliche Knoten besonders begrüßenswert – eine richtungsunabhängige Ausnutzung der Werkstückeigenschaften.



c

Abb. 1: Stahlfachwerkknoten im Vergleich:  
a) verschweißt, einfache Geometrie (Viadukt Lully [1])  
b) verschweißt, geschraubt; c) Stahlgussknoten

Die Knotenform und die Wanddicken lassen sich optimal und effektiv dem Kraftfluss aus den ankommenden Rohren anpassen. Sorgfältig ausgerundete Knoten bedürfen keiner eigenen Bemessung, wenn die Rohre selbst und die Stöße Rohre – Knoten sicher bemessen sind.

Stahlguss erlaubt naturgemäß die Herstellung auch noch so komplizierter Knotenformen, bewältigt also auch Fachwerkknoten, in denen sich zahlreiche Rohre aus beliebigen Richtungen präzise in einem Systempunkt treffen müssen.

Stahlguss erlaubt deshalb im Knotenbereich fließende Formen ohne scharfe Kanten, natürlich auch in einspringenden Ecken. So werden Spannungskonzentrationen und Kerbwirkungen konstruktiv ausgeschaltet und problematische Schweißungen mit Querschnittsprüngen vermieden. Fehler im Stahlguss haben größere Kerbradien als die in der entsprechenden direkten Rohrverschweißung und sind deshalb hinsichtlich der Ermüdung weit weniger kritisch.

Mit Stahlgussknoten können die Schweißnähte Knoten – Rohre weg vom Knotenkern in die weniger beanspruchten Stützen gelegt und dort rechtwinklig zur Achse so angeordnet werden, dass die Schweißnaht einfach und gut zugänglich ist. Dadurch werden auch Nebenspannungen im Knoten aus dem Schweißen vermieden.

In ausgerundeten Stahlgussknoten fließt das Wasser ab und die Knoten werden gut durchlüftet, so dass nicht nur der Korrosionsansatz vermindert wird, sondern auch die Zugänglichkeit zur Inspektion und Wartung sehr gut ist.

Schließlich sehen Gussknoten gut und vertrauenerweckend aus, weil sie natürlich geformt sind.

Die bessere Qualität hat natürlich auch ihren Preis. Eine Rohrkonstruktion mit Gussknoten kostet bis zu 6 % mehr als eine mit verschweißten Knoten.

Wegen dieser Vorteile werden im Büro des Verfassers Stahlgussknoten schon sehr lange gerne verwendet (Kap. 2) und es überrascht nicht, dass sie auch bei Offshore-Rohrkonstruktionen einen festen Platz einnehmen (Kap. 3.1).

## 2 Eigene Erfahrungen mit Stahlgussknoten

### 2.1 Seilnetzkonstruktionen

Mit dem Zeltdach für die Olympiade in München 1972 erlebte der Stahlguss – sieht man einmal von Sonderanwendungen wie für Kabelschellen oder Umlenksättel von Hängebrücken oder Hängedächern ab – eine wahre Renaissance [2]. Es galt, zahllose Knoten zur Koppelung von verschlossenen Seilen, Litzenbündeln und Rohrstützen unterschiedlichster Geometrie und möglichst kompakt und robust zu bauen. Dies gelang dank der neuen Möglichkeit, die Gussmodelle sehr einfach und selbst für Einzelstücke preisgünstig aus Schaumstoff herzustellen und sie gegebenenfalls statt auszuformen, einfach in der Form zu vergasen (Vollformgießen). So waren sogar hinter-schnittene Formen zulässig bzw. möglich. Heute, nach fast 30 Jahren, sind diese Gussteile noch wie neu, ohne irgendwelche Mängel (Abb. 2 und Abb. 3).



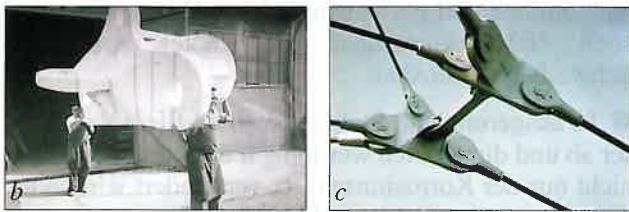


Abb. 2: Olympiadach München, 1972. Stahlgussknoten zur Koppelung von Seilen  
a) Ausführung, b) Schaumstoffmodell, c) fertig eingebaut

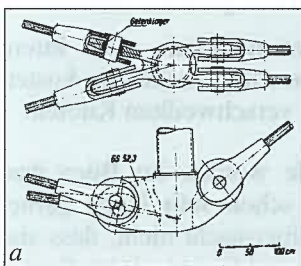


Abb. 3: Olympiadach München, 1972. Stahlgussknoten unter einer „Luftstütze“  
a) Zeichnung  
b) Ausführung

Von diesen Erfahrungen profitierte u.a. die Eissporthalle in München [3]. Trotz ihrer auch anspruchsvollen, wenn auch, im Vergleich zum Olympiadach, wesentlich zurückhaltenderen Form, wurde hier versucht, möglichst viele gleiche Gussteile zu verwenden, nicht nur aus Kostengründen, sondern auch um der ruhigen Erscheinung des Bauwerks willen (Abb. 4).

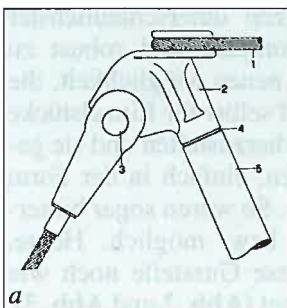


Abb. 4: Eissporthalle München, 1985. Netzabspannung  
a) Zeichnung, b) Ausführung

## 2.2 Dachtragwerke

Nur noch kurz erwähnt werden soll, dass sich Stahlgussknoten auch für Rohrfachwerke oder Gabelstützen im Hochbau eignen.

Bei den VW-Skoda-Werken in Mlada Boleslav in Tschechien setzten sich in einem Entwurfswettbewerb für das Dach der Montagehalle Gabelstützen mit Gussknoten wegen ihres leichten Erscheinungs-

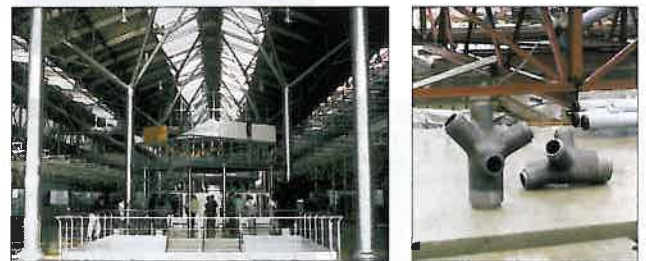
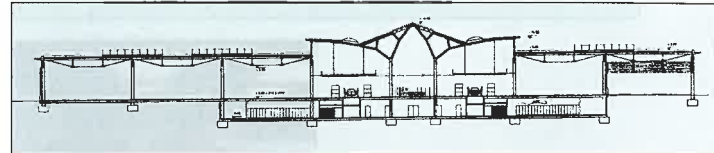


Abb. 5: VW-Skoda-Werk in Tschechien

bildes durch (Abb. 5). Gestaltprägend sind auch die Gabelstützen des Terminals 1 des Stuttgarter Flughafens mit ihren vom Prüflingenieur vorgeschlagenen und von A.P. Betschart sorgfältig ausgeformten Gussknoten (Abb. 6). Die anstehende Erweiterung des Flughafens soll prinzipiell gleich ausgeführt werden.

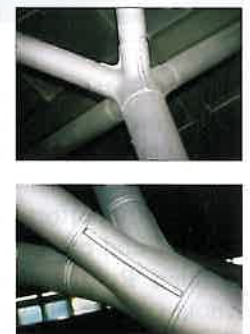
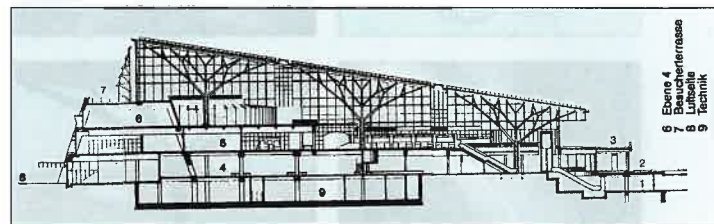


Abb. 6: Die Abflughalle des Stuttgarter Flughafens (Architekt: von Gerkan, Marg und Partner, Hamburg)



Das Dachtragwerk der Halle 13 der Deutschen Messe AG, Hannover, ist ein klassisches Raumfachwerk über einem rechteckigen Grundriss 225/120 m auf 6 Stützen und mit einer Konstruktionshöhe von 4,5 m. An den Knotenpunkten sind mindestens 5, aber auch bis zu 9 Stäbe unterschiedlichen Durchmessers miteinander verbunden. Dafür wurden in einem Baukastensystem Grundkörper entwickelt, die, mit verschiedenen Anbauteilen für Diagonale und Pfostenanschlüsse versehen, beliebige Anschlusssituationen erlauben (Abb. 7).

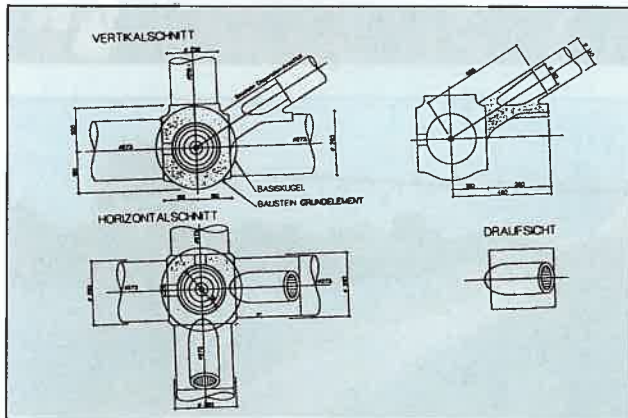


Abb. 7: Die Raumfachwerkknoten des Daches der Halle 13, 1998 auf der Hannover Messe (Architekt: Ackermann und Partner, München)

Schließlich sei noch der momentan laufende Umbau des Daimler-Stadions erwähnt, wo die Zuschauertribünen von Baumstützen aus Rohren mit Stahlgussknoten (GS 20 Mn 5 V) getragen werden.

### 2.3 Fußgängerbrücken

Natürlich werden heute bei Fußgängerbrücken Stahlgussknoten (wieder) in vielfältiger Form eingesetzt, insbesondere für Kabelsätze auf Masten und Hauptseilklemmen, wie bei der über den Neckar in Stuttgart am Max-Eyth-See [4] (Abb. 8) und vielen anderen. Typischer und eher vergleichbar mit den hier zur Diskussion stehenden Rohrknöten sind Fußgängerbrücken mit Gehwegplatten aus Stahlbe-

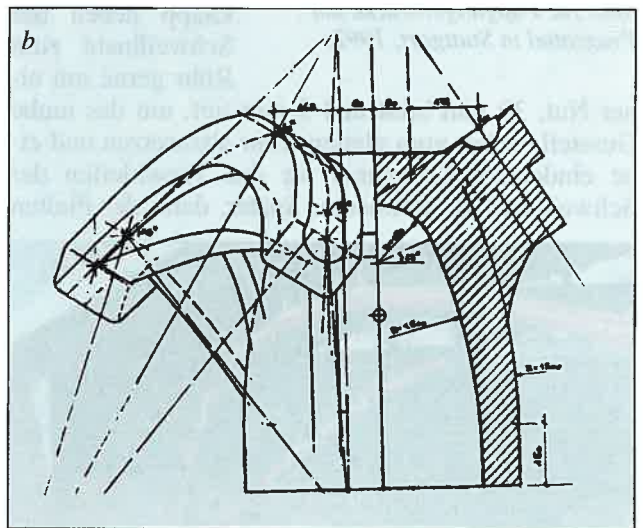


Abb. 8: Fußgängerbrücke über den Neckar am Max-Eyth-See, 1989.

a) Gesamtansicht, b) Zeichnung des Umlenksattels auf dem Mast im Vordergrund

ton, die auf Stahlrohrstützen lagern. Da im Hinblick auf das Durchstanzen der Stahlbetonplatten bzw. deren Dicke möglichst viele Stützpunkte günstig sind, bietet es sich an, die singulären Rohrstützen nach oben zur Platte hin zu gabeln. Für diese Verzweigungspunkte der Stahlrohre sind Gussknoten hervorragend geeignet, für die Anschlüsse der Rohre an die Fundamente und die Unterseite der Gehwegplatte ebenfalls, obwohl dort auch kräftige aufgeschweißte



Abb. 9: Fußgängerbrücke in Sindelfingen, 1989. a) Gesamtansicht, b) Gussknotendetail





Abb. 10: Fußgängerbrücke am Pragsattel in Stuttgart, 1992.

Kopfplatten genügen (Abb. 9 bis Abb. 12) [4]. In diesem Fall sind die Stöße zwischen den Rohren und den Gussteilen weitgehend überdrückt, so dass teildurchgeschweißte Kontaktstöße genügen. Bei diesen ersten Brücken versahen wir die Gussteile knapp neben der Schweißnaht zum Rohr gerne mit einer Nut, 30 mm breit und 5 mm tief, um das raue Gussteil sauber vom glatten Rohr abzusetzen und eine eindeutige Grenzlinie für das Verschleifen der Schweißnaht zu definieren. Später, dank der Finiten



Abb. 11: Fußgängerbogenbrücke am Pragsattel in Stuttgart, 1992.

Elemente und gründlicher Prüfengeieure, wurde dieses kleine gestalterische Detail zum Kerbfall und darf deshalb nur noch bei nicht voll ausgenützten Stützen ausgeführt werden.

Die modulhaften Expo-Brücken in Hannover, die von sichtbaren Masten in relativ engen Abständen getragen werden, stehen auf stark gerundeten und gegliederten Stahlgussteilen (Abb. 13). Man sollte sich auf keinen Fall scheuen, bei Gussteilen ausgerundete Formen mit Steifen und veränderlichen Wanddicken vorzusehen, will dies nicht nur technisch und gestalterisch, sondern vor allem auch gießtechnisch vorteilhaft ist.

## 2.4 Straßen- und Bahnbrücken

Die Baumstützen vom Pragsattel in Stuttgart (Abb. 10) finden sich sinngemäß, wenn auch für we-



Abb. 12: Ripshorster Brücke, 1998

sentlich größere Lasten, bei einer Autobahnüberführung über die A 8 am Leonberger Kreuz wieder. Man erkennt, dass diese Brücke trotz der beachtlichen Spannweiten von 22/41/26 m mit dieser Konstruktionsart sehr transparent wirkt (Abb. 14).

Die gerade fertiggestellte Nesenbachtal-Straßenbrücke in Stuttgart geht noch einen Schritt



Abb. 13: Expo-Brücke Hannover, 1999

weiter, indem ihre Gabelstützen nicht direkt den Betonüberbau tragen, sondern dazwischen noch ein durchlaufendes Stahlrohrfachwerk angeordnet ist, dessen Fachwerkknoten einschließlich der singulären An-





Abb. 14: Straßenüberführung über A8 bei Leonberg, 1998

schlüsse an die Betonplatte aus Stahlguss bestehen (Abb. 15). Gerade für letztere, die zugleich Zahnleisten für die Krafteinleitung in den Beton, benötigen, ist Stahlguss ideal.

Den Gedanken, einen Betonüberbau mit Stahlrohrstützen möglichst in kurzen Abständen zu stützen, um ihn so schlank und die Durchsicht transparent werden zu lassen, haben wir auch für die Brücken der Neubaustrecken (NBS) der Deutschen Bahn vorgeschlagen. Auch hier bietet sich für die Rohrknotten, insbesondere die der „Bremsböcke“ zwischen den Fugen, Stahlguss an.



Abb. 15: Straßenbrücke über das Neesenbachtal in Stuttgart, 1999

Dieser Sondervorschlag für die Lahntalbrücke im Zuge der ICE-Strecke Köln – Frankfurt (Abb. 16) kam leider nicht zum Zuge. Aufgelöste schlanke Stahlrohrpfeiler mit Stahlgussknoten tragen den Plattenbalken aus Spannbeton.



Abb. 16: Brücke der NBS Köln-Rhein/Main über das Lahntal

a) ursprüngliche Planung, b) abgelehnter Sondervorschlag

## 2.5 Bahnbrücken am Lehrter Bahnhof in Berlin

Im Herzen Berlins, am neuen Regierungsviertel im Spreebogen, entsteht mit dem Lehrter Bahnhof ein neuer, zentraler Kreuzungsbahnhof, der im europäischen Verbund eine bedeutende Rolle spielen wird. Die neue unterirdische Nord-Süd-Trasse kreuzt hier die vorhandene oberirdische Ost-West-Verbindung, die auf ca. 1000 m Länge in Hochlage vollständig neu erstellt werden muss. Sie fädelt im Osten nahe der Charité aus und mündet im Westen an der Straße Alt-Moabit wieder in die bestehende Trasse ein.

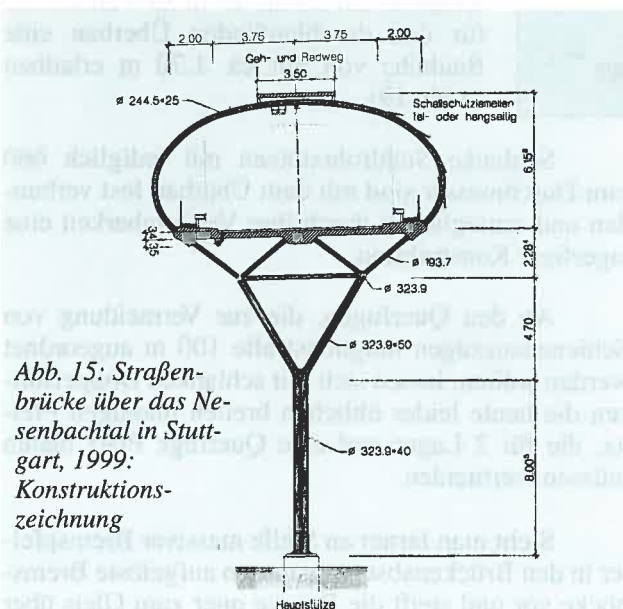
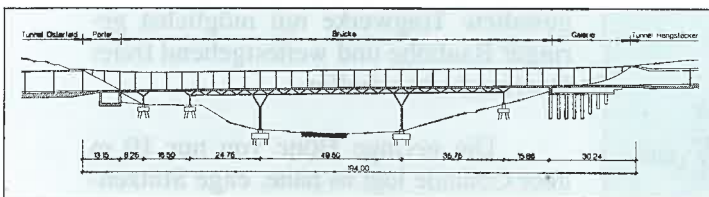


Abb. 15: Straßenbrücke über das Neesenbachtal in Stuttgart, 1999: Konstruktionszeichnung

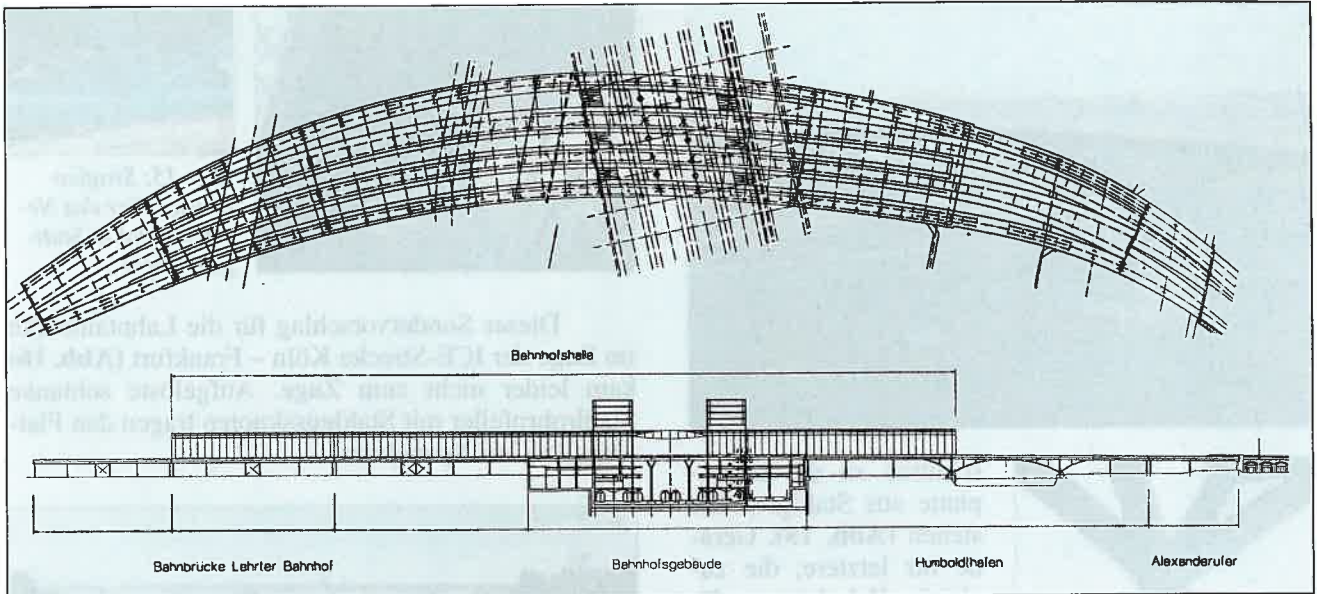


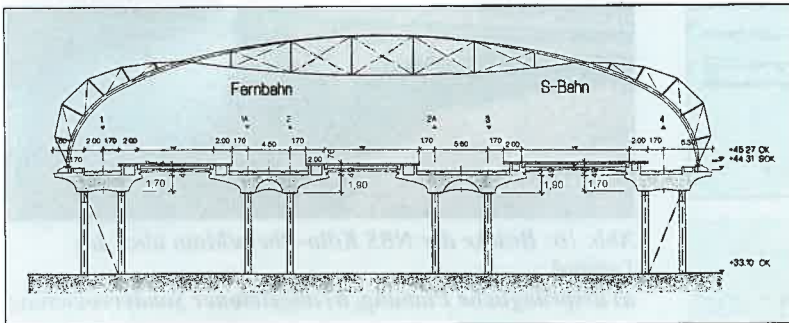
Abb. 17: Bahnbrücken am Lehrter Bahnhof in Berlin (im Bau)

Insgesamt sechs Gleise müssen über das Alexanderufer, den Humboldthafen, das Friedrich-List-Ufer, über die Nord-Süd-Trasse im Bahnhofsgebäude, den B-96-Tunnel und anschließend in ca. 10 m Höhe über Gelände geführt werden (Abb. 17).

Auf ca. 430 m Länge werden sämtliche Gleise mit einer gläsernen Bahnsteighalle überdacht, die auf den beiden äußeren eingleisigen Brücken ruht und bis zu 60 m weit spannt (Abb. 18). Sie wird im Kreuzungsbereich mit der Nord-Süd-Trasse von zwei großen Bürogebäuden und dazwischen einem weiteren Glasdach überspannt.

Die Gesamtbreite der Brückenbauwerke beginnt mit ca. 18 m an den Anbindungsbereichen und weitet sich im Bahnhofsgebäude auf ca. 74 m auf.

Ziel unseres in stets enger Zusammenarbeit mit M. von Gerkan ausgearbeiteten Entwurfs war es, für den gesamten Brückenzug einheitlich gestaltete Tragwerke mit möglichst geringer Bauhöhe und weitestgehend freier Durchsicht zu schaffen.



Die geringe Höhe von nur 10 m über Gelände legt es nahe, enge Stützenabstände um 20 bis 25 m zu wählen, die für den durchlaufenden Überbau eine Bauhöhe von nur ca. 1,70 m erlauben (Abb. 19).



Abb. 18: Verglaste Bahnsteighalle. Querschnitt und Innenperspektive

Schlank Stahlrohrstützen mit lediglich 660 mm Durchmesser sind mit dem Überbau fest verbunden und ermöglichen durch ihre Verformbarkeit eine lagerfreie Konstruktion.

An den Querfugen, die zur Vermeidung von Schienenausügen möglichst alle 100 m angeordnet werden sollten, lassen sich mit schlanken Doppelstützen die heute leider üblichen breiten massigen Pfeiler, die für 2 Lager und eine Querfuge Platz bieten müssen, vermeiden.

Sieht man ferner an Stelle massiver Bremspfeiler in den Brückenabschnittsmitten aufgelöste Bremsböcke vor und steift die Brücke quer zum Gleis über





Abb. 19: Plattenbalkenbrücke auf Stahlrohrstützen (im Bau)

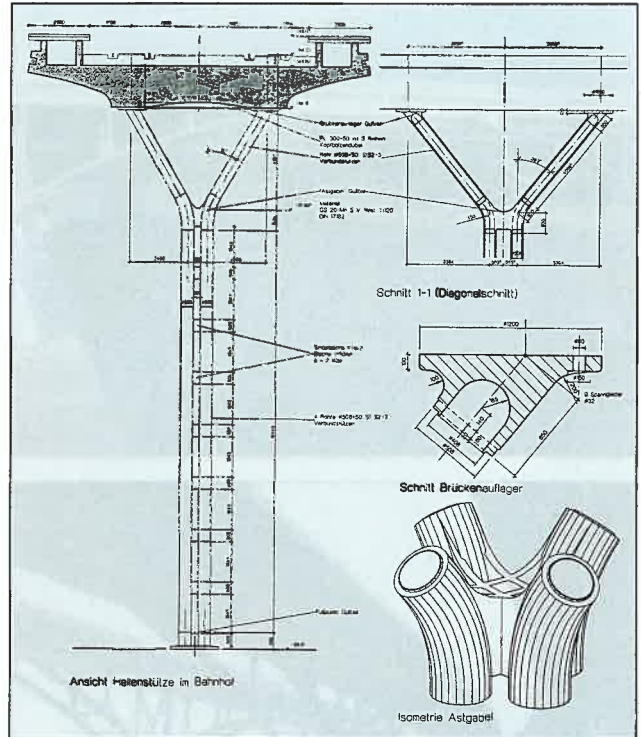
Verbände in den Fugenstützen aus, bleibt trotz der größeren Stützenszahl die Durchsicht gut, und die Hochbahn wirkt so insgesamt leicht.

Im Zentrum des Bahnhofsgebäude, wo die Ost-West-Trasse die Nord-Süd-Trasse kreuzt und das Gebäude daher bis zu den Bahnsteigen des Tunnels hinab große Öffnungen erhält, um Tageslicht hereinzulassen, werden sämtliche Brücken von frei stehenden Gabelstützen mit einer Gesamthöhe von ca. 23 m getragen.

Zur Bewältigung dieser Höhe und zur Betonung des zentralen Bereiches wurden hier Stützenbündel aus 4 Stahlrohren  $\varnothing 508$  mm vorgesehen, die sich oben in 4 räumliche Äste aufgabeln (Abb. 20).

Die durchgängig einheitliche Gestaltung konnte auch im Bereich des Humboldthafens bei Spannweiten von bis zu 60 m verwirklicht werden, indem der Plattenbalkenüberbau von einem Stahlrohrgaben (Doppelbogen) mit enger Aufständerung zusätzlich gestützt wurde.

Zur Optimierung des Bogenstichs und Reduzierung der Bogenkräfte taucht der Stahlbogen in den



Betonüberbau ein, natürlich ohne das Stahlrohr im Beton weiterzuführen (Abb. 21). Ein entsprechend geformter Bogenkopf sorgte für die Kräfteinleitung in den Betonüberbau.

Im Wissen um die Vorteile von Rohrknotten aus Stahlguss, insbesondere bei dynamischer Belastung, war die Verwendung von Stahlgussknotten aus kaltzähem Stahlguss mit guter Schweißbeignung ein ganz wesentlicher Entwurfsgedanke. Folgende Knotentypen wurden vorgesehen (Abb. 22):



Abb. 20: Gabelstützen im Bahnhofsgebäude

- Bogenknotten mit Anschlussstützen für Ständer und Querriegel, Bogenkopf,
- Widerlagerknotten,
- Füße und Köpfe für Stützen, Ständer,
- Füße, Köpfe und Astgabel für die Gabelstützen im Bahnhofsgebäude,
- Kreuze von Diagonalverbänden.

Die ursprünglichen Bedenken des Bauherrn und des Prüflingenieurs gegen die im modernen Eisenbahnbrückenbau erstmalige Verwendung von



Abb. 21: Humboldtthafenbrücke

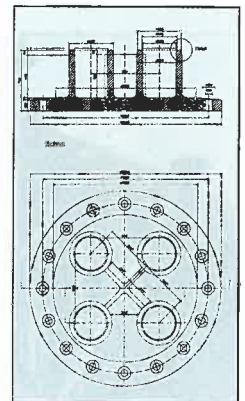
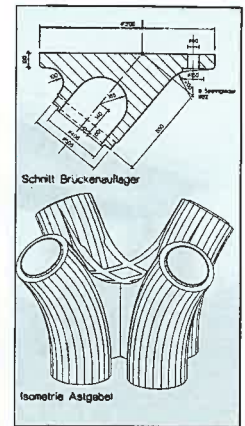
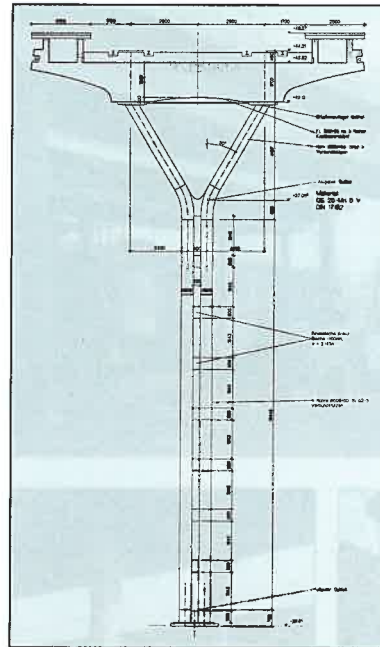


Abb. 22: Stahlgussteile für die Bahnbrücken  
 unten links: Bogenkopf, Bogenknoten und Kämpferwiderlager der Humboldtthafenbrücke  
 oben: Gabel, Fuß und Kopf der Gabelstützen im Kreuzungsbahnhof

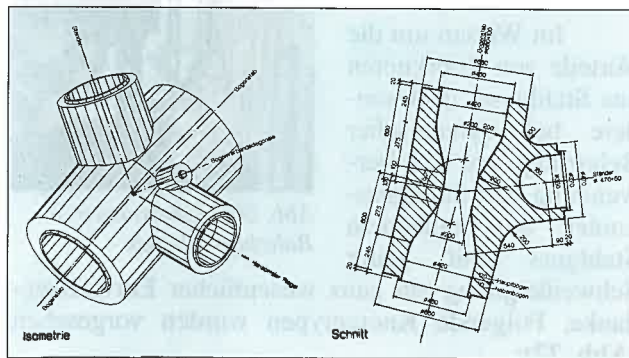


Abb. 22

Stahlgussknoten konnten erst nach langen Gesprächsrunden mit Fachleuten der Werkstoffprüfung, der beteiligten Prüfengeure, dem Bundesbahnzentralamt in München und dem Eisenbahnbundesamt, ausgeräumt werden.

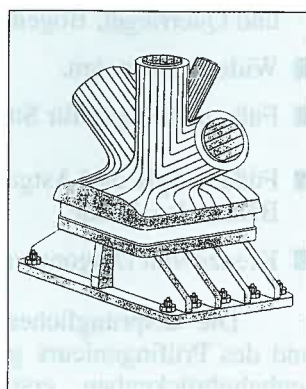
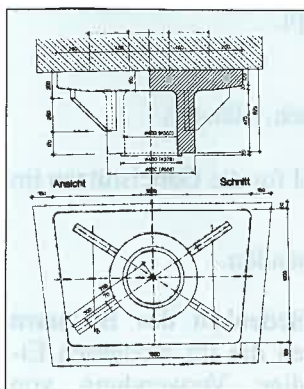
Daraufhin wurden umfangreiche Versuche zum statischen und dynamischen Verhalten von Schweißverbindungen aus Stahlguss und Walzstahl, wie auch Bauteilversuche an der Universität Karlsruhe durchgeführt, in dankenswerter Weise von der Bahn finanziert.

## 3 Versuche mit Stahlguss

### 3.1 Versuche an Rohrknotten für Offshore-Bauwerke

Es ist immer wieder bedauerlich, wie wenig Ingenieure über Nachbardisziplinen Bescheid wissen. So kamen auch wir, obwohl wir uns buchstäblich seit Jahrzehnten mit Stahlgussknoten beschäftigen (vgl. Kap. 2), erst im Zusammenhang mit den in Kap. 3.2 beschriebenen Untersuchungen dahinter, dass sie sich im Offshorebau bereits bewährt haben eine schöne Bestätigung und Ermunterung!

Die typischen stählernen Ölplattformen werden aus Rohrprofilen mit geometrisch komplizierten räumlichen Knoten hergestellt (Abb. 23).





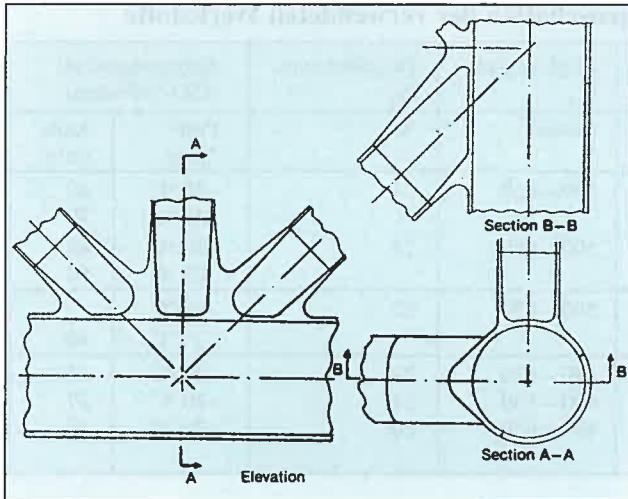


Abb. 23

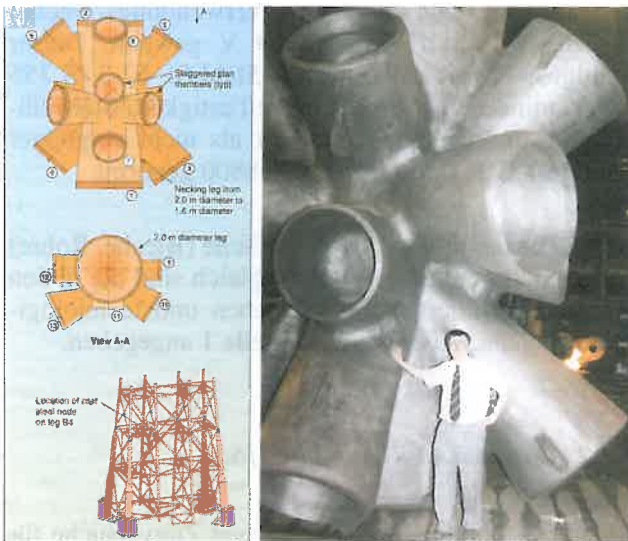


Abb. 23: Stahlgussknoten für Rohrfachwerk einer Ölplattform (aus [7], [18])

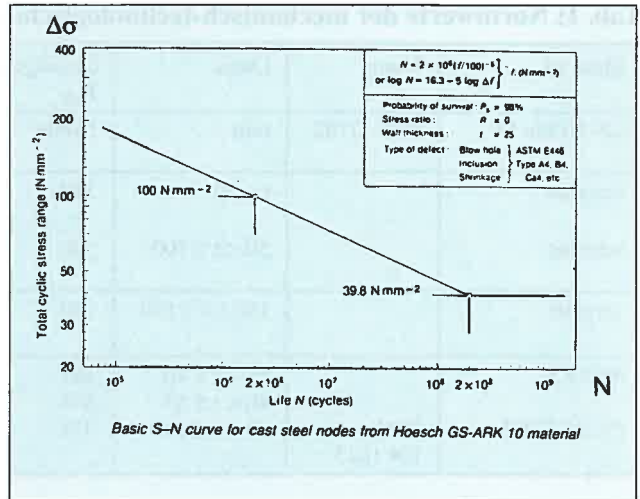


Abb. 25: Wöhlerlinie für Stahlguss (aus [7])

Ihre hohen dynamischen Belastungen aus Wellenschlag in Gegenwart aggressiven Meerwassers löste schon frühzeitig umfangreiche Untersuchungen zum Ermüdungsverhalten aus.

Erwartungsgemäß erzielte man mit geschweißten Rohrknoten unbefriedigende Ermüdungsfestigkeiten. Für Stahlgussknoten lag die Lebensdauer stets deutlich über der von geschweißten Rohrknoten (Abb. 24).

Für den Stahlguss GS 13 MnNi 6 4 ( $R_{eH} \geq 280$  N/mm<sup>2</sup>,  $R_m \geq 460$  N/mm<sup>2</sup>,  $A_5 \geq 30$  %, Kerbschlagarbeit  $\geq 35$  J bei  $-40$  °C) wurden die im Abb. 25 dargestellten Wöhlerlinien ermittelt.

### 3.2 Versuche an Rohrknoten aus Stahlguss für die Bahnbrücken am Lehrter Bahnhof

Zur Absicherung des statischen und dynamischen Verhaltens von Schweißverbindungen aus Stahlguss und Walzstahl wurden in den Jahren 1994 und 1995 an der Versuchsanstalt für Stahl, Holz und Steine (Amtliche Materialprüfungsanstalt) der Universität Karlsruhe, unter der Leitung von Prof. F. Mang und Prof. Ö. Bucak folgende Versuche an Kleinproben und Bauteilen durchgeführt.

- Versuche an Kleinproben: Bleche mit Wanddicken von 25 und 40 mm, dokumentiert in [6.1].
- Ermüdungsversuche an Stumpfstoßen von Rohren mit Außendurchmesser 267 mm und 20 mm Wanddicke, dokumentiert in [6.2].
- Versuche an Stahlstützen (Bauteilversuche): Rohre mit Außendurch-

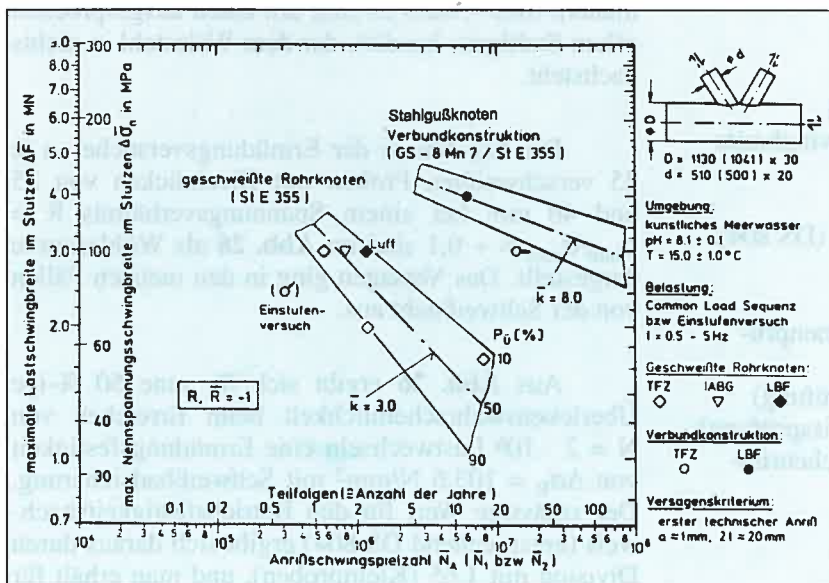


Abb. 24: Lebensdauer von Stahlgussknoten und geschweißten Rohrknoten (aus [7], [13])



**Tab. 1: Normwerte der mechanisch-technologischen Eigenschaften der verwendeten Werkstoffe**

Material	Norm	Dicke	Streckgrenze $R_{eH}$	Zugfestigkeit $R_m$	Bruchdehnung $A_5$	Kerbschlagarbeit (ISO-V-Proben)	
						Prüf-Temp.	Joule (min)
GS-20 Mn 5V	DIN 17182	mm	N/mm <sup>2</sup>	N/mm <sup>2</sup>	%		
vergütet		$t \leq 50$	360	500 – 650	24	-30 °C	40
vergütet		$50 < t \leq 100$	300	500 – 650	24	20 °C	70
						-30 °C	40
vergütet		$100 \leq t \leq 160$	280	500 – 650	22	20 °C	50
St. 52-3		$16 < t \leq 40$	345	490 – 630	22	-20 °C	27
		$40 < t \leq 63$	335	490 – 630	21	-20 °C	27
(S 355 J2 G3)	DIN EN 1025	$80 < t \leq 100$	315	490 – 630	20	-20 °C	27

messer 508 mm und 60 mm Wanddicke, mit angeschweißtem Stahlgussknoten, dokumentiert in [6.3]. Simulation einer eventuellen Reparaturmaßnahme an den Stützen des Bahnhofs.

- Ermüdungsversuche an den Kontakt- und Stumpfstoßen von Bogenrohren: Dickwandige Rohre mit Außendurchmessern 660 mm und 100 mm Wanddicken, dokumentiert in [6.4] und [6.7].
- Fehlersuche durch Zersägen der Gussteile: Stützenknoten mit Außendurchmesser 508 mm, Wanddicke 60 mm Bogenknoten mit Außendurchmesser 660 mm, Wanddicke 110 mm, dokumentiert in [6.5].
- Untersuchung der mechanisch-technologischen Eigenschaften der verwendeten Gussteile in Blechdickenrichtung, dokumentiert in [6.6].

Auf die Versuche wird hier, da in [19] veröffentlicht, nicht näher eingegangen. Es werden nur die wichtigsten Ergebnisse mitgeteilt.

#### Verwendete Bezeichnungen

$\sigma_{max}, \sigma_o$	in Diagrammen Oberspannung
$\sigma_{min}, \sigma_u$	in Diagrammen Unterspannung
$\Delta\sigma, S_R$	in Diagrammen Spannungsschwingbreite
	$\sigma_{max} - \sigma_{min}$
$\Delta\sigma_R$	Ermüdungsfestigkeit
$\Delta\sigma_{Be}$	zul. Wert der Betriebsfestigkeit (DS 804)
N	Anzahl der Spannungsspiele
Pü	Überlebenswahrscheinlichkeit
DS	Durchstrahlungsprüfung (Volumenprüfung)
US	Ultraschallprüfung (Volumenprüfung)
FE	Eindringprüfung (Oberflächenrissprüfung)
MP	Magnetpulverprüfung (Oberflächenrissprüfung)

#### 3.2.1 Verwendete Werkstoffe

Für den Grundwerkstoff der Stahlgussteile wurde der Stahlguss GS 20 Mn 5 V nach DIN 17182

(Stahlgussorten mit verbesserter Schweißbeignung und Zähigkeit für allgemeine Verwendungszwecke) mit der Werkstoff Nr. 1.1120 V gewählt. Dieser Stahlguss besitzt eine mit dem Stahl St. 52-3 (S 355 J2G3) mindestens vergleichbare Festigkeit, Schweißbeignung und Zähigkeit, und ist als nicht vergüteter Stahlguss GS 20 Mn 5 in DIN 18800 genormt.

Die damit verschweißten Teile (Bleche, Rohre) bestehen aus St. 52-3. Zum Vergleich sind die in den Normen geforderten mechanischen und technologischen Eigenschaften in der **Tabelle 1** angegeben.

#### 3.2.2 Versuche an Kleinproben [6.1]

Die Ergebnisse der statischen Zugversuche für den Walzstahl St 52-3 (S 355 J2 G3) und den Stahlguss GS 20 Mn 5 V zeigt **Tabelle 2**. Man erkennt – und Kaltversuche sowie Kerbschlagversuche untermauern dies –, dass es sich um einen ausgesprochen zähen Stahlguss handelt, der dem Walzstahl in nichts nachsteht.

Die Ergebnisse der Ermüdungsversuche an je 25 verschweißten Proben mit Blechdicken von 25 und 40 mm bei einem Spannungsverhältnis  $R = \sigma_{min}/\sigma_{max} = +0,1$  sind im **Abb. 26** als Wöhlerkurve dargestellt. Das Versagen ging in den meisten Fällen von der Schweißnaht aus.

Aus **Abb. 26** ergibt sich für eine 50 %-ige Überlebenswahrscheinlichkeit beim Erreichen von  $N = 2 \cdot 10^6$  Lastwechseln eine Ermüdungsfestigkeit von  $\Delta\sigma_R = 103,6 \text{ N/mm}^2$  mit Schweißbadsicherung. Der zulässige Wert für den Betriebsfestigkeitsnachweis (entsprechend DS 804) ergibt sich daraus durch Division mit 1,65 (Kleinproben), und man erhält für  $2 \cdot 10^6$  Lastwechsel zul.  $\Delta\sigma_{Be} = 103,6/1,65 = 62,8 \text{ N/mm}^2$ .

**Tab. 2: Gemessene Werkstoffkennwerte für Stahl und Stahlguss (Kleinproben)**

Blechdicke mm	Stahl St 52-3			Stahlguss GS 20 Mn 5V		
	Streckgrenze $R_{eH}$ N/mm <sup>2</sup>	Zugfestigkeit $R_m$ N/mm <sup>2</sup>	Bruchdehnung $A_5$ %	$R_{eH}$	$R_m$	$A_5$
25	360,7	567,9	31,3	368,8	652,2	31,9
25	337,8	530,9	28,2	346,7	555,1	30,3
25	385,4	596,2	24,0	354,7	555,3	31,6
25				350,8	558,9	30,9
40	440,0	575,4	29,7	378,4	570,6	29,7
40	424,2	569,6	28,7	383,2	568,2	30,1
40	446,7	569,6	27,4	363,8	571,2	29,6
40	446,8	573,9	25,7			

Die gefundenen Neigungen der Wöhlerkurven liegen zwischen  $m = 3,9$  (mit Schweißbadsicherung) und  $4,3$  (ohne Schweißbadsicherung). Die DS 804 legt für Stahl-Stahl-Schweißverbindungen  $m = 3,75$  zugrunde.

Ein Vergleich mit den Betriebsfestigkeitswerten der DS 804 für Schweißverbindungen von St. 52-3 zeigt, dass die untersuchten Schweißverbindungen zwischen Stahl und Stahlguss auf der sicheren Seite in die Kerbklasse K IX der DS 804 eingestuft werden können. Ein vom Stahlguss herrührender negativer Einfluß auf die Ermüdungsfestigkeit ist nicht erkennbar.

### 3.2.3 Ermüdungsversuche an Röhren $\varnothing 267 \times 20$ mm [6.2]

Mit diesen Versuchen sollte die Übertragbarkeit der an den ebenen Kleinproben gewonnenen Er-

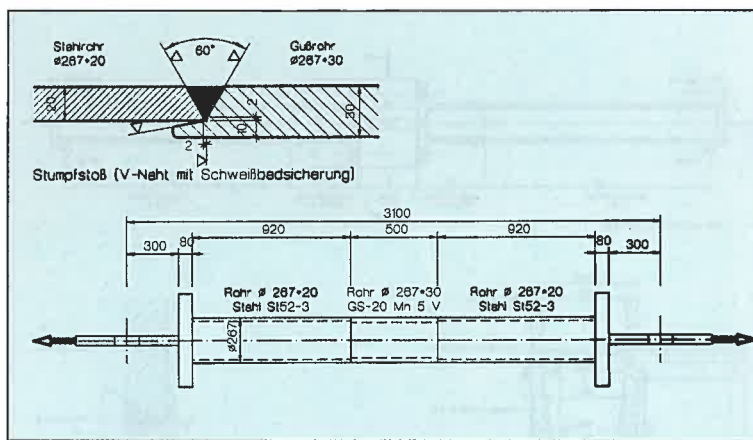


Abb. 27: Versuchskörper mit zentrischer Belastung

kenntnisse auf stumpf mit Stahlgussrohren ( $\varnothing 267 \times 30$  mm, GS 20 Mn 5 V) verschweißte nahtlose Röhre ( $\varnothing 267 \times 20$  mm) aus St. 52-3 überprüft werden (Abb. 27).

Die Ergebnisse der Bauteilversuche an den zentrisch belasteten Versuchskörpern ( $\cdot$  bzw.  $\Delta$ , Spannungsverhältnis  $R = \sigma_{\min}/\sigma_{\max} = +0,1$ ) sind zusammen mit den Kleinproben (X bzw.  $\Delta$ ) im Abb. 26 in doppeltlogarithmischem Maßstab eingetragen.

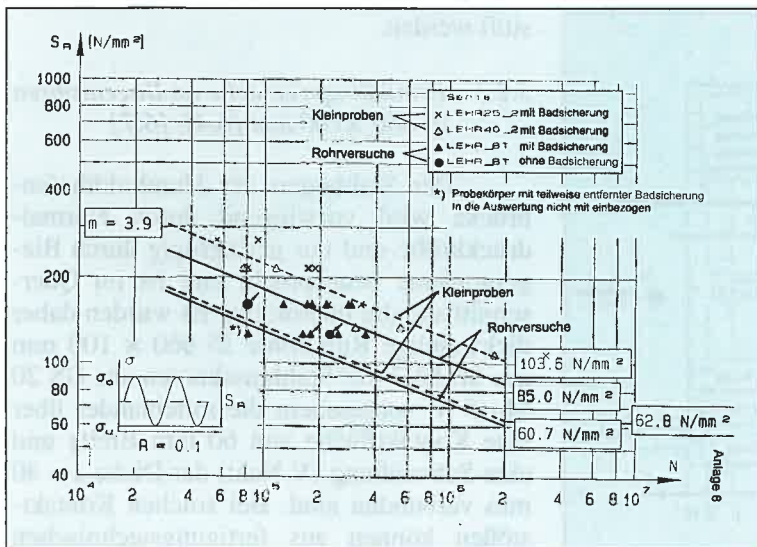


Abb. 26: Versuchsergebnisse an Röhren  $\varnothing 267 \times 20$  mm ( $\Delta\sigma_R$ ) zusammen mit Versuchsergebnissen an Kleinproben (X,  $\Delta$ ) mit Schweißbadsicherung

Beim Erreichen von  $N = 2 \cdot 10^6$  Lastwechsel ergibt sich eine Ermüdungsfestigkeit von  $\Delta\sigma_R = 85$  N/mm<sup>2</sup>. Die Steigung der Wöhlerlinie wurde mit  $m = 3,9$  den Kleinproben mit Schweißbadsicherung entnommen.

Der zulässige Wert für den Betriebsfestigkeitsnachweis (entsprechend DS 804) ergibt sich durch Division mit 1,4 (Bauteilversuche), und man erhält für  $2 \cdot 10^6$  Lastwechsel zur  $\Delta\sigma_{Be} = 85/1,4 = 60,7$  N/mm<sup>2</sup>.

Man erkennt aus Tabelle 3, dass auch die Stumpfstöße an zentrisch belasteten Roh-

**Tab. 3: Ermüdungsfestigkeiten für geschweißte Stahl-Stahlguss-Verbindungen aus Rohren**

Stumpfstöße $R = \sigma_{\min} / \sigma_{\max} = +0,1$	m	Für $2 \cdot 10^6$ L.W. ermittelte Ermüdungsfestigkeiten $\Delta\sigma_R$		Werte nach DS 804 für Stahl – Stahl	
		$\Delta\sigma_R$ N/mm <sup>2</sup>	$\Delta\sigma_R/1,65$ bzw. $\Delta\sigma_R/1,4$	Kerbklasse	zul. $\Delta\sigma_{Be}$ bei $R = +0,1$ , N/mm <sup>2</sup>
Kleinproben mit Schweißbadsicherung $P_{ii} = 50 \%$	3,9	103,6	62,8	K IX	61
Rohrversuche mit Schweißbadsicherung $P_{ii} = 50 \%$	3,9	85	60,7	K IX	61

m = Neigung Wöhlerlinie

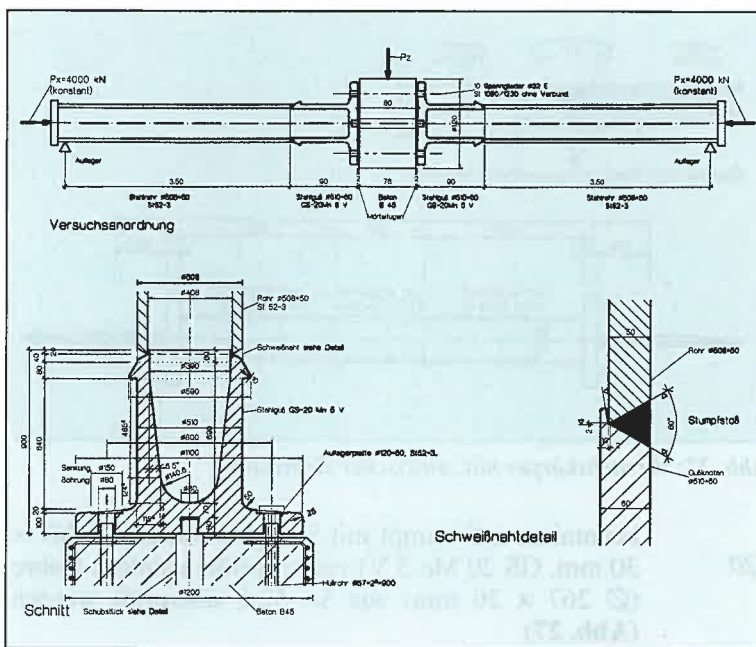


Abb. 28: Versuchsanordnung für Versuche an Stahlstützen  $\varnothing 508 \times 50$  mm

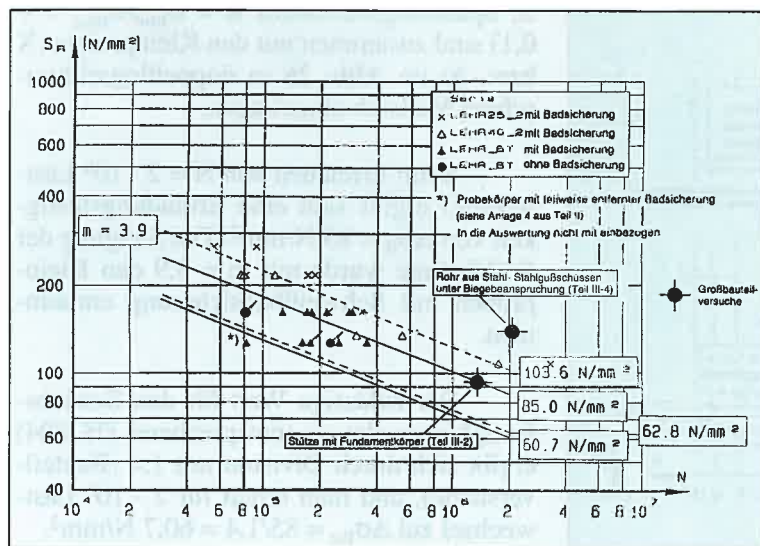


Abb. 29: Versuchsergebnisse an Stützen  $\varnothing 508 \times 50$  mm und Bogenrohren  $\varnothing 660 \times 100$  mm zusammen mit Versuchsergebnissen an Kleinproben und Rohren  $\varnothing 267 \times 20$  mm

ren aus Stahl und Stahlguss in die Kerbklasse K IX der DS 804 eingestuft werden können.

3.2.4 Versuche an Stahlstützen  $\varnothing 508 \times 50$  mm [6.3]

Zur einfachen Nachbildung der Fußeinspannung wurden zwei Stützen spiegelbildlich liegend geprüft, mit einer gelenkigen Lagerung an den Momentennullpunkten und unter mittiger Querbelastung  $P_z$ . Die Stützensnormalkraft wurde über Pressen an den Rohrenden ( $P_x$ ) eingetragen (Abb. 28).

Der Prüfkörper bestand aus einem Stützenfuß aus Stahlguss GS 20 Mn 5 V und dem daran über eine Stumpfnah (V-Naht) angeschweißten Stahlrohr  $\varnothing 508 \times 50$  mm aus St. 52-3.

Das Ergebnis des Ermüdungsversuches ( $\oplus$ ) ist im Abb. 29 zusammen mit den Kleinproben und Rohrversuchen eingetragen.

Man erkennt aus Abb. 29, dass das Ermüdungsverhalten der biegebeanspruchten Stütze günstiger ist als das eines zugbeanspruchten Rohrs.

Der Stumpfstoß zwischen Stahlrohr und Stahlgussteil kann auf der sicheren Seite in die Kerbklasse K IX der DS 804 eingestuft werden.

3.2.5 Ermüdungsversuche an Bogenrohren  $\varnothing 660 \times 100$  mm [6.4], [6.7]

Der Stabbogen der Humboldtthafenbrücke wird vorwiegend durch Normaldruckkräfte und nur geringfügig durch Biegemomente beansprucht und ist im Querschnitt ständig überdrückt. Es wurden daher dickwandige Rundrohre  $\varnothing 660 \times 100$  mm aus St. 52-3 mit Stahlgussknoten aus GS 20 Mn 5 V vorgesehen, die miteinander über eine Kontaktfläche von 60 mm Breite und eine Schweißung (V-Naht) der Dicke  $a = 40$  mm verbunden sind. Bei solchen Kontaktstößen können aus fertigungstechnischen Gründen Spalte in der Fuge auftreten, die das Ermüdungsverhalten beeinträchtigen. Dem Erfassen dieses Einflusses diente ein



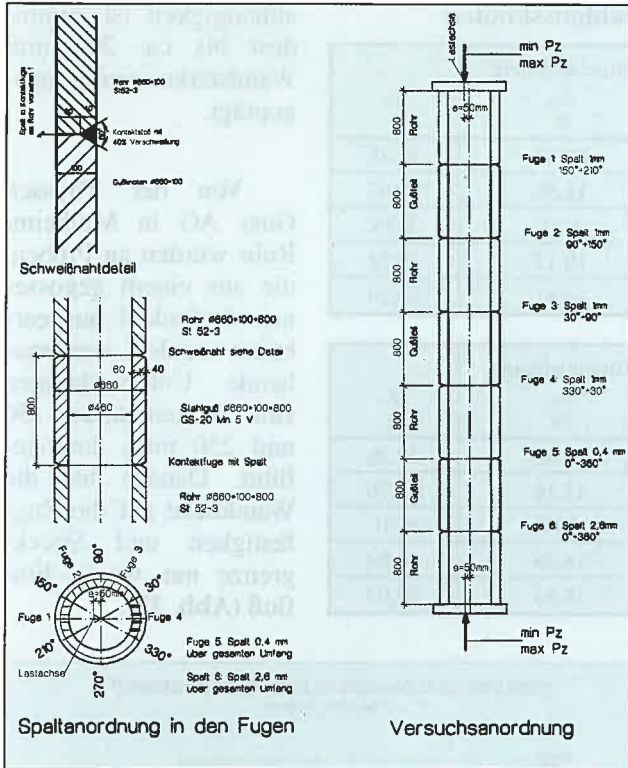


Abb. 30: Versuchskörper für Versuche an Bogenrohren  $\varnothing 660 \times 100 \text{ mm}$

Großversuch. Zur Erleichterung der Versuchsdurchführung wurde der Bogenknoten aus Stahlguss zu einem geraden Stahlgussrohr ohne Anschlussstutzen vereinfacht (Abb. 30).

Die Versuche zeigten, dass die mit Kontaktstoß und 40 %-iger Verschweißung verbundenen Stahlrohr- und Stahlgusselemente trotz großer Spalte in der Schweißfuge auch nach 2 Mio. Lastwechseln keinerlei Schädigungen erlitten.

Die Kontaktfuge war dabei ständig überdrückt. Der noch intakte Versuchskörper bot nun die Möglichkeit, auch das Ermüdungsverhalten der teilverschweißten Kontaktfuge unter Zugbeanspruchung zu untersuchen. Dazu wurde der Prüfkörper liegend einer reinen Biegebeanspruchung, die teilverschweißte Kontaktfuge also einer Biegezugbeanspruchung unterworfen.

Das Ergebnis des Ermüdungsversuchs ist im Wöhlerdiagramm mit eingetragen und liegt trotz der teilverschweißten Kontaktfuge deutlich über dem Wert der bisherigen Kleinteilversuche (Abb. 29).

### 3.2.6 Fehlersuche an Stahlgussteilen [6.5]

Zur Optimierung des Gießvorganges und zur endgültigen Festlegung der Gütestufen wurden zwei Stützenfüße und ein Bogenknoten im Maßstab 1:1 hergestellt und einer zerstörungsfreien und an-



Abb. 31: Stützenfuß mit angezeigten Fehlern, rechts zersägt



Abb. 32: Bogenknoten mit gekennzeichneten Fehlstellen, unten Zersägen des Bogenknotens

schließend einer zerstörenden Prüfung unterzogen (Abb. 31 und Abb. 32). Damit sollte auch die Aussagefähigkeit der zerstörungsfreien Prüfmethoden (DS, US, FE, MP) im Hinblick auf Fehlererkennbarkeit und Fehlergröße getestet werden.

Folgende Gütestufen waren für alle Prüfkörper gefordert:

- Gütestufe DIN 1690 Teil 2 S01-V1 für Anschweißenden,
- Gütestufe DIN 1690 Teil 2 S2-V2 für restliche Bereiche.

Alle Prüfkörper wurden zunächst vom Stahlgusslieferanten einer US- und Oberflächenrissprüfung

Tab. 4: Gesamtauswertung aller Materialproben aus Stahlgussknoten

Alle Rundproben Ø 20 mm (12 Stück)	Streckgrenze $R_{eH}$ N/mm <sup>2</sup>	Zugfestigkeit $R_m$ N/mm <sup>2</sup>	Bruchdehnung $A_5$ %	$\Psi_0$ %
Mittelwert X	378,48	555,68	23,43	42,88
Varianz S <sup>2</sup>	430,01	187,81	18,56	87,67
Standardabweichung S	20,74	13,7	4,31	9,36
X-S	357,74	541,98	19,12	33,52
X-2S	337,00	528,28	14,81	24,16

Alle Rundproben Ø 10 mm (36 Stück)	Streckgrenze $R_{eH}$ N/mm <sup>2</sup>	Zugfestigkeit $R_m$ N/mm <sup>2</sup>	Bruchdehnung $A_5$ %	$\Psi_0$ %
Mittelwert X	344,03	516,24	22,42	39,26
Varianz S <sup>2</sup>	181,77	168,47	17,16	43,76
Standardabweichung S	13,48	13,00	4,14	6,61
X-S	330,55	503,24	18,28	32,64
X-2S	317,07	490,24	14,14	26,03

abhängigkeit ist zumindest bis ca. 200 mm Wandstärke wenig ausgeprägt.

Von der Thyssen Guss AG in Mülheim/Ruhr wurden an Proben, die aus einem gegossenen Stufenkeil ausgearbeitet wurden, weitergehende Untersuchungen zum Dickeneinfluss (50 und 250 mm) durchgeführt. Danach hat die Wanddicke auf die Zugfestigkeit und Streckgrenze nur wenig Einfluß (Abb. 33).

unterzogen. Anschließend erfolgte eine Oberflächenrissprüfung mittels Magnetpulver (MP) und eine Ultraschallprüfung (US) des gesamten Prüfkörpers sowie eine Durchstrahlungsprüfung (DS) aller Anschweißenden durch einen unabhängigen Gutachter.

Sämtliche gefundenen Fehler wurden auf den Probekörpern markiert. Die mechanische Zerlegung der Probekörper erfolgte dann unter Berücksichtigung der bei den zerstörungsfreien Prüfungen gefundenen Fehler durch Zersägen und schichtweises Abtragen (Fräsen), bzw. Ätzen.

Zusammenfassend kann man feststellen, dass durch die zerstörungsfreien Prüfungen fast alle Fehler erkannt wurden, und dass sie sich bei der nachträglichen zerstörenden Prüfung als harmloser herausstellten als erwartet. Diese Aussage kann man natürlich nicht auf beliebig komplizierte Geometrien und beliebig große Wanddicken übertragen.

3.2.7 Untersuchung der Stahlgussteile in Dickenrichtung [6.6]

Zur Untersuchung der mechanisch-technologischen Eigenschaften der verwendeten Stahlgussteile in Dickenrichtung wurden aus den zersägten Teilen des Bogenknotens (Dicke teils > 200 mm) durch zusätzliche Sägeschnitte einzelne Rohlinge herausgearbeitet, aus denen anschließend eine größere Anzahl von Rundzugproben Ø 10 mm und Ø 20 mm durch Drehen hergestellt wurden. Die Auswertung sämtlicher Zugversuche zeigt **Tabelle 4**.

Die nur geringe Streuung der Werkstoffkennwerte in den unterschiedlichen Richtungen weisen auf das im Vergleich zu Walzprodukten recht isotrope Makrogefüge des Stahlgusses hin. Auch die Dicken-

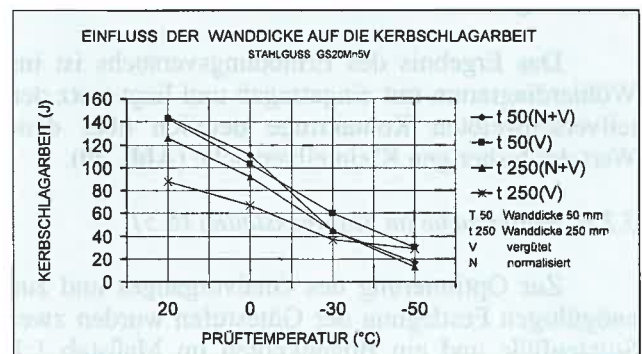
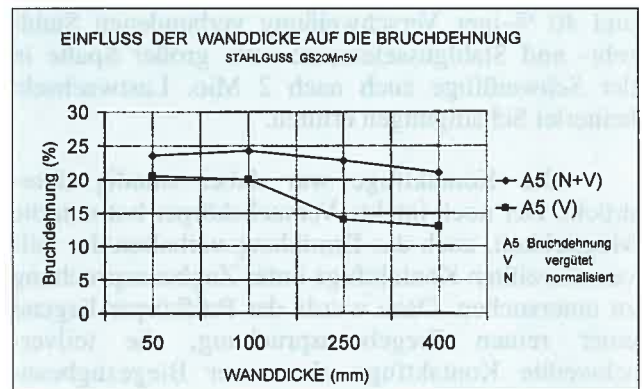
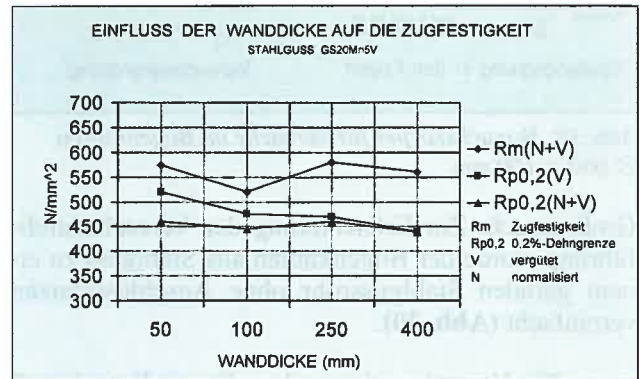


Abb. 33: Einfluss der Wanddicke



Die Zähigkeit (Kerbschlagarbeit) und Bruchdehnung nehmen jedoch mit der Dicke ab, können aber mit einer gezielten Wärmebehandlung verbessert werden.

## 4 Die Stahlgusssknoten der Bahnbrücken am Lehrter Bahnhof

Auf der Grundlage der Versuchsergebnisse wurden im Kreis der beteiligten Fachleute Technische Liefervorschriften für Bauteile aus Stahlguss erarbeitet, die in die Ausschreibung einfließen. Neben Forderungen zur chemischen Zusammensetzung und zu mechanischen Eigenschaften wurde die Zulässigkeit von Fehlern geregelt und detaillierte Prüfanweisungen erarbeitet.

Bei der Herstellung der bis zu 13 t schweren Gussteile wurde das Können und die Erfahrung der Gießerei voll gefordert. Die großen Wanddicken mit doppelt konkaven Oberflächen erforderten eine gezielte Eichung der Untersuchungsgeräte an eigens dafür hergestellten Modellkörpern.

Folgende Stahlgussteile wurden für die Brücken hergestellt (Abb. 34):

Für die Gabelstützen im Bahnhof (Rohrbündel mit 4 Stahlrohren  $\varnothing$  508/50 mm):

- Stützenfuß, 11,7 to mit Abmessungen von  $\varnothing$  = 225 cm, h = 105 cm, max t = 300 mm, min t = 90 mm (Abb. 31, links unten).
- Stützengabel, 11,5 to und Wanddicken von max t = 300 mm und min t = 90 mm (Abb. 34, links Mitte).
- Gabelkopf am Übergang zum Betonüberbau, 2,5 to, mit einem  $\varnothing$  von 120 cm und Wanddicken von max t = 200 mm und min t = 90 mm (Abb. 34, links oben).

Für die Humboldthafenbrücke:

- Unterteil des Kämpferwiderlagers (9,8 to), (Abb. 34, rechts unten).
- Oberteil des Kämpferwiderlagers (13,5 to), (Abb. 34, rechts oben).
- Bogenknoten (3,2 to), mit einem  $\varnothing$  von 660 mm und Wanddicken von t = 100 mm (Abb. 34, rechts Mitte).
- Bogenkopf mit Steifen (2,8 to), (Abb. 34, rechts oben).

- Kreuzungspunkt der Diagonalen am Kämpfer mit einem  $\varnothing$  von 267 mm und Wanddicken von max t = 45 – 60 mm.



Abb. 34: Stahlgussteile:

linke Reihe:  
oben: Kopf der Gabelstütze  
Mitte: Gabel  
unten: Fuß der Gabelstütze  
rechte Reihe:  
oben: Bogenkopf  
Mitte: Oberteil Kämpferwiderlager  
unten: Unterteil Kämpferwiderlager

Die Gussteile wurden nach eingehender Vorprüfung, anschließender Wärmebehandlung und Endprüfung im Werk an den Anschweißenden mechanisch bearbeitet. Die mechanische Bearbeitung der Anschweißenden ist bei dynamischer Beanspruchung sehr wichtig, weil die Güte der Schweißnahtwurzel wesentlich den Kerbfall bestimmt. Dadurch werden Toleranzen minimiert, gute Prüfbarkeit (US) hergestellt und planmäßige Verhältnisse geschaffen.

Zur Sicherung des Schweißbades wurden bei der Humboldthafenbrücke Nasen am Gussteil angegossen, bei den Gabelstützen dagegen ein Blechband aufgeschweißt (Abb. 35).



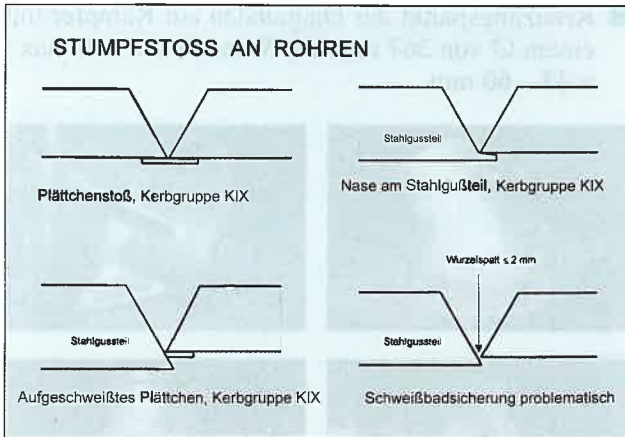


Abb. 35: Stumpfstoß an Rohren

Zum Ausgleich der beachtlichen Rohr- und Gussteiltoleranzen wurden die Anschweißenden wie im **Abb. 36** dargestellt bearbeitet.

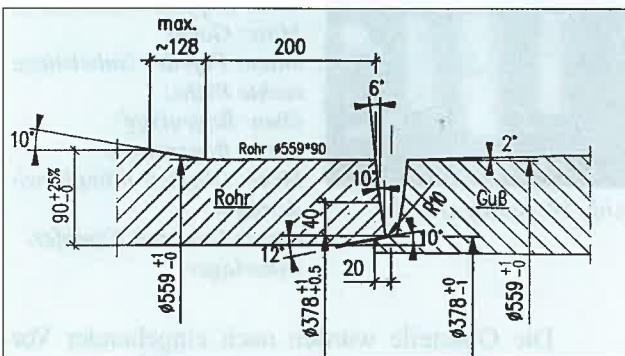
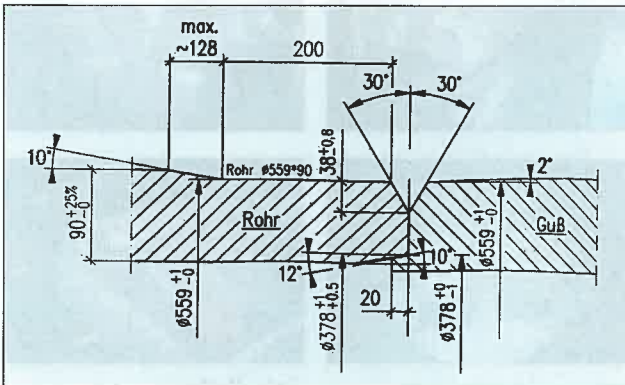


Abb. 36: Mechanische Bearbeitung der Anschweiß-Enden

Die Anforderungen an die Güte der dynamisch beanspruchten Gussteile sind im **Tabelle 5** zusammengestellt. Neben der Einschränkung des Kohlenstoffgehaltes wurden insbesondere die zulässigen inneren und äußeren Fehler stark begrenzt. So war für Anschweißenden die Gütestufe 1, für alle restlichen Bereiche die Gütestufe 2 nach DIN 1690 gefordert, wobei der größte Einzelfehler und die größte Gesamtfehlerfläche gegenüber der Norm noch reduziert (halbiert) wurde.

Während die Einhaltung der Gütestufe 1 für Anschweißenden keine besonderen Probleme bereitete, stellte die Einhaltung der Gütestufe 2 die Gießerei vor erhebliche Probleme und konnte nur mit hohem Aufwand (wenn überhaupt) erreicht werden.

Sinnvoll wäre es künftig, die Güteanforderungen auf die Beanspruchungen im Gussteil abzustimmen und Bereiche mit unterschiedlicher Güteanforderung zu definieren, um auch den Gießvorgang darauf abstimmen zu können.

Für nur statisch beanspruchte Gussteile ist außerhalb der Anschweißenden Gütestufe 3 weit ausreichend.

Alle Gussteile wurden zu 100% einer Oberflächenrissprüfung und einer Ultraschallprüfung im Werk unterzogen. 10% der Anschweißenden wurden zusätzlich nach Festlegung des Güteprüfers DS-geprüft.

Der Güteprüfer unterzog nach Vorlage aller Protokolle des Auftragnehmers die Gussteile einer weiteren US- und Oberflächenrissprüfung und überprüfte die DS-Filme des Auftragnehmers.

Fehler konnten nur nach Freigabe durch die DB mit sog. Fertigungsschweißungen repariert werden. Bei unzulässigen Fehlern mussten Tolerierungsanträge gestellt werden, die in langwieriger Prozedur genehmigt oder abgelehnt wurden. Bei Ablehnung muss das Gussteil nochmals neu hergestellt werden.

## 5 Rechnerische Untersuchungen an Stahlgussknoten

In jüngster Zeit wurden die Stahlgussknoten der im Büro des Verfassers geplanten Messehalle 13 in Hannover, der Nesenbachtalbrücke in Stuttgart und der Humboldthafenbrücke in Berlin räumlich modelliert und mittels Volumenelementen linear-elastisch berechnet.

Die Gussknoten wurden dazu mit genügend langen Anschlussstutzen aus dem Gesamtsystem herausgelöst, mit den entsprechenden statischen und geometrischen Randbedingungen versehen und dann für die wichtigsten Lastfallkombinationen durchgerechnet.

Als Maß der räumlichen Beanspruchung wurden die Vergleichsspannungen am räumlichen Modell dargestellt.

**Tab. 5: Anforderungen an dynamisch beanspruchte Gussteile der Bahnbrücken**

Gusseigenschaften	Normen	Spezifische Anforderungen neben TLV 010495/01
Chemische Zusammensetzung	DIN 17182	<b>Einschränkungen:</b> C ≤ 0,2%
Mechanische Gütewerte	DIN 17182	<b>Einschränkungen:</b> Festigkeitswerte dickenunabhängig $R_{p0,2} \geq 360 \text{ N/mm}^2$ , $R_m = 550-650 \text{ N/mm}^2$ Bruchdehnung $A_5 \geq 24\%$ Kerbschlagarbeit: $\geq 70 \text{ J}$ , bei +20 °C $\geq 27 \text{ J}$ , bei -30 °C
Probeentnahme	DIN 1690 T1	<b>Einschränkungen:</b> Angußproben entsprechend Dicke der Anschweißenden
Wärmebehandlung	DIN 17182	<b>Einschränkungen:</b> Aufheizrate 50 °C/h Max. 2 Vergütungen pro Gußteil
Innerne Beschaffenheit	DIN 1690 T2	<b>Einschränkungen:</b> Gütestufe V1 für Anschweißende Gütestufe V2 für restliche Bereiche
Ultraschallprüfung	DIN 1690 T2 SEP 1922	<b>Einschränkungen:</b> max. zul. Einzelfehler KSR Ø 3 mm max. zul. Gesamtfehlerfläche
Durchstrahlungsprüfung	DIN 1690 T2	<b>Einschränkungen:</b> Bewertung nach ASTM E-Katalog
Gußfehlersanierung Abweichungsberichte	DIN 1690	<b>Einschränkungen:</b> Schweißfreigabe durch DB Abweichungsbericht an Prüfinstitut Tolerierungsanträge
Äußere Beschaffenheit	DIN 1690 T2	<b>Einschränkungen:</b> Gütestufe S01 für Anschweißende Gütestufe S2 für restliche Bereiche
Sichtprüfung		BNIF 359/01, MISS SP SP-55
Oberflächenrißprüfung	DIN 1690 T2	SEP 1935, SEP 1936 LBB-MP 210395/01
Toleranzen	DIN 1683	<b>Einschränkungen:</b> min GTB 18/5 für alle Abmessungen Toleranzen gemäß Zeichnungen
Abnahmen	DIN 1690	Abnahmeprüfzeugnis 3.1C Abnahme durch DB Kontrolle durch externes Prüfinstitut

In allen untersuchten Fällen waren die Vergleichsspannungen im Inneren des Gussteils unproblematisch. Bei sorgfältig nach dem „Kraftfluss“ geformten und ausgerundeten Gussteilen ist der Übergang vom Gussteil zum Stahlrohr für die Bemessung maßgebend.

Geometrische Diskontinuitäten wirken sich besonders ungünstig aus. So führte ein Wanddickensprung zwischen Gussrohr und Stahlrohr (wie auch die zum Toleranzausgleich vorgesehene Nut im Gussteil) zu spürbaren Spannungserhöhungen, die insbesondere beim Ermüdungsnachweis zu Problemen führen können.

Aus den Berechnungen kann geschlossen werden, dass eine aufwendige räumliche FE-Berechnung des Gussknotens nicht nötig ist, wenn man ihn kraftflussgerecht konstruiert und auf gießtechnische Belange Rücksicht nimmt.

So sollten die Anschweißenden möglichst außerhalb der „Störbereiche“ liegen. Zumindest sollte die Rohrstützenlänge dem halben Rohrdurchmesser entsprechen.

Am Anschweißende müssen insbesondere bei Ermüdungsbeanspruchungen geometrische Diskontinuitäten vermieden d.h. Wanddickensprünge und



Nuttiefen minimiert werden. Der Knoten ist möglichst fließend zu formen und die Wanddicke dem inneren Kraftfluss so anzupassen, dass ein möglichst homogenes Teil entsteht. Im Hinblick auf das Gießen und auf mögliche Gussfehler wird man die Wandstärke im Inneren immer reichlich wählen, mit Reserven von mind. 20 bis 50%. Eine Abstimmung mit der Gießerei, die aus Erfahrung und mit Hilfe von Erstarungssimulationen dazu wichtige Hinweise geben kann, ist dringend zu empfehlen. Für den rechnerischen Nachweis des Gussteils genügt es dann, dem inneren Kraftfluss durch entsprechende Stabwerkmodelle nachzuspüren und die Zug- und Druckstäbe ausreichend zu bemessen.

Zur Beurteilung von gefundenen inneren Gussfehlern kann es jedoch nötig werden, den Knoten räumlich abzubilden und rechnerisch zu untersuchen.

## 6 Bemessungskonzept

### 6.1 Zum Nachweis von Stahlgussteilen

Knoten von Hohlprofilen werden ganz besonders bei komplexer Geometrie vorteilhaft aus Stahlguss hergestellt, weil so die Schweißnähte an gut zugängliche, geometrisch einfache und weniger beanspruchte Stellen gelegt werden können. Der Knoten selbst läßt sich leicht dem Kraftfluss durch fließende Formen und variable Wanddicken anpassen, so dass man im Vergleich zu direkt verschweißten Rohren ein ungestörtes Tragverhalten der gesamten Konstruktion unter statischer Belastung und vor allem ein sehr viel günstigeres Ermüdungsverhalten erwarten kann.

Zumindest an den Anschweißenden, wo der Rohranschluss und der Stahlgussstützen den gleichen Querschnitt haben, muß der Stahlguss ähnliche Werkstoffeigenschaften aufweisen wie St. 52-3.

Diese Forderung wird von dem hier verwendeten Stahlguss GS 20 Mn 5 V nach DIN 17 182 (Stahlgussorte mit verbesserter Schweißbeignung und Zähigkeit für allgemeine Verwendungszwecke) problemlos erfüllt.

Dies ist ein Stahlguss mit hoher Kerbschlagarbeit, ohne Spröbruchgefahr und einer voll ausreichende Risszähigkeit, um Gefahren rechtzeitig zu erkennen.

Folgende Gütestufen sollten bei nichtruhender Belastung eingehalten werden:

- an Anschweißenden: DIN 1690 Teil 2 S01-V1
- restliche Bereiche: DIN 1690 Teil 2 S2-V2

- bei Wanddicken > 200 mm: DIN 1690 Teil 2 S2-V3, beziehungsweise DIN 1690 Teil 2 S2-V4

Im Einzelfall (beispielsweise bei nur statisch beanspruchten Bauteilen) können davon abweichende Regelungen getroffen werden.

Für das Schweißen von St. 52-3 an Stahlguss sind Verfahrensprüfungen nach DIN EN 288 nötig.

### 6.2 Zum Nachweis der Tragfähigkeit

Für die Streckgrenze der Gusstücke GS 20 Mn 5 V kann aufgrund der Versuchserfahrung angesetzt werden:

- Wanddicke < 200 mm:  $R_{eH} = 360 \text{ N/mm}^2$
- Wanddicke  $\geq 200 \text{ mm}$ :  $R_{eH} \leq 300 \text{ N/mm}^2$  (Abstufung nach Vereinbarung)

Als Kerbschlagarbeit sollten bei minus  $-30 \text{ }^\circ\text{C}$  mind. 40 Joule gefordert und der Kohlenstoffgehalt auf 0,2 % beschränkt werden. Bei entsprechender Vereinbarung sind auch Werte bis  $400 \text{ N/mm}^2$  und darüber ( $t < 200 \text{ mm}$ ) möglich. Die Werkstoffeigenschaften sind für jedes Gussteil am Angussstück nachzuweisen.

Die Normwerte der Werkstoffeigenschaften für den Stahlguss GS 20 Mn 5V nach DIN 17182 liegen vergleichsweise auf der sicheren Seite.

Fehler im Stahlguss vermindern den Querschnitt und können zu örtlichen Spannungserhöhungen führen. Für Bereiche mit Gütestufe 1 muss dafür keine Abminderung der Tragfähigkeit vorgenommen werden. Für Bereiche der Gütestufen 3 und höher sind gegebenenfalls Abminderungen vorzunehmen. Bruchmechanische Untersuchungen haben jedoch gezeigt, dass bei den vorliegenden Zähigkeiten örtliche Spannungskonzentrationen aus inneren Fehlern nicht berücksichtigt werden müssen, so dass es genügt, einen Teil der Querschnittsfläche für innere Fehler als nicht tragend abzuziehen. Dies kann bei Gütestufe V3 eine Minderung um maximal 20 % bedeuten.

Für die (statische) Tragfähigkeit der Schweißnaht zwischen St. 52-3 und GS 20 Mn 5 V können die einschlägigen Regelungen für Schweißverbindungen zwischen Stahlteilen (St. 52-3) angewendet werden.

### 6.3 Zum Ermüdungsnachweis

Die Versuche haben gezeigt, dass die *Schweißverbindungen* von Rohren aus St. 52-3 mit Gussteilen aus GS 20 Mn 5 V Ermüdungsfestigkeiten bringen,

die mit der Kerbklasse K IX der DS 804 für Stahl zu Stahl-Verbindungen beschrieben werden können.

Für  $R = +0,1$  erhält man daraus beispielsweise zu  $\Delta\sigma_{Be} = 61 \text{ N/mm}^2$ .

Im Nachweisformat des EC3 [15] entspricht dies einem Kerbfall  $\Delta\sigma_c = 80 \text{ N/mm}^2$ , gültig ohne weitere Abminderung für Schweißnähte bis 60 mm.

Für das *Stahlgussteil* selbst können die in Kap. 3.2 dargestellten Beziehungen für die Ermüdungsfestigkeit verwendet werden (nach [7]):

- $\log N = 16,30 - 5 \cdot \log \Delta\sigma_R$
- $N =$  Anzahl der Lastspiele
- $\Delta\sigma =$  Spannungsschwingbreite
- $\Delta\sigma_R =$  Ermüdungsfestigkeit
- $R = \sigma_{\min}/\sigma_{\max}$  Grenzspannungsverhältnis
- $Pü =$  Überlebenswahrscheinlichkeit
- $t =$  Wanddicke

Diese Beziehung gilt für Gütestufe 4,  $R = 0$ , Wanddicke  $t = 25 \text{ mm}$ .

Für größere Wanddicken als 25 mm ist wegen der dann größeren zulässigen Gussfehler eine Abminderung in Form von

$$\Delta\sigma_{R,t} = \Delta\sigma_R \left(\frac{25}{t}\right)^{0,15} \text{ vorzusehen.}$$

Die Gütestufen nach DIN 1690 des Stahlgusses werden (nach [7]) wie folgt berücksichtigt:

$$\Delta\sigma_{R,K} = \Delta\sigma_R \cdot K$$

Faktor K =	1,628	1,384	1,177	1,0	0,85
für Gütestufe nach DIN 1690	1	2	3	4	5

## 7 Literatur

- [1] Dauner, H.-G.: Der Viadukt von Lully. Eine Neuheit im Verbundbrückenbau. Stahlbau 67 (1998), Heft 1, S. 1 – 14
- [2] Leonhardt, F., Schlaich, J. und Mitarbeiter: Vorgespannte Seilnetzkonstruktionen. Das Olympiadach in München. Stahlbau 1972, Hefte 9/10/12, 1973 Hefte 2/3/4/6.
- [3] Schlaich, J., Seidel, J.: Die Eislaufhalle im Olympiapark München. Bauingenieur 60 (1985), Heft 8, S. 291 – 296
- [4] Holgate, A.: The Art of Structural Engineering. Edition Axel Menges, Stuttgart/London, 1997, ISBN 3-930698-67-6
- [5] Plieninger, S.: Die Halle 13 der Deutschen Messe AG Hannover, Tagungsbericht
- [6] Versuche an der Versuchsanstalt für Stahl, Holz und Steine (Amtliche Materialprüfungsanstalt) Universität (TH) Karlsruhe
  - [6.1] Prüfzeugnis Nr. 94-1579-Teil I: Trag- und Ermüdungsverhalten von geschweißtem Stahl – Stahlguss-Verbindungen im Zusammenhang mit dem BV Lehrter Bahnhof Berlin
  - [6.2] Prüfzeugnis Nr. 94-1579-Teil II: Trag- und Ermüdungsverhalten von geschweißtem Stahl – Stahlguss-Verbindungen im Zusammenhang mit dem BV Lehrter Bahnhof Berlin – Stumpfstoße aus Rohren  $\varnothing 267 \times 20 \text{ mm}$
  - [6.3] Prüfzeugnis Nr. 94-1579- Teil III-3: Trag- und Ermüdungsverhalten von geschweißtem Stahl – Stahlguss-Verbindungen im Zusammenhang mit dem BV Lehrter Bahnhof Berlin – Simulation einer eventuellen Reparaturmaßnahme an den Stützen des Bahnhofes

Für Grenzspannungsverhältnisse  $R = \sigma_{\min}/\sigma_{\max} > 0$  ist nach [7] eine weitere Abminderung von  $\sigma_R$  auf 85 % nötig.

Für  $R < 0$  kann in Anlehnung an den EC 3 der Druckanteil der Spannungsschwingbreite mit nur 60 % angesetzt werden.

So erhält man beispielsweise für ein Stahlgussteil der Gütestufe 3, Wanddicke 200 mm, mit  $R > 0$  folgende Ermüdungsfestigkeit  $\Delta\sigma_R$  für  $2 \cdot 10^6$  Lastwechsel:  
 $\log 2 \cdot 10^6 = 16,30 - 5 \cdot \log \Delta\sigma_R \rightarrow \Delta\sigma_R = 100 \text{ N/mm}^2$   
 gültig für Gütestufe 4,  $t = 25 \text{ mm}$ ,  $R = 0$   
 Einfluss Gütestufe 3: Faktor 1,177

Abminderung Wanddicke: Faktor  $\left(\frac{25}{200}\right)^{0,15} = 0,732$

Abminderung für  $R > 0$ : Faktor = 0,85

Die Ermüdungsfestigkeit im vorliegenden Fall ergibt sich damit zu

$$\Delta\sigma_R = 100 \cdot 1,177 \cdot 0,732 \cdot 0,85 = 73 \text{ N/mm}^2$$

Für  $N = 2 \cdot 10^6$  Lastwechsel erhält man daraus im Nachweisformat des EC 3 für  $R > 0$ .

Gütestufe 3  $t = 200 \text{ mm}$ :  $\Delta\sigma_c = 73 \text{ N/mm}^2$

$t = 100 \text{ mm}$ :  $\Delta\sigma_c = 80 \text{ N/mm}^2$

Gütestufe 2  $t = 200 \text{ mm}$ :  $\Delta\sigma_c = 86 \text{ N/mm}^2$

$t = 100 \text{ mm}$ :  $\Delta\sigma_c = 95 \text{ N/mm}^2$

$t = 60 \text{ mm}$ :  $\Delta\sigma_c = 103 \text{ N/mm}^2$

Für die Teilsicherheitsbeiwerte können die Angaben des EC 3 verwendet werden.



- [6.4] Prüfzeugnis Nr. 94-1579-Teil III-2: Trag- und Ermüdungsverhalten von geschweißten Stahl – Stahlguss-Verbindungen im Zusammenhang mit dem BV Lehrter Bahnhof Berlin – Ermüdungsversuche an Rohren  $\varnothing$  660 × 100 mm – Kontaktstoß – Stumpfstoß
- [6.5] Prüfzeugnis Nr. 94-1579-Teil III-1: Trag- und Ermüdungsverhalten von geschweißten Stahl – Stahlguss-Verbindungen im Zusammenhang mit dem BV Lehrter Bahnhof Berlin – Fehlersuche durch Zersägen der Gussteile
- [6.6] Prüfzeugnis Nr. 94-1579-Teil III-5: Trag- und Ermüdungsverhalten von geschweißten Stahl – Stahlguss-Verbindungen im Zusammenhang mit dem BV Lehrter Bahnhof Berlin – Mechanisch-technologische Eigenschaften der verwendeten Gussteile in Blechdickenrichtung
- [6.7] Prüfzeugnis Nr. 94-1579 Teil III-4: Trag- und Ermüdungsverhalten von geschweißten Stahl Stahlguss-Verbindungen im Zusammenhang mit dem BV Lehrter Bahnhof Berlin – Ermüdungsversuch an einem Rohr  $\varnothing$  660 × 100 mm aus stumpfgeschweißten Stahl-Stahlguss-Schüssen unter Biegebeanspruchung
- [7] Design of Tubular Joints for Offshore Structures, Volume 3, UEG 1985
- [8] Christianus, D.: Erprobung von höherfesten Stahlgussverbund-Rohrknoten in bauteilähnlichem Maßstab zum Einsatz in Offshore-Bauwerken. Konstruieren + Gießen 23 (1998), Nr. 2, S. 4 – 13
- [9] J. Bergmann, K. Biwas, H.-H. Hoff, T. Seeger: Fatigue Behaviour of HOESCH GsArk 10, Part 1: Experimental Results. Veröffentlichungen des Fachgebiets Werkstoffmechanik der TH Darmstadt FI-13/1981
- [10] T. Seeger: Fatigue Behaviour of HOESCH GsArk 10, Part 2: Fatigue Design Concept. Veröffentlichungen des Fachgebiets Werkstoffmechanik der TH Darmstadt FI-14/1981
- [11] Sonsino, C.M., Lipp, K.: Übertragbarkeit des an Winkelproben ermittelten Betriebsfestigkeitsverhaltens auf große Rohrknoten für die Offshoretechnik. Fraunhofer-Institut für Betriebsfestigkeit (LBF), Darmstadt, LBF-Bericht Nr. TB 180 (1988).
- [12] R. Hartmann, H. Jahn, D. Riese, W. Provoost: Besonderheiten der Fertigung und Einschwimmontage des Stahlüberbaues der Kronprinzenbrücke in Berlin. Stahlbau 65 (1996), H. 10, S. 368 – 376
- [13] Pichler, G.; Guggenberg, R.: Deutsches Technikmuseum Berlin. Stahlbau 67 (1998), Heft 7, S. 580 – 591, Stahlbau 68 (1999), Heft 4, S. 277 – 289
- [14] DIN 18808 Tragwerke aus Hohlprofilen unter vorwiegend ruhender Beanspruchung.
- [15] Eurocode 3 Bemessung und Konstruktion von Stahlbauten-Vornorm ENV 1993, Teil 1-1/1993
- [16] Meese, L.: Bericht zur Berechnung des Stahlgussknotens für die Nesenbachtalbrücke in Stuttgart, 1998
- [17] Schlaich, J., Schober, H.: Bahnbrücken am Lehrter Bahnhof in Berlin. Die Humboldthafenbrücke. Stahlbau 68 (1999; H. 6)
- [18] Broughton, P., Aldrige, T.: Steel jacket structures for the new Ekofisk complex in the North Sea. Civil Engineering International, August 1998, S. 24-34
- [19] Schlaich, J., Schober, H.: Rohrknoten aus Stahlguss. Stahlbau 68 (1999), H. 8 und 9

# Selbstverdichtender Beton – Technologie und Anwendung

**Er füllt jeden Hohlraum aus und behält während der notwendigen Verarbeitungszeit seine Konsistenz**

Durch die besonderen Frischbetoneigenschaften stellt Selbstverdichtender Beton (SVB) eine nützliche Alternative zu herkömmlichem Beton dar, der durch Rütteln verdichtet werden muss. SVB Beton ist ein Beton, der ohne Einwirkung zusätzlicher Verdichtungsenergie allein unter dem Einfluss der Schwerkraft fließt, entlüftet und jeden Hohlraum innerhalb der Schalung und Bewehrung ausfüllt. Aufgrund dieser Eigenschaften können insbesondere Bauteile unter erschwerten Bedingungen beispielsweise bei hoher Bewehrungsdichte oder komplizierten Schalungsformen durch Einsatz von SVB mit hoher Qualität betoniert werden. Technologischer Hintergrund und Anwendungsbereiche des SVB werden in diesem Beitrag dargestellt.



**Dr.-Ing. Wolfgang Breit**  
ist seit 1997 als Oberingenieur in der Abt. Betonbautechnik am Forschungsinstitut der Zementindustrie in Düsseldorf tätig.



**Dr.-Ing. habil Horst Grube**  
leitet seit 1981 die Abteilung Betonbautechnik im Forschungsinstitut der Zementindustrie in Düsseldorf.



**Dipl.-Ing. Jörg Rickert**  
ist seit 1996 wiss. Mitarbeiter in der Abteilung Betonbautechnik im Forschungsinstitut der Zementindustrie in Düsseldorf.

## Einführung

### Entwicklungen der Betontechnologie

Alle Frisch- und Festbetoneigenschaften beruhen auf der Variation der Ausgangsstoffe Zement, Zuschlag, Wasser, Zusatzstoffe und Zusatzmittel nach Art und Menge (Abb. 1).

Stoff	Beispiele für die Varianten
Zement	<ul style="list-style-type: none"> <li>■ Zementarten</li> <li>■ Zementfestigkeitsklassen</li> <li>■ Zemente mit besonderen Eigenschaften</li> </ul>
Zuschlag	<ul style="list-style-type: none"> <li>■ normal, leicht, schwer</li> <li>■ natürlich, künstlich                             <ul style="list-style-type: none"> <li>■ Sand, Kies</li> <li>■ Brechsand, Splitt</li> <li>■ rezyklierter Zuschlag</li> </ul> </li> <li>■ Kornaufbau, Sieblinie</li> </ul>
Wasser	■ Begrenzung betonschädlicher Inhaltsstoffe
Zusatzstoffe	<ul style="list-style-type: none"> <li>■ Flugasche, Traß, Silicastaub</li> <li>■ Gesteinsmehl</li> <li>■ Pigmente, Kunststoff (-dispersion)</li> <li>■ Fasern (Stahl, Glas, Kunststoff)</li> </ul>
Zusatzmittel	■ BV, FM, LP, DM, VZ, BE, ST, CR, RH

Abb. 1: Beton als 5-Stoffsystem

### 3-Stoffsystem Beton

Ausgehend vom 3-Stoffsystem Beton, bestehend aus den klassischen Komponenten Zement, Zuschlag und Wasser, mussten sowohl die Frisch- als auch die Festbetoneigenschaften über eine Steuergröße, den „Wasserzementwert“, eingestellt werden [1]. Mit abnehmendem Wasserzementwert werden zwar auf der einen Seite höhere Festigkeiten erzielt (siehe Walzkurven [2]), auf der anderen Seite ist damit aber gleichzeitig eine Zunahme der Viskosität (Zähigkeit) der Zementleims verbunden. Dem Streben nach höheren Betonfestigkeiten waren daher durch die Erfordernisse der baustellentauglichen Verarbeitbarkeit des Betons im 3-Stoffsystem Beton Grenzen gesetzt.

Aber auch in diesem 3-Komponenten System hat man bereits versucht, Betone zu konzeptionieren, die keine Verdichtungsenergie benötigen, d. h. selbstverdichtende und selbstnivellierende Eigenschaften aufweisen. Diese Betone mit sehr hohen Wasserzementwerten ( $w/z > 0,7$ ) neigten jedoch zum Entmischen, wiesen geringere Festigkeiten und infolge des hohen Kapillarporenraumes einen geringen Wider-



stand gegen äußere Einwirkungen (z. B. Frost, chemische Angriffe, Korrosionsschutz der Bewehrung, usw.) auf.

## 4-Stoffsystem Beton – Betonzusatzmittel

Die betontechnologische Entkopplung der Frischbeton- von den Festbetoneigenschaften gelang durch die Entwicklungen auf dem Gebiet der Betonzusatzmittel. Betonverflüssiger (BV) und Fließmittel (FM) ermöglichen es seit rd. 30 Jahren, Betonkonsistenz und Wasserzementwert zunehmend unabhängig voneinander steuern zu können. Beim Einsatz von Betonverflüssigern bzw. Fließmitteln können zwei unterschiedliche Strategien verfolgt werden:

- Verbesserung der Verarbeitungseigenschaften unter Beibehaltung des Wasserzementwerts,
- Verbesserung des Widerstands gegen äußere Einwirkung und der Dauerhaftigkeit durch Reduzierung des Wasserzementwerts.

Die erforderlichen hohen Betonierleistungen für große Bauwerke und die steigenden Lohnkosten führten zunächst dazu, dass die erweiterte Möglichkeit zur Verflüssigung des Zementleims überwiegend zur Verbesserung der Verarbeitbarkeit des Betons genutzt wurde. Daraus ergab sich die Einführung der Regelkonsistenz KR und des Fließbetons [3] in Deutschland.

Die wachsende Anzahl von Schäden an Betonbauwerken, beispielsweise durch Korrosion der Bewehrung, führten dazu, dass Fragen der Dauerhaftigkeit zunehmend in den Vordergrund gerückt wurden. Der Einsatz der Betonzusatzmittel (BV, FM) zur Reduzierung des Wasserzementwerts führte zu Steigerungen der Dichtheit und damit zu verbesserter Dauerhaftigkeit der Betone.

## 5-Stoffsystem Beton – Betonzusatzstoffe

Dieser Schritt in Richtung dauerhafte Betone war eng an die Entwicklungen im Bereich der Betonzusatzstoffe geknüpft. So führte der Einsatz neuer Betonzusatzstoffe wie Flugaschen und insbesondere Silica- Staub in Kombination mit Betonzusatzmitteln zu einer neuen Betongeneration, den so genannten „Hochfesten Betonen“ mit Druckfestigkeiten über 100 N/mm<sup>2</sup> [4], [5]. Mit bauaufsichtlicher Einführung der Richtlinie des Deutschen Ausschusses für Stahlbeton kann hochfester Beton seit 1995 in den Festigkeitsklassen B 65 bis B 115 angewandt werden [6].

Bei der Anwendung des hochfesten Betons fiel auf, dass Betonrezepturen mit hohen Zementgehalten und vermindertem Größtkorn ein bis dahin nicht beobachtetes rheologisches Verhalten aufwiesen: Die Betone ließen sich in eng bewehrte Bauteile pumpen

und neigten zum vollständigen Gefälleausgleich ohne Rüttelverdichtung [7].

## Selbstverdichtender Beton

Diese speziellen selbstverdichtenden und selbstnivellierenden Frischbetoneigenschaften gezielt einzustellen und damit Betone im normalen Festigkeitsbereich zu produzieren, hatten sich japanische Wissenschaftler zur Aufgabe gestellt. Ergebnis dieser Entwicklung war der „Self Compacting Concrete“ (SCC), zu deutsch „Selbstverdichtender Beton“ (SVB), der 1988 erstmals von Okamura und Ozawa vorgestellt wurde [8], [9].

Selbstverdichtender Beton (SVB) ist Normalbeton, der ...

- ... „wie Honig“ bis zum vollständigen Niveaueausgleich fließt, ohne Rüttler, allein unter dem Einfluß der Schwerkraft,
- ... während des Fließens vollständig entlüftet,
- ... jeden Hohlraum und alle Bewehrungszwischenräume innerhalb der Schalung ohne Blockade ausfüllt,
- ... nicht entmischt (kein Wasserabsetzen – „Bluten“ – nach oben, kein Absetzen des Grobzuschlags nach unten),
- ... während der notwendigen Verarbeitungsdauer (Fertigteil z. B. 20 min, Transportbeton z. B. 90 min) seine Verarbeitbarkeit (Konsistenz) nicht verändert.

## Entwicklungspotenzial

Die extensive Nutzung der Variationsmöglichkeiten im 5-Stoffsystem Beton reichen heute vom Beton normaler Festigkeitsklasse als Rüttelbeton oder SVB, über den Hochfesten Beton bis zum „Béton de Poudre Réactive“ [10], [11]. Bei letzterem handelt es sich um Beton mit Druckfestigkeiten über 200 N/mm<sup>2</sup>, der in den letzten Jahren in Frankreich entwickelt wurde. Das Größtkorn beträgt dabei nur 0,5 mm. Neben der Steigerung der Festigkeit werden die vielfältigen Möglichkeiten des 5-Stoffsystems zur Entwicklung von Betonen mit besonderen Leistungsmerkmalen, den so genannten „Hochleistungsbetonen“, genutzt (z. B. [12]-[14]).

## SVB – Betonzusammensetzung

### Ausgangsstoffe

SVB kann grundsätzlich mit den üblichen Betonausgangsstoffen des 5-Stoffsystems Betons hergestellt werden.

Man kann davon ausgehen, dass SVB keinen höheren Mindestzementgehalt erfordert als nach DIN 1045 verlangt wird. So lässt sich beispielsweise Außenbauteilbeton als SVB mit Zementgehalten von 270 bis 300 kg/m<sup>3</sup> und  $w/(z+k \cdot f) \leq 0,60$  herstellen.

Die besonderen Eigenschaften von SVB werden durch einen wesentlich erhöhten Mehlkorngehalt (Korn  $\leq 0,125$  mm) erreicht [8], [9], [15], [16]. Zusammen mit Wasser und Fließmittel wird so eine tragfähige Suspension (Leim) hoher Viskosität gebildet, in der alle größeren Zuschlagkörner entmischungsfrei „schwimmen“. Dabei ist es für diese Frischbetoneigenschaft grundsätzlich egal, ob das Mehlkorn zum Beispiel aus Zement, Flugasche, Metakaolin, Silicastaub oder inertem Gesteinsmehl besteht, sofern nur die Suspension im Zusammenwirken mit dem Fließmittel die erforderliche rheologische Eigenschaft aufweist.

Das bisher geltende Prinzip für Rüttelbetone, eine möglichst weitgehende Hohlraumfüllung im Beton durch Zuschlag mit Korn  $> 0,125$  mm zu erreichen – in der Regel sind dies rd. 70 Vol.-% des Betons –, kann daher für SVB nicht aufrechterhalten werden. Bei diesem muss der Anteil der Mehlkorn-suspension mehr als 35 Vol.-% betragen, damit die größeren Zuschläge die Fließbewegung nicht behindern [17]. Die Zusammensetzung des Mehlkorns innerhalb der Suspension richtet sich nach den gewünschten Festbetoneigenschaften, zum Beispiel begrenzter Wasserzementwert für Außenbauteile ( $w/z \leq 0,60$ ) oder  $w/z < 0,30$  für die Festigkeitsklasse B 115.

Die technische Grundlage des SVB beruht insbesondere auch auf der Entwicklung neuer, hochwirksamer Fließmittel auf Polycarboxylat-Basis, die der Mehlkorn/Wassersuspension die Eigenschaft einer „Newton-Flüssigkeit“ verleiht (siehe Abschnitt *Rheologische Eigenschaften*).

*Polycarboxylate* bestehen aus einer Hauptkette mit negativen Ladungen, die sich an den positiv geladenen Stellen der Zementpartikel anheften und elektrisch neutralen Seitenketten, die nach außen gestreckt werden. Diese Ketten sind beweglich und rotieren, so dass sie einen bestimmten Raum ausfüllen. Zwei so befrachtete Zementteilchen werden auf Abstand gehalten. Man spricht hier von räumlicher = sterischer Hinderung.

Da diese Seitenketten weiter herausragen als die elektrischen Ladungen, dauert es länger, bis sie von den Hydratationsprodukten umhüllt werden, und die verflüssigende Wirkung hält länger an [18].

## SVB-Typen

Durch die Wahl der spezifischen Ausgangsmaterialien wird auch der SVB klassiert. Es können drei SVB-Typen unterschieden werden:

- Mehlkorn-Typ (Powder Type),
- Stabilisierer-Typ (Viscosity Agent Type),
- Kombinations-Typ (Combination Type).

Solange – wie beim „klassischen“ japanischen Verfahren [8], [9], [19], [20] – größerer dichter und fester Zuschlag gegen feineres Korn aus gleichartigem Material ausgetauscht wird, gibt es aus beton-technischer Sicht wenig Zweifel bezüglich ungünstig veränderter Festbetoneigenschaften. Dieser selbstverdichtende Beton wird auch als „Mehl-korn-Typ“ bzw. „SCC-Powder Type“ bezeichnet.

Es gibt im internationalen Bereich jedoch auch Tendenzen, den Mehlkorngehalt für selbstverdichtende Betone nur wenig zu erhöhen und das Fließverhalten überwiegend durch hohe Mengen organischer Zusatzstoffe aus der Gruppe der Stabilisierer (ST) zu erzeugen. Etwas ähnliches ist in Deutschland vor Jahren als Beton entwickelt worden, der auch beim freien Fall durch das Wasser nicht entmischt. Bei einem solchen Beton, der als „Stabilisierer-Typ bzw. SCC-Viscosity Agent Type“ bezeichnet wird, könnten Festbetoneigenschaften wie Kriechen, Austrocknungsschwinden, Festigkeit im durchfeuchteten Zustand usw. beeinträchtigt sein. Darüber hinaus ist die Abstimmung zwischen Stabilisierer und Fließmittel nicht unproblematisch. Volle Selbstverdichtung, das heißt maximales Fließvermögen bei minimaler Entmischung, ist nach Okamura beim Stabilisierer-Typ nicht zu erreichen [8].

Beim so genannten „Kombinations-Typ bzw. SCC-Combination Type“ werden dem Beton nur kleine Mengen Stabilisierer zugegeben, um den Beton unempfindlicher gegen Abweichungen in den Ausgangsstoffen zu machen. So bewirkt beispielsweise eine Änderung der Oberflächenfeuchte der Zuschläge um 0,5 % eine Änderung des Slump Flows (Ausbreitmaß) von 50 mm, eine Änderung des Feinheitsmoduls von 0,2 % hat eine Änderung von 100 bis 150 mm zur Folge [21]. Um diese praktisch unvermeidbaren Einflüsse von Seiten der Ausgangsstoffe auszugleichen, haben sich Stabilisierungsmittel bewährt. Schon kleinste Mengen von 0,5 % (bezogen auf den Wassergehalt) sind in der Lage, diese negativen Auswirkungen auszugleichen [16].

Um klare Abgrenzungen zwischen den unterschiedlichen SVB-Typen anzugeben und für bestimmte Zusammensetzungen eine allgemeine bauaufsichtliche Regelung für SVB, beispielsweise in



Form einer Richtlinie, vorzubereiten, beschäftigt sich eine Arbeitsgruppe des Deutschen Ausschusses für Stahlbeton (DAfStb) mit diesen Fragestellungen [22].

## Rheologische Eigenschaften

### Rheologie des Rüttelbetons – „Bingham Körper“

Zement und die anorganischen, mineralischen pulverförmigen Zusatzstoffe werden als Betonbestandteil zum Mehlkorn (Korndurchmesser  $\leq 0,125$  mm) gerechnet. In wässriger Suspension weisen die einzelnen Körner entsprechend ihrer chemisch unterschiedlichen Zusammensetzung unterschiedliche Oberflächenladungen auf (Abb. 2) [23].

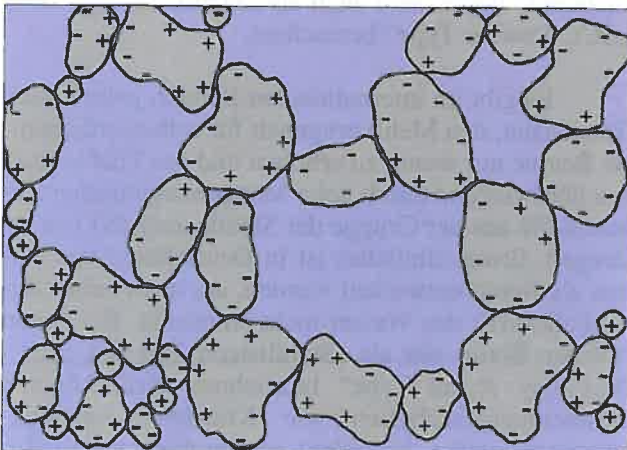


Abb. 2: Agglomeration des Mehlkorns im Beton aufgrund unterschiedlicher Oberflächenladungen

Da gegensätzliche Ladungen einander anziehen, neigen die mineralischen Bestandteile der Suspension beim Rüttelbeton zur Agglomeration, und zwar unabhängig davon, ob es sich zum Beispiel um eine reine Zementsuspension, um eine Zement-Flugasche-Silicastaub-Suspension oder um eine reine Flugaschesuspension handelt. Durch Zufuhr von Rüttelenergie werden die Agglomerationen abgebaut und eine dichte Packung aller Feststoffe erzeugt. Die gelungene Rüttelverdichtung zeigt sich dadurch, dass alle Betonbestandteile „zusammengeflossen“ sind und ein dünner Wasserfilm die Oberfläche abschließt. Danach setzt der verdichtete Beton jedem weiteren Versuch, ihn zu verformen, einen erheblichen Widerstand entgegen, weil das Mehlkorn wieder eine durch Oberflächenladungen stabilisierte Struktur einnimmt. Rheologisch betrachtet verhält sich Zementleim wie ein Bingham-Körper (Abb. 3, links).

### Rheologie des Selbstverdichtenden Betons – „Newton-Flüssigkeit“

Der Übergang von einem normalen Rüttelbeton, beispielsweise der Konsistenz KR, zu einem selbstverdichtenden Beton ist rheologisch an drei Be-

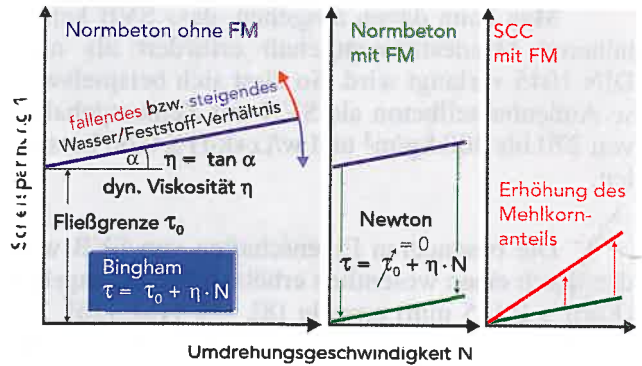


Abb. 3: Rheologisches Verhalten von Mehlkorn/Wassersuspensionen, ohne Fließmittel ( $\approx$  Bingham-Körper), mit Fließmittel ( $\approx$  Newton-Flüssigkeit)

dingungen geknüpft, die in Tabelle 1 erläutert sind. Durch welche Maßnahme die jeweilige Bedingung praktisch umgesetzt werden kann, geht ebenfalls aus Tabelle 1 hervor.

Die drei Bedingungen geben auch das Grundkonzept zur Herstellung selbstverdichtender Betone vor [8], [9], [20], indem sich die gewünschten Eigenschaften des SVB in den Stufen „selbstverdichtender Leim“, „selbstverdichtender Mörtel“ und „selbstverdichtender Beton“ entwickeln lassen.

## SVB – Rezepturentwicklung

Zum Entwurf von SVB-Rezepturen gibt es verschiedene Ansätze, die in der Regel mit umfangreichen Laboruntersuchungen verbunden sind und eine besondere Ausrüstung erfordern (Abb. 5 bis Abb. 7).

### „General Purpose Approach“

Bei der klassischen japanischen Rezepturentwicklung nach Okamura [8], [9] geht man nach dem so genannten „General Purpose Approach“ vor (Abb. 4). Dieser beinhaltet zum einen feste Vorgaben hin-



Abb. 4: SVB-Rezepturentwicklung nach Okamura – „General Purpose Approach“

**Tab. 1: Rheologische Grundvoraussetzungen für SVB und Maßnahmen für die praktische Umsetzung**

Selbstverdichtender Beton (SVB)		
	rheologische Bedingungen	Maßnahmen für die praktische Umsetzung
1) Fließgrenze	Die Mehlkorn/Wassersuspension darf einer Verformung nur einen sehr geringen Anfangswiderstand entgegensetzen, ihre Fließgrenze $\tau_0$ muss gegen Null gehen (Abb. 3, mitte bzw. rechts). Rheologisch wird dieses Verhalten durch Newton-Flüssigkeiten beschrieben. Unabhängig davon, wie hoch die dynamische Viskosität ist (Steigung $\tan \alpha$ im Abb. 3, Mitte bzw. rechts), neigen sie wie Wasser oder Honig zum vollständigen Niveaueausgleich. Wie SVB weist auch der Leim des Fließbetons diese Eigenschaft auf.	Mit Hilfe eines geeigneten Fließmittels ist die Fließgrenze der Mehlkorn/Wassersuspension gegen Null zu führen. Dafür gibt es die bekannten Melamin- und Naphthalinsulfonate. Eine neue Generation von Fließmitteln, die sogenannten Polycarboxylate, sind in der Lage, die gewünschte Wirkung nicht nur wie sonst üblich 20 Minuten, sondern sogar über 1 bis 2 Stunden zu erhalten.
2) dyn. Viskosität	Die Mehlkorn/Wassersuspension muss eine wesentlich höhere dynamische Viskosität (Steigung $\tan \alpha$ im Abb. 3, rechts) aufweisen als in einem normalen Rüttelbeton, damit die Suspension kein Wasser nach oben absetzt (blutet) und der grobe Zuschlag nicht absinkt (entmischt).	Die erforderliche hohe Viskosität der Mehlkorn/Wassersuspension kann nur durch ein sehr geringes Wasser/Mehl-korn-Verhältnis (z. B. $w/m \approx 0,3$ ) erreicht werden. Dabei bedarf es beachtlicher Fließmitteldosierungen. Der sogenannte „Sättigungspunkt“ [17], [23] darf nicht überschritten werden, weil die Suspension dann zum Entmischen neigt.
3) Mehlkornvolumen	Das Volumen der Mehlkorn/Wassersuspension muß im Verhältnis zum groben Zuschlag erhöht werden, damit die mittlere Schichtdicke des Leims zwischen den groben Zuschlagkörnern vergrößert wird. Auf diese Weise wird der Verschiebungswiderstand des Grobkorngerüsts minimiert.	Das Volumen der Mehlkorn/Wassersuspension muß von rund 280 l/m <sup>3</sup> (normaler Rüttelbeton) auf rund 380 l/m <sup>3</sup> (SVB) erhöht werden, damit der gröbere Zuschlag möglichst reibungsarm in der Suspension bzw. dem selbstverdichtenden fließfähigen Mörtel „schwimmt“ [21].

Packungsdichte betragen. Der Anteil der feinen Gesteinskörnung (0,125 bis 4 mm) ist auf 40 % des Mörtelvolumens festgelegt.

Im ersten Schritt der experimentellen Rezepturentwicklung (Leimoptimierung) wird das theoretische Wasser-/Mehlkornverhältnis ermittelt, bei dem gerade alles Wasser durch den Feinstoffgehalt gebunden wird (Wasserrückhaltevermögen für ein theoretisches Ausbreitmaß von Null). Unter Mehlkorn werden Zement und alle festen Bestandteile kleiner 0,125 mm verstanden.

Auf der Basis des zuvor ermittelten Wasser-/Mehlkornverhältnisses erfolgt im zweiten Schritt die „Mörteloptimierung“. Ziel dieser iterativen Laboruntersuchungen ist es, die optimale Fließmitteldosierung zu finden, bei der ein definiertes „relatives“ Ausbreitmaß und eine definierte Durchlaufgeschwindigkeit im Trichterversuch (V-Funnel-Test, Abb. 5) erreicht werden.

Diese Fließmitteloptimierung wird in gleicher Weise im dritten Schritt, der „Betonoptimierung“, durchgeführt. Auch hier gilt es, definierte Zielgrößen für das Ausbreitmaß (Slump-Flow-Test)

sichtlich des Luftgehaltes (4 bis 7%) und des Gehaltes an groben und feinen Gesteinskörnungen und zum anderen eine dreistufige experimentelle Optimierungsprozedur.

Der Gehalt der groben Gesteinskörnung (> 4 mm) soll 50 % des Volumens bei größtmöglicher

und die Durchlaufgeschwindigkeit im Ausfließtest zu erreichen.

Sofern die dreistufige Optimierungsprozedur erfolgreich absolviert werden konnte, ist eine abschließende Kontrolle der Leistungsfähigkeit durchzu-

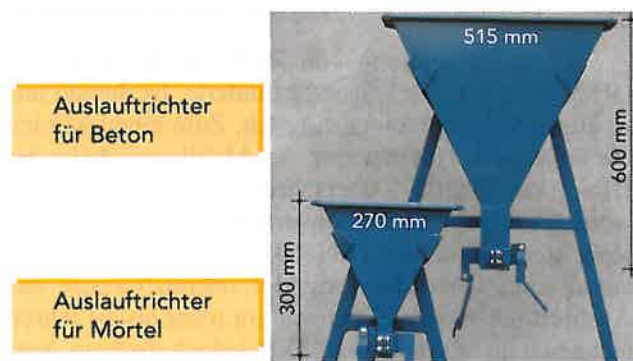


Abb. 5: V-Funnel-Test – Auslauftrichter für Mörtel und Beton

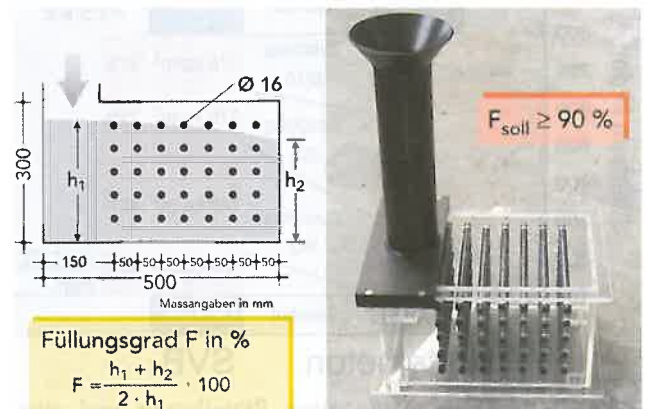


Abb. 6: Filling Vessel-Test

Füllungsgrad F in %  

$$F = \frac{h_1 + h_2}{2 \cdot h_1} \cdot 100$$



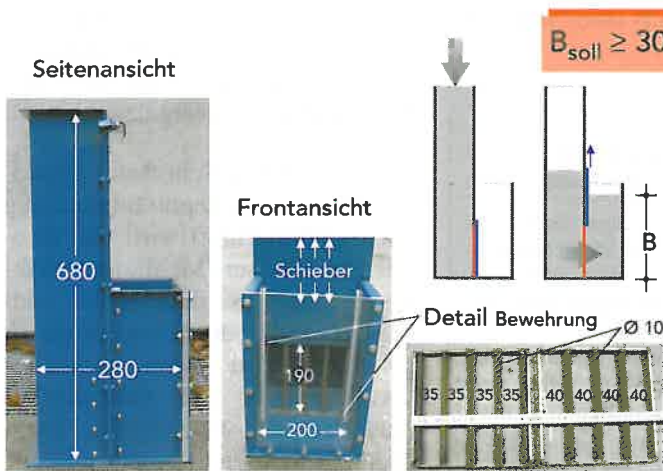


Abb. 7: Box-Test

führen, bei der unter anderem Fließvermögen, Entmischung und Selbstnivellierung getestet werden. Für diese Kontrolle wurden spezielle Prüfungen, wie zum Beispiel der „Filling Vessel-Test“ (Abb. 6) und der „Box-Test“ (Abb. 7), entwickelt.

Erst wenn die abschließenden Frischbetonprüfungen die Sollvorgaben erzielt haben, d. h.

- das Ausbreitmaß bleibt über mindestens eine Stunde erhalten,
- der Füllungsgrad des Filling Vessel-Tests ist größer als 90 % und
- die Füllhöhe des Box-Tests beträgt mehr als 300 mm,

kann man davon ausgehen, dass es sich bei der entwickelten Rezeptur um einen baustellentauglichen selbstverdichtenden Beton handelt.

### Rezepturentwicklung im Forschungsinstitut der Zementindustrie

Ziel der Untersuchungen war es, einen normalen, für Außenbauteile gemäß DIN 1045 geeigneten

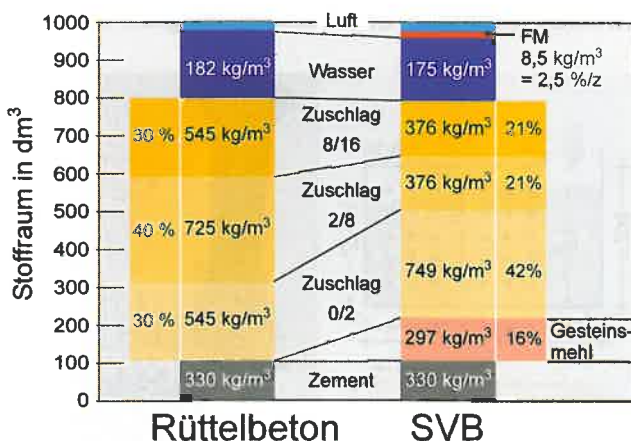


Abb. 8: Stoffraumanteile eines Rüttelbetons und eines Selbstverdichtenden Betons

Rüttelbeton der Konsistenz KR so abzuwandeln, dass er zusätzlich das Fließvermögen und die Eigenschaft der Selbstverdichtung aufwies. Abb. 8 zeigt die Veränderungen mit denen dieses Ziel erreicht wurde. Die Zusammensetzung des SVB weist lediglich einen fast doppelt so hohen Mehlkorngehalt auf wie der Rüttelbeton und eine wesentlich erhöhte Fließmitteldosierung. Als Mehlkorn wurde zementfeines Kalksteinmehl verwendet [24].

Abb. 9 zeigt die Leistungsfähigkeit dieses SVB auf dem Ausbreittisch (ohne Schlag). Die Ergebnisse der Festbetonprüfungen sind in Tabelle 2 zusammengefasst.

Insgesamt kann festgestellt werden, dass der untersuchte selbstverdichtende Beton – mit gleichem Zementgehalt und gleichem Wasserzementwert wie der vergleichbare Rüttelbeton – alle für einen Außenbauteilbeton nach DIN 1045 erforderlichen Gebrauchseigenschaften aufwies.



Abb. 9: Ausbreitmaß des Selbstverdichtenden Betons (rd. 70 cm ohne Schlag)

## Beton nach Norm ?

Die Anwendung von SVB für Beton gemäß DIN 1045, d. h. für tragende Bauteile, ist derzeit aus zweierlei Gründen nicht möglich. Zum einen werden die zulässigen Höchstwerte des Mehlkorngehalts der DIN 1045 Tabelle 3 überschritten und zum anderen weist SVB ein Frischbetonverhalten auf, dass keiner Konsistenzklasse der DIN 1045 zugeordnet werden kann. Eine Überschreitung der oberen Grenze des Ausbreitmaßes von 60 cm war vor mehr als 10 Jahren technisch nicht vorstellbar. SVB jedoch muß ein Ausbreitmaß von mindestens 65 cm ohne Schlag aufweisen.

**Tab. 2: Ergebnisse der Festbetonprüfungen**

Betoneigenschaft	Einheit	Rüttelbeton	SVB
Druckfestigkeit	2 d	17,8	22,3
	7 d	28,5	31,6
	28 d	39,0	39,5
Biegezugfestigkeit (28 d)	N/mm <sup>2</sup>	4,6	4,4
Statischer E-Modul (28 d)		28,150	28,250
Schwindmaß $\epsilon_s$ (90 d)		mm/m	-0,371
Carbonatisierungstiefe (90 d)	mm	6	5
Masseverlust nach 100 FTW	M.-%	3,2	5,0
Nachbehandlungsempfindlichkeit	-	normal	hoch

Die Anwendung bedarf demnach in Deutschland zur Zeit einer bauaufsichtlichen Zulassung oder einer Zustimmung im Einzelfall. Das ist auch nicht unberechtigt, weil nicht von vornherein feststeht, ob zum Beispiel zu einer bestimmten Druckfestigkeit weitere Festbetoneigenschaften wie Elastizitätsmodul, Bewehrungsverbund, Kriechen, Austrocknungsschwinden, Frostwiderstand usw. bei SVB wie beim normalen Rüttelbeton erhalten bleiben.

Um die praktische Anwendung des SVB zu vereinfachen wird derzeit eine Richtlinie im Deutschen Ausschuss für Stahlbeton erarbeitet [25]. Diese soll in Ergänzung zur DIN 1045 bauaufsichtlich eingeführt werden. In gleicher Weise wurde vor fünf Jahren die Einführung des hochfesten Betons ermöglicht [6]. Eine Richtlinie ist auch deshalb erforderlich, da Selbstverdichtender Beton nicht Bestandteil der EN 206 sein wird.

## Anwendungsbereiche des SVB

Mögliche Anwendungsgebiete für SVB sind im gesamten Betonbau zu finden. Vor allem im Bereich Sichtbeton und Instandsetzung bietet SVB gegenüber normalem Rüttelbeton erhebliche Vorteile. Ein besonders interessanter Anwendungsbereich für SVB ist vor allem auch in der Fertigteilindustrie zu sehen.

### Praxiserfahrungen

Seit 1991 wird SVB in Japan eingesetzt. Bis Ende 1998 wurden ca. 1,2 Mio. m<sup>3</sup> verbaut. Beispiele für die Anwendung in Japan sind die Akashi-Kaikyo-Brücke, die Ankerblöcke der Kurushima Brücke, der oberirdischer Tank für verflüssigtes Naturgas (LNG) in Osaka, die Murano Abwasseranlage in Hirakata, der Minatoshima-Unterwassertunnel in der Bucht von Kobe oder der Yokohama Landmark Tower

(CFT-Bauweise – concrete filled tubes). Europäische Anwendungsbeispiele liegen seit ca. 1998 vor, zum Beispiel Millenniumstower in Wien, Sichtbetonfassade des königlichen Schauspielhaus in Den Haag.

Bislang wurden vor allem solche Objekte mit SVB ausgeführt, bei denen das Einbringen und Verdichten des Betons aufgrund sehr dichter Bewehrung schwierig war.

SVB kann mit dem Krankübel oder der Betonpumpe eingebaut werden. Bei der Verwendung von SVB ist eine sorgfältige Schalungsplanung unerlässlich, da das nahezu flüssigkeitsähnliche Verhalten zu berücksichtigen ist. Untersuchungen zum Schalungsdruck an einer 6 m hohen Wand, die innerhalb von 8 Minuten mit SVB betoniert wurde, haben gezeigt, dass der volle hydrostatische Druck ab einer Höhe von 2 m zu 100 % wirksam war [26]. Darüber hinaus ist auf eine ausreichende Fugenabdichtung zwischen Schalungselementen sowie zwischen Schalungsunterkante und Betonieransatz bzw. Aufstandsfläche zu achten. Dort empfiehlt sich eine Verankerung der Schalung, um den Austritt von Beton und Auftriebstendenzen zu vermeiden [27].

## Wirtschaftlichkeitsbetrachtung

Da sich Angebotspreise oder Stoffpreise leichter vergleichen lassen als technische Eigenschaften langlebiger Bauprodukte, überwiegt in der Regel die Frage nach dem Preis. Die Frischbetoneigenschaft des Selbstverdichtens und Selbstnivellierens erhöht derzeit den Herstellpreis des Betons um rd. 25 bis 50 DM/m<sup>3</sup>. Die zusätzlichen Kosten entstehen durch den Preis des Fließmittels, des zusätzlichen Mehlkorns und der zusätzlichen Aufwendungen bei der Herstellung und Eigenüberwachung des SVB.

Der Unternehmer muss alle Gesichtspunkte bewerten, die die neue Technologie beinhaltet, um für seinen Bereich fallweise zu entscheiden, ob genügend wirtschaftliche und technische Vorteile für eine Anwendung gegeben sind. Die nachstehende **Tabelle 3** enthält eine qualitative Beurteilung wirtschaftlicher und technischer Kriterien.

Das durchaus „gemischte“ Beurteilungsergebnis zeigt, dass erst die Gewichtung der einzelnen Punkte am jeweiligen Herstellort zu einer wirtschaftlich und/oder technisch begründeten Fertigung führen.



Tab. 3: Wirtschaftliche und technische Vor- und Nachteile von SVB im Verhältnis zum Rüttelbeton

Beurteilungsgegenstand	Beschreibung	Qualitative Beurteilung <sup>1)</sup>	
		wirtschaftl.	technisch
Werkstoff Beton Stoffkosten	1. Höher wegen Fließmittel und Mehlkorn	-	0
	2. Evtl. gesondertes Silo für Mehlkorn	-	+
	3. Genauere Einwaage erforderlich (insbesondere Wasserdosierung)	-	-
	4. Längere Mischdauer erforderlich (evtl. mit gestaffelter FM-Zugabe)	-	-
	5. Erhöhte Temperaturabhängigkeit der Konsistenz	0	-
	6. Werkmäßige Fertigung erforderlich (FTW, TBW, Trockenbetonwerk)	0	+
	7. Erhöhter Aufwand für die werkseigene Produktionskontrolle	-	0
Transportieren Fördern Verarbeiten	8. Wie Rüttelbeton (z. B. Fahrmischer)	0	0
	9. Bei Transportbeton und Trockenbeton (Estrich) erhebliches Konsistenzproblem (Zeit, Temperatur)	-	-
	10. Wie Rüttelbeton (z. B. Fahrmischer)	0	0
	11. Schalungsdruck i. d. R. höher	-	0
	12. Schalungsverschleiß geringer	+	+
	13. Einbringen erleichtert, da weniger Ortswechsel	+	+
	14. Vollständige Verdichtung ohne Rüttler	++	++
	15. Große, ebene Oberflächen schwieriger herzustellen, kein Gefälle möglich	-	-
16. Gesamtleistungssteigerung	+	+	
Mensch und Umwelt	17. Kein Personal am Rüttler	+	+
	18. Kein Rüttellärm	++	++
	19. Keine Kosten für Rüttler	+	+
	20. Keine Gesundheitsgefährdung beim Betonieren durch das Vibrieren	++	++
Bauteileigenschaften	21. Bessere Sichtbetoneigenschaften	+	+
	22. Gleichmäßige Betonqualität über den gesamten Querschnitt	+	+
	23. Festbetoneigenschaften i. d. R. nicht besser als Rüttelbeton. Nachweis der Gleichheit steht teilweise noch aus (FTW, Schwinden, Kriechen)	0	0
	24. Einschränkungen in der konstruktiven Ausbildung von Bauteilen	+	+
	25. Technisches Regelwerk fehlt	-	-

<sup>1)</sup> + Vorteil für SVB; - Nachteil für SVB; 0 Neutral

## Marktpotential

### SVB für Fertigteile und Transportbeton

Während die positiven Beurteilungen der **Tabelle 3** fast gleichwertig für die werkmäßige Herstellung von Fertigteilen und für Transportbeton auf der Baustelle gelten, wirken sich viele der nachteiligen Beurteilungen besonders gravierend bei Transportbeton aus.

Die größten Vorteile durch Anwendung von SVB gegenüber Rüttelbeton ergeben sich somit für

Tab. 4: Abschätzung des Marktpotentials von SVB in der Schweiz nach [28]

Betonverbrauch Anwendung	Anteil	Marktpotential von SVB
Neubau	73 %	1 - 4 %
Vorfabrikation	8 %	10 - 40 %
Instandsetzung im Hochbau	10 %	25 - 50 %
Instandsetzung im Tiefbau	5 %	30 - 60 %
Handel usw.	4 %	-

die Fertigteilindustrie. Die Schallintensität der schweren Rüttleinheiten in geschlossenen Räumen ist besonders belastend für das Personal, Rüttleinheiten an Fertigteilformen beinhalten hohe Investitionskosten, und Rüttlerlärm kann entscheidend für den Standort eines Fertigteilwerks sein. Die Herstellung von Fertigteilen im Werk oder auf der Baustelle mit SVB könnte demnach besondere Vorteile bieten.

Eine Abschätzung des Marktpotentials von SVB in der Schweiz (**Tabelle 4**) zeigt ebenfalls, dass die Schwerpunkte zum einen im Bereich der Fertigteilindustrie und zum anderen im Bereich der Instandsetzung liegen.

## Zusammenfassung

Selbstverdichtender Beton (SVB) ist ein Beton, der fast bis zum vollständigen Niveausgleich allein unter dem Einfluß der Schwerkraft fließt, dabei vollständig entlüftet und alle Hohlräume und Bewehrungszwischenräume ausfüllt. Die hochviskose Suspension aus einem hohen Mehlkornanteil (Zement,

Zusatzstoffe) in Wasser „blutet“ nicht und trägt die groben Zuschlagkörner, ohne dass diese absetzen. SVB muss nach dem Mischen seine Konsistenz über rd. 20 Minuten (Fertigteilwerk) oder rd. 90 Minuten (Transportbeton) beibehalten.

Die technische Grundlage des SVB beruht auf der Entwicklung hochwirksamer Fließmittel, die der Mehlkorn/Wassersuspension rheologisch die Eigen-

schaft einer Newton-Flüssigkeit verleihen. Ursprünglich in Japan entwickelt, wird das Verfahren heute weltweit erprobt. Die Abschätzung der wirtschaftlichen und technischen Vor- und Nachteile zeigt, dass die größten Vorteile auf seiten der Anwendung im Fertigteilwerk zu finden sein werden. Die Anwendung als Transportbeton erfordert zusätzlich vor allem die Beherrschung der Einflüsse unterschiedlicher Temperaturen und langer Transportzeiten auf die Konsistenz.

## Literatur

- [1] Anleitung für die Zusammensetzung von Beton mit bestimmten Eigenschaften. Mit Erläuterungen von K. Walz. Verlag Wilh. Ernst & Sohn, 2. Aufl. Berlin-München 1963
- [2] Walz, K.: Beziehung zwischen Wasserzementwert, Normfestigkeit des Zements (DIN 1164, Juni 1970) und Betondruckfestigkeit. In: Beton 20 (1970), H. 11, S. 499-503
- [3] DAfStb-Richtlinie für die Herstellung und Verarbeitung von Fließbeton. Mai 1974; Folgeausgaben: DAfStb-Richtlinie für Beton mit Fließmittel und für Fließbeton – Herstellung, Verarbeitung und Prüfung. Januar 1986; DAfStb-Richtlinie für Fließbeton – Herstellung, Verarbeitung und Prüfung. August 1995, Beuth-Verlag GmbH, Berlin und Köln
- [4] Comité Euro-International du Béton (CEB); Fédération Internationale de la Précontrainte (FIP): High Strength Concrete – State of the Art Report. CEB Bulletin d'Information 197, Lausanne 1990
- [5] Walraven, J.C.: Hochfester Beton – Herstellung. In: Betonwerk + Fertigteil-Technik 58 (1992), Nr. 2, S. 68-72
- [6] DAfStb-Richtlinie für hochfesten Beton – Ergänzungen zu DIN 1045/07.88 für die Festigkeitsklassen B 65 bis B 115. Beuth-Verlag GmbH, Berlin und Köln 1995
- [7] Kern, E.: Technologie des hochfesten Betons. In: Beton 43 (1993), H. 3, S. 109-115
- [8] Okamura, H. ; Ozawa, K.: Mix Design for Self-Compacting Concrete. Concrete Library of JSCE No. 25, June 1995 (Translation from Proceedings of JSCE, No. 496/V-24, 1994.8), S. 107-120
- [9] Okamura, H. ; Ozawa, K. ; Ouchi, M.: Self-Compacting Concrete. In: Structural Concrete 1 (2000), Nr. 1, S. 3-17
- [10] Aitcin, P.C. ; Richard, P.: The Pedestrian-Bikeway Bridge of Sherbrooke. Fourth International Symposium on the Utilization of High Strength/High Performance Concrete, May 29-31, 1996, Paris, (de Larrard, F. ; Lacroix, R. (Ed.)), S.1399-1406
- [11] Richard, P.: Reactive Powder Concrete : A New Ultra High Strength Cementitious Material. Fourth International Symposium on the Utilization of High Strength/High Performance Concrete, May 29-31, 1996, Paris, (de Larrard, F. ; Lacroix, R. (Ed.)), S.1343-1350
- [12] Zia, P. ; Leming, M.L. ; Ahmad, S.H. ; Schemmel, J.J. ; Elliott, R.P.: Mechanical Behavior of High Performance Concretes. SHRP C-363 Vol. 1-6, National Research Council, Washington 1992
- [13] Comité Euro-International du Béton (CEB); Fédération Internationale de la Précontrainte (FIP): Application of High Performance Concrete. CEB Bulletin d'Information 222, Lausanne 1994
- [14] Hüttl, R. ; Hillemeier, B.: Hochleistungsbeton – Beispiel Säureresistenz. In: Betonwerk + Fertigteil-Technik 66 (2000), H. 1, S. 52-60
- [15] Otha, A. ; Siguyama, T. ; Tanaka, J.: Fluidizing Mechanism and Application of Polycarboxylate Based Superplasticizers. 5th CANMET-ACI International Conference on Superplasticizers and other Chemical Admixtures in Concrete, 1997, SP 173-19, S. 359-378
- [16] Takada, K. ; Pelova, G.I. ; Walraven, J.C.: Self-Compacting Concrete produced by Japanese Method with Dutch Materials. Congress of European Ready Mixed Concrete Organization, ERMCO 98, June 23-26, 1998, Lissabon, Portugal
- [17] Spanka, G. ; Grube, H. ; Thielen, G.: Wirkungsmechanismen verflüssigender Betonzusatzmittel. In: Beton 45 (1995), H. 11, S. 802-808, H. 12, S. 876-881
- [18] Heidelberger Addiment: Wirkung von Fließmitteln – nach Wirkstoffbasis. Marke Addiment
- [19] Takada, K. ; Pelova, G.I. ; Walraven, J.C.: Influence of Mixing Efficiency on the Mixture Proportion of General Purpose Self-Compacting Concrete. International Symposium on High Performance Concrete and Reactive Powder Concrete, August 16-20, 1998, Sherbrooke, Canada
- [20] Nawa, T. ; Izumi, T. ; Edamatsu, Y.: State of the Art Report on Materials and Design of Self-Compacting Concrete; Proceedings of the International Workshop on Self-Compacting Concrete, August 23-26, 1998, Kochi University of Technology, Japan
- [21] Yurugi, M. ; Sakai, G.: A Proven QA System for Flowable Concrete. In: Concrete International 20 (1998), Nr. 10, S. 44-48
- [22] Deutscher Ausschuss für Stahlbeton: Sachstandbericht „Selbstverdichtender Beton“. In: Schriftenreihe des Deutschen Ausschusses für Stahlbeton (2000), Nr. xxx (in Vorbereitung)
- [23] Tattersall, G.H.: Rheology of Portland Cement Paste. In: British Journal of Applied Physics 6 (1955), Nr. 5, S. 165-167
- [24] Grube, H. ; Rickert, J.: Selbstverdichtender Beton – Ein weiterer Entwicklungsschritt des 5-Stoff-Systems Beton. In: Beton 49 (1999), H. 4, S. 239-244
- [25] DAfStb-Richtlinie Selbstverdichtender Beton (SVB-Richtlinie). Beuth-Verlag GmbH, Berlin und Köln 2000 (in Vorbereitung)
- [26] Friedle, R.: Schalungsdruck beim Einsatz von selbstverdichtendem Beton – SCC. In: Zement und Beton (2000), Nr. 1, S. 28-29
- [27] Pürrer, E.: Qualitätsbeton ohne Rütteln? In: Baumaschinendienst (1999), Nr. 11
- [28] Schlumpf, J.: TFB-Fachveranstaltung „Self-compacting concrete – Chancen und Gefahren, 23. November 1999, Wildeg (entnommen aus „Self-compacting concrete“, TFB Zementbulletin 69 (2000), Nr. 1)



# Einwirkungen auf Brücken

## Ab 2002 sollen die Eurocodes auch für die Berechnung von Brücken herangezogen werden

In zwei Jahren wird wohl auch in Deutschland damit begonnen werden, die Berechnung von Brücken auf die Eurocodes umzustellen. Dabei sollen aber die gewohnten, nationalen Sicherheitsstandards beibehalten werden. Nachfolgend wird im wesentlichen auf die Regelungen zu den Einwirkungen auf Straßenbrücken eingegangen, die in den einzelnen Teilen der neuen DIN 1055 enthalten sind. Die Einwirkungen aus dem Straßenverkehr wurden bereits in [1] dargestellt, so dass dazu nachfolgend nur die zwischenzeitlich eingetretenen Änderungen und Ergänzungen angegeben werden. Abschließend wird erläutert, wie die neuen Regelwerke im Geschäftsbereich des Bundesministeriums für Verkehr, Bau- und Wohnungswesen eingeführt werden sollen und wie die Zeitplanung dazu aussieht.

*Prof. Dr.-Ing. Fritz Großmann*



*Jahrgang 1940; Studium des Bauingenieurwesens an der Ruhr-Universität Bochum (Konstruktiver Ingenieurbau), Promotion 1987 an der TU Braunschweig; 15 Jahre Tätigkeit in Ingenieurbüros und in der Bauindustrie; ab 1982 bei der Bundesanstalt für Straßenwesen in Bergisch Gladbach, seit 1991 Leiter der Abteilung*

*Brücken- und Ingenieurbau; Obmann des NA Bau AA „Lastannahmen für Brücken“ und „Betonbrücken“; Mitarbeiter nationaler und internationaler Ausschüsse zur Erarbeitung von Regelungen für den Brückenbau*

## 1 Einführung

Etwa mit Beginn des Jahres 2002 wird im Geschäftsbereich des Bundesministeriums für Verkehr, Bau- und Wohnungswesen für die Berechnung von Brücken eine Umstellung vom derzeitigen nationalen Regelwerk auf ein neues Regelwerk auf der Basis des Eurocodes vorgenommen werden. Die Begründung für diese Umstellung liefert ein Beschluss des Koordinierungsausschusses „Brücken“ des Normenausschusses Bauwesen im Deutschen Institut für Normung (DIN) vom 16. November 1996.

Der Beschluss besagt, dass die Eurocodes für Brücken baldmöglichst in Deutschland, allerdings unter Beibehaltung des nationalen Sicherheitsniveaus, angewendet werden sollen. Zu diesem Zweck wurde festgelegt, zu den Eurocodes in der ENV-Phase (ENV) Nationale Anwendungsdokumente (NAD) in den zuständigen Arbeitsausschüssen des DIN erarbeiten zu lassen.

Das Gesamtpaket der neuen Regelwerke, das dann sowohl für Straßenbrücken als auch für Eisenbahnbrücken gilt, wird enthalten:

- Lastannahmen für Brücken,
- Betonbrücken,
- Stahlbrücken,
- Stahlverbundbrücken,
- Holzbrücken.

## 2 Überblick zu den Einwirkungen auf Brücken

Regelungen zu den Einwirkungen auf Brücken finden sich in verschiedenen Teilen des Eurocodes. Sie werden in Deutschland entweder in der neuen DIN 1055 oder in eigenständigen Regelwerken außerhalb der DIN 1055 umgesetzt werden. **Tabelle 1** zeigt die Teile des Eurocodes mit Regelungen für Einwirkungen auf Brücken und ihre Umsetzung in die verschiedenen Teile der nationalen Regelwerke.

Das Leitregelwerk für die Einwirkungen ist, wie aus der Tabelle zu ersehen, DIN V ENV 1991-3, ergänzt um das zugehörige Nationale Anwendungsdokument [2]. Hier sind neben den Einwirkungen aus Verkehr auch Regelungen enthalten für

**Tab. 1: Umsetzung der Eurocodes in nationale Regelwerke bezüglich der Einwirkungen auf Brücken**

Eurocode	Inhalt	Neue deutsche Regelwerke
DIN V ENV 1991-3	Verkehrslasten auf Brücken	DIN V ENV 1991-3 + NAD
DIN V ENV 1991-1	Grundlagen der Tragwerksplanung	DIN 1055-100
DIN V ENV 1991-2-1	Rohdichten, Eigengewichte, Nutzlasten	DIN 1055-1
DIN V ENV 1991-2-3	Schneelasten	DIN V ENV 1991-3 + NAD
DIN V ENV 1991-2-6	Lasten und Verformungen während der Bauausführung	DIN 1055-8
DIN V ENV 1991-2-7	Außergewöhnliche Einwirkungen	DIN V ENV 1991-3 + NAD
DIN V ENV 1991-2-4	Windlasten	DIN V ENV 1991-3 + NAD und DIN 1055-4
DIN V ENV 1991-2-5	Temperatureinwirkungen	DIN 1055-7

- Windeinwirkungen auf nicht schwingungsanfällige Brücken,
- außergewöhnliche Einwirkungen aus Straßenverkehr und Eisenbahnverkehr,
- Schneelasten für Brücken.

Uneingeschränkt durch das NAD zu DIN V ENV 1991-3 gelten folgende Teile der neuen DIN 1055

DIN 1055-100 : = Grundlagen

DIN 1055-1 : = Rohdichten, Eigengewichte Nutzlasten

DIN 1055-7 : = Temperatureinwirkungen

DIN 1055-8 : = Lasten und Verformungen während der Bauausführung.

Hingegen gilt DIN 1055-4: Windlasten nur bezüglich der Regelungen für schwingungsanfällige Brücken und DIN 1055-9: Außergewöhnliche Einwirkungen nur für Regelungen zu den Einwirkungen aus Schiffen. Beide Teile entsprechen aber in ihren anderen brückenrelevanten Regelungen den Regelungen des NAD zu DIN V ENV 1991-3.

### 3 Verkehrslasten für Brücken

Die Einwirkungen aus Verkehr ergeben sich aus DIN V ENV 1991-3 und dem Nationalen Anwendungsdokument, das diesen Teil des Eurocodes ergänzt, einzelne Regelungen außer Kraft setzt oder modifiziert.

Zur Zeit der Abfassung von [1] wurde das NAD zu den Verkehrslasten auf Brücken gerade erst erarbeitet, so dass damals einige Dinge noch nicht abschließend dargestellt werden konnten. Dies wird nachfolgend für die wesentlichen Festlegungen nachgeholt.

1. Festlegung des Anpassungsfaktors für die Tandemachse des dritten Fahrstreifens mit  $\alpha_{Q3} = 0$ . Dies be-

deutet, dass wie bisher in der DIN 1072 nur zwei Fahrstreifen mit Schwerfahrzeugen zu belasten sind.

2. Festlegung der Anpassungsfaktoren  $\alpha_{Qi}$  für die Tandemachsen mit  $\alpha_{Q1} = 0,8$  und  $\alpha_{Q2} = 0,8$ . Dies bedeutet, dass der SLW im Fahrstreifen 1 mit  $Q_{1k} = 0,8 \cdot 600 = 480$  kN und der SLW im Fahrstreifen 2 mit  $Q_{2k} = 0,8 \cdot 400 = 320$  kN anzusetzen ist.

3. Wie schon in [1] angekündigt, sind die Tandemachsen der Fahrstreifen 1 und 2 in Querrichtung als gekoppelt anzusehen. Sie sind also nur als Block in Längs- und Querrichtung in die für den Bemessungspunkt ungünstigste Stellung zu verschieben.

4. Die Achslast des Lastmodells 2 (Einzelachse) wird mit 240 kN festgelegt, die noch mit  $\beta_Q = 0,8$  abgemindert wird, so dass letztlich eine Achslast von  $0,8 \cdot 240 = 192$  kN anzusetzen ist. Die Aufstandsfläche wird durch das NAD mit 40 cm x 40 cm wie beim Lastmodell 1 festgelegt.

5. Sonderfahrzeuge (Lastmodell 3) nach Anhang A von DIN V ENV 1991-3 sind nicht zu berücksichtigen.

6. Da der Eurocode für Wind sehr anwenderunfreundlich ist, wurden in das NAD zu DIN V ENV 1991-3 auf die Randbedingungen des Brückenbaues angepasste vereinfachte Belastungen aus Wind aufgenommen, die aber entsprechend den Grundlagen des Eurocodes für Wind ermittelt wurden (siehe **Tabelle 2**).

In Abhängigkeit von der Schlankheit  $b/d$  der angeströmten Fläche des Überbaues und der größten Höhe der Windresultierenden über Gelände wird direkt eine Windlast  $w$  in  $kN/m^2$  angegeben, so dass sich aufwendige Ermittlungen der Einwirkungen aus Wind für den Einzelfall erübrigen.

7. Für Ermüdungsberechnungen wird empfohlen, nur das Ermüdungslastmodell 3 anzuwenden. Zur Vereinfachung der Berechnung werden Anpassungsfaktoren angegeben, mit denen es möglich ist, anstelle des Ermüdungslastmodells 3 die Schnittkräfte aus der Belastung mit der Tandemachse des Fahrstreifens 1 des Lastmodells 1 zu berechnen. Bei der praktischen Anwendung ist damit im Regelfall überhaupt kein eigenständiges Ermüdungslastmodell anzusetzen.



Tab. 2: Windeinwirkungen  $w$  [kN/m<sup>2</sup>]

1	2	3		4	5		6	7
		ohne Verkehr und ohne Lärmschutzwand			mit Verkehr <sup>1)</sup> oder mit Lärmschutzwand			
		20 m <	50 m <		20 m <	50 m <		
$b/d^{(2)}$	$z_e \leq 20$ m	$z_e \leq 50$ m	$z_e \leq 100$ m	$z_e \leq 20$ m	$z_e \leq 50$ m	$z_e \leq 100$ m		
$\leq 0.5$	3,50	4,30	5,00	2,90	3,55	4,10		
$= 4$	1,90	2,30	2,70	1,55	1,90	2,25		
$\geq 5$	1,90	2,30	2,70	1,20	1,50	1,70		

<sup>1)</sup> Es gilt der Kombinationsfaktor  $\psi_0 = 0,3$  für Straßenbrücken und für Fußgängerbrücken. Für Eisenbahnbrücken gilt der Kombinationsfaktor  $\psi_0 = 0,6$ .  
<sup>2)</sup> Bei Zwischenwerten kann interpoliert werden.

Erläuterungen zur Tabelle:  
b Gesamtbreite der Deckbrücke,  
d – bei Brücken ohne Verkehr und ohne Lärmschutzwand: Höhe von Oberkante Fahrbahn bis Unterkante Tragkonstruktion,  
– bei Brücken mit Verkehrsband oder mit Lärmschutzwand: Höhe von Oberkante Verkehrsband bzw. Lärmschutzwand bis Unterkante Tragkonstruktion,  
 $z_e$  Größte Höhe der Windresultierenden über der Geländeoberfläche oder über dem mittleren Wasserstand.

lage für die Regelungen sowohl im Eurocode als auch in der neuen DIN 1055.

### 4.3 Temperatureinwirkungen bei Brücken

#### 4.3.1 Überbaugruppen

Wie in der DIN 1072, sind auch in DIN 1055-7 drei Überbaugruppen mit unterschiedlichen Temperatureinwirkungen zu unterscheiden:

- Gruppe 1: Stahlüberbau (Hohlkasten, Fachwerk oder Plattenbalken)
- Gruppe 2: Verbundüberbau (Betonplatte auf Hohlkasten, Fachwerk oder Plattenbalken aus Stahl)
- Gruppe 3: Betonüberbauten (Platten, Hohlkästen, Plattenbalken)

## 4 Temperatureinwirkungen

### 4.1 Allgemeines

Die Einwirkungen aus Temperatur auf Brücken sind entsprechend DIN 1055-7 zu ermitteln. Es ist anzumerken, dass DIN 1055-7 in seinem technischen Inhalt vollständig dem Eurocode 1, Teil 2-5 (DIN V ENV 1991-2-5) entspricht. Es wurden in DIN 1055-7 lediglich einige redaktionelle Verbesserungen und gewisse Kürzungen gegenüber dem Text des Eurocodes vorgenommen.

### 4.2 Beschreibung der Temperatureinwirkungen

Bekanntlich setzt sich jedes Temperaturprofil in Bauteilen aus den in Abb. 1 dargestellten Anteilen zusammen. Diese Zusammenhänge bilden die Grund-

#### 4.3.2 Konstanter Temperaturanteil

Für Deutschland ist die minimale Außentemperatur mit 24 °C und die maximale Außenlufttemperatur mit + 37 °C zu berücksichtigen. Maßgebend für die Bemessung von Brücken ist jedoch nicht die Außenlufttemperatur, sondern die Bauwerkstemperatur, deren konstanter Anteil in Abhängigkeit von der maßgebenden Außenlufttemperatur anhand eines sehr einfachen Diagramms (Abb. 2) ermittelt werden kann.

Dieses Diagramm basiert auf in verschiedenen Ländern Europas durchgeführten Temperaturmessungen und theoretischen Untersuchungen, mit denen die Übertragungsfunktion von der Außenlufttemperatur auf den konstanten Anteil der Bauwerkstemperatur ermittelt wurde.

Es zeigt sich, dass es einen linearen Zusammenhang zwischen der Außenlufttemperatur und dem konstanten Anteil der Bauwerkstemperatur für alle Bauwerksgruppen gibt.

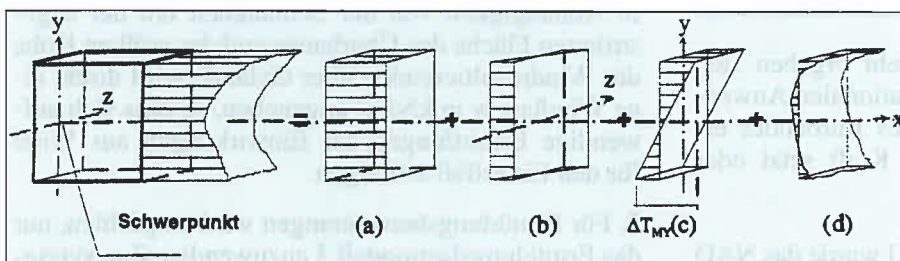


Abb. 1: Vollständiges Temperaturprofil mit Einzelanteilen

- a) Konstanter Temperaturanteil,  $\Delta T_N$
- b) Linear veränderlicher Temperaturanteil in der x-z-Ebene,  $\Delta T_{MZ}$  (also in Richtung der z-Achse)
- c) Linear veränderlicher Temperaturanteil in der x-y-Ebene,  $\Delta T_{MY}$  (also in Richtung der y-Achse)
- d) Nicht-lineare Temperaturverteilung,  $\Delta T_E$

Trägt man in das Diagramm die Grenzwerte der Außenlufttemperaturen für Deutschland ein, so ergeben sich die in Tabelle 3 angegebenen konstanten Anteile der Bauwerkstemperaturen.

Im Vergleich mit den Regelungen der DIN 1072 liegt der Maximalwert des konstanten Anteils der Bauwerkstem-

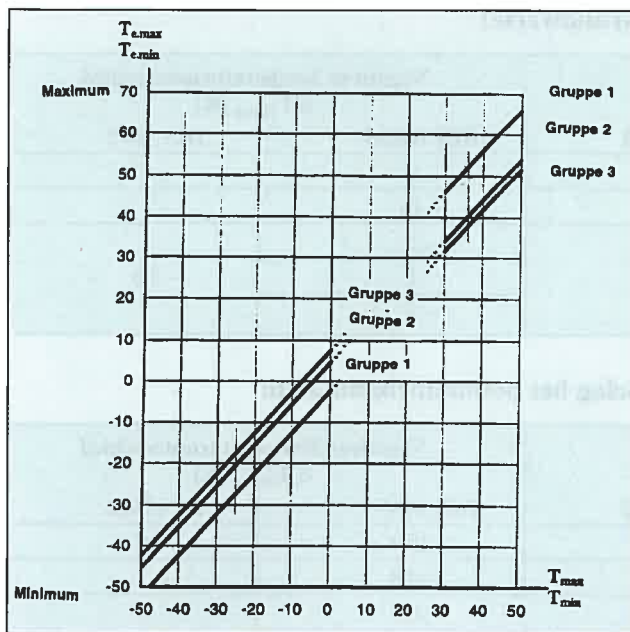


Abb. 2: Abhängigkeit der Bauteiltemperatur von der Außenlufttemperatur

peratur bei Stahlbrücken und bei Betonbrücken jeweils 8 K höher, während er bei Verbundbrücken um 5 K niedriger ist.

Die Minimaltemperaturen liegen bei Stahlbrücken und bei Betonbrücken nur geringfügig, nämlich um 3 K bzw. 2 K, niedriger als nach der DIN 1072. Bei Verbundbrücken ist dagegen eine Reduzierung um 4 K anzumerken.

Die bisherige nach DIN 1072 vorgesehene Gleichbehandlung von Stahlbrücken und Verbundbrücken ist damit berechtigterweise aufgehoben. Nach DIN 1055-7 ergibt sich für Stahlbrücken, Stahl-

Tab. 3: Konstante Temperaturanteile für die Bauwerksgruppen

Gruppe	Konstanter Temperaturanteil [°C]				Außenlufttemperatur (EC) [°C]	
	EC $T_{e,max}$	DIN	EC $T_{e,min}$	DIN	max	min
1	+53	45	-28	-25	+37	-24
2	+40	45	-21	-25		
3	+38	30	-18	-20		

Tab. 4: Temperaturen zur Ermittlung von Verschiebungen

Gruppe	$T_{max}$ [°C]				$T_{min}$ [°C]				$\Delta T$ [K]			
	DIN 1055-7 fiktiv		DIN 1072 real		DIN 1055-7 fiktiv		DIN 1072 real		DIN 1055-7 fiktiv		DIN 1072 real	
1	+73	+63	+75	+60	-48	-38	-50	-35	121	101	125	95
2	+60	+50	+75	+60	-41	-31	-50	-35	101	81	125	95
3	+58	+48	+50	+40	-38	-28	-40	-30	96	76	90	70

verbundbrücken und Betonbrücken die physikalisch richtige Reihung, da wegen der Wirkung der Betonfahrtafeln die Temperaturgrenzwerte von Verbundbrücken zwischen denen der Stahlbrücken und denen der Betonbrücken liegen müssen.

Für die Ermittlung von Lagerwegen und Dilatationen an Fahrbahnübergängen sind die Grenzwerte der Bauwerkstemperaturen um einen additiven Wert von 20 K nach oben und unten zu erhöhen. Bei bekannter Aufstelltemperatur darf der Zuschlag auf 10 K reduziert werden. Die sich damit ergebenden Maximal- und Minimaltemperaturen sind in der Tabelle 4 den Werten nach DIN 1072 gegenübergestellt.

Im Vergleich mit den Grenztemperaturen der DIN 1072 sind die Abweichungen bei Stahlbrücken und Betonbrücken relativ gering. Bei Verbundbrücken werden die tatsächlichen Verhältnisse in der DIN 1055-7 wesentlich besser erfasst, so dass sich auch gegenüber der DIN größere Abweichungen ergeben, die aber physikalisch begründet sind.

4.3.3 Lineare Temperaturunterschiede

Die Erwärmung und Abkühlung der Oberfläche des Brückenüberbaues verursacht bekanntermaßen Temperaturunterschiede. Dabei sind in vertikaler Richtung die Fälle

- Oberseite wärmer (positiver Temperaturunterschied),
  - Unterseite wärmer (negativer Temperaturunterschied)
- zu unterscheiden.

Die nach DIN 1055-7 bzw. Eurocode zu berücksichtigenden charakteristischen Werte der Temperaturunterschiede sind in Tabelle 4 den bisher nach DIN 1072 anzusetzenden linearen Temperaturunterschieden gegenübergestellt.

Es zeigt sich, dass die Grundwerte der linearen Temperaturunterschiede (also ohne Belag), die in dieser Höhe ja nur für die Untersuchung von Bauzuständen anzusetzen sind, in den beiden Regelwerken doch recht unterschiedlich sind.



**Tab. 5: Lineare Temperaturunterschiede ohne Belag (Grundwerte)**

Gruppe	Positiver Temperaturunterschied $\Delta T_{M, pos}$ [K]		Negativer Temperaturunterschied $\Delta T_{M, neg}$ [K]	
	DIN 1055-7	DIN 1072	DIN 1055-7	DIN 1072
1	+ 29	+ 15	- 8	- 5
2	+ 20	+ 8	- 16	- 7
3	Hohlkästen	+ 15	- 5	- 3,5
	Plattenbalken	+ 22,5	- 8	
	Platten	+ 22,5	- 8	

**Tabelle 6: Lineare Temperaturunterschiede mit 8 cm Belag bei Betonfahrbahntafeln**

Gruppe	Positiver Temperaturunterschied $\Delta T_{M, pos}$ [K]		Negativer Temperaturunterschied $\Delta T_{M, neg}$ [K]	
	DIN 1055-7	DIN 1072	DIN 1055-7	DIN 1072
1	+ 14,8	+ 10	- 10,7	- 5
2	+ 12,3	+ 10	- 14,8	- 7
3	Hohlkästen	+ 8,2	- 4,1	- 3,5
	Plattenbalken	+ 12,3	- 6,6	
	Platten	+ 12,3	- 6,6	

Der Einfluß des Belages ist nach DIN 1055-7 mit Anpassungsfaktoren entsprechend der Dicke des Belages zu berücksichtigen. Bei Straßenbrücken sind Faktoren angegeben für Belagsdicken bis zu 150 mm in Stufen von 50 mm. Obwohl der Zusammenhang zwischen Anpassungsfaktoren und Belagsdicke nicht-linear ist, kann hinreichend genau zwischen zwei Werten linear interpoliert werden.

Unter Berücksichtigung der Anpassungsfaktoren sind für Straßenbrücken mit einer normalen Belagsdicke von 8 cm in **Tabelle 6** die für den Endzustand zu berücksichtigenden linearen Temperaturunterschiede gegenübergestellt. Der Anpassungsfaktor ergibt sich dabei (linearer Verlauf) zu 0,82.

Es zeigt sich, dass die nach DIN 1055-7 zu berücksichtigenden linearen Temperaturunterschiede bei wärmerer Oberseite ( $\Delta T_{M, pos}$ ) um bis zu etwa 5 K höher sind als nach DIN 1072. Bei wärmerer Unterseite sind die Temperaturunterschiede ebenfalls größer; bei Stahlverbundbrücken sogar um etwa 8 K.

Bei Betonbrücken mit Kastenquerschnitt ändert sich gegenüber der DIN 1072 wenig. Platten und Plattenbalken aus Beton müssen aber mit

deutlich höheren Temperaturunterschieden berechnet werden.

Im allgemeinen braucht die lineare Temperaturverteilung nur in vertikaler Richtung berücksichtigt zu werden. Ist auch der horizontale Temperaturgradient zu berücksichtigen, so soll dieser mit 5 K angesetzt werden.

**4.4 Nicht-lineare Temperatureinwirkungen bei Brücken**

Für Fälle, in denen der nicht-lineare Temperaturanteil berücksichtigt werden soll, sind im Anhang

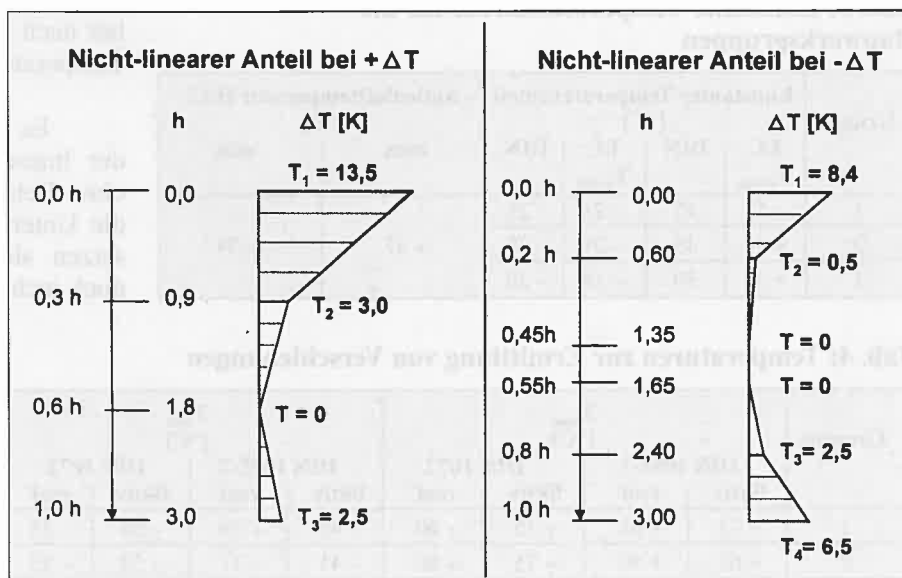


Abb. 3: Beispiel für den nicht-linearen Temperaturanteil

zu DIN 1055-7 Angaben zur Ermittlung in Abhängigkeit von den Überbaugruppen gemacht. Dazu sind für verschiedene konstruktive Ausbildungen von Überbauquerschnitten Verläufe des nicht-linearen Temperaturanteils und zugehörige Temperaturen in Abhängigkeit von der Belagsdicke angegeben.

Als Beispiel wird ein Überbau als Betonhohlkasten mit einer Konstruktionshöhe von 3,00 m betrachtet (**Abb. 3**).

Der nicht-lineare Anteil bei positiver Temperaturdifferenz wird für die Höhen 0,3 h; 0,6 h, 0,7 h und 1,0 h bei h beginnend an der Kastenoberseite bestimmt. Es ergibt sich damit der in **Abb. 3** links angegebene Temperaturgradient.

Bei negativer Temperaturdifferenz werden die Temperaturen für andere Höhen angegeben, nämlich 0,2 h; 0,45 h; 0,55 h und 0,8 h. Der zugehörige Temperaturgradient ist in **Abb. 3** rechts angegeben. Es macht wenig Sinn, die dort dargestellten Werte von 0,5 °C und 1,0 °C des mittleren Bereichs zu berücksichtigen.

## 5 Einwirkungen während der Bauausführung

### 5.1 Allgemeines

DIN 1055-8 behandelt auf der Basis des Eurocode 1, Teil 2-6 die Einwirkungen während der Bauausführung von Bauwerken des Hoch- und Ingenieurbauwes. Für diese Bauwerke werden zunächst die Einwirkungen klassifiziert, und zwar nach ständigen Einwirkungen, veränderlichen Einwirkungen und außergewöhnlichen Einwirkungen. Danach wird auf die Bemessungssituationen und Grenzzustände, die während der Bauausführung zu beachten sind, eingegangen. Kombinationsregeln und Kombinationen werden in einem eigenen Kapitel angegeben. Ein eigenes Kapitel gibt es auch zur Darstellung der Einwirkungen. Nachfolgend werden die wesentlichen für Brückenbauwerke relevanten Regelungen dargestellt.

### 5.2 Grenzzustände

#### 5.2.1 Tragfähigkeit und Gebrauchstauglichkeit

Die Regelungen zu den Grenzzuständen der Tragfähigkeit und der Gebrauchstauglichkeit gelten in gleicher Weise für Gebäude als auch für Brücken, wobei die Teilsicherheitsfaktoren für veränderliche Einwirkungen mit  $\gamma_Q = 1,35$  für den Grenzzustand der Tragfähigkeit festgelegt sind.

#### 5.2.2 Lagesicherheit

Bei den Einwirkungen während der Bauausführung sind zusätzlich zu den Grenzzuständen der Tragfähigkeit und der Gebrauchstauglichkeit auch Grenzzustände der Lagesicherheit zu beachten. Dabei sind die ungünstigen Einwirkungen in folgender Weise zu kombinieren:

$$\sum G_{d,sup} \cdot \gamma_{G,sup} \oplus \sum G_{d,inf} \cdot \gamma_{G,inf} \oplus \gamma_P P \oplus Q_{dst,1k} \cdot \gamma_{Q1} + \sum_{i > 1} \psi_i \gamma_{Qi} Q_{dst,ik}$$

Hierbei gelten:

$Q_{dst,1k}$  = charakteristischer Wert der vorherrschenden, ungünstig wirkenden veränderlichen Einwirkung

$Q_{dst,ik}$  = charakteristischer Wert der begleitenden, ungünstig wirkenden veränderlichen Einwirkungen

Die günstig wirkenden Anteile der Eigenlasten ( $G_{d,inf}$ ) sind dabei mit  $\gamma_{G,inf} = 0,95$  und die ungünstigen Anteile ( $G_{d,sup}$ ) mit  $\gamma_{G,sup} = 1,05$  zu multiplizieren.

Die  $\gamma$ -Werte für die veränderlichen Lasten sind mit  $\gamma_Q = 1,35$  und  $\gamma_P = 1,0$  anzusetzen.

Die Kombinationswerte  $\psi_i$  für Brücken sind dem NAD zu DIN V ENV 1991-3 zu entnehmen.

Treten außergewöhnliche Einwirkungen auf, so sind die Lagesicherheitsnachweise mit der folgenden Kombination zu führen:

$$\sum G_{d,sup} \cdot \gamma_{G,sup} \oplus \sum G_{d,inf} \cdot \gamma_{G,inf} \oplus A_d \cdot \gamma_d \oplus P \cdot \gamma_P \oplus \psi_{Q1} \cdot Q_{c1,k} + \sum \psi_{2,i} Q_{ci,k}$$

Hierbei ist jeweils nur eine außergewöhnliche Einwirkung  $A_d$  zu berücksichtigen.

$Q_{c1,k}$  ist die Leiteinwirkung aus der Gruppe der Einwirkungen aus Baumaßnahmen und  $Q_{ci,k}$  sind die gleichzeitig auftretenden Nebenwirkungen.

Die  $\psi$ -Werte für außergewöhnliche Einwirkungen bei Brücken sind in einer Tabelle angegeben (hier als **Tabelle 7** dargestellt).

### 5.3 Darstellung der Einwirkungen

Besonderheiten bei Brücken bestehen hinsichtlich planmäßig eingepprägter Verformungen, hier insbesondere einige Anforderungen beim Taktschieben.

Falls keine genaueren Angaben für das Projekt vorliegen, sollten für das Taktschieben von Brücken



Tab. 7:  $\psi$ -Werte für außergewöhnliche Einwirkungen bei Brücken

Veränderliche Einwirkungen	$\psi_0$ <sup>1)</sup>	$\psi_2$ <sup>2)</sup>
Baustellenpersonal und ihre Ausrüstung ( $Q_{ca}$ )	0,4	0,2
Zeitweise Lagerung von Baustoffen und Bauelementen ( $Q_{cb}$ )	0,4	0,2
Schweres Gerät etc. ( $Q_{cc}$ )	1	1
Krane, Fahrzeuge, Hubeinrichtungen, Kraftgeneratoren ( $Q_{cd}$ ):	In den technischen Anforderungen für das Projekt anzugeben	
Horizontalkräfte ( $F_h$ )	1	0
Windeinwirkungen <sup>2)</sup> (wo gleichzeitig möglich) ( $Q_w$ )	0,8	0
Schneelasten <sup>2)</sup> (wo gleichzeitig möglich) ( $Q_{sn}$ )	0,8	0
Temperatur und Schwinden <sup>2)</sup>	0,6	0
Einwirkungen aus Wasserlasten ( $Q_{wa}$ )	In den technischen Anforderungen für das Projekt anzugeben	

<sup>1)</sup> Nur bei möglicher Gleichzeitigkeit zu berücksichtigen  
<sup>2)</sup> Auf repräsentative Werte anzuwenden

Tab. 8: Zusätzlich anzunehmende charakteristische Lasten

Kennzeichnung in Abb. 1	Belastungsfläche	Belastung in kN/m <sup>2</sup>
(a)	Im Bereich der Arbeitsfläche von 3 m x 3 m	1,5
(b)	Außerhalb der Arbeitsfläche	0,75

Die Einwirkungen aus Baumaßnahmen werden mit  $Q_c$  bezeichnet. Sie bestehen im wesentlichen aus:

folgende Werte für vertikale Abweichungen angenommen werden:

- ±5 mm in Längsrichtung für ein Lager
- ±2,5 mm in Querrichtung für ein Lager

In beiden Fällen wird dabei angenommen, dass sich alle anderen Lager auf Sollniveau befinden. Diese beiden eingprägten Verformungen stellen charakteristische Werte dar, die nicht zu kombinieren sind.

Bei den Windeinwirkungen ist zu beachten, dass der charakteristische Wert der Einwirkungen aus Wind für die Nachweise von Brücken während der Bauausführung für folgende Wiederkehrperioden bestimmt werden sollte:

- Zehn Jahre für eine Nenndauer der vorübergehenden Bemessungssituation während der Baumaßnahmen von einem Jahr,
- 50 Jahre für eine Nenndauer von mehr als einem Jahr.

Schneelasten sind nach DIN 1055, Teil 5 für die Verhältnisse des Standortes und der gewählten Wiederkehrperiode zu bestimmen. Wird bei Brücken tägliche Schneebeseitigung vorgesehen, so darf die Schneelast auf 30 % des Wertes für den Endzustand nach DIN 1055, Teil 5 abgemindert werden.

$Q_{ca}$  = Lasten aus Baustellenpersonal mit geringer Ausrüstung. Diese Verkehrslast ist als gleichmäßig verteilte Belastung mit einem charakteristischen Wert von 1,0 kN/m<sup>2</sup> anzunehmen.

$Q_{cb}$  = Lasten aus Lagerung von Baustoffen und Bauelementen, vorgefertigten Bauteilen und Ausrüstung, die aus einer gleichmäßig verteilten Last von  $q_{cb,k} = 0,2$  kN/m<sup>2</sup> und einer Einzellast  $F_{cb} = 100$  kN/m<sup>2</sup> bestehen. Einzellast und gleichmäßig verteilte Last sind gleichzeitig anzusetzen und gelten als charakteristische Lasten.

$Q_{cc}$  = Lasten aus ortsgebundenem, schwerem Gerät (z.B. Container, Vorbau schnabel, Vorbauträger, Gegengewichte, Hilfsstützen)

$Q_d$  = Lasten aus ortsungebundenem, schwerem Gerät (z.B. Fahrzeuge, Generatoren, Pressen, Hubeinrichtungen).

Während des Einbringens des Betons sind zusätzlich zum Eigengewicht des Bauteils und dem

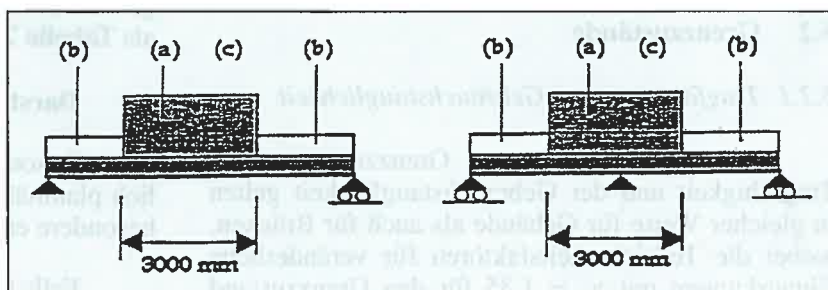


Abb. 4: Anordnung der zusätzlichen Last

Frischbetongewicht die in **Tabelle 8** angegebenen charakteristischen Lasten anzunehmen.

Diese zusätzliche Last ist entsprechend **Abb. 4** anzuordnen. (c) ist das Eigengewicht des Bauteils und des Frischbetons.

## 6 Außergewöhnliche Einwirkungen

DIN 1055-9 enthält außergewöhnliche Einwirkungen aus Anprall von Kraftfahrzeugen, Anprall und Entgleisung von Eisenbahnfahrzeugen, Anprall von Schiffen, Hubschrauberaufprall, Anprall von Gabelstaplern sowie in einem informativen Anhang Angaben zu Einwirkungen aus Explosionen und Detonationen.

Für Brücken sind die in DIN 1055-9 dargestellten Einwirkungen nur hinsichtlich des Anpralls von Schiffen technisch relevant. Zwar sind auch Einwirkungen aus Kraftfahrzeugen angegeben, diese sind jedoch nur für vertikal stützende Bauteile außerhalb von Brücken anzunehmen, wie das bisher auch in der alten DIN 1055 geregelt war.

Die für Straßen außerorts und innerorts bei einer Geschwindigkeit von  $V \geq 50$  km/h anzusetzenden Ersatzlasten sind jedoch identisch mit den Ersatzlasten von DIN V ENV 1991-3 für Brücken.

Die Regelungen der DIN 1055-9 zum Anprall von Schiffen gelten für Straßenbrücken und Eisenbahnbrücken formal zwar nicht, da im NAD zu DIN V ENV 1991-3 hinsichtlich des Anpralls von Schiffen die Richtlinie „Schiffsstoß“ der Bundesanstalt für Wasserbau in Bezug genommen wird. Der technische Inhalt dieser Richtlinie ist jedoch identisch mit den Regelungen der DIN 1055-9 für den Anprall von Schiffen.

Nach diesen Regelungen sollte der Bemessungswert  $F_{sd}$  der Einwirkung „Schiffsstoß“ auf wahrscheinlichkeitstheoretischer Basis mittels einer Formel berechnet werden, in die als wesentliche Parameter eingehen:

- Anzahl der vorbeifahrenden Schiffe je Zeiteinheit,
- betrachtete Zeiteinheit,
- bedingte Wahrscheinlichkeit des Kollisionskurses und der Kollision selbst,
- dynamische Stoßlast und Wahrscheinlichkeit der dynamischen Stoßlast.

Für verschiedene Anprallwinkel an die Unterbauten von Brücken werden dynamische Stoßlasten  $FL_{dyn}$  für Flankenstoß sowie die Regelwerte für dynamische Stoßlasten  $F_{dyn}$  für verschiedene Bemessungsschiffe angegeben.

## 7 Einführung der neuen Regelwerke für Straßenbrücken auf der Basis des Eurocodes

Bei der Erarbeitung der NAD zu den verschiedenen Teilen des Eurocodes mit Regelungen für Brücken wurde deutlich, dass die Anwendung der Eurocodes durch die Vielzahl der zu beachtenden Teile und der NAD sowie der für die Anwendung ungünstigen Systematik der Eurocodes sehr stark erschwert, ja nahezu unmöglich gemacht wird.

So sind bekanntlich die den Brückenbau betreffenden Teile 2 der Eurocodes für Betonkonstruktionen, Stahlkonstruktionen und Verbundkonstruktionen keine selbständigen Regelwerke, sondern nur zusammen mit der jeweiligen Grundnorm anwendbar. Die Teile 2 für Brücken modifizieren und ergänzen die Grundnorm oder setzen Regelungen der Grundnorm außer Kraft. Verschärft wird die Situation durch die NAD, die wiederum Änderungen, Ergänzungen und Streichungen sowohl Texte der Teile 2 als auch der Grundnorm und anderer mitgeltender Teile und auch anderer NAD enthalten. Es entsteht ein kompliziertes Geflecht von Regelungen, das die Identifizierung der tatsächlich gültigen Einzelregelung stark erschwert. So wären z.B. für die Berechnung und Bemessung von Betonbrücken 15 Einzelregelwerke (5 für Lastannahmen und 10 zur Bemessung) bei der täglichen Arbeit vorzuhalten. Die Arbeit mit solch einer Vielzahl vielfach verzahnter Einzelteile ist für die Praxis, aber auch für den Lehrbetrieb an den Hoch- und Fachhochschulen vollkommen unzumutbar.

Die gültigen Regelungen aus den Einzelteilen werden daher zu vier Dokumenten zusammengefasst, und zwar jeweils eins für Lastannahmen, Betonbrücken, Stahlbrücken und Stahlverbundbrücken.

Bei jedem dieser vier Dokumente handelt es sich um eine Zusammenstellung der in den verschiedenen Arbeitsausschüssen erarbeiteten und verabschiedeten Regelungen zu einem lesbaren, in sich geschlossenem Ganzen. Veröffentlicht werden sollen diese Dokumente als DIN-Fachberichte im Beuth Verlag.

Mit diesen zusammenfassenden DIN-Fachberichten sollen die praktische Handhabung verbessert,



Rückverweisungen zwischen einzelnen Teilen aufgehoben, der Arbeitsaufwand und Fehlermöglichkeiten verringert, unterschiedliche Auslegungen vermieden, Reibungsverluste verringert sowie die Akzeptanz bei der Anwendung erhöht werden.

Die Aufbereitung zu DIN-Fachberichten wird vom BMVBW finanziert. Alle vier DIN-Fachberichte werden im Herbst bzw. Winter dieses Jahres veröffentlicht werden. Sie werden zu diesem Zeitpunkt mit einem allgemeinen Rundschreiben Straßenbau (ARS) bekanntgegeben, sind aber dann noch nicht verbindlich. Im ARS wird aber der Ter-

min, zu dem die Regelungen verbindlich werden, angegeben. Voraussichtlich wird dieser Termin, ab dem nur noch die neuen Regelungen für Brücken angewendet werden dürfen, Anfang des Jahres 2002 liegen.

Der Zeitraum zwischen Verfügbarkeit der neuen Regelwerke in Form der DIN-Fachberichte und der Verbindlichkeit beträgt somit gut ein Jahr. In dieser Zeit können sich alle Betroffenen mit den neuen Regelungen vertraut machen. Zudem ist vorgesehen, Schulungen, Seminare und Einführungsvorträge anzubieten.

## 8 Literatur

---

- [1] Großmann, F.: Lastannahmen für den Brückenbau gemäß Eurocode 1 in Der Prüflingenieur, 9. Oktober 1996; Herausgeber: Bundesverband der Prüflingenieure für Baustatik e.V., Hamburg
- [2] Richtlinie zur Anwendung von DIN V ENV 1991-3/08.96 - Grundlagen der Tragwerksplanung und Einwirkungen auf Tragwerke; Teil 3: Verkehrslasten auf Brücken - Mai 2000

# Gebrauchstauglichkeit von Bauprodukten in Gebäuden

## Gibt es Unterschiede zwischen den Prüfsachverständigen und den privat tätigen Sachverständigen?

Unter den Baubeteiligten – so auch unter den Prüfsachverständigen und Sachverständigen – hat sich in jüngster Zeit einige Unsicherheit darüber ausgebreitet, wie im Baugenehmigungsverfahren der Umfang der technischen Prüfungen zu verstehen sei. Zugleich steht immer wieder die Frage zur Beantwortung an, ob Unterschiede rechtlicher und tatsächlicher Art zwischen den Prüftätigkeiten von Prüfsachverständigen für Baustatik und privat tätigen Sachverständigen für vergleichbare Aufgaben bestehen, und wie sie gegebenenfalls angeglichen werden können. Der folgende Beitrag gibt darüber nun ausführlich Bescheid und er beantwortet auch die Frage, in welchem Verhältnis Bauprodukte und Bauarten zu ganzen Gebäuden stehen, weil immer wieder behauptet wird, dass sich rechtliche Anforderungen der Gebrauchstauglichkeit mehr an die Bauprodukte selbst als an das fertige Gebäude richten.

*Dipl.-Ing. Dieter Eschenfelder*



*studierte Bauingenieurwesen an der TH Darmstadt (Konstruktiver Ingenieurbau); nach Tätigkeiten als Projekt-Ingenieur im Stahlbau, im Landesprüfamt für Baustatik, als Referent und Gruppenleiter für „Baurecht und Bautechnik“ im Innenministerium von Hessen Wechsel in das Ministerium für Städtebau und Wohnen, Kultur*

*und Sport NRW als Leitender Ministerialrat und Gruppenleiter des Bereichs „Bautechnik“; Mitarbeit in diversen Ausschüssen der ARGEBAU und des DIN-Normenausschusses „Bauwesen“.*

## 1 Definition der Gebrauchstauglichkeit

### 1.1 Nach Bauordnungsrecht

Alle Landesbauordnungen [1] verfolgen das Schutzziel der vorbeugenden Gefahrenabwehr im Umgang mit der Errichtung und Nutzung von baulichen Anlagen. Hierzu zählen alle baulichen Anlagen, die mit dem Erdboden verbunden sind und aus Bauprodukten hergestellt werden. Dies gilt auch, wenn sie lediglich mit eigener Schwere auf dem Erdboden ruhen oder, wenn man an bestimmte bewegliche Krane denkt, auf ortsfesten Bahnen begrenzt beweglich sind. Auch wenn eine Anlage nach ihrem Verwendungszweck dazu bestimmt ist, überwiegend ortsfest benutzt zu werden, ist sie eine bauliche Anlage im Sinne der Landesbauordnung. Die Einzelteile, aus denen bauliche Anlagen hergestellt oder zusammengebaut werden, sind Bauprodukte. Das Zusammenfügen von Bauprodukten zu baulichen Anlagen oder auch zu Teilen baulicher Anlagen nennt man Bauart.

An beide Begriffe werden zahlreiche und weitgehende Anforderungen durch die Landesbauordnungen gestellt. Danach sind Bauprodukte Baustoffe, Bauteile und Anlagen, deren Herstellung dem dauerhaften Einbau in bauliche Anlagen dient. Sie sind aber auch aus Baustoffen und Bauteilen vorgefertigte Anlagen, die hergestellt werden, um mit dem Erdboden verbunden zu werden (z. B. Fertighäuser usw.).

Die Landesbauordnungen verlangen, dass bauliche Anlagen und andere Anlagen und Einrichtungen so anzuordnen, zu errichten, zu ändern und instand zu halten sind, dass die öffentliche Sicherheit oder Ordnung nicht gefährdet werden. Gewissermaßen zur Erleichterung der Anwendungen wird hinzugefügt, dass die allgemein anerkannten Regeln der Technik zu beachten sind. Damit werden notwendigerweise unbestimmt gehaltene Rechtsbegriffe durch Verweis auf die allgemein anerkannten Regeln der Technik konkretisiert.

Die Frage, wann eine technische Regel allgemein anerkannt ist, kann nur sehr schwer beantwortet werden und bedarf im Einzelfall einer sorgfältigen



Prüfung durch Fachleute; Laien sind dazu nicht fähig. Die Landesbauordnungen formulieren aber eine – rechtlich durchaus widerlegbare – Fiktion, dass alle technischen Regeln, die baurechtlich allgemein eingeführt und damit bekannt gemacht sind, als allgemein anerkannte Regeln der Technik gelten.

In § 72 Abs. 4 der Bauordnung Nordrhein-Westfalen [1] findet sich die einschränkende Anforderung, dass nur die allgemein bauaufsichtlich eingeführten technischen Regeln auf ihre Beachtung durch die am Bau Beteiligten von der Behörde oder den von ihr Beauftragten zu prüfen sind. In anderen Ländern mag dies unterschiedlich gehandhabt werden. Bauprodukte dürfen nur verwendet werden, wenn die aus ihnen hergestellten baulichen Anlagen bei ordnungsgemäßer Instandhaltung während einer zweckentsprechenden, angemessenen Dauer das Schutzziel der Landesbauordnungen erfüllen. Und sie müssen gebrauchstauglich sein.

## 1.2 Nach Privatrecht

In dieser Abhandlung zur Gebrauchstauglichkeit, die sich ausschließlich auf den bauordnungsrechtlichen Kontext bezieht, ist es nur von untergeordneter Bedeutung, auf anderes Recht zu verweisen. Trotzdem sei ein kurzer Exkurs auf das Bürgerliche Gesetzbuch (BGB) [2] erlaubt und das Zitat einer Äußerung des Bundesgerichtshofs (BGH) zur Gebrauchstauglichkeit gestattet.

Der BGH hat folgenden Leitsatz [3] formuliert:

*„Immer dann, wenn ein Produktfehler dazu führt, dass die Gesamtsache – oder auch die Einzelsache – nicht bestimmungsgemäß verwendet werden kann, sondern insoweit nicht unerheblich beeinträchtigt ist, liegt eine Eigentumsverletzung im Sinne des § 823 Abs. 1 Bürgerliches Gesetzbuch (BGB) vor.“*

Nach § 823 Abs. 1 BGB ist nämlich derjenige zum Schadenersatz verpflichtet, der vorsätzlich oder fahrlässig das Leben, den Körper, die Gesundheit, die Freiheit, das Eigentum oder ein sonstiges Recht eines Anderen widerrechtlich verletzt.

Zieht man Vergleiche zum Baurecht, dann lässt sich übereinstimmend feststellen, dass der Produktfehler des BGB mit dem falschen Bauprodukt und die Eigentumsverletzung mit der baurechtlichen Beeinträchtigung der Gebrauchstauglichkeit gleichzusetzen sind. Die Gesamtsache ist die bauliche Anlage, während man die Einzelsache des BGB dem baurechtlich definierten Bauprodukt gleichsetzen kann.

Diese begriffliche Übereinstimmung dient der Klarheit und Rechtssicherheit.

## 1.3 Nach Bautechnik

In der Bautechnik definiert man eine ausreichende Standsicherheit so, dass die Summe der Einwirkungen auf ein Bauwerk nicht größer ist als das Widerstandsvermögen des Bauwerks und seiner Einzelteile nicht überschreiten (Abb. 1).

**Gebrauchstauglichkeit**

**Tragsicherheit und Gebrauchstauglichkeit** für das Tragwerk, seine Teile, Verbindungen und Lager sind nachzuweisen (DIN 18800 Teil 1, Nov. 1990), also

$$S_d \leq R_d$$

[S<sub>d</sub> = Beanspruchung, R<sub>d</sub> = Beanspruchbarkeit, d=design]  
**Grenzzustände der Tragfähigkeit** gegen

- Fließen
- Durchplastizieren eines Querschnitts
- Ausbilden einer Fließgelenkkette
- Bruch

Abb. 1: Tragsicherheit und Gebrauchstauglichkeit

Man spricht auch von den Grenzzuständen der Tragfähigkeit gegen Versagen, z. B. Fließen oder plastische Verformung, Bruch einzelner Bauteile oder des Gesamtbauwerks. Im allgemeinen ist der Sicherheitsbeiwert für die Tragsicherheit von Bauteilen bei Brüchen, die sich ankündigen, 1,75 und bei Spontanbrüchen ohne Ankündigung 2,0.

Die Gebrauchstauglichkeit eines Bauwerks liegt naturgemäß vor seinem Grenzzustand der Tragsicherheit und sollte einen deutlichen Abstand zu ihm wahren. Im allgemeinen reicht es aus, wenn eine ausreichende Tragsicherheit eines Bauwerks vorliegt. Wenn aber ein besonderer Nutzungszweck beispielsweise Verformungsbeschränkungen erfordert, so ist nicht mehr die Tragsicherheit allein, sondern die hierfür erforderliche Gebrauchstauglichkeit maßgebend. Beispiele sind Richtfunkantennen mit geringer bzw. definierter Verformung, Brückenübergänge zur Verminderung der Stoßfaktoren oder Setzungsbeschränkungen bei Gründungen usw.

In den meisten Fällen ist die Gebrauchstauglichkeit gegeben, wenn die Tragsicherheit zweifelsfrei vorliegt. Insofern wird eine bestimmte Form der Gebrauchstauglichkeit mit dem Bauherrn zu vereinbaren sein.

Es gibt aber auch nicht unbeträchtliche Fälle, bei denen mit dem Verlust der Gebrauchstauglichkeit eine Gefährdung von Leib und Leben verbunden sein kann.

In diesen Fällen haben die Regeln für den Nachweis der Tragsicherheit für den Nachweis der

Gebrauchstauglichkeit uneingeschränkt zu gelten. Verhandlungsspielräume bestehen dann nicht mehr. Insoweit wird dann die Gebrauchstauglichkeit zum Nachweisfall der Tragsicherheit [4].

## 1.4 Gefahrenbegriff

Die Landesbauordnungen verlangen vorbeugend den Ausschluss einer Gefahr für die öffentliche Sicherheit oder Ordnung.

Unter dem Begriff der öffentlichen Sicherheit wird allgemein die Unversehrtheit von Leib und Leben, Gesundheit, Freiheit und Vermögen des Einzelnen sowie der Rechtsordnung und der grundlegenden Einrichtungen des Staates verstanden (**Abb. 2**).

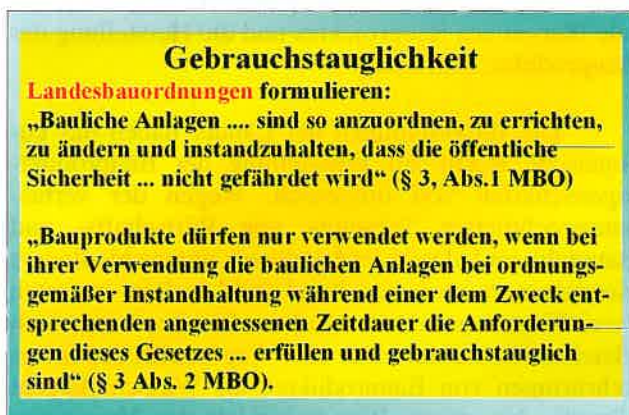


Abb. 2: Rechtliche Anforderung an die Gebrauchstauglichkeit

Bauliche Anlagen müssen somit der objektiven Rechtsordnung entsprechen. Sie wird erfüllt durch das Baurecht und die aufgrund des Baurechts ergangenen Vorschriften, wie z. B. Verordnungen, Richtlinien und Technische Baubestimmungen.

Unter öffentlicher Ordnung versteht man die Gesamtheit aller ungeschriebenen Regeln für das Verhalten des Einzelnen in der Öffentlichkeit, deren Beachtung die unverzichtbare Vorbedingung für ein geordnetes Zusammenleben darstellt.

Eine Gefahr für die öffentliche Sicherheit oder Ordnung liegt dann vor, wenn ein Sachverhalt oder ein Ereignis bei ungehindertem Verlauf des objektiv zu erwartenden Geschehens mit Wahrscheinlichkeit ein zu schützendes Gut schädigen wird (Bundesverwaltungsgericht in seinem Beschluss vom 10. 08. 1971).

Die Größe einer Gefahr hängt nicht nur von ihren tatsächlichen Auswirkungen ab, sondern auch von ihrer Eintrittswahrscheinlichkeit. So gesehen können kleine Gefahren mit hoher Eintrittswahrscheinlichkeit das gleiche Risiko bedeuten, wie eine große Gefahr mit geringer Eintrittswahrscheinlichkeit.

Grundsätzlich ist zwischen einer konkreten und einer abstrakten Gefahr zu unterscheiden.

Beide Gefahrenbegriffe stellen, was den zu erwartenden Schadenseintritt angeht, gleiche Anforderungen an die Wahrscheinlichkeit. Der Unterschied zwischen konkret und abstrakt liegt in der Betrachtungsweise.

Die konkrete Gefahr ist auf den Einzelfall bezogen, wobei der Zeitpunkt des möglichen Eintritts nicht unmittelbar bevorstehen muss. Dieser Zeitpunkt darf aber nicht in so weiter Ferne liegen, dass er nicht mehr überschaubar ist. Mit dem Schadenseintritt muss also in absehbarer Zeit gerechnet werden können [5].

Als abstrakt wird eine Gefahr dann bezeichnet, wenn eine Betrachtung für bestimmte Arten von Verhaltensweisen oder Zuständen zu dem Ergebnis führt, dass mit hinreichender Wahrscheinlichkeit ein Schaden im Einzelfall einzutreten pflegt. Deshalb muss Anlass bestehen, solchen Gefahren auch mit generell abstrakten Mitteln, z. B. in der Bauordnung selbst oder durch Verordnungen und technische Regeln zu bekämpfen. Dann kann auf den Nachweis der Eintrittswahrscheinlichkeit im Einzelfall verzichtet werden.

Nach den Prinzipien des Ordnungsrechts ist der Eingriff der Behörde in die Privatsphäre nur dann erlaubt, wenn es sich, auf einen konkreten Einzelfall bezogen, um eine konkrete Gefahr handelt, die die öffentliche Sicherheit oder Ordnung bedroht. Gefahren, die bei Überschreitung von Schwellenwerten, bei denen also  $S$  größer zu werden droht als  $R$ , sind eindeutig konkreter Natur (vgl. **Abb. 1**). Dies betrifft die Tragsicherheit von Bauteilen und würde zu deren Kollaps führen.

Die notwendigerweise unbestimmt formulierten Rechtsanforderungen an die technische Sicherheit von baulichen Anlagen müssen durch technische Regeln konkretisiert werden, die nicht von rechtskompetenten Gremien, sondern allein von Fachleuten der entsprechenden Fachsparten bestimmt werden.

Gänzlich anders verhält es sich bei Gefahren ohne ausgeprägte Schwellenwerte. Hier fehlen bis heute anerkannte technische Regeln. Dies wird am Beispiel „Asbest“ besonders augenfällig: Eine Exposition mit geringer Faserzahl über längere Zeit kann die gleiche Gefahr darstellen, wie eine Exposition mit hohen Faserzahlen und kurzer Einwirkungsdauer (**Abb. 3**) [6].

Natürlich trifft dieser Sachverhalt auch auf andere „schleichende“ Einwirkungen zu, wie zum Beispiel auf polychlorierte Biphenyle (PCB) [7], polyzy-



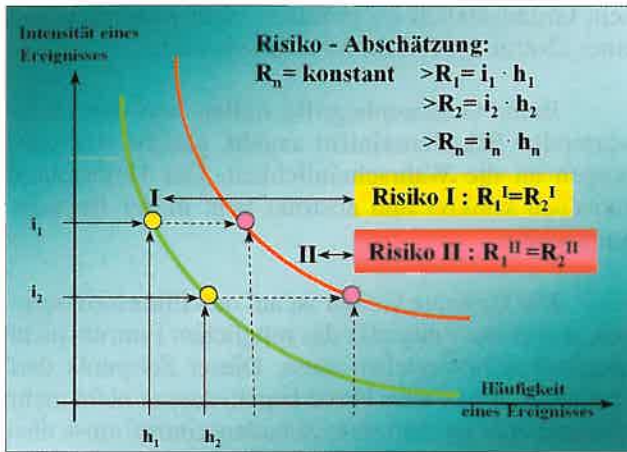


Abb. 3: Risikoabschätzungen für Gefährdungen

klische aromatische Kohlenwasserstoffe (PAK) [8] oder Pentachlorphenol (PCP) [9].

Das Baurecht kennt keinen Mechanismus, diesen Gefährdungen wirkungsvoll, das heißt unter Begründung der konkreten Gefährdung, zu begegnen. Die Gefährdung beginnt schleichend, überschreitet den so genannten Vorsorgewert und erreicht schließlich den kritischen Wert, bei dem die Gefahr evident konkret geworden ist. Dann ist es aber für ein vorbeugendes Handeln zu spät. Offensichtlich fehlt hier ein definierter Sicherheitsabstand zum Kollaps (Abb. 4).

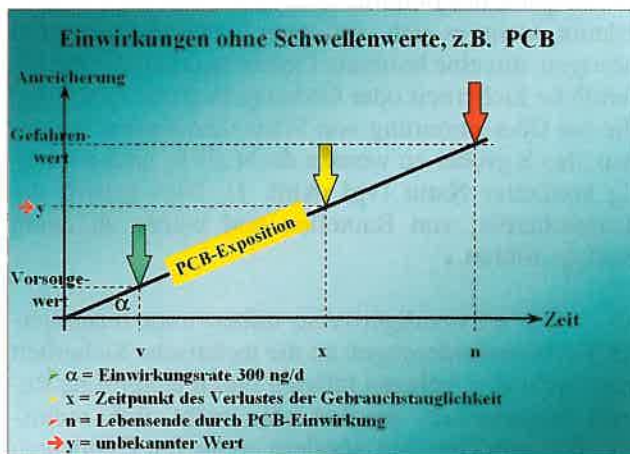


Abb. 4: Einwirkungen ohne Schwellenwerte

Um diesem Mangel zu begegnen, müssen als Abgrenzungskriterium Risikoklassen gesetzlich oder im untergesetzlichen Bereich definiert werden können. Sie stellen dann den jeweiligen Verlauf der konkreten Gefahr dar, nach der ordnungsrechtlich gehandelt werden könnte. Aber wo die Risikoklasse fehlt, wird man vergebens nach Kriterien für die Gebrauchstauglichkeit suchen. Deshalb ist es dringend nötig, Bewertungsmaßstäbe in diesem nicht einfachen Bereich festzulegen. Hierzu bedarf es eines interdisziplinären Vorgehens zwischen Recht, Technik und Medizin.

## 2 Bauprodukte

Die Gebrauchstauglichkeit baulicher Anlagen wird wesentlich von zwei Faktoren bestimmt:

- Planung, Ausführung und Zusammenbau einer baulichen Anlage,
- Eigenschaften der verwendeten Bauprodukte.

Beides zusammen muss zu einem sinnvollen, aufeinander abgestimmten Ganzen zusammengefügt werden. Dies geschieht in der Planung, der Produktion der Ausgangsstoffe (Bauprodukte), der Bauausführung und einer unabhängigen und deshalb wirkungsvollen Kontrolle. Die Kontrolle muss sich auf alle Phasen des Bauprojektes und die Herstellung der Bauprodukte erstrecken.

Die Bauordnungen der Länder haben das europäische Recht zur Feststellung der Bauprodukteigenschaften voll umgesetzt. Wegen der verfassungsrechtlichen Trennung von Wirtschafts- und Baurecht und damit verbundenen unterschiedlichen Kompetenzen zwischen Bund und Ländern mussten zwei Wege beschritten werden, die aber beide zum gleichen Ziel führen. Der eine Weg betrifft das Inverkehrbringen von Bauprodukten als Wirtschaftsrecht (Bund), der zweite Weg behandelt das Verwenden von Bauprodukten auf der Baustelle (Länder). Die hierfür vorgesehenen Verfahren werden nachfolgend beschrieben.

### 2.1 Bauproduktenrichtlinie und Bauproduktengesetz

Die Bauproduktenrichtlinie [10] gilt umfassend für alle Bauprodukte, die hergestellt werden, um dauerhaft in Bauwerke des Hoch- oder Tiefbaus eingebaut zu werden (Abb. 5).

**Bauprodukte sind**

- **Baustoffe, Bauteile und Anlagen, die hergestellt werden, um dauerhaft in bauliche Anlagen des Hoch- und Tiefbaus eingebaut zu werden**
- **aus Baustoffen und Bauteilen vorgefertigte Anlagen, die hergestellt werden, um mit dem Erdboden verbunden zu werden (Fertighäuser, Fertiggaragen, Silos usw.)**
- **Landesbauordnung hat gleiche Definitionen**

Abb. 5: Definition von Bauprodukten



Mit den Bauprodukten müssen Bauwerke errichtet werden können, die als Ganzes oder in ihren Teilen unter Berücksichtigung der Wirtschaftlichkeit gebrauchstauglich sind und hierbei die nachfolgend genannten wesentlichen Anforderungen erfüllen, sofern für die Bauwerke Regelungen gelten, die entsprechende Anforderungen enthalten.

Diese Anforderungen müssen bei normaler Instandhaltung über einen wirtschaftlich angemessenen Zeitraum erfüllt werden. Die Anforderungen setzen auch normalerweise vorhersehbare Einwirkungen voraus.

*Wesentliche Anforderungen an Bauprodukte:*

- Mechanische Festigkeit und Standsicherheit,
- Brandschutz,
- Hygiene, Gesundheit und Umweltschutz,
- Nutzungssicherheit,
- Schallschutz,
- Energieeinsparung und Wärmeschutz.

Die Bauproduktenrichtlinie verpflichtet damit die Mitgliedstaaten zugleich, die bisherigen nationalen gesetzlichen Regelungen im Anwendungsbereich der Richtlinie dem Verfahren und im definierten Umfang auch den materiellen Anforderungen der Bauproduktenrichtlinie anzupassen (**Abb. 6**).



Abb. 6: Sechs wesentliche Anforderungen im rechtlichen Kontext

Wahlmöglichkeiten verbleiben den Mitgliedstaaten künftig vor allem bei der Festlegung der in den technischen Spezifikationen vorgesehenen Klassen und Leistungsstufen; sie müssen allerdings vor der Erarbeitung der technischen Spezifikationen einvernehmlich beschlossen sein.

*Harmonisierte Normen*

Auf der Basis der Grundlagendokumente erteilt die Kommission der Europäischen Gemeinschaft

(EU) Europäischen Normungsorganisation CEN/ENEC das Mandat, für ein bestimmtes Bauprodukt eine harmonisierte Norm auszuarbeiten. In diesem Mandat sollen die erforderlichen Klassen und Leistungsstufen dann festgelegt werden, wenn sie noch nicht in den Grundlagendokumenten formuliert wurden. Diese Normen werden anschließend in nationale Normen umgesetzt und ihre Fundstelle ist vom jeweiligen Mitgliedstaat zu veröffentlichen.

*Brauchbarkeit und Konformität*

Ein Bauprodukt muss nach der Bauproduktenrichtlinie brauchbar sein. Dies ist regelmäßig dann der Fall, wenn es einer technischen Spezifikation entspricht. Darunter ist eine bekannt gemachte harmonisierte oder anerkannte Norm oder eine europäische technische Zulassung zu verstehen. Entspricht ein Bauprodukt einer technischen Spezifikation nicht, entweder weil eine solche nicht vorliegt oder weil eine wesentliche Abweichung vorliegt, bedarf das Bauprodukt in der Regel eines besonderen Brauchbarkeitsnachweises bei seiner Verwendung auf der Baustelle. Der wichtigste Brauchbarkeitsnachweis ist die europäische technische Zulassung.

*Bescheinigungen der Konformität mit technischen Spezifikationen*

Die Bauproduktenrichtlinie enthält eine abschließende Aufzählung der Elemente, die in den technischen Spezifikationen zur Kontrolle der Konformität vorgeschrieben werden können. Die Zertifizierung der werkseigenen Produktionskontrolle durch eine zugelassene Zertifizierungsstelle führt zu einer Konformitätserklärung des Herstellers. Wenn zur Feststellung der Brauchbarkeit von Bauprodukten die Einschaltung einer Zertifizierungsstelle vorgeschrieben ist, wird ein Konformitätszertifikat erforderlich. Die Konformitätserklärung des Herstellers und das Konformitätszertifikat berechtigen und verpflichten dazu, das CE-Zeichen auf dem Bauprodukt anzubringen.

*Das Bauproduktengesetz*

Das Bauproduktengesetz [11] hat die Bauproduktenrichtlinie umfassend für das Inverkehrbringen von Bauprodukten und den freien Warenverkehr mit Bauprodukten innerhalb der Mitgliedstaaten der Europäischen Gemeinschaften umgesetzt. Dagegen bleibt die Umsetzung der Bauproduktenrichtlinie für die Verwendung von Bauprodukten auf der Baustelle in den jeweiligen, die Verwendung von Bauprodukten regelnden Rechtsvorschriften vorbehalten, wie z. B. den Landesbauordnungen. Dafür sind folgende Gründe maßgebend:

- Das Inverkehrbringen und der freie Warenverkehr von und mit Bauprodukten ist national bisher weitgehend ungeregelt.
- National geregelt ist dagegen die Verwendung von Bauprodukten, wie zum Beispiel in der Landesbauordnung und dem Wasserhaushaltsgesetz. Diese Verwendungsvorschriften sind national unterschiedlichen Rechtsbereichen zugeordnet.

Alle wesentlichen Elemente der Bauproduktenrichtlinie, wie die Vorschriften über die Brauchbarkeit, Konformität und das CE-Zeichen, wurden im Bauproduktengesetz geregelt. In den Verwendungsgesetzen (z.B. Landesbauordnungen) wurde ergänzend dazu das Verfahren zur Bestimmung der erforderlichen Klassen und Leistungsstufen und zur Bedeutung des CE-Zeichens nach Bauproduktenrichtlinie auch für die Verwendung der Bauprodukte geregelt. Im Bauproduktengesetz werden Bauprodukte entsprechend der Bauproduktenrichtlinie in umfassendem Sinn definiert.

Danach sind Bauprodukte Baustoffe, Bauteile und Anlagen, die hergestellt werden, um dauerhaft in bauliche Anlagen des Hoch- und Tiefbaus eingebaut zu werden, aus Baustoffen und Bauteilen vorgefertigte Anlagen, die hergestellt werden, um mit dem Erdboden verbunden zu werden, wie Fertighäuser, Fertighäuser und Silos.

Das Gesetz unterscheidet, ebenso wie die Richtlinie auch, zwischen der Brauchbarkeit und der Konformität. Brauchbarkeit und Konformität zusammen führen zum CE-Zeichen nach diesem Gesetz.

### Brauchbarkeit

Bauprodukte sind dann brauchbar, wenn die bauliche Anlage, für die sie verwendet werden sollen, den wesentlichen Anforderungen der Bauproduktenrichtlinie entspricht. Die wesentlichen Anforderungen werden für ein Bauprodukt in bekannt gemachten harmonisierten oder anerkannten Normen konkretisiert. Entspricht ein Bauprodukt solchen Normen, soll es im Sinne einer Vermutungsregelung als brauchbar gelten. Weicht das Bauprodukt wesentlich von diesen Normen ab, ist eine Europäische Technische Zulassung erforderlich.

### Konformitätsnachweisverfahren

Zur Sicherstellung der Brauchbarkeit von Bauprodukten ist der Nachweis ihrer Übereinstimmung mit den bekannt gemachten harmonisierten oder anerkannten Normen oder den dem Hersteller erteilten europäischen technischen Zulassungen notwendig. Die Aufgaben zur Feststellung der Konformität von

Bauprodukten werden von zugelassenen Prüf-, Überwachungs- und Zertifizierungsstellen durchgeführt

Die Bestätigung, dass ein Bauprodukt mit den bekannt gemachten harmonisierten oder anerkannten Normen oder eine dem Hersteller erteilten, europäischen technischen Zulassung übereinstimmt, kann entweder durch eine Konformitätserklärung des Herstellers oder ein Konformitätszertifikat einer Zertifizierungsstelle erfolgen.

Die bekannt gemachten harmonisierten und anerkannten Normen sowie die europäischen technischen Zulassungen legen fest, welche Form des Konformitätsnachweisverfahrens, also welche Kombination der verschiedenen Verfahrenselemente zur Anwendung kommt. Es werden drei verschiedene Kombinationsmöglichkeiten von Verfahrenselementen im Rahmen des Konformitätsnachweisverfahrens beschrieben, die zu einer Konformitätserklärung des Herstellers führen (Abb. 7).

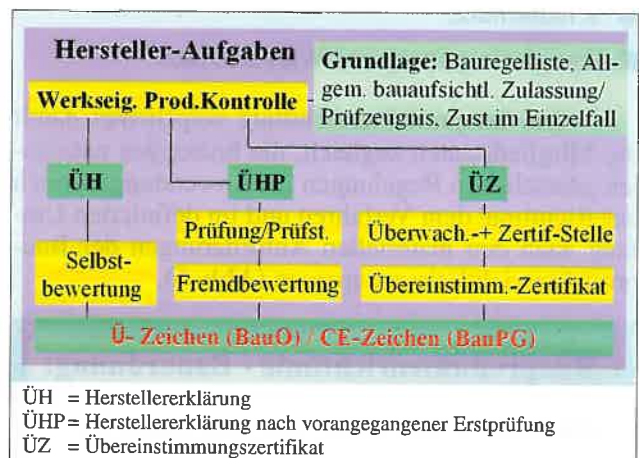


Abb. 7: Aufgaben der Hersteller von Bauprodukten

Je höher die Sicherheitsbedeutung des Bauproduktes im Hinblick auf die wesentlichen Anforderungen ist, desto größere Anforderungen werden auch im Rahmen der einzelnen Verfahrensschritte des Konformitätsnachweisverfahrens durch stärkere Einbindung von Prüf-, Überwachungs- und Zertifizierungsstellen gestellt. Welches Konformitätsnachweisverfahren zur Anwendung kommt, wird in den Mandaten zu den europäischen Spezifikationen bzw. in den Bauregellisten festgelegt.

### CE-Zeichen

Herstellererklärung und Konformitätszertifikat berechtigen und verpflichten zur Anbringung des CE-Zeichens nach dem Bauproduktengesetz. Das CE-Zeichen ist das Konformitätszeichen nach diesem Gesetz. Zentrale Vorschrift des Bauproduktengesetzes ist die Vermutungswirkung, die von dem CE-Zeichen [12] ausgeht.



Ein Bauprodukt, das mit dem CE-Zeichen gekennzeichnet ist, hat die widerlegbare Vermutung für sich, dass es die allgemeinen Anforderungen an das Bauprodukt erfüllt. Es darf in den Verkehr gebracht und frei gehandelt werden.

## 2.2 Landesbauordnungen

Das enge Nebeneinander von Bauproduktengesetz und Landesbauordnungen, die allmähliche Ersetzung nationaler Normen durch harmonisierte Normen der europäischen Union und die Überschaubarkeit für den Rechtsanwender gebieten allerdings, dass in beiden Rechtsbereichen Definitionen, Brauchbarkeits- und Verwendbarkeitsnachweise, aber auch die Nachweisverfahren der Konformität von Bauprodukten weitgehend übereinstimmen.

Das führt zur Kennzeichnung der Bauprodukte regelmäßig entweder mit der CE-Kennzeichnung nach dem Bauproduktengesetz oder dem Ü-Zeichen (Übereinstimmungszeichen) nach der Landesbauordnung (Abb. 8) [13].

Das Bauordnungsrecht der Länder regelt wort-

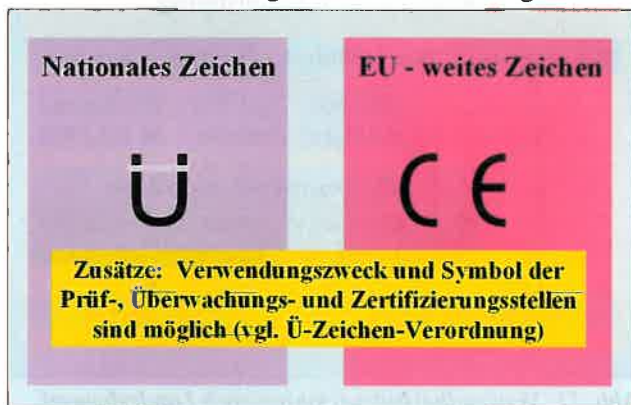


Abb. 8: Nationale und europäische Kennzeichnung von Bauprodukten

gleich die Verwendung der Bauprodukte und Bauarten zusammenfassend nach den §§ 20 bis 24 Musterbauordnung der ARGEBAU (MBO). Die Landesbauordnungen unterscheiden zwischen geregelten, nicht-geregelten und sonstigen Bauprodukten.

Geregelte Bauprodukte entsprechen den in der Bauregelliste A Teil 1 bekannt gemachten technischen Regeln oder weichen von ihnen nicht wesentlich ab.

Nichtgeregelte Bauprodukte sind Bauprodukte, die wesentlich von den in der Bauregelliste A Teil 1 bekannt gemachten technischen Regeln abweichen oder für die es keine technischen Baubestimmungen oder allgemein anerkannte Regeln der Technik gibt.

Der zulässige Einbau von Bauprodukten auf der Baustelle wird in der Bauregelliste A durch die

Festlegung über die Verwendbarkeit geregelt. Die Verwendbarkeit ergibt sich für geregelte Bauprodukte aus der Übereinstimmung mit den bekannt gemachten technischen Regeln und für nicht geregelte Bauprodukte aus der Übereinstimmung mit einer allgemeinen bauaufsichtlichen Zulassung oder dem allgemeinen bauaufsichtlichen Prüfzeugnis oder einer Zustimmung im Einzelfall.

Geregelte und nicht geregelte Bauprodukte dürfen nur verwendet werden, wenn ihre Verwendbarkeit in dem für sie geforderten Übereinstimmungsnachweis bestätigt ist und sie deshalb das Übereinstimmungszeichen (Ü-Zeichen) tragen.

Sonstige Bauprodukte sind Bauprodukte für die es allgemein anerkannte Regeln der Technik zwar gibt, die jedoch nicht in der Bauregelliste A enthalten sind. An diese Bauprodukte stellt die Bauordnung die gleichen materiellen Anforderungen, sie verlangt aber weder Verwendbarkeits- noch Übereinstimmungsnachweise. Mit der Einführung des Begriffs „Sonstige Bauprodukte“ soll dargelegt werden, dass aus der Vielzahl aller spezifischen Regeln für Bauprodukte das Baurecht nur solche Regeln herausgreift und sie in die Bauregelliste A eingliedert, die von zwingender unmittelbarer Bedeutung für die Umsetzung des materiellen Rechts auf der Baustelle unabdingbar notwendig sind.

Je nach Zusammensetzung der Bauprodukte und der Art ihrer Verwendung können Anforderungen im Hinblick auf den Gesundheits- bzw. Umweltschutz gestellt werden, die durch die in der Bauregelliste A enthaltenen technischen Regeln nicht abgedeckt sind.

Solche Anforderungen ergeben sich zum Beispiel aus stofflichen Verboten oder Beschränkungen, sowie allgemeinen Vorschriften oder Grundsätzen anderer Rechtsbereiche, wie sie beispielsweise im Chemikaliengesetz, der Gefahrstoffverordnung und dem Wasserhaushaltsgesetz zu finden sind, aus denen möglicherweise einschränkende Bestimmungen abzuleiten wären.

## 2.3 Dauerhaftigkeit von Bauprodukten

Die Anforderungen an Bauprodukte müssen über einen längeren Zeitraum unverändert eingehalten werden. Es genügt also nicht, eine oder mehrere der wesentlichen Anforderungen spezifisch nachzuweisen. Vielmehr müssen diese Eigenschaften dauerhaft gegeben sein. Dies gestaltet den Umgang mit den Bauprodukteigenschaften besonders schwierig.

Aber die Bauordnungen verlangen, dass nur solche Bauprodukte verwendet werden dürfen, die im

eingebauten Zustand bei ordnungsgemäßer Instandhaltung während einer zweckentsprechenden, angemessenen Zeitdauer ihre Anfangseigenschaften nicht verlieren.

Natürlich gibt es eine Reihe von Bauprodukten, bei denen in definierten Zeiträumen Kontrollen ihres Zustandes unerlässlich sind und notfalls Nachbesserungen erforderlich werden. Das im Volksmund „Zahn der Zeit“ genannte Phänomen schafft Korrosionsprobleme; diese, aber auch Lageveränderungen oder Nutzungsänderungen sind einer wiederkehrenden Prüfung zu unterwerfen.

Wenn aber der Zweck der baulichen Anlage erfüllt oder entfallen ist, kann der Nutzer natürlich über den weiteren Umgang mit der baulichen Anlage selbst entscheiden. Insoweit ist das Gebot der Dauerhaftigkeit nicht Selbstzweck, sondern hängt von der Entscheidung des Bauherrn ab.

Die öffentliche Sicherheit oder Ordnung muß aber auch weiterhin „eingehalten“ werden.

## 2.4 Nachweis der Verwendbarkeit von Bauprodukten

Verwendbarkeit von Bauprodukten nach MBO und Brauchbarkeit nach BauPG sind synonyme Begriffe. Sie wurden deshalb unterschiedlich geprägt, weil die Verwendbarkeit von Bauprodukten den Einbauort „Baustelle“ und die Brauchbarkeit das „Inverkehrbringen“ in den Markt meint. Das eine vollzieht sich vor dem Hintergrund des Baurechts, das andere vor dem Hintergrund des Wirtschaftsrechts (Abb. 9).



Abb. 9: Dualismus von Bauproduktengesetz und Landesbauordnung

Dieser Dualismus ist zunächst unverständlich, belastet den Betroffenen aber nicht; denn beide Verfahren führen zum gleichen Ziel des Nachweises der Brauchbarkeit von Bauprodukten: Das eine nach nationalen Standards zum Ü-Zeichen, das andere nach harmonisierten europäischen Normen oder Zulassungen zum CE-Zeichen.

Diese Situation ist von der Verfassung vorgegeben, denn für Wirtschaftsrecht ist der Bund, für Bauordnungsrecht sind die Länder zuständig. Abb. 10 und Abb. 11 zeigen schematisch die Abläufe nach den beiden Rechtsgebieten.



Abb. 10: Verwendbarkeitsverfahren nach Bauproduktengesetz



Abb. 11: Verwendbarkeitsverfahren nach Landesbauordnung

### Aufgaben des Herstellers von Bauprodukten

Bei der Regelung der Verwendbarkeitsnachweise für Bauprodukte kommt dem Hersteller eine zentrale Bedeutung zu. Er wird gesetzlich zu einer Eigenüberwachung verpflichtet. Je nach sicherheitstechnischer Bedeutung des Bauproduktes sieht das Gesetz drei Nachweistufen (vgl. Abb. 7) vor:

- ÜH: Übereinstimmungserklärung des Herstellers
- ÜHP: Übereinstimmungserklärung des Herstellers nach vorheriger Prüfung des Bauproduktes durch eine anerkannte Prüfstelle
- ÜZ: Übereinstimmungszertifikat durch eine anerkannte Zertifizierungsstelle.

Welches der drei Verfahren anzuwenden ist, wird in der Bauregelliste A verbindlich festgelegt. Erst die erfolgreich durchgeführten Verfahren führen zur Berechtigung des Herstellers, das Ü-Zeichen auf



dem Bauprodukt oder seinen Begleitpapieren anzubringen (vgl. **Abb. 8**).

Für den Überwachungsvollzug durch Prüfingenieure für Baustatik oder über staatlich anerkannte Sachverständige für die Prüfung der Standsicherheit bedeutet das, dass nach erstem Anschein nur mit Ü oder CE gekennzeichnete Bauprodukte eingebaut, also verwendet werden dürfen. Es kommt also auf die jeweiligen Zeichen an.

## 2.5 Begleitende Verordnungen

Die Verordnung über die Anerkennung als Prüf-, Überwachungs- oder Zertifizierungsstelle (PÜZAVO) ist ein wesentliches Rechtsinstrument zum Nachweis der Gebrauchstauglichkeit von Bauprodukten [14].

Den anerkannten Prüf-, Überwachungs- und Zertifizierungsstellen ist es übertragen, dafür zu sorgen, dass in baulichen Anlagen Bauprodukte ordnungsgemäß verwendet werden. Ihren Tätigkeiten kommt wegen ihrer unabhängigen Stellung besondere Bedeutung zu. Diese Stellen sollen zugleich auch die für die Anerkennung als Prüf-, Überwachungs- und Zertifizierungsstellen nach dem Bauprodukten-gesetz (BauPG) erforderlichen Voraussetzungen erfüllen, damit ein reibungsloser Übergang vom Bauordnungsrecht in das von der Bauproduktenrichtlinie vorgegebene System sichergestellt werden kann.

Zu unterscheiden sind Prüfstellen für den Nachweis der Verwendbarkeit nicht geregelter Bauprodukte durch das allgemeine bauaufsichtliche Prüfzeugnis und solche, die im Rahmen des Übereinstimmungsverfahrens für geregelte Bauprodukte nach der Bauregelliste A Teil I tätig werden.

*Zertifizierungsstellen* sind dann einzuschalten, wenn die Bewertung von produktspezifischen Ergebnissen und produktionsbezogenen Überwachungstätigkeiten durch Überwachungsstellen vorgeschrieben ist.

*Überwachungsstellen* werden im Rahmen der Übereinstimmungsnachweise als Fremdüberwacher tätig oder üben Tätigkeiten nach § 20 Abs. 6 MBO aus.

Für diese Sonderfälle wurde die Verordnung über die Überwachung von Tätigkeiten mit Bauprodukten und bei Bauarten (ÜTVO) erlassen [15]. Betroffen sind folgende Tätigkeiten:

- Der Einbau von punktgestützten, hinterlüfteten Wandbekleidungen aus Einscheibensicherheitsglas in einer Höhe von mehr als 8 m über Gelände,
- das Herstellen und der Einbau von Beton mit höherer Festigkeit und anderen besonderen Eigenschaften auf Baustellen (Beton B II),

- die Instandsetzung von tragenden Betonbauteilen, deren Standsicherheit gefährdet ist,
- der Einbau von Verpressankern,
- die Herstellung von Einpressmörtel auf der Baustelle und das Einpressen in Spannkanäle,
- das Einbringen von Ortschäumen auf Bauteilflächen über 50 m<sup>2</sup>.

Die Überwachung erfolgt nach einschlägigen Technischen Baubestimmungen und kann sich auf Stichproben beschränken.

Eine weitere Verordnung, die sich auf die ziel-sichere Feststellung der Gebrauchstauglichkeit von Bauprodukten bezieht, ist die Verordnung über Anforderungen an Hersteller von Bauprodukten und Anwender von Bauarten (HAVO). Sie bestimmt, dass bei Bauprodukten, deren Herstellung in außergewöhnlichem Maße von der Sachkunde und Erfahrung der damit betrauten Personen und von der betrieblichen Ausstattung mit besonderen Vorrichtungen abhängt, Hersteller über solche Fachkräfte und Vorrichtungen verfügen müssen [16]. Die folgenden Arbeiten an Bauprodukten sind angesprochen:

- Die Ausführung von Schweißarbeiten zur Herstellung tragender Stahlbauteile,
- die Ausführung von Schweißarbeiten zur Herstellung tragender Aluminiumbauteile,
- die Ausführung von Schweißarbeiten zur Herstellung von Betonstahlbewehrungen,
- die Ausführung von Leimarbeiten zur Herstellung tragender Holzbauteile und von Brettschichtholz,
- die Herstellung und der Einbau von Beton mit höherer Festigkeit und anderen besonderen Eigenschaften auf Baustellen (Beton B II), die Herstellung von Transportbeton und vorgefertigten tragenden Bauteilen aus Beton B II und
- die Instandsetzung von tragenden Betonbauteilen, deren Standsicherheit gefährdet ist.

Auch hier wird starr auf die entsprechenden Technischen Baubestimmungen verwiesen.

Als letzte Verordnung dieser Art ist die Verordnung zur Feststellung der wasserrechtlichen Eignung von Bauprodukten durch Nachweise nach der Bauordnung (WasBauPVO) zu nennen [17]. Sie bezieht sich auf Bauprodukte, die neben den baurechtlichen Anforderungen auch solchen nach anderen Rechtsbereichen unterliegen, um diese auch den baurechtlichen Verwendbarkeitsnachweisen und Übereinstimmungsnachweisen zu unterwerfen. Im einzelnen handelt es sich um Bauprodukte für Abwasserbehand-

lungsanlagen und Anlagen zum Lagern, Abfüllen und Umschlagen wassergefährdender Stoffe. Für diese Bauprodukte sind, wie bei anderen Bauprodukten auch, Nachweise ihrer Verwendbarkeit zu führen. Erst dann kann die Übereinstimmung mit den vorgegebenen Anforderungen des Bauordnungs- und des Wasserrechts bestätigt werden.

Der hier aufgezeigte Fächer-Kanon von bauprodukt-spezifischen Verordnungen zeigt, welchen Stellenwert der jeweilige Ordnungsgeber der ziel-sicheren Herstellung von Bauprodukten im Werk beimisst. Damit wird in nicht unerheblichem Maße die geforderte Gebrauchstauglichkeit von Bauprodukten in baulichen Anlagen vorbereitet und im Wege der gesetzlich vorgeschriebenen werkseigenen Produktionskontrolle durch den Hersteller zusammen mit der Fremdüberwachung im Werk und der Einbaukontrolle auf der Baustelle positiv gesteuert.

## 3 Ausführung von baulichen Anlagen

Im vorangegangenen Kapitel wurde der Umgang mit Bauprodukten und der Nachweis ihrer Brauchbarkeit beschrieben. Es wurde auch dargelegt, dass die Bauprodukte so beschaffen sein müssen, dass mit ihnen die gestellten Anforderungen an bauliche Anlagen zielsicher erfüllt werden können. Insofern ist auch das Gebrauchstauglichkeitsgebot für Bauprodukte auf die baulichen Anlagen selbst zu beziehen.

Bei dieser Sachlage liegt die Vermutung nahe, dass sich alle Phasen einer ordnungsgemäßen Bauerstellung von der Planung, über die Ausschreibung der Bauprodukte, ihre Bemessung zu tragfähigen Bauteilen und ihre Ausführung auf der Baustelle den gestellten rechtlichen und untergesetzlichen Anforderungen unterwerfen müssen.

Deshalb ist das Errichten eines Gebäudes nicht nur Privatsache, sondern ein Vorgang mit weitreichendem privatrechtlichem, aber in hohem Maße auch öffentlich-rechtlichem Bezug.

Denn ein Grundsatz der Musterbauordnung lautet, dass der Bauherr und im Rahmen ihres jeweiligen Wirkungskreises die anderen am Bau Beteiligten dafür verantwortlich sind, dass bei der Errichtung, Änderung, Nutzungsänderung oder beim Abbruch baulicher Anlagen die öffentlich-rechtlichen Vorschriften eingehalten werden. Der Bauherr hat zur Vorbereitung, zur Überwachung und Ausführung eines genehmigungsbedürftigen Bauvorhabens einen

Entwurfsverfasser, einen Unternehmer und einen Bauleiter zu bestellen.

Die Bauaufsichtsbehörde kann die Bauarbeiten einstellen lassen, bis geeignete Beauftragte oder entsprechende Sachverständige für diese Tätigkeiten bestimmt sind. Einer der besonderen Fachleute ist der Entwurfsverfasser. Er muss nach Sachkunde und Erfahrung zur Vorbereitung des jeweiligen Bauvorhabens geeignet sein. Er ist natürlich für die Vollständigkeit und Brauchbarkeit seines Entwurfs verantwortlich und hat dafür zu sorgen, dass die für die Ausführung notwendigen Zeichnungen und Berechnungen, aber auch Anweisungen präzise geliefert werden und dem genehmigten Entwurf und den öffentlich-rechtlichen Vorschriften entsprechen.

Mit dem Beginn der Bauphase ist der Unternehmer für die ordnungsgemäße, den Technischen Baubestimmungen und den genehmigten Bauvorlagen entsprechende Ausführung der von ihm übernommenen Arbeiten und in soweit für die ordnungsgemäße Errichtung und den sicheren Betrieb der Baustelle verantwortlich.

Er hat die notwendigen Nachweise über die Verwendbarkeit der Bauprodukte und Bauarten zu erbringen und auf der Baustelle bereit zu halten. Er darf Arbeiten nicht ausführen oder ausführen lassen, bevor die dafür notwendigen Unterlagen und Anweisungen an der Baustelle vorliegen.

Und schließlich hat der Bauleiter darüber zu wachen, dass die Baumaßnahme dem öffentlichen Baurecht, den Technischen Baubestimmungen und den genehmigten Bauvorhaben entsprechend durchgeführt wird, und die dafür erforderlichen Weisungen zu erteilen.

Dieses alles vollzieht sich vor dem Hintergrund der Aufgabenbefugnisse der Bauaufsichtsbehörden. Sie haben bei der Errichtung, Änderung, dem Abbruch, der Nutzung und der Instandhaltung baulicher Anlagen darüber zu wachen, dass die öffentlich-rechtlichen Vorschriften und die aufgrund dieser Vorschriften erlassenen Anordnungen eingehalten werden.

Die Bauaufsichtsbehörden haben in Wahrnehmung dieser Aufgaben alle erforderlichen Maßnahmen zu treffen. Sie können auch zur Erfüllung ihrer eigenen Aufgaben Sachverständige oder sachverständige Stellen heranziehen, wenn sie selbst nicht über die notwendige Sachkunde verfügen. Die Bauordnungen unterscheiden folgende Verfahren:

- genehmigungsbedürftige Vorhaben,
- vereinfachte Genehmigungsverfahren und
- genehmigungsfreie Vorhaben.



In allen Fällen gilt, unabhängig von der Förmlichkeit der Verfahrensart, dass das materielle Recht ungeschmälert eingehalten wird.

Zur Ausgestaltung des materiellen Rechts verweisen die Bauordnungen auf technische Regeln. Sowohl im nationalen als auch im internationalen, europäischen Bereich wird zwischen zwei Kategorien von Normen unterschieden (Abb. 12).

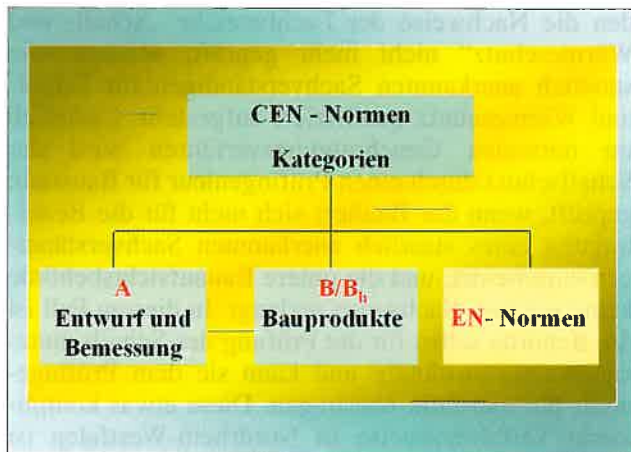


Abb. 12: Kategorien von technischen Regeln

Normen der Kategorie A dienen dem Entwurf, der Bemessung und der Ausführung von Bauwerken des Hoch- und Tiefbaus und ihren einzelnen Teilen.

Normen der Kategorie B stellen Regelwerke und Leitlinien für die europäische technische Zulassung, die ausschließlich Bauprodukte betreffen, für die eine Konformitätsbescheinigung und die Kennzeichnung mit CE-Zeichen, vorgeschrieben sind, dar.

Normen der Kategorie B<sub>h</sub> bezeichnen Normen und Leitlinien mit einem horizontalen Charakter, die für bestimmte Bauproduktfamilien gelten sollen.

EN-Normen gehören nicht zum europäisch harmonisierten Normenbereich. Sie finden allerdings Eingang in das nationale Normenwerk durch vollständige Übernahme beim Deutschen Institut für Normung (DIN).

Normen der Kategorie A sind im nationalen Bereich auch alle Bemessungsnormen, die im bauordnungsrechtlichen Kontext in die Liste der Technischen Baubestimmungen aufgenommen sind. Diese technischen Regeln der Liste der Technischen Baubestimmungen sind neben der Bemessung auch die Grundlage für die Bauüberwachung und die Bauzustandsbesichtigung durch die von der Bauaufsichtsbehörde oder vom Bauherrn selbst beauftragten Prüfsachverständigen für Bautechnik oder staatlich anerkannten Sachverständigen nach der Landesbauord-

nung. Hierzu können auch EN-Normen gehören, wenn sie baurechtlich von Bedeutung sind. Die jeweilige Landesbauordnung in den einzelnen Bundesländern verlangt, dass die Bauaufsichtsbehörden darüber zu wachen haben, dass solche technischen Regeln der Liste der Technischen Baubestimmungen [18] in den jeweiligen Genehmigungsverfahren beachtet werden. Im Rahmen dieser Beachtungspflicht haben selbstverständlich auch alle von der Bauaufsichtsbehörde beauftragten Prüfsachverständigen für Baustatik oder alle staatlich anerkannten Sachverständigen nach der Landesbauordnung den gleichen Umfang an Beachtungspflicht für solche technischen Anforderungen zu übernehmen (Abb. 13).

Nr.	Bezeichnung	Titel	Ausgabe	Fundstelle
3.1	DIN 4102/1 Anl. 3.1/1	Brandverh. von Bauteilen	Mai 1981	MBL S.1491

Abb. 13: Kategorie A: Normen der Liste der Technischen Baubestimmungen

Im Gegensatz zur Normenkategorie A steht die zuvor genannte Normenkategorie B. Diese Normenkategorie betrifft ausschließlich solche technische Regeln, die Bauprodukte in ihren Eigenschaften beschreiben. Diese für das Bauordnungsrecht wichtigen Normen sind in den Bauregellisten A und B, aber auch in der Liste C abschließend aufgezählt (Abb. 14).

Nr.	Bauprodukt	Technische Regel	Übereinstimmungsnachweis	Verwendbarkeitsnachweis bei wesentl. Abweichung
1	2	3	4	5
n	Gegenstand	DIN 4711 Anlage x,y	ÜZ	Z

Abb. 14: Kategorie B: Normen der Bauregellisten A und B, Liste C

Diese Eigenschaftsnormen haben sachlich nichts mit den Verfahrensnormen der Kategorie A zu tun. Deshalb sind sie auch in einer eigenen Liste aufgeführt. Allerdings ist in dieser Bauregelliste auch das Übereinstimmungsnachweisverfahren rechtlich festgeschrieben und ergänzend dazu ein Weg eröffnet, wie ein Verwendbarkeitsnachweis bei wesentlichen Abweichungen von den in dieser Bauregelliste

enthaltenen technischen Regeln zu führen ist: zum Beispiel durch den Nachweis einer allgemeinen bauaufsichtlichen Zulassung oder durch ein allgemeines bauaufsichtliches Prüfzeugnis. Für die beiden Kategorien von technischen Regeln haben die Prüfingenieure für Baustatik oder die staatlich anerkannten Sachverständigen nach der Landesbauordnung die entsprechenden Prüfungen im Auftrag der Behörde bzw. im privatrechtlichen Auftrag des Bauherrn durchzuführen. Diese Prüfungen erstrecken sich zunächst auf die Prüfung der Bauvorlagen bzw. in Fällen der Nichtgenehmigungspflicht auf die Prüfung der entsprechenden technischen Nachweise.

## 4 Technische Prüfung von baulichen Anlagen

### 4.1 Rechtliche Grundlagen

Die Musterbauordnung – und auch alle Landesbauordnungen – fordert die Prüfung der technischen Bauvorlagen, wie z.B. den Standsicherheitsnachweis, und richten sich damit an die unteren Bauaufsichtsbehörden als Genehmigungsbehörden. Ihnen wird gestattet, Sachverständige zur Erfüllung ihrer Aufgaben heranzuziehen.

Die mit dem Gesetzesvollzug beauftragten Personen – also auch die staatlich anerkannten Sachverständigen und die Prüfingenieure für Baustatik – sind berechtigt, Grundstücke in Wahrnehmung ihres Amtes zu betreten.

Zu ihrem Prüfumfang gehören auch die entsprechenden Teile an Bauüberwachungen und Bauzustandsbesichtigungen, die im Gesetz selbst genannt sind.

Als weitere Rechtsgrundlagen für die Prüftätigkeiten bestehen

- die Bauvorlagenverordnungen,
- die bautechnischen Prüfungsverordnungen und
- Verordnungen zur Anerkennung von Sachverständigen für die Prüfung bautechnischer Nachweise.

### 4.2 Bautechnische Prüfungsverordnung (öffentlich-rechtlich)

Die bautechnischen Prüfungsverordnungen der Länder [19] regeln die Anforderungen an die bautechnischen Nachweise. Sie regeln auch abschließend den Personenkreis (Prüfingenieure für Baustatik), der für die technische Prüfung in Frage kommt. Vorgesehen sind die drei Fachrichtungen Me-

tallbau, Massivbau und Holzbau. Inzwischen zeichnet sich eine weitere Fachrichtung Erd- und Grundbau ab.

Die unteren Bauaufsichtsbehörden können neben der Prüfung der Standsicherheit auch die Prüfung der Nachweise des Brandschutzes, des Schallschutzes und des Wärmeschutzes übertragen.

In Nordrhein-Westfalen beispielsweise werden die Nachweise der Fachbereiche „Schall- und Wärmeschutz“ nicht mehr geprüft, sondern von staatlich anerkannten Sachverständigen für Schall- und Wärmeschutz qualifiziert aufgestellt. Lediglich im normalen Genehmigungsverfahren wird der Schallschutz durch einen Prüfingenieur für Baustatik geprüft, wenn der Bauherr sich nicht für die Beauftragung eines staatlich anerkannten Sachverständigen entscheidet, und die untere Bauaufsichtsbehörde keine solchen Nachweise verlangt. In diesem Fall ist die Behörde selbst für die Prüfung des Schallschutznachweises zuständig und kann sie dem Prüfingenieur für Baustatik übertragen. Diese etwas komplizierte Verfahrensweise in Nordrhein-Westfalen ist als zeitliche Erleichterung für Bauherren und die Bauaufsichtsbehörde gedacht.

Zum Umfang der Prüfung gehört natürlich auch die Überwachung auf der Baustelle. Hierzu wird es der unteren Bauaufsichtsbehörde gestattet, dass sie Teile der Bauüberwachung sowie Teile der Bauzustandsbesichtigungen einem Prüfingenieur für Baustatik übertragen kann.

Hierbei ist es von Bedeutung, dass sich die Übertragungsbefugnis auf die genannten technischen Bereiche beschränkt. Damit ist auch offensichtlich, dass die Bauaufsichtsbehörde nicht beliebige zu prüfende Tätigkeitsmerkmale übertragen kann.

### 4.3 Sachverständigen – Verordnung (privat-rechtlich)

Eine in Deutschland bis 1995 unbekanntere Rechtsfigur ist der „staatlich anerkannte Sachverständige“. Er wird in privatem Auftrag anstelle der Behörde tätig und soll die Bauaufsichtsbehörden merklich entlasten. Mit dem neuen Baurecht werden behördliche Prüftätigkeiten abgebaut und baufachliche Prüfungen weitgehend auf Sachverständige übertragen [20]; ein behördlicher Prüfvorgang wird insofern weit entbehrlich.

Die staatlich anerkannten Sachverständigen üben Tätigkeiten aus, die vorher von den Bauaufsichtsbehörden und den von ihnen beauftragten Prüfingenieuren für Baustatik wahrgenommen wurden oder zum Aufgabenkreis der Entwurfsverfasser und Fachplaner gehörten.



Im Rahmen der Freistellungsregelung müssen bei Wohngebäuden mittlerer Höhe und bei Wohngebäuden geringer Höhe mit mehr als zwei Wohnungen dem Bauherrn vor Baubeginn ein von einem staatlich anerkannten Sachverständigen für die Prüfung der Standsicherheit geprüfter Nachweis über die Standsicherheit und von einem staatlich anerkannten Sachverständigen für Schall- und Wärmeschutz aufgestellte oder geprüfte Nachweise über den Schall- und Wärmeschutz vorliegen.

Bei Wohngebäuden mittlerer Höhe ist vor Baubeginn darüber hinaus eine von einem staatlich anerkannten Sachverständigen für die Prüfung des Brandschutzes geprüfte Bescheinigung einzuholen, aus der hervorgeht, dass das Vorhaben den Anforderungen an den Brandschutz entspricht.

Bei Fertigstellung dieser baulichen Anlagen müssen dem Bauherren außerdem Bescheinigungen staatlich anerkannter Sachverständiger vorliegen, die bestätigen, dass die Baumaßnahme entsprechend den aufgestellten beziehungsweise geprüften Nachweisen errichtet wurde.

Im vereinfachten Genehmigungsverfahren muss der Bauherr bei Wohngebäuden mittlerer Höhe und bei Wohngebäuden geringer Höhe mit mehr als zwei Wohnungen spätestens bei Baubeginn der Bauaufsichtsbehörde einen von einem staatlich anerkannten Sachverständigen geprüften Standsicherheitsnachweis einreichen und Nachweise über den Schall- und Wärmeschutz vorlegen, die von staatlich anerkannten Sachverständigen aufgestellt oder geprüft sein müssen. Die Worte „oder geprüft“ bedeuten, dass Nachweise von Nicht-Privilegierten zusätzlich von einem staatlich anerkannten Sachverständigen geprüft sein müssen.

Anders als bei der Freistellungsregelung reicht es hier nicht aus, dass die Nachweise dem Bauherrn lediglich vorliegen. Mit der Anzeige der abschließenden Fertigstellung sind der Bauaufsichtsbehörde Bescheinigungen staatlich anerkannter Sachverständiger für die Prüfung der Standsicherheit und für den Schall- und Wärmeschutz einzureichen, in denen erklärt wird, dass die bauliche Anlage entsprechend den aufgestellten oder geprüften Nachweisen errichtet wurde. Dies setzt aber eine stichprobenhafte Kontrolle der Bauausführung voraus.

Auch im normalen bauaufsichtlichen Verfahren und im vereinfachten kann künftig durch Sachverständigenbescheinigung der Nachweis erbracht werden, dass die einschlägigen Vorschriften der Bauordnung eingehalten sind. Legt der Bauherr im Baugenehmigungsverfahren Bescheinigungen eines staatlich anerkannten Sachverständigen vor, so

wird kraft Gesetzes vermutet, dass die bauaufsichtlichen Anforderungen insoweit erfüllt sind. Die Bauaufsichtsbehörde kann auch von sich aus die Vorlage von Sachverständigenbescheinigungen verlangen, wenn sie die erforderlichen Prüfungen nicht selbst durchführen will oder mangels hinreichend qualifizierten Personals nicht leisten kann.

Der staatlich anerkannte Sachverständige wird nicht als beliehener Unternehmer hoheitlich tätig, sondern aufgrund einer vertraglichen Vereinbarung, die er mit dem Bauherrn eigenverantwortlich zu treffen hat. Anders als bei dem bisher nach der Bauprüfverordnung tätigen Prüfingenieur für Baustatik besteht zwischen dem staatlich anerkannten Sachverständigen und dem Bauherrn ein privatrechtliches Verhältnis. Bei Vertragsverletzung (etwa bei mangelhafter oder verspäteter Ausführung des ihm erteilten Auftrags) haftet daher ausschließlich der beauftragte Sachverständige.

Nach dem Konzept der Bauordnung von Nordrhein-Westfalen werden werden staatlich anerkannte Sachverständige in den Bereichen Standsicherheit, Brandschutz sowie Schall- und Wärmeschutz tätig.

## 4.4 Umfang der bautechnischen Prüfung

Prüfingenieure für Baustatik können nur dann in dieser Eigenschaft tätig werden, wenn sie einen Prüfauftrag von einer unteren Bauaufsichtsbehörde erhalten haben. Dieser Auftrag muss spezifiziert werden. Es genügt daher nicht, wenn der Auftrag so allgemein gehalten ist, dass er beliebig ausgelegt werden kann.

Abgesehen vom fachlichen Inhalt könnten dann auch honorarspezifische Probleme erwachsen. Deshalb sollten beide Seiten darauf achten, dass der Prüfauftrag eindeutig ist. Der Prüfauftrag stellt gleichzeitig die öffentlich-rechtliche Beleihung des Prüfingenieurs für Baustatik dar, dem damit hoheitliche Aufgaben übertragen werden. Er zeigt aber auch, dass der Adressat des Prüfberichtes immer die untere Bauaufsichtsbehörde als Auftraggeber und nicht der Bauherr ist.

Beim staatlich anerkannten Sachverständigen für die Prüfung bautechnischer Aufgaben, wie er z. B. in Nordrhein-Westfalen eingesetzt ist, verhält es sich formal anders. Er erhält seinen Auftrag vom jeweiligen Bauherrn; da der Bauherr regelmäßig privater Natur ist, kann auch die Rechtsbeziehung zwischen Bauherrn und staatlich anerkanntem Sachverständigen nur privatrechtlich sein.

Diese von der Bauaufsichtsbehörde entkoppelte Situation stellt den Bauherrn aber nicht in

dem Sinne frei, dass er den Inhalt seines Prüfauftrags selbst bestimmen kann. Vielmehr findet sich in der Sachverständigenverordnung für alle Fachbereiche eine Festlegung des Aufgabenumfangs und der Art der Aufgabenerledigung. Hieran ist der Sachverständige gebunden; er hat den Bauherrn indirekt zu veranlassen, die Ausgestaltung des Prüfauftrags entsprechend den rechtlichen Vorgaben vorzunehmen.

Beide Verfahren – öffentlich-rechtlich und privat-rechtlich – unterliegen demselben Schutzziel der Landesbauordnungen:

- Gebäude so zu bauen und zu nutzen, dass die öffentliche Sicherheit nicht gefährdet wird,
- Bauprodukte und Bauarten so herzustellen und zusammenzufügen, dass sie die wesentlichen Anforderungen erfüllen und die mit ihnen hergestellten baulichen Anlagen gebrauchstauglich sind.

Es wurde gezeigt, dass an Bauprodukte sechs wesentliche Anforderungen gestellt sind; für ihre Einhaltung hat die Bauaufsichtsbehörde grundsätzlich zu sorgen.

Es ist aber auch klar, dass für diese sechs Anforderungsbereiche lediglich vier Fachbereiche mit entsprechenden Sachverständigen im Rahmen von Überprüfungen und Überwachungen gebildet wurden. Diese Situation offenbart, dass die wesentlichen Anforderungen „Hygiene, Gesundheit, Umweltschutz“ und „Nutzungssicherheit“ nicht Prüfingenieuren für Baustatik oder staatlich anerkannten Sachverständigen zugeordnet werden können.

An Hand der folgenden Beispiele der sechs wesentlichen Anforderungen der Bauproduktenrichtlinie an Bauprodukte wird der Arbeitsanteil für Prüfingenieure für Baustatik und staatlich anerkannte Sachverständige dargestellt.

### Standsicherheit

Ein Biegeträger, auf zwei Stützen von denen die eine fest, die andere auf Rollen gelagert ist, darf sich unter der Last  $P$  nur so weit durchbiegen, dass die Auflagerverschiebung  $v$  nicht größer wird als das Maß  $\bar{u}$  (Abb. 15).

In einem solchen Fall würde das Lager B versagen; der Verlust der Standsicherheit wäre eingetreten.

Denkbar wäre aber auch eine Durchbiegung  $f$ , die eine vorgegebene Durchbiegung  $f_{zul}$  nicht überschreiten darf. Hier kann der Fall der Gebrauchstauglichkeitseinbuße eintreten. Das Maß  $f_{zul}$  kann als Kriterium mit der Gebrauchstauglichkeit vereinbart werden.

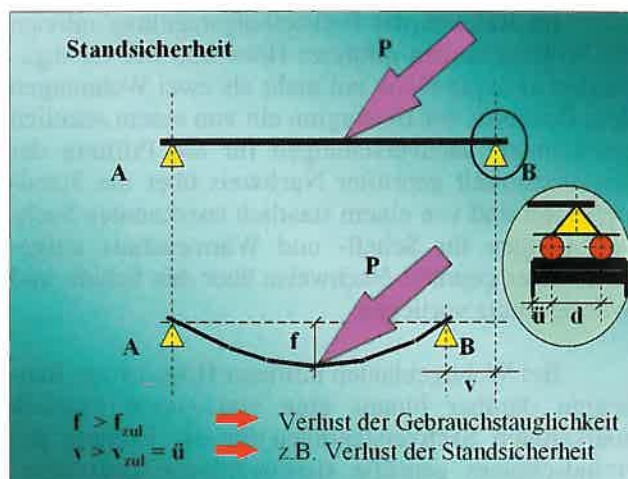


Abb. 15: Beispiel Standsicherheit

### Brandschutz

Das Brandschutzkonzept der Musterbauordnung ist vorbeugend angelegt. Es wird für den abwehrenden Brandschutz der Feuerwehr ergänzt. Der vorbeugende Brandschutz gliedert sich in den baulichen, den anlagentechnischen und den organisatorischen Brandschutz.

Brandschutzanforderungen wenden sich an die Erhaltung der Standsicherheit einer baulichen Anlage während einer bestimmten Zeit, zum Beispiel F30. Diese Feuerwiderstandsdauer wird in den Brandschutzvorschriften gebäudespezifisch festgelegt. Daneben werden Brennbarkeitseigenschaften von Baustoffen, zum Beispiel A- oder B-Baustoffe, gefordert. Die einen sind nicht brennbar und die anderen brennbar. Dadurch soll der Entstehung und Ausbreitung von Feuer und Rauch innerhalb eines Gebäudes und des Übergangs auf andere Gebäude entgegengewirkt werden. Und schließlich dienen diese Maßnahmen auch der Sicherheit der Rettungsmannschaften im Brandfall. Der Brandfall gilt als Katastrophenfall mit der Sicherheit 1. Am Ende der Feuerwiderstandsdauer, zum Beispiel nach 30 Minuten, ist das Versagen des Gebäudes eingetreten. Kriterien der Gebrauchstauglichkeit könnten durch Früherkennungssysteme eines Brandes beschrieben werden. Dazu könnten Sprinkleranlagen, Rauchmelder oder andere Überwachungssysteme hilfreich sein (Abb. 16).

Solche Anforderungen müssen aber in Genehmigungsbescheiden festgelegt sein.

### Gesundheit, Hygiene, Umweltschutz

Diese Anforderungen an Gebäude sollen Menschen vor der Freisetzung giftiger Gase und gefährlicher Teilchen in der Luft oder vor gefährlichen Strahlen schützen. Es soll aber auch verhindert werden, dass Wasser und Böden verunreinigt oder vergiftet



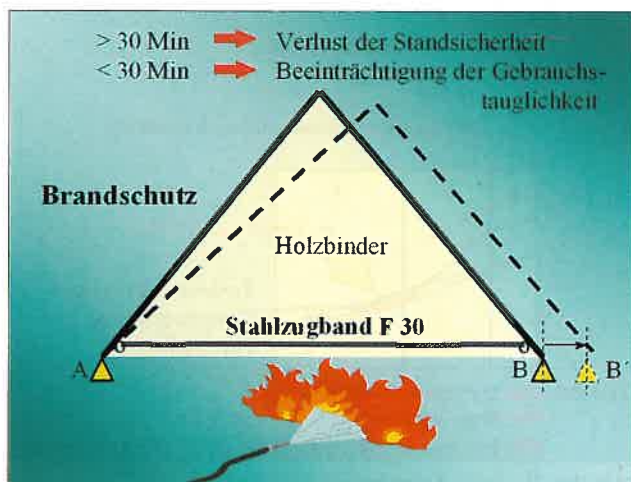


Abb. 16: Beispiel Brandschutz

werden und Abwässer, Rauch und Abfall nicht ordnungsgemäß beseitigt werden.

Als eine wesentliche Gesundheitsgefährdung wird die dauernde Durchfeuchtung von Bauteilen oder Feuchte auf deren innerer Oberfläche angesehen.

Wie schon weiter oben ausgeführt, fehlt es im Baurecht an einer konkreten Handhabe, diesen Gefährdungen mit einem zuverlässigen Sicherheitsabstand zu begegnen. Am Beispiel PCB wurde gezeigt, dass die Gefährdung schleichend, also ohne ausgeprägten Schwellenwert zunimmt. Der Vorsorgewert des Umweltschutzes ist mit dem konkreten Gefahrenbegriff des Ordnungsrechts nicht kompatibel. Für Sachverständige ist im Genehmigungsfall von Gebäuden kein Handlungsauftrag vorgesehen.

### Nutzungssicherheit

Das Risiko bei der Nutzung von Gebäuden durch

- Ausrutschen, Stürzen, Aufprall,
- Verbrennungen, Stromschläge, Explosionen,
- Unfälle durch fahrende Fahrzeuge, aber auch
- Absturzsicherung in der Bauphase und der späteren Nutzung

ist baurechtlich relevant. Diesen Risiken muss wirkungsvoll entgegengewirkt werden.

Beispiele für risikobehaftete Bauteile sind Geländer, Gitterroste, Brüstungen und Neigungen von Rampen; aber auch Treppenstufen, Hindernisse in Laufrichtungen, die Mindeststeifigkeit von Bauteilen und ihre Oberflächenbeschaffenheit können die Nutzungssicherheit nachhaltig einschränken.

Die beschriebenen Risiken werden zum Teil durch technische Regeln konkret gefasst, einige sind

sogar als Technische Baubestimmungen bauaufsichtlich eingeführt. Die ETB-Richtlinie „Bauteile, die gegen Absturz sichern“ gehört dazu und ist aus Gefahrenabwehrgründen auch von den Sachverständigen anzuwenden. Andere hier aufgezählte Risiken fallen unter den Begriff der Gebrauchstauglichkeit. Sie sind aber zu beachten, weil sie zu den unzumutbaren Missständen des Ordnungsrechts zählen. In wie weit sie den nach definierten Fachbereichen tätigen Prüfsachverständigen für Baustatik oder staatlich anerkannten Sachverständigen zugeordnet werden können, muss im Einzelfall geklärt werden.

### Schallschutz

Der Schallschutz in baulichen Gebäuden hat große Bedeutung für die Gesundheit und das Wohlbefinden des Menschen und ist besonders wichtig in Wohngebäuden. Denn die Wohnung soll dem Menschen zur Entspannung und zum Ausruhen dienen; sie soll aber auch den eigenen Lebensbereich gegenüber Lärmemissionen der Nachbarn abschirmen.

Die Anforderungen sind in DIN 4109 „Schallschutz im Hochbau“ beschrieben; die Norm ist als Technische Baubestimmung bauaufsichtlich eingeführt und im Baugenehmigungsverfahren zu beachten. Alle Werte der Norm sind Mindestanforderungen und deshalb sicherheitstechnisch unverzichtbar. Die Norm gilt für Geräusche aus fremden Räumen, aus haustechnischen Anlagen und gegen Außenlärm (Abb. 17).

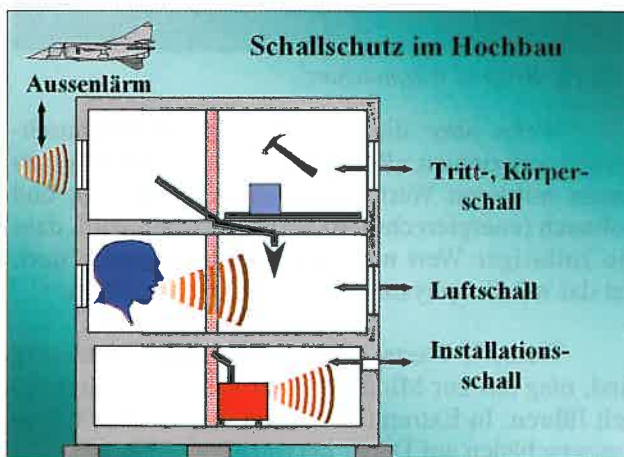


Abb. 17: Beispiel Schallschutz

Der Sachverständige hat nur diese Norm zu beachten. Im allgemeinen kann man davon ausgehen, dass die Einhaltung dieser Werte auch zur schalltechnischen Gebrauchstauglichkeit führt. Gleichwohl werden in technischen Regeln auch höhere Schallschutzwerte zu finden sein, die aber bauordnungsrechtlich belanglos sind. Wenn sie aber vereinbart sind, und der Sachverständige im privaten Auftrag handelt, ist eine Prüfung des erhöhten

Schallschutzes erforderlich. Der schmale Grad zwischen öffentlich-rechtlichem und privatem Vorgehen ist vom Sachverständigen selbst zu bewerten und in der Regel auch zu beschreiten, wenngleich baurechtlich nicht gefordert.

## Wärmeschutz und Energieeinsparung

Wärmeschutz und Energieeinsparung sind unterschiedliche Bereiche. Während der Wärmeschutz in Gebäuden bauphysikalische Phänomene, wie den Tauwasserschutz an Bauteilen beschreibt, ist die Energieeinsparung gewissermaßen der politisch geprägte Wärmeschutz, der bestimmt, wieviel Heizenergie ein Gebäude verbrauchen darf.

Wenn ein Bauteil einen bestimmten Wärmedurchgangskoeffizienten  $U$  besitzt, dann ist diese Eigenschaft bauphysikalisch begründet (Abb. 18).

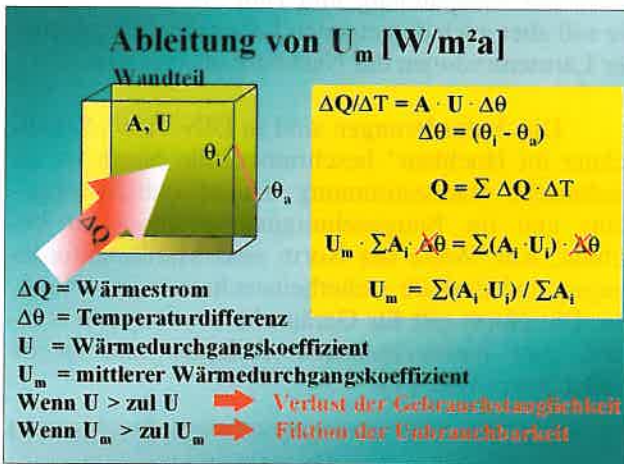


Abb. 18: Beispiel Wärmeschutz

Wenn aber die Summe aller Wärmedurchgangskoeffizienten aller Bauteile eines Gebäudes zu einem mittleren Wert  $U_m$  zusammengefasst ist und politisch (energierechtlich) vorgeschrieben wird, dass ein zulässiger Wert nicht überschritten werden darf, hat das mit Bauphysik primär nichts mehr zu tun.

Wenn  $U$ -Werte einzelner Bauteile zu niedrig sind, mag das zur Minderung der Gebrauchstauglichkeit führen. In Extremfällen kann dies natürlich Tauwasserschäden auf Dauer hervorrufen (Abb. 19).

Als Folge davon wird die Dämmwirkung herabgesetzt, die Schimmelpilzbildung gefördert und die Standsicherheit gemauerter Wände dauerhaft beeinträchtigt. Wenn  $U_m$  größer wird als  $\text{zul } U_m$ , dann wird sogar rechtlich die Fiktion der Unbrauchbarkeit des Gebäudes begründet. Der Sachverständige hat in diesem Fachbereich die schwierige Aufgabe, Sicherheit und Gebrauchstauglichkeit voneinander zu trennen. In den meisten Fällen wird das aber nicht gelingen; deshalb führt die Prüfung des Wärmeschutzes und

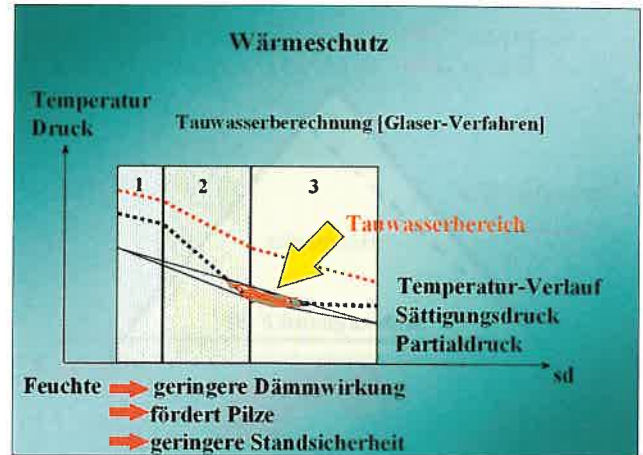


Abb. 19: Beispiel Tauwasser

der Energieeinsparung immer auf die gleichzeitige Beachtung von Gebrauchstauglichkeit und Sicherheit hinaus.

## 5 Schlussbetrachtungen

Die im Bauordnungsrecht differenziert geregelten Nachweisverfahren für Sicherheit und Gebrauchstauglichkeit wurden beschrieben. Grundsätzlich kann auch festgestellt werden, dass die Methodik in allen Ländern gleich ist. Dieser Umstand ist für die im Auftrag der Behörden tätigen Prüfengeure für Baustatik bzw. staatlich anerkannten Sachverständigen hilfreich, besonders dann, wenn dieser Personenkreis länderübergreifend agiert. Und das trifft mittlerweile auf die Mehrzahl der Sachverständigen zu.

In den vorangegangenen Kapiteln wurde der stufenweise Aufbau des baurechtlichen „Qualitätssicherungs-Verfahrens“ zum Nachweis der Gebrauchstauglichkeit von Bauprodukten und den aus ihnen hergestellten baulichen Anlagen beschrieben. Das QS-System ist tief gegliedert und den verschiedenen Akteuren sind zu unterschiedlichen Zeiten ganz bestimmte Aufgaben zugewiesen. Das beginnt bei der Planung der baulichen Anlage und setzt sich fort über die Herstellung von Bauprodukten und Bauarten, erreicht schließlich prüfende Instanzen (theoretisch und praktisch) und endet mit der Überwachung der Bauausführung. Man wird aus der Darstellung aber auch entnehmen können, dass an alle sechs wesentlichen Anforderungsbereiche uneingeschränkt Gebrauchstauglichkeitseigenschaften, ergänzt durch die Dauerhaftigkeitsanforderung, gestellt werden. Es wurde auch gezeigt, dass diesen sechs Anforderungen im Prinzip lediglich vier Fachbereiche gegenüberstehen. Also bleibt eine Lücke für mindestens zwei Fachbereiche: Nutzungssicherheit und Hygiene, Gesundheit, Umweltschutz.



Diese Lücke muss von der unteren Bauaufsichtsbehörde selbst ausgefüllt werden.

Diese beiden Bereiche können dem Prüfingenieur für Baustatik bzw. staatlich anerkannten Sachverständigen nicht übertragen werden, weil ihnen hierfür formal die geforderten fachliche Kompetenz fehlt. Auf der anderen Seite ist die untere Bauaufsichtsbehörde aber immer weniger in der Lage, Kontrollen dieser Art durchzuführen. Sie hat in diesen Fällen besondere Sachverständige ihres Vertrauens zur Erledigung ihrer eigenen Aufgaben zu beauftragen und mit ihnen einen Werkvertrag abzuschließen.

In den klassischen vier Disziplinen: Standsicherheit, Brandschutz, Schall- und Wärmeschutz bestehen gewachsene Strukturen, deren Aufgabenerledigung seit langem privatisiert ist. Hier unterscheiden sich Prüfingenieure für Baustatik und staatlich anerkannte Sachverständige nicht, lediglich ihr Auftraggeber ist ein anderer. Deshalb ist der Umfang ihrer Prüftätigkeit jeweils gleich (Abb. 20). Er vollzieht sich auf der gleichen Rechtsgrundlage und schließt alle im jeweiligen Fachbereich angesiedelten Prüfaufgaben ein. Dies sind in erster Linie die Kontrolle der Nachweise von technischen Bauvorlagen (z. B. statische Berechnungen oder Brandschutzkonzept). Es gehört aber auch die Kontrolle der Bauprodukteigenschaften dazu. Sie erschöpft sich in der Regel in der Feststellung, dass die geforderten Kennzeichen (Ü oder CE) die Produkteigenschaften ausweisen. Von größter Bedeutung für die ordnungsgemäße Kontrolle der Bauprodukteigenschaften ist die Überprüfung, ob die gekennzeichneten Bauprodukte auf den jeweiligen Verwendungszweck zutreffen. In diesen Fällen erwächst den Prüfingenieuren für Baustatik bzw. staatlich anerkannten Sachverständigen eine große Verantwortung, von deren Wahrnehmung die Gebrauchstauglichkeit der baulichen Anlage entscheidend abhängt. Die gesetzliche Vermutung einer Gebrauchstauglichkeit ist damit erfüllt. Das baurechtliche QS-System wird schließlich mit der Bauüberwachung abgeschlossen.

Wichtig für alle Beteiligten sind klare Formulierungen im Auftrag. In Nordrhein-Westfalen dürfen staatlich anerkannte Sachverständige Erklärungen



Abb. 20: Einbindung von Prüfingenieuren für Baustatik/Bautechnik und staatlich anerkannter Sachverständiger zur Feststellung der Gebrauchstauglichkeit von Bauprodukten

über den Zustand der baulichen Anlage erst dann abgeben, wenn sie sich zuvor stichprobenhaft von der korrekten Bauausführung überzeugt haben. Mit dieser Zusammenführung von theoretischer und praktischer Überprüfung erhält die geforderte Erklärung über die ordnungsgemäße Ausführung einen besonderen Stellenwert. Im Schadensfall kehrt sich die Beweislast allerdings gegen den Sachverständigen.

Er muss dann darlegen, warum der Schaden eingetreten ist, und nicht mehr die Bauaufsichtsbehörde. Diese Umkehrung der Beweislast ist gewollt und soll die Sachverständigen auch gegenüber ihren Auftraggebern bezüglich des Überwachungsauftrags stärken. Die Praxis zeigt aber, dass die neue Rechtslage vielen Sachverständigen offenbar noch fremd ist. Wird dies alles beim Bauprozess beachtet und werden die richtigen Fachleute zur richtigen Zeit beauftragt, wäre das QS-System der Bauaufsichtsbehörde vollständig. Leider klaffen Theorie und Praxis in der Regel oft weit auseinander. Deshalb appelliere ich an alle Sachverständigen und Prüfingenieure für Baustatik, sich bei ihren prüfenden Tätigkeiten gegenüber ihren Auftraggebern in der Weise durchzusetzen, dass die Auftragsinhalte dem entsprechen, was die Rechtslage und aber auch die sachlichen Gegebenheiten und Erfordernisse vom Sachverständigenwesen erwarten.

## Literatur

---

- [1] Z. B. Bauordnung für das Land Nordrhein-Westfalen vom 1. März 2000, GV.NRW. S. 256
- [2] Bürgerliches Gesetzbuch
- [3] Urteil des Bundesgerichtshofs BGH 138, 230-239
- [4] DIN 18 800 Teil 1, Stahlbauten; Bemessung und Konstruktion, 11/1990 (Beuth -Verlag Berlin)
- [5] Drews, Wacke, Vogel, Martens: Gefahrenabwehr Bd. 1, S. 277 ff., Carl-Heymanns-Verlag 1986
- [6] Richtlinie für die Bewertung und Sanierung schwachgebundener Asbestprodukte in Gebäuden, Januar 1996, MBl. NRW. 1997, S. 1057
- [7] Richtlinie für die Bewertung und Sanierung PCB-belasteter Baustoffe und Bauteile in Gebäuden, Januar 1996, MBl. NRW. 1997, S. 1067
- [8] Erlass des Hessischen Ministeriums für Wirtschaft, Verkehr und Landesentwicklung vom 16. Juni 2000, Az: VII a2-646 16/99-26/2000 betr. PAK- Hinweise
- [9] Richtlinie für die Bewertung und Sanierung Pentachlorphenol (PCP)-belasteter Baustoffe und Bauteile in Gebäuden, Okt. 1996, MBl. NRW. 1997 S. 1058
- [10] Richtlinie des Rates vom 21.12.1988 zur Angleichung der Rechts- und Verwaltungsvorschriften der Mitgliedstaaten über Bauprodukte (89/106/EWG), Abl. EG Nr. 40 S. 12
- [11] Bauproduktengesetz (BauPG), neu bekannt gemacht vom 28.04.1998 BGBl. I. S. 812
- [12] siehe Anhang III der Bauprodukten-Richtlinie unter [10]
- [13] Verordnung über das bauaufsichtliche Übereinstimmungszeichen, hier Beispiel Brandenburg, vom 15.08.1995, GVBl. I. S. 550
- [14] Verordnung über die Anerkennung als Prüf-, Überwachungs- und Zertifizierungszeichen nach Bauordnungsrecht Niedersachsen vom 14.02.1997, Nds. GVBl. S. 58
- [15] Verordnung über die Überwachung von Tätigkeiten mit Bauprodukten und bei Bauarten (ÜTVO) vom 08.03.2000, GVBl. NRW. S. 252
- [16] Verordnung über Anforderungen an Hersteller von Bauprodukten und Anwender von Bauarten (HAVO) vom 07.03.2000, GVBl. NRW. S. 251
- [17] Verordnung zur Feststellung der wasserrechtlichen Eignung von Bauprodukten und Bauarten durch Nachweisen nach der Landesbauordnung (WasBauPVO) vom 06.03.2000, GVBl. NRW. S. 251
- [18] Liste der Technischen Baubestimmungen Runderlass des Ministeriums für Bauen und Wohnen NRW vom 29.12.1999, MBl. S. 62
- [19] Verordnung über bautechnische Prüfungen (BauPrüfVO), z. B. NRW vom 06.12.1995, GV.NRW. S. 1241, zuletzt geändert am 20.02.2000 GV.NRW. S. 226
- [20] Verordnung über staatlich anerkannte Sachverständige nach der Landesbauordnung (SV-VO) vom 29.04.2000, GV.NRW. S. 422



# Empfehlungen der Prüflingenieure für die Prüfung von Traggerüsten

## Unterstützung des Prüflingenieurs durch einheitliche Bewertungskriterien Empfehlungen Stand 09/2000

Unter der Leitung von Prüflingenieur Dipl.-Ing. Uwe Schmiedel hat der Arbeitskreis Gerüste des Bau-Überwachungsvereins (BÜV) „Empfehlungen der Prüflingenieure für die Prüfung von Traggerüsten“ erarbeitet. Sie haben das Ziel, den Prüflingenieur für Baustatik bei der Prüfung von Gerüsten durch einheitliche Beurteilungskriterien zu unterstützen. Grundsätzlich gelten die in den einzelnen Bundesländern eingeführten bautechnischen Bestimmungen, die ohne Abstriche einzuhalten sind. In diesen Empfehlungen sind lediglich solche Punkte aufgeführt, bei denen sich häufig Meinungsverschiedenheiten oder unterschiedliche Auslegungen ergeben haben. Die Empfehlungen wurden mit Vertretern der Beratenden Ingenieure, der Prüflingenieure für Baustatik/Bautechnik und mit der Bundesinnung Gerüstbau abgestimmt.

Dem Arbeitskreis gehörten an:  
Für die Bundesvereinigung der Prüflingenieure für Bautechnik (VPI):

*Dipl.-Ing. Wolf Jeromin,  
Dipl.-Ing. Klaus König,  
Dipl.-Ing. Friedhelm Löschmann,  
Dr.-Ing. Hans-Jürgen Meyer,  
Dr.-Ing. Walter Ropers,  
Dipl.-Ing. Uwe Schmiedel (Leitung)  
Dipl.-Ing. Catharina Stahr,  
Dipl.-Ing. Heinz Steiger,  
Dr.-Ing. Tilman Zichner*

Für die Bundesinnung Gerüstbau:  
*Dipl.-Ing. Werner Majer,  
Dipl.-Ing. Heinz-Hermann Punkte,  
Dipl.-Ing. Thomas Weise*

## 1 Umfang und Genauigkeit der zeichnerischen Darstellung

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

Insbesondere wird auf Folgendes hingewiesen:

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

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

## 2 Vollständigkeit der Ausführungsunterlagen

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

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

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

### 3 Montage- und Rückbauzustände

Die Prüfung der Montage- und Rückbauzustände gehört im Regelfall nicht zum Aufgabenbereich des Prüfungingenieurs. Dies wäre im Ausnahmefall gesondert schriftlich zu vereinbaren.

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

- Abweichungen von Zulassungen sind grundsätzlich nicht möglich.
- Die Forderungen aus Typenprüfungen sind uneingeschränkt einzuhalten.

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

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

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

Die Eurocodes dürfen für Gerüste noch nicht angewandt werden.

### 6 Anerkennung firmeneigener Versuche als Verwendbarkeitsnachweis von Bauteilen

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

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

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

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

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

### 8 Berücksichtigung von Lastexzentrizitäten bei Flachgründungen

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

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

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

### 9 Weiterleitung des horizontalen Betonierdrucks

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

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



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

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

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

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

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

## 11 Windlastreduzierung in besonderen Einzelfällen

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

## 12 Wahl der Festpunkte bei Kopfhalterungen von Pendeljochen

Es müssen statisch eindeutige Festhaltepunkte gewählt werden.

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

## 13 Im Grundriss schräg angeordnete Pendeljoche

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

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

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

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

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

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

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

## 15 Kippsicherung von Profilträgern

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

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

### 15.1 Vertikale Verbandscheiben zwischen den Trägern

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

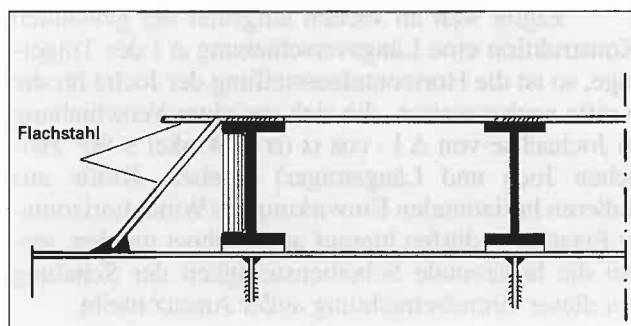


Abb. 1: Flachstahlaussteifung mit Eckschott als Kippsicherung am Auflager

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

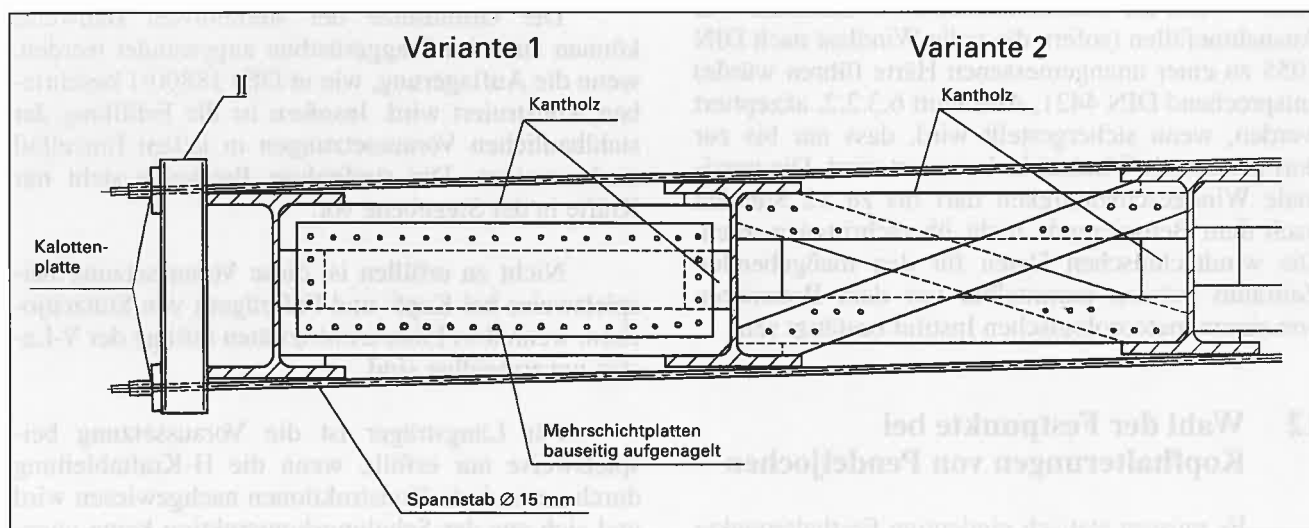


Abb. 2: Kantholzverband mit Verspannung als Kippsicherung im Feld und/oder am Auflager

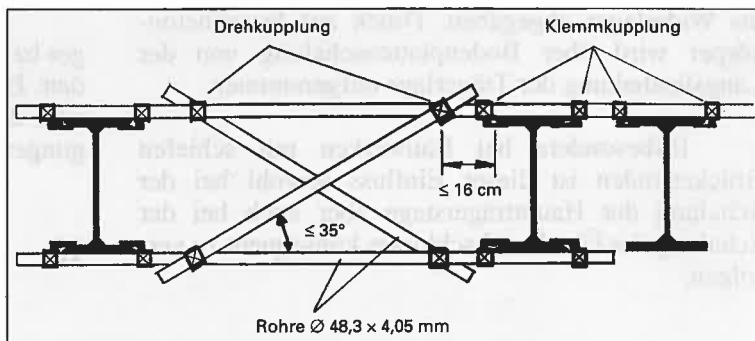


Abb. 3: Rohrkupplungsverband als Kippsicherung im Feld und/oder am Auflager

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

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

Als Verbindungsmittel der Rohre werden Drehkupplungen verwendet. Die Gurtröhre müssen beidseitig unverschieblich an den Flanschen der Träger angeklemt oder angeschraubt werden. Die Abstände der Diagonalanschlüsse an den Gurtröhrn dürfen gemäß DIN 4421 Abb. 2 das Maß von 16 cm nicht überschreiten.

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

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

## 15.2 Ausschottungen der Träger

- Entsprechend ZTV-K 96 Abschnitt 12.1.4 sind bei Profilträgern Bleche einzuschweißen, sofern Ausschottungen erforderlich sind. Diese Forderung kann zur Herstellung der Kippsicherung durch Gabellagerung eingeschränkt werden auf eine notwendige horizontale Aussteifung vom Obergurt gegenüber dem Untergurt.
- Halbseitige Ausschottungen sind unter bestimmten Bedingungen zur Gabellagerung anwendbar. Sie sind auf der „Talseite“ möglich, wenn bei schiefstehenden Trägern infolge Brückenquerneigung eine eindeutige Krafrichtung gegeben ist. Bei lotrecht stehenden Trägern ist die halbseitige Ausschottung auch bei wechselseitiger Ausführung möglich, wenn die Trägerobergurte nahe dem Auflager druck-/zugfest miteinander verbunden sind.

Hinweis: Sie scheiden zur Querkraft-Durchleitung an Auflagern aus Gleichgewichtsgründen (resultierende Auflagerkraft dann nicht in Stegachse) aus.

- Wird kein genauere Nachweis vorgelegt, sollten Schottbleche höchstens einen Abstand von der Auflagerlinie entsprechend der halben Trägerhöhe aber maximal 30 cm haben.

## 15.3 Zur Kippsicherung nicht geeignete Maßnahmen

- Beidseitig zwischen die Flansche eines Trägerprofils eingepasste Rohrstützen oder Spindeln stellen Pendel dar. Sie können ein seitliches Ausweichen

des oberen Trägerflansches nicht wirksam verhindern. Bei auf andere Weise unverschieblicher Halterung der Flansche sind sie nur zur zentrischen Kraftdurchleitung zum Beispiel bei Fußträgern geeignet.

- Hartholzauskeilungen von Profilträgern sind wegen der nur aufwendig zu erreichenden Passgenauigkeit, der Schwind- und Quellmaße der Hölzer sowie der fast unmöglichen Keilsicherung auch zur Kraftdurchleitung auszuschließen.

## 16 Ausführung von in die Fundamente einbetonierten Verankerungseisen

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

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

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



**Herausgeber:**

Bundesvereinigung der Prüfmgenieure für Bautechnik e.V.  
Dr.-Ing. Günter Timm, Ferdinandstr. 38-40, 20095 Hamburg  
ISSN 1430-9084

**Redaktion:**

Klaus Werwath, Lahrring 36, 53639 Ittenbach  
Tel.: 0 22 23/91 23 15, Fax: 0 22 23/9 09 80 01

**Technische Korrespondenten:****Baden-Württemberg**

Dr.-Ing. Peter Hildenbrand, Ludwigsburg

**Bayern:**

Dr.-Ing. Bernd Brandt, Nürnberg

**Berlin:**

Dipl.-Ing. J.-Eberhard Grunenberg, Berlin

**Brandenburg:**

Prof. Dr.-Ing. habil. Dieter Füg, Groß Gaglow

**Bremen:**

Dipl.-Ing. Horst Bellmer, Bremen

**Hamburg:**

Dipl.-Ing. Horst-Ulrich Ordemann, Hamburg

**Hessen:**

Dr.-Ing. K.-D. Schmidt-Hurtienne, Lohfelden/Kassel

**Mecklenburg-Vorpommern:**

Prof. Dr.-Ing. habil. Wolfgang Krüger, Wismar

**Niedersachsen:**

Dr.-Ing. Günter Griebenow, Braunschweig

**Nordrhein-Westfalen:**

Dipl.-Ing. Josef G. Dumsch, Wuppertal

**Rheinland-Pfalz:**

Dr.-Ing. Hubert Verheyen, Bad Kreuznach

**Saarland:**

Dipl.-Ing. Gerhard Schaller, Homburg

**Sachsen:**

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

**Sachsen-Anhalt:**

Dipl.-Ing. Dieter Beyer, Magdeburg

**Schleswig-Holstein:**

Dipl.-Ing. Uwe Schmiedel, Pinneberg

**Thüringen:**

Dipl.-Ing. Volkmar Frank, Zella-Mehlis

**BVPI:**

Dr.-Ing. Hans-Jürgen Meyer

**Druck:**

Vogel Verlag und Druck GmbH & Co. KG, 97064 Würzburg

**DTP:**

Satz-Studio Heimerl  
Scherenbergstraße 12 · 97082 Würzburg

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

Der Inhalt der veröffentlichten Artikel stellt die Erkenntnisse und Meinungen der Autoren und nicht die des Herausgebers dar.

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

