

Ingenieurbüro für Bautechnik
Prof. Dressel & Partner

Symposium zu Gefährdungen
der Standsicherheit
und des Brandschutzes

am 16. November 2007

aus Anlass der Beendigung der Tätigkeit als
Prüfingenieur für Standsicherheit und Brandschutz
mit Vollendung des 68. Lebensjahres von

Herrn Prof. Dr.-Ing. habil. Bernd Dressel

Dresden 2007

Anlässlich der Beendigung meiner Tätigkeit als Prüfsingenieur für Standsicherheit und Brandschutz möchte ich mich bei allen Fachkolleginnen und -kollegen sowie unseren Auftraggebern für die jahrelange gute und vertrauensvolle Zusammenarbeit herzlich bedanken. Diese hat wesentlich zur erfolgreichen Errichtung vieler interessanter Bauvorhaben beigetragen.

In den 16 Jahren, die unser Ingenieurbüro besteht, waren wir unter anderem beteiligt

am Wiederaufbau denkmalgeschützter Bauwerke in der Altstadt Dresdens, wie dem Taschenbergpalais, der Kunstakademie und dem Residenzschloss,

am Neubau größerer Hochschul- und öffentlicher Gebäude wie dem Hörsaalzentrum, der Chirurgischen Klinik und des DINZ (Diagnostisches und Internistisch-Neurologisches Zentrum) der TU Dresden, oder dem Ministerialgebäude am Carolaplatz und

am Bau größerer Industriebauten wie Infineon, AMD oder Wacker Chemie sowie

bei vielen kleinen Vorhaben wie Wohngebäuden, Krankenhäusern, Schulen, Sporthallen oder Kindergärten.

Ich hoffe, dass unser Ingenieurbüro auch in Zukunft zahlreiche anspruchsvolle Aufgaben auf dem Gebiet des konstruktiven Ingenieurbaus und des Brandschutzes wahrnehmen kann.

Dresden, im November 2007

Bernd Dressel

Inhaltsverzeichnis

| | | |
|----------------------------------|---|----|
| B. Dressel, H.-P. Andrae: | Einheitliches risikobezogenes Sicherheitskonzept für Standsicherheit und Brandschutz | 1 |
| St. Kraus: | Ertüchtigung des einsturzgefährdeten Spannbetondaches des Heidebroek-Baus der TU Dresden | 13 |
| B. Dressel, S. Liedert, M. Kahl: | Die Stabwerkskuppel über dem Kleinen Schlosshof in Dresden – Synthese von Funktion, Gestaltung und Konstruktion | 23 |
| I. Kühn: | Probleme bei der Umsetzung der Schutzziele des Brandschutzes | 41 |
| R. Schneider: | Gefährdungen der Standsicherheit von Stahlkonstruktionen bei unzureichenden Detailnachweisen | 49 |
| M. Brox: | Stabilitätsgefährdung von Dächern mit weitgespannten Nagelbrett- und Nagelplattenbindern | 55 |

Einheitliches Sicherheitskonzept für Standsicherheit und Brandschutz

Prof. Dr. Bernd Dressel
Beratender Ingenieur
Prof. Dressel & Partner
Dresden, Deutschland
info@ib-dressel.de



Bernd Dressel, geboren 1939, Diplom an der TU Dresden 1963, arbeitete in leitender Stellung in der Bauindustrie, in der Forschung und bei der Bauaufsicht; Prüfingenieur für Standsicherheit seit 1990 und Prüfingenieur für Brandschutz seit 1998

Dr.-Ing. Hans-Peter Andrae
Civil Engineer
Leonhardt, Andrae and Partners, Consulting Engineers,
Stuttgart, Berlin, Dresden, Germany
andrae@b.lap-consult.com



Hans-Peter Andrae, geboren 1948, absolvierte 1972 sein Studium des Bauingenieurwesens an der Universität Stuttgart (Dr.-Ing. 1982), 1975 Abschluss zum Regierungsbaumeister im Regierungspräsidium Stuttgart, Abschluss als M.Sc. an der Universität Calgary 1977, ab 1977 angestellt bei Leonhardt, Andrae und Partner, 1988 Geschäftsführender Gesellschafter, seit 1989 Prüfingenieur für Baustatik im Fachgebiet Massivbau, seit 2005 Präsident der Bundesvereinigung der Prüfingenieure.

Zusammenfassung

Der Beitrag stellt die Entwicklung eines modernen risikobezogenen Sicherheitskonzepts für Standsicherheit und Brandschutz dar. Eine durch die Vielzahl der Einstürze und Brände der letzten Zeit veranlasste Risikoanalyse zeigte, dass es notwendig ist, die staatlichen Kontrollmaßnahmen zur vorbeugenden Gefahrenabwehr stärker als bisher den bei der Planung, Ausführung und Nutzung von Bauwerken auftretenden Sicherheitsrisiken anzupassen. Auf der Grundlage der das Risiko bestimmenden Einflussgrößen sollte die Intensität der bauaufsichtlichen Prüf- und Überwachungsmaßnahmen künftig abgestuft werden nach den Versagensfolgen entsprechend den Klassen CC1 bis CC3 des Eurocodes EN 1990 und nach der Eintrittswahrscheinlichkeit der Versagensfälle, d.h. bei der Standsicherheit nach der Schwierigkeit der Tragwerke bzw. beim Brandschutz nach den Evakuierungsbedingungen. Anhand der deutschen Regelungen wird ein konkreter Vorschlag für ein risikobezogenes Sicherheitskonzept vorgelegt. Die unabhängige Stellung und Qualifikation der Prüfingenieure spielt dabei eine wichtige Rolle.

Schlüsselwörter: risikobezogenes Sicherheitskonzept, Standsicherheit, Brandschutz, Risikoanalyse, Risikobewertung, vorbeugende Gefahrenabwehr, Vier-Augen-Prinzip, staatliche Kontrolle und Überwachung, Prüfingenieure

Veröffentlichung in englischer Sprache mit dem Titel "Uniform Concept for Structural Stability and Fire Protection" im Bericht des IABSE Symposiums "Improving Infrastructure Worldwide" in Weimar, 19. bis 21. September 2007 (IABSE Report Volume 93)

1. Bautechnische Sicherheit

Die in jüngster Zeit sich häufenden Einstürze, Brände und andere Versagensfälle, wie z.B. der

- Einsturz der Eissporthalle in Bad Reichenhall am 02.01.06 mit 15 Toten und zahlreichen Verletzten
- Einsturz einer Schwimmhalle in Tschussowoi im Ural am 04.12.05 mit 9 Toten und mehreren Verletzten
- Teileinsturz einer Schule in Goldberg, Kreis Parchim am 13.08.2004 mit 5 Toten
- Einsturz der Terminalhalle des Pariser Flughafens am 23.05.04 mit 5 Toten und mehreren Verletzten
- Einsturz des 5000 m² großen Daches eines modernen Erlebnisbades in Moskau am 14.02.04 mit 28 Toten und 110 Verletzten
- Dacheinsturz einer Schwimmhalle in Krefeld-Bockum im August 2000 mit 27 Verletzten
- zweimaliger Einsturz des Sporthallenneubaus in Halstenbeck bei Hamburg in den Jahren 1997 und 1998
- Einsturz des Roten Turmes in Jena im August 1995 mit 4 Toten
- Brand einer Diskothek in Buenos Aires am 21.12.2004 mit 188 Toten und über 900 Verletzten
- Brand in einer Tiefgarage in Gretzenbach / Schweiz im November 2004, bei dem während der Löscharbeiten die Stahlbetondecke einstürzte und 7 Feuerwehrleute den Tod fanden
- Brand der Anna-Amalia-Bibliothek in Weimar am 02.09.04 mit dem Verlust unersetzlicher Kulturgüter
- Brand im Düsseldorfer Flughafen-Gebäude am 11.04.96 mit 16 Toten und über 60 Verletzten

zeigen, dass die von baulichen Anlagen ausgehenden Gefährdungen der öffentlichen Sicherheit sich trotz der großen Fortschritte der Informations- und Bautechnik nicht verringert haben, sondern im Gegenteil spürbar zunehmen. Das hat eine Vielzahl von Gründen, die in der nachfolgenden Risikoanalyse näher untersucht werden.

Aus den Ergebnissen der Risikoanalyse werden anschließend Schlussfolgerungen für die Verbesserung und einheitliche Gestaltung des Systems der vorbeugenden Gefahrenabwehr abgeleitet.

Ziel dieses Systems konsistenter Maßnahmen ist es, die bautechnische Sicherheit in ausreichendem Maße zu gewährleisten. Bezugnehmend auf DIN 1055-9 wird dabei unter bautechnischer Sicherheit im umfassenden Sinne der vorbeugenden Gefahrenabwehr folgende Sachlage verstanden:

„Bautechnische Sicherheit gegenüber einer Gefährdung besteht dann, wenn diese Gefährdung durch geeignete Maßnahmen auf das gesellschaftlich akzeptierte Risiko begrenzt wird.“

Dieses wird im allgemeinen durch Gesetze, Verordnungen, Richtlinien und Normen festgelegt.

1.1 Historische Entwicklung

Öffentliche Anforderungen an die Standsicherheit gab es schon im alten Babylon. In seiner berühmten Gesetzessammlung hat Hammurapi bereits um 1700 vor unserer Zeitrechnung drakonische Strafen angedroht, falls ein Baumeister durch unzureichende Tragfähigkeit den Einsturz eines Hauses verursacht. Im Mittelalter, als sich auf Grund der dichteren Bebauung und weitgehender Verwendung brennbarer Baustoffe verheerende Stadtbrände häuften, kamen Anforderungen des Brandschutzes hinzu. In vielen Kommunen wurden im 16. Jahrhundert Feuerverordnungen erlassen, die Maßnahmen gegen die Entstehung und Ausbreitung von Bränden

forderten und Festlegungen zu wirksamen Löscharbeiten enthielten. Aus diesen ersten Regelungen zur bautechnischen Sicherheit hat sich im Laufe der Zeit eine kaum noch zu übersehende Flut von Gesetzen, Verordnungen, Richtlinien, Technischen Baubestimmungen, allgemein anerkannten Regeln der Technik und Bauregellisten entwickelt.

In der Praxis wurde bald erkannt, dass Forderungen zur vorbeugenden Gefahrenabwehr, die für den Bauherrn häufig mit Zusatzkosten verbunden sind, nur durchgesetzt werden können, wenn die Kommune bzw. der Staat wirksame Kontrollen durchführt und die Möglichkeit hat, Sanktionen zu verhängen. Diese Erkenntnis führte im 19. Jahrhundert zur Entstehung der Baupolizei, die sich im Laufe des 20. Jahrhunderts zur Bauaufsichtsbehörde entwickelte und seither auf lokaler wie auf überregionaler Ebene erfolgreich tätig ist. Als zentrales Regelwerk für die öffentlichen Anforderungen an Gebäude und baulichen Anlagen entstanden Bauordnungen, in deren Mittelpunkt die vorbeugende Gefahrenabwehr steht. **Mit der bauordnungsrechtlichen Festlegung, dass jedes Bauwerk, das für die öffentliche Sicherheit von Bedeutung ist, einer Baugenehmigung mit entsprechender Prüfung durch die Bauaufsichtsbehörde bedarf, wurde die staatliche Kontrolle Anfang des 20. Jahrhunderts in ganz Deutschland durchgesetzt.**

Beispielhaft sei hier ein Paragraf aus den diesbezüglichen Bestimmungen des zuständigen Preußischen Ministers aus dem Jahre 1904 zitiert.

In § 1 heißt es:

„Der Ausführung von Bauwerken oder Bauteilen aus Eisenbeton hat eine besondere baupolizeiliche Prüfung voranzugehen. Zu diesem Zwecke sind bei Nachsuchung der Bauerlaubnis für ein Bauwerk, welches ganz oder zum Teil aus Eisenbeton hergestellt werden soll, Zeichnungen, statische Berechnungen und Beschreibungen beizubringen, aus denen die Gesamtanordnung und alle wichtigen Einzelheiten zu ersehen sind.“

Mit dem Voranschreiten der technischen Entwicklung im Bauwesen wurden für die Prüfung der statischen Berechnungen und der Ausführungszeichnungen in immer stärkerem Maße Spezialkenntnisse erforderlich, die über das traditionelle Aufgabenspektrum der Bauaufsichtsbehörden hinausgingen. Aus diesem Grunde wurden in Deutschland Ende der 20-er Jahre des vorigen Jahrhunderts erstmals freiberuflich tätige Prüfingenieure für Baustatik von der Bauaufsichtsbehörde mit der hoheitlichen Prüfung der statischen Unterlagen beauftragt. Seit den 50-er Jahren nehmen freiberufliche Prüfingenieure für Baustatik die Prüfung der Standsicherheit einschließlich der Bauüberwachung in staatlichem Auftrag auf allen Fachgebieten wahr. Zur Entlastung der Bauaufsichtsbehörden wurden darüber hinaus im Jahre 1998 in Sachsen als erstem Bundesland auch in dem anderen sicherheitsrelevanten Bereich, dem vorbeugenden baulichen Brandschutz, Prüfingenieure für Brandschutz staatlich anerkannt. Da sich deren hoheitliche Tätigkeit ebenso wie die der Prüfingenieure für Baustatik bewährt hat, werden diese Prüfingenieure zunehmend in ganz Deutschland eingesetzt, so dass **in beiden Bereichen der vorbeugenden Gefahrenabwehr – der Standsicherheit und dem Brandschutz – Prüfingenieure bauaufsichtliche Aufgaben wahrnehmen.** Zur Gewährleistung der Unabhängigkeit der bautechnischen Prüfung ist es notwendig, dass die Prüfingenieure von der Bauaufsichtsbehörde beauftragt werden.

1.2 System der vorbeugenden Gefahrenabwehr

Wie eingangs dargelegt, sind die gegenwärtigen Regelungen und Forderungen zur vorbeugenden Gefahrenabwehr im Bauwesen empirisch entstanden und weisen unterschiedliches Sicherheitsniveau auf. Gemeinsame Grundlage bildet in Deutschland Paragraf 3 der Musterbauordnung, nach dem bauliche Anlagen so anzuordnen, zu errichten, zu ändern und instand zu halten sind, dass die öffentliche Sicherheit und Ordnung und die natürlichen Lebensgrundlagen nicht gefährdet werden.

Für die Tragwerksplanung, zu deren Aufgaben es gehört, die Standsicherheit eines Bauwerks nachzuweisen, sind die maßgebenden Prinzipien des Sicherheitskonzeptes in den Eurocodes EN 1990 [1] und EN 1991 bzw. in der deutschen Entsprechung, der DIN 1055-100 vom März 2001 [2], enthalten. Die darin festgelegte Bemessung nach Grenzzuständen mit differenzierten Teilsicherheitsbeiwerten stellt hohe Anforderungen an die Tragwerksplaner, an die Ausführenden und die Nutzer, gewährleistet aber bei richtiger Anwendung aller Detailfestlegungen der betreffenden Normen ausreichende Zuverlässigkeit der danach geplanten und ausgeführten Bauwerke. **Voraussetzung ist, wie in DIN 1055-100 ausdrücklich hervorgehoben wird, dass die Tragwerksplanung unabhängig geprüft wird. Ausnahmen von diesem Grundsatz der unabhängigen Prüfung bedürfen der gesetzlichen Regelung.** Die Begründung dieser für das erreichbare Sicherheitsniveau entscheidenden Festlegung wird im Anhang B der o.g. Norm gegeben. Dort heißt es wörtlich:

„Die wirkliche Versagenhäufigkeit steht im Wesentlichen im Zusammenhang mit menschlichem Versagen, das bei der Bestimmung der Teilsicherheitsbeiwerte unberücksichtigt bleibt.“

Diese Feststellung wird in allen diesbezüglichen Untersuchungen bestätigt. Nach SCHNEIDER [3] sind rund 75 % aller Versagensfälle auf menschliche Fehler zurückzuführen. Dazu zählen unter anderem (vgl. PROSKE [4])

- Sorglosigkeit, Fahrlässigkeit, Ignoranz,
- Vergesslichkeit, Irrtümer,
- mangelhafte Kenntnisse,
- Unterschätzen maßgeblicher Einflüsse,
- fehlende Plausibilitätskontrollen, Computergläubigkeit,
- unzureichende Qualität auf Grund von Kosten- und Termindruck,
- ungerechtfertigtes Verlassen auf andere.

Wie die Erfahrungen der Bauaufsichtsbehörden und der Prüfsingenieure beweisen, lässt sich der Einfluss menschlicher Fehlhandlungen nur durch unabhängige Prüfungen nach dem 4-Augen-Prinzip deutlich verringern. PROSKE kommt auf Grund wahrscheinlichkeitstheoretischer Betrachtungen zu dem Schluss, dass die Fehlerwahrscheinlichkeit dadurch auf rund ein Zehntel gesenkt werden kann.

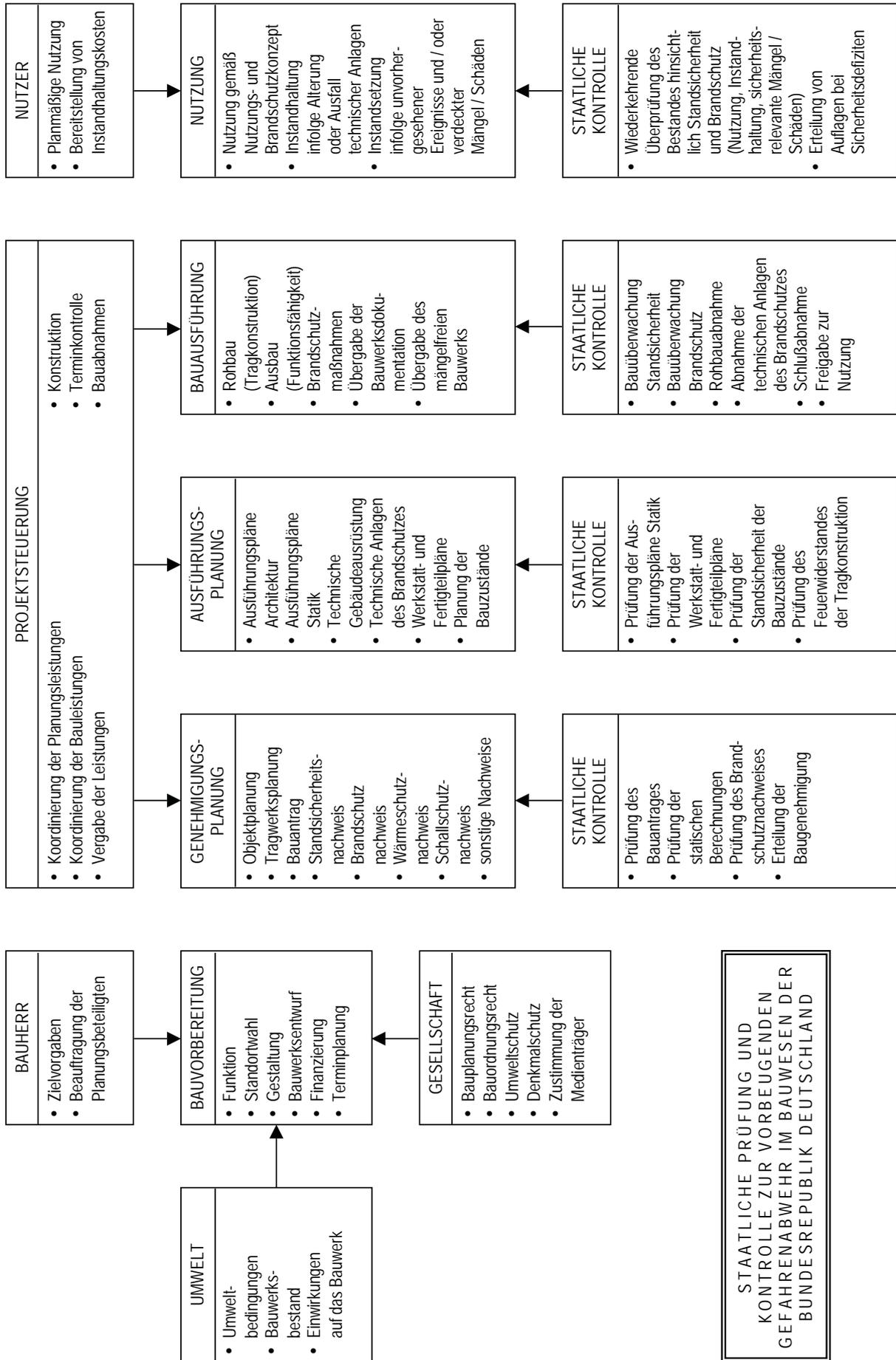
Beim Brandschutz, der zweiten Säule der vorbeugenden Gefahrenabwehr, sind die Verhältnisse analog. Auch hier zeigen die Erfahrungen, insbesondere der Bauaufsichtsbehörden, dass eine unabhängige Prüfung für die Gewährleistung des notwendigen Sicherheitsniveaus unerlässlich ist. Das betrifft auch die wiederkehrende Überprüfung des Bestandes, die beim Brandschutz klarer geregelt ist als bei der Standsicherheit.

Im folgenden Blockdiagramm sind die gegenwärtig in Deutschland in differenzierter Form verbindlichen Maßnahmen der staatlichen Prüfung und Kontrolle den maßgebenden Aktivitäten bei der Vorbereitung der Planung, Ausführung und Nutzung von Bauwerken zugeordnet, so dass das System der vorbeugenden Gefahrenabwehr in seiner ganzen Vielfalt erkennbar wird.

1.3 Zuordnung der Maßnahmen der vorbeugenden Gefahrenabwehr

Da die Maßnahmen der vorbeugenden Gefahrenabwehr mit nicht unerheblichem Kosten- und Zeitaufwand sowohl beim Bauherrn als auch bei den Bauaufsichtsbehörde verbunden sind, werden die einzelnen Sicherheitsfestlegungen immer wieder auf ihre Notwendigkeit hin überprüft.

Beispielsweise hat man sich Ende der 90-er in einigen Bundesländern Deutschlands entschlossen, die Prüfung der Standsicherheit von Gebäuden geringer Höhe und von Wohngebäuden bis zur Hochhausgrenze ersatzlos zu streichen. Da dabei die Schwierigkeit der Tragkonstruktion völlig außer Acht gelassen wurde, gab es seitens der Prüfengeieure massive Proteste, da diese Festlegungen zu einer dramatischen Aushöhlung des Sicherheitsniveaus geführt hätten. Beispielsweise wären dann Hallenbauten unabhängig von ihrer Bauweise oder dem Schwierigkeitsgrad ihrer Berechnungen nicht mehr geprüft worden. Auch die eingangs erwähnte Eissporthalle in Bad Reichenhall wäre damit nicht mehr prüfpflichtig gewesen. Mit einem Kriterienkatalog, der die Schwierigkeit der Tragwerksplanung berücksichtigt, hat man daraufhin versucht, das entstandene Sicherheitsdefizit auszugleichen.



STAATLICHE PRÜFUNG UND KONTROLLE ZUR VORBEUGENDEN GEFÄHRENABWEHR IM BAUWESEN DER BUNDESREPUBLIK DEUTSCHLAND

Wird das gesellschaftlich akzeptierte Risiko erkennbar unterschritten, dann sind in der Regel das Sicherheitsniveau erhöhende Maßnahmen die Folge. Beispielsweise wurden nach dem Einsturz der Eissporthalle in Bad Reichenhall von den obersten Bauaufsichtsbehörden Deutschlands Hinweise zur Überprüfung der Standsicherheit von Bestandsbauten mit größerem Gefährdungspotenzial herausgegeben. Dabei wurde auf ein abgestuftes Vorgehen bei der Überprüfung orientiert. Zugleich wurde exemplarisch auf die seit Jahrzehnten vorgeschriebene regelmäßige Überprüfung der Standsicherheit von Brücken nach DIN 1076 verwiesen.

Für den Brandschutz gelten bei Sonderbauten mit großen Menschenansammlungen ähnliche Regelungen für wiederkehrende Prüfungen des Bestandes. In der Verwaltungsvorschrift zur Sächsischen Bauordnung aus dem Jahre 2005 heißt es beispielsweise:

„Sofern sich nicht bereits aus Sonderbauvorschriften bestimmte Zeitabstände für die **Prüfung durch die Bauaufsichtsbehörde** ergeben, sind solche Prüfungen **bei Sonderbauten mit großen Menschenansammlungen** im Abstand von höchstens fünf Jahren vorzunehmen. ... Die Bauaufsichtsbehörde hat ein Verzeichnis, in das alle Ergebnisse der Prüfungen eingetragen werden, zu führen.“

Bereits 1996 hat GOFFIN, ein maßgebender Vertreter der obersten Bauaufsichtsbehörde, in einer grundsätzlichen Betrachtung zur vorbeugenden Gefahrenabwehr in Auswertung des Düsseldorfer Flughafenbrandes in [5] gefordert:

„... Auch das aus subjektiv unerkannten Gefahren, unzureichend oder fehlerhaft angewendeten baulichen Maßnahmen, bewusst oder unbewusst vernachlässigten Gefahren und falsch eingeschätzten Risiken sich ergebende Gefahrenpotential zeigt deutlich, dass **Kontrollmaßnahmen nach dem „Vier-Augen-Prinzip“ wesentlicher Bestandteil eines jeden Sicherheitssystems** sind.

Dem jeweiligen Risiko angepasste, in sich logische, geschlossene Kontrollsysteme sollten daher primär – abgestuft nach den Kontrollarten: vollständig, statistisch abgesichert, stichprobenartig – alle Bauphasen einschließlich der Nutzungsdauer bei Sonderbauten (also zum Beispiel auch bei Flughäfen) einbeziehen.“

2. Risikoanalyse

Da Bauwerke in der Regel Unikate darstellen, die sowohl individuell geplant, gebaut und genutzt werden, als auch den unterschiedlichsten Einwirkungen ausgesetzt sind, ist im Bauwesen im Gegensatz zu anderen Industriezweigen ein erhöhtes Risiko in Bezug auf die Gefährdung von Leben, Gesundheit und den natürlichen Lebensgrundlagen zu verzeichnen. Dem wird wie eingangs erwähnt, seit langem durch bauordnungsrechtliche Forderungen Rechnung getragen. Darüber hinaus befassen sich auch die neueren Normen der Tragwerksplanung explizit mit diesem Sachverhalt. Sowohl die DIN EN 1990 als auch die DIN 1055-9 behandeln Maßnahmen zur Vermeidung von Versagenszuständen bzw. zur Verringerung des Risikos infolge außergewöhnlicher Einwirkungen.

In Anlehnung an die neuere Fachliteratur, z.B. BERGMEISTER, CURBACH u.a. [6] wird das **Risiko als Funktion von der Wahrscheinlichkeit und den Folgen eines Versagenszustandes** definiert. Daraus ergibt sich, dass bei der Risikobewertung, die dem einheitlichen Sicherheitskonzept für Standsicherheit und Brandschutz zugrunde gelegt wird, beide Aspekte zu betrachten sind.

2.1 Gegenwärtige Tendenzen im Bauwesen

Bezogen auf den im vorstehenden Blockdiagramm zusammengefassten Prozess der Vorbereitung, Planung, Ausführung und Nutzung von Bauwerken sind gegenwärtig folgende Tendenzen erkennbar:

- Die Anzahl von Personen, die sich in Bauwerken aufhalten, sowie die Größe der Bauwerke, nehmen ständig zu; Beispiele sind Hochhäuser, Versammlungsstätten oder Verkaufsstätten mit großen Menschenansammlungen oder Industriebauten.
- Die Ausnutzung aller gestalterischen Möglichkeiten und der Einsatz neuer Baustoffe führen zu immer schlankeren, kühneren und schwierigeren Tragkonstruktionen.
- Mit der fortschreitenden Entwicklung der Bautechnik werden die Bauprozesse immer komplizierter und komplexer.
- Die angestrebte Minimierung der Baukosten zieht häufig eine extreme Auslastung der Baustoffe und eine die Sicherheit gefährdende Reduzierung der Planungs- und Ausführungsleistungen nach sich.
- Die vielfach geforderten kurzen Bauzeiten bewirken einen außerordentlichen Termindruck, der die Zuverlässigkeit der Planungs- und Ausführungsleistungen beeinträchtigt.
- Der weitgehende Einsatz der Rechentechnik bei der Berechnung und Konstruktion von Bauwerken führt bei fehlender Plausibilitätskontrolle zu hoher Fehleranfälligkeit (Computergläubigkeit).
- Die Anforderungen an die Qualität und Erfahrung der Planer und Ausführenden werden oft nicht eingehalten.
- Die unabhängige Prüfung der Standsicherheits- und Brandschutznachweise sowie die zugehörige Bauüberwachung wurden in den letzten Jahren in Folge des zunehmenden Kostendrucks auf die öffentlichen Verwaltungen systematisch reduziert.
- Die bei den Bauwerken mit hohem Gefährdungspotential auch in der Nutzungsphase erforderlichen unabhängigen Prüfungen bzw. Überwachungen werden häufig nicht bzw. nicht ausreichend durchgeführt.

Weitere detaillierte Angaben, insbesondere zu Risiken aus den Bereichen Gesellschaft und Politik, Bauherren, Projektmanagement, Planung, Bauprozess und Nutzung sind in dem Beitrag von ANDRÄ zum Deutschen Bautechnik Tag 2007 [7] enthalten und bekräftigen die Notwendigkeit der staatlichen Kontrolle.

2.2 Auswertung der Versagensursachen

Analysiert man die auf menschliche Fehler zurückgehenden Versagensfälle, die rund drei Viertel der Versagensfälle ausmachen, dann dominieren nach SCHNEIDER [3] Planungsfehler mit rund 40 %, gefolgt von Ausführungsfehlern mit 30 % und Materialfehlern mit rund 15 %. Die übrigen Fehler (Anwendungs- und sonstige Fehler) liegen jeweils unter 10 %. Bezogen auf die unterschiedlichen Baukonstruktionen, die bei einem Bauwerk von Bedeutung sind, ergibt sich folgendes Bild: der überwiegende Teil der Schäden tritt an der Tragkonstruktion auf, nach [3] 72 %. Auf Hilfskonstruktionen und Lehrgerüste entfallen 11 %, auf Ausbau und Sonstiges 8 %; an technischen Einrichtungen wurden 6 % der Bauschäden festgestellt und an Baugruben 3%.

Die aus dieser Statistik hervorgehenden Schwerpunkte der Versagensursachen stimmen gut mit den Erfahrungen der Prüfengeure und der Bauaufsichtsbehörden überein und decken sich mit den Schwerpunkten der staatlichen Maßnahmen zur vorbeugenden Gefahrenabwehr hinsichtlich der Standsicherheit:

- Prüfung der Tragwerksplanung
- Überwachung der Bauausführung
- Kontrolle der Verwendbarkeitsnachweise der Bauprodukte.

Um den Schäden an Hilfskonstruktionen und Lehrgerüsten vorzubeugen, umfasst die Prüfung des Standsicherheitsnachweises auch alle statischen Unterlagen für die erforderlichen Bauzustände. Das gleiche trifft zu für die Schäden an Baugruben: die Prüfung des Baugrubenverbaus gehört ebenfalls zur Prüfung der Standsicherheit.

Bei größeren Bauvorhaben, bei denen eine Vielzahl von Tragwerksplanern tätig ist, die jeweils nur für einzelne Teile der statischen Berechnungen der Genehmigungs- und Ausführungsplanung sowie Ausführungszeichnungen einschließlich der Fertigteil- und Werkstattpläne verantwortlich sind, ist der Prüfenieur oft der einzige, der noch alle statischen Unterlagen in die Hand bekommt und die oft fehlende Koordinierung der Planungsunterlagen durch entsprechende Nachforderungen korrigieren kann.

Zu ähnlichen Schlussfolgerungen kommt auch SCHEER in seinen umfangreichen und detaillierten Untersuchungen zum Versagen von Bauwerken [8], in die auch viele internationale Erfahrungsberichte eingeflossen sind. Im Abschnitt „Lernen für die Praxis“ hebt er im Anschluss an die Zusammenstellung der Ursachen von 318 ausgewerteten Versagensfällen die besondere Rolle der Prüfenieure für Baustatik in Deutschland hervor, die durch ihr Wirken viele Schäden und Einstürze verhindert haben.

Gleiches gilt für den Brandschutz. Auch hier wurden durch die staatliche Prüfung der Bauantragsunterlagen und die stichprobenartige Bauüberwachung durch Bauaufsichtsbehörden und Prüfenieure für Brandschutz viele Brände verhindert bzw. deren dramatische Folgen verringert. Trotz aller Maßnahmen, die der Entstehung eines Brandes entgegen wirken, ist nicht auszuschließen, dass ein Brand ausbricht. Die Ursachen reichen von krimineller Brandstiftung bis zum leichtfertigen Umgang mit Feuer, von schadhafte Elektroanlagen bis zu fehlerhafter Bedienung elektrischer Geräte. In einem bemerkenswerten Gerichtsurteil (OVG Münster 1987) heißt es in diesem Zusammenhang:

„Es entspricht der Lebenserfahrung, dass mit der Entstehung eines Brandes praktisch jederzeit gerechnet werden muss. Der Umstand, dass in vielen Gebäuden jahrzehntelang kein Brand ausbricht, beweist nicht, dass keine Gefahr besteht, sondern stellt für die Betroffenen einen Glücksfall dar, mit dessen Ende jederzeit gerechnet werden muss.“

Entscheidend ist daher, dass bei der Brandschutzplanung und Bauausführung die Folgen eines Brandes durch geeignete Maßnahmen so begrenzt werden, dass „Leben, Gesundheit und die natürlichen Lebensgrundlagen“ nicht gefährdet werden.

2.3 Bauordnungsrechtliche Risikobewertung

Gegenstand der bauordnungsrechtlichen Risikobewertung ist die mögliche Gefährdung der öffentlichen Sicherheit durch bauliche Anlagen. Die im Ergebnis der Risikobewertung vom Bauordnungsrecht gestellten Forderungen gewährleisten bei ordnungsgemäßer Erfüllung ein ausreichendes Sicherheitsniveau. Dieses empirisch entstandene Sicherheitsniveau stellt den gesellschaftlichen Konsens dar in der Abwägung zwischen zumutbaren Maßnahmen der vorbeugenden Gefahrenabwehr und dem hinzunehmenden Restrisiko.

Seit Mitte der 90-er Jahre ist die Diskussion um grundsätzliche Maßnahmen des Bauordnungsrechts erneut entbrannt unter Schlagworten wie Liberalisierung, Deregulierung oder Privatisierung, ohne ihre Auswirkungen auf das Sicherheitsniveau hinreichend zu untersuchen. Erst nach katastrophalen Versagensfällen, wie dem Düsseldorfer Flughafenbrand 1996 oder dem Einsturz der Eissporthalle in Bad Reichenhall 2006 kommt es in der Regel zu sachgerechteren Betrachtungen.

Die Ende der 90-er Jahre verfügte Freistellung der Schall- und Wärmeschutznachweise von der staatlichen Prüfung hat zwar zu einem deutlichen Qualitätsverlust geführt, ist aber für die öffentliche Sicherheit nicht ausschlaggebend. Die geplante und in einigen Bundesländern bereits praktizierte Freistellung der Sonderbauten von der Prüfung der Standsicherheit oder die private Beauftragung der Prüfingenieure stellen dagegen schwerwiegende Beeinträchtigungen des Sicherheitsniveaus dar.

Dass auch veränderte Bauweisen, z.B. extrem leichte Dachkonstruktionen zu Sicherheitsdefiziten führen können, wurde durch zahlreiche Einstürze von leichten Hallendächern unter extremer Schneelast im Winter 2006 sichtbar. Die Erhöhung der normierten Schneelasten, in Gebirgslagen teilweise bis auf 150 % mit Einführung der neuen DIN 1055-4 trug dem jetzt Rechnung.

Ein anderes Beispiel für die Folgen von umstrittenen Reduzierungen der bauordnungsrechtlichen Anforderungen wird in einem Aufsatz in der Deutschen Feuerwehr-Zeitung [9] dargestellt. Während Dachkonstruktionen über Aufenthaltsräumen bis in die 90-er Jahre einen Feuerwiderstand von 30 Minuten aufweisen mussten, ist diese Forderung in der neuen Musterbauordnung entfallen. Auf Grund dessen werden jetzt vermehrt Nagelplatten – Holzbinder eingesetzt, die im Brandfall nach wenigen Minuten einstürzen. In dem genannten Beitrag sind 15 Kaufhallen in Deutschland aufgeführt, die wenige Minuten nach Brandausbruch total eingestürzt sind, zum Glück ohne Todesfolgen. In den USA sind jedoch in ähnlichen Fällen Feuerwehrleute umgekommen.

3. Risikobezogenes Sicherheitskonzept zur vorbeugenden Gefahrenabwehr

Zur Verbesserung der Wirksamkeit und Transparenz des Systems der vorbeugenden Gefahrenabwehr ist es erforderlich, dass das diesem System zugrunde liegende Sicherheitskonzept den Ergebnissen der Risikoanalyse stärker als bisher angepasst wird. Diese Forderung, die GOFFIN bereits 1996 in seiner Grundlagenbetrachtung zur bautechnischen Sicherheit [5] in ähnlicher Form erhoben hat, bedeutet gemäß der vorgenannten Definition des Risikos, dass bei der Bewertung des Sicherheitskonzeptes sowohl die Versagensfolgen als auch die Wahrscheinlichkeit des Auftretens eines Versagensfalles genauer zu untersuchen sind.

3.1 Abstufung der Versagensfolgen

Seitdem die Grundlagen der Tragwerksplanung mit der Einführung der Europäischen Norm EN 1990, die als DIN EN 1990 seit 2002 auch den Status einer Deutschen Norm hat, EU-weit festgeschrieben sind, stehen mit den dort eingeführten Klassen CC1 bis CC3 geeignete zur allgemein verbindlichen Abstufung der Versagensfolgen zur Verfügung. Obwohl sich die Norm in erster Linie auf die Tragwerksplanung bezieht, kann die daraus resultierende Tabelle auf Grund ihrer allgemein gehaltenen Formulierung der Versagensfolgen ebenso für die Untergliederung der Gefährdung durch Brandeinwirkung verwendet werden.

| Schadens- folgeklassen | Merkmale | Beispiele im Hochbau oder bei sonstigen Ingenieurbauwerken |
|-----------------------------------|--|--|
| CC3 | Hohe Folgen für Menschenleben oder sehr große wirtschaftliche, soziale oder umweltbeeinträchtigende Folgen | Tribünen, öffentliche Gebäude mit hohen Versagensfolgen (z. B. eine Konzerthalle) |
| CC2 | Mittlere Folgen für Menschenleben, beträchtliche wirtschaftliche, soziale oder umweltbeeinträchtigende Folgen | Wohn- und Bürogebäude, öffentliche Gebäude mit mittleren Versagensfolgen (z. B. ein Bürogebäude) |
| CC1 | Niedrige Folgen für Menschenleben und kleine oder vernachlässigbare wirtschaftliche, soziale oder umweltbeeinträchtigende Folgen | Landwirtschaftliche Gebäude ohne regelmäßigen Personenverkehr (z. B. Scheunen, Gewächshäuser) |

Im Hinblick auf die Verwendung der Klassen CC1 bis CC3 im System der vorbeugenden Gefahrenabwehr sollten diese Klassen in der deutschen Übersetzung besser als Versagensfolgeklassen bezeichnet werden.

3.2 Untergliederung nach der Wahrscheinlichkeit des Auftretens von Versagensfällen

Neben den Versagensfolgen ist bei der Risikobetrachtung auch die Wahrscheinlichkeit des Auftretens von Versagensfällen maßgebend. Dieser Gesichtspunkt spielt vor allem bei der Beurteilung von Sicherheitsdefiziten auf dem Gebiet der Standsicherheit eine Rolle. Entscheidend für die Wahrscheinlichkeit der durch menschliche Fehler verursachten Versagensfälle ist unstrittig die Schwierigkeit der Tragkonstruktion von Bauwerken. Sowohl in der Honorarordnung für Architekten und Ingenieure [10] als auch nahezu gleich lautend in der Muster-Verordnung für Prüfügenieure und Prüfsachverständige werden Tragwerke entsprechend ihrem Schwierigkeitsgrad in fünf Zonen bzw. Klassen unterteilt:

- Tragwerke mit sehr geringem Schwierigkeitsgrad
- Tragwerke mit geringem Schwierigkeitsgrad
- Tragwerke mit durchschnittlichem Schwierigkeitsgrad
- Tragwerke mit überdurchschnittlichem Schwierigkeitsgrad
- Tragwerke mit sehr hohem Schwierigkeitsgrad

Während sich erfahrungsgemäß die Fehlerhäufigkeit bei Tragwerken mit geringem bzw. sehr geringem Schwierigkeitsgrad in engen Grenzen hält, ist bei Tragwerken ab durchschnittlichem Schwierigkeitsgrad mit einer deutlich größeren Zahl von Fehlern zu rechnen, die zudem schwerwiegender sind.

3.3 Differenzierung der staatlichen Prüfung und Überwachung von Bauwerken

Ausgehend von den Ergebnissen der Risikoanalyse und den langjährigen Erfahrungen schlägt die Bundesvereinigung der Prüfügenieure Deutschlands ein einheitliches Sicherheitskonzept für Standsicherheit und Brandschutz vor. Aufgrund dieses risikobezogenen Sicherheitskonzeptes können die staatlichen Kontrollmaßnahmen differenzierter und effizienter vorgesehen werden.

Entsprechend den einzelnen Phasen der Planung, Ausführung und Nutzung von Bauwerken (vgl. Blockdiagramm) sind folgende hoheitliche Prüf- und Überwachungsmaßnahmen notwendig:

1. Bauwerke mit hohem Gefährdungspotential bzw. hohem Sicherheitsrisiko

Hierzu zählen im Sinne der Muster-Bauordnung alle Sonderbauten sowie alle baulichen Anlagen mit Tragwerken sehr hohen und hohen Schwierigkeitsgrades (Honorarzonen V und IV der HOAI). Nach der Einstufung gemäß EN 1990 entspricht diese Bauwerkskategorie der Schadensfolgeklasse CC3.

- Bei Neubauten sind neben der Prüfung des Bauantrages die bauaufsichtliche Prüfung der Nachweise der Standsicherheit und des Brandschutzes sowie die diesbezügliche Bauüberwachung erforderlich.
- Bei Bestandsbauten sollte eine Überprüfung hinsichtlich Standsicherheit und Brandschutz mindestens alle 5 Jahre erfolgen.

2. Bauwerke mit mittlerem Gefährdungspotential bzw. mittlerem Sicherheitsrisiko

Hierzu zählen im Sinne der Muster-Bauordnung alle Bauwerke der Gebäudeklassen 4 und 5 sowie alle baulichen Anlagen mit Tragwerken durchschnittlichen Schwierigkeitsgrades (Honorarzone III der HOAI). Nach der Einstufung gemäß EN 1990 entspricht diese Bauwerkskategorie der Schadensfolgeklasse CC2.

- Bei Neubauten sind neben der Prüfung des Bauantrages die bauaufsichtliche Prüfung der Nachweise der Standsicherheit und des Brandschutzes sowie die diesbezügliche Bauüberwachung erforderlich.
- Bei Bestandsbauten ist eine Überprüfung hinsichtlich Standsicherheit und Brandschutz bei sicherheitsrelevanten Schäden oder Mängeln erforderlich.

3. Bauwerke mit geringem Gefährdungspotential bzw. geringem Sicherheitsrisiko

Hierzu zählen im Sinne der Muster-Bauordnung alle Bauwerke der Gebäudeklassen 1 bis 3 sofern ihre Tragwerke nur geringen bzw. sehr geringen Schwierigkeitsgrad aufweisen (Honorarzone I und II der HOAI). Nach der Einstufung gemäß EN 1990 entspricht diese Bauwerkskategorie der Schadensfolgeklasse CC1.

- Bei Neubauten kann sich die bauaufsichtliche Prüfung auf eine vereinfachte Überprüfung der Bauantragsunterlagen beschränken, sofern dabei nicht grobe Mängel oder Fehler festgestellt werden.
- Bei Bestandsbauten ist eine Überprüfung nur bei sicherheitsrelevanten Schäden oder Mängeln erforderlich.

Zur Entlastung der Bauaufsichtsbehörden sollte die Prüfung der Standsicherheits- und Brandschutznachweise sowie die diesbezügliche Bauüberwachung weitgehend durch staatlich anerkannte Prüfingenieure erfolgen. Auch die Überprüfung der Bestandsbauten sollte vorzugsweise den Prüfingenieuren übertragen werden. Entscheidend dabei ist die Unabhängigkeit der Prüfingenieure, die durch deren Beauftragung durch die Bauaufsichtsbehörde gewährleistet wird.

Zur Sicherstellung der Funktionsfähigkeit des Systems der staatlichen Prüfung und Kontrolle ist die Erhaltung der Fachkompetenz der Bauaufsichtsbehörde unverzichtbar.

Literatur

- [1] EN 1990, deutsche Fassung DIN EN 1990: Grundlagen der Tragwerksplanung. Oktober 2002
- [2] DIN 1055-100: Einwirkungen auf Tragwerke, Teil 100: Grundlagen der Tragwerksplanung, Sicherheitskonzept und Bemessungsregeln, März 2001
- [3] SCHNEIDER J., Sicherheit und Zuverlässigkeit im Bauwesen – Grundwissen für Ingenieure, B. G. Teubner, Stuttgart, 1996
- [4] PROSKE D., Katalog der Risiken, Eigenverlag, Dresden, 2004
- [5] GOFFIN H., Bauliche Sicherheit darf ihren Preis haben, Deutsches Ingenieurblatt H. 9/1996
- [6] BERGMEISTER K., CURBACH M. u.a., Sicherheit und Gefährdungspotenziale im Industrie- und Gewerbebau, Betonkalender 2006
- [7] ANDRÄ H., Sicherheit von Bauwerken in Deutschland, Deutscher Bautechniktag 2007
- [8] SCHEER J., Versagen von Bauwerken, Ernst & Sohn, Verlag für Architektur und technische Wissenschaften GmbH, Berlin, 2000
- [9] HELM J., Schwachpunkt Nagelplatten – Dachkonstruktion, BRANDSchutz Deutsche Feuerwehr-Zeitung, H. 4/2007
- [10] HOAI – Honorarordnung für Architekten und Ingenieure, Werner Verlag GmbH & Co. KG Düsseldorf 2001

Ertüchtigung des einsturzgefährdeten Spannbetondaches des Heidebroek-Baus der TU Dresden

St. Kraus

1. Einleitung

Dass die Standsicherheit von Bestandsbauwerken nicht immer im vollen Umfang gegeben ist, rückt immer dann in den Blickpunkt der Öffentlichkeit, wenn es zu Einstürzen von Bauwerken und damit verbunden zu Verletzten, Todesopfern oder zu großen Sachschäden kommt.

Als Beispiele aus der jüngeren Vergangenheit können der tragische Einsturz der Eissporthalle in Bad Reichenhall im Januar 2006 sowie der Absturz eines schweren Fassadenträgers aus Stahl am Berliner Hauptbahnhof bei einem Sturm im Januar 2007 angeführt werden. Solche Versagensfälle zeigen die Bedeutung des sonst als abstrakt aufgefassten Begriffes der Standsicherheit und werfen häufig Fragen nach dem Zustand vergleichbarer Bauwerke auf.

Die Ursachen für eine verringerte Standsicherheit von Tragkonstruktionen liegen oftmals schon in einer unzulänglichen Planung oder Ausführung der Bauwerke. Die Standsicherheit ist dann von vornherein nicht im erforderlichen Maß gegeben. Darüber hinaus kann die vorhandene Standsicherheit während der Nutzungsdauer der Gebäude durch unzulässige Eingriffe in die Bausubstanz, unsachgemäße Nutzung oder mangelnde Instandhaltung weiter reduziert werden.

In solchen Fällen wird das Maß der verringerten Standsicherheit von mehreren sich überlagernden Einflüssen bestimmt. Die Bewertung der Standsicherheit und die Festlegung notwendiger Maßnahmen zur Ertüchtigung der betreffenden Tragkonstruktion setzen dann eine differenzierte Herangehensweise und ggf. die Untersuchung verschiedener Versagensszenarien als Grenzfallbetrachtungen voraus.

Über die Ertüchtigung eines solchen Bauwerkes wird nachfolgend ein Überblick gegeben. Die Ertüchtigungsmaßnahmen wurden im Auftrag des Sächsischen Immobilien- und Baumanagements, Niederlassung Dresden II, im Ingenieurbüro Prof. Dressel & Partner vom Entwurf über die Objekt- und Tragwerksplanung bis hin zur Bauleitung bearbeitet.

2. Vorgeschichte

Bei dem betroffenen Gebäude handelt es sich um den Heidebroek-Bau der TU Dresden, der sich auf der Nöthnitzer Straße in Dresden befindet (Abb. 1). Er wurde im Jahr 1959 als Experimentalbau errichtet und wird bis heute durch das Institut für Fördertechnik, Baumaschinen und Logistik der TU Dresden als Versuchshalle genutzt.

Die Besonderheit des Experimentalbaus besteht in seiner ungewöhnlichen Dachkonstruktion. Diese stellt ein Falwerk dar, das aus acht Falwerkträgern besteht.



Abb. 1: Heidebroek-Bau der TU Dresden vor der Sanierung

Durch Unzulänglichkeiten in der konstruktiven Durchbildung des Falterkes, die auf einer, dem Experimentalcharakter geschuldeten, unausgereiften Planung und Bauausführung beruhen, war der Korrosionsschutz der Spannglieder und der schlaffen Bewehrung nicht im erforderlichen Umfang gegeben.

Aufgrund von häufigen Durchfeuchtungen der Dachkonstruktion und wegen des ungenügenden Korrosionsschutzes bestand die Gefahr einer Korrosion der Spannglieder. Als Ursachen der Durchfeuchtungen sind Undichtigkeiten der Dachhaut zu nennen, die über Jahre hinweg bestanden haben.

In der Vergangenheit war die Dacheindeckung zwar schon einmal erneuert worden; diese wies jedoch wiederum Schäden durch erhebliche Blasenbildungen (Abb. 2) und somit die Gefahr neuerlicher Undichtigkeiten auf.



Abb. 2: Schäden an der Dachhaut durch erhebliche Blasenbildung

Der dauernde Feuchtigkeitzutritt war schon früher als kritisch eingeschätzt worden. Durch die möglichen Korrosionserscheinungen bestand die Gefahr des plötzlichen Spanngliedversagens infolge Spannungsrissskorrosion. Es musste von einer bereits eingetretenen Schädigung der Spannglieder ausgegangen werden. Dieser Zustand stellte eine Einschränkung der Standsicherheit der Dachkonstruktion dar. Somit bestand die Notwendigkeit einer Ertüchtigung der geschädigten Spannbetonkonstruktion.

Gleichzeitig sollten die schon einmal instandgesetzte Dacheindeckung erneuert und die vorhandenen Betonschädigungen saniert werden. An den Stirnseiten im Außenbereich des Daches waren die Schäden am Beton und die Korrosion der Bewehrung bereits deutlich fortgeschritten (Abb. 3).



Abb. 3: Schäden am Beton und Korrosion der Bewehrung

Da keine zuverlässigen Aussagen zum Zustand der Spannglieder und damit zur Tragfähigkeit der Dachkonstruktion vorlagen, erfolgte im Januar 2006 wegen ergiebiger Schneefälle die Sperrung der Versuchshalle seitens des zuständigen Sächsischen Immobilien- und Baumanagements. Durch den Einbau einer Abstützung unter dem Falwerk mit Gerüsttürmen als temporäre Sicherungsmaßnahme konnte der Versuchsbetrieb jedoch wenig später wieder aufgenommen werden.

3. Bestandskonstruktion

Den oberen Abschluss der Versuchshalle mit einem rechteckigen Grundriss von ca. 41 m x 24,5 m bildet ein Falwerkdach, dessen Firsthöhe ca. 12 m über der Geländeoberkante liegt. Die Falwerkträger des Dachs spannen in Hallenquerrichtung.

Das Falwerkdach wird aus Falwerkträgern gebildet, die aus 3,60 m langen Stahlbetonfertigteil-Segmenten mit V-förmigem Querschnitt zusammengesetzt sind. Die Segmente wurden auf der Baustelle vorgefertigt und durch Spannglieder mit nachträglichem Verbund zusammengespannt.

Die Fugen zwischen den einzelnen Segmenten sind als kraftschlüssige Ortbetonfugen mit Schlaufenstoß ausgebildet und werden von den jeweils sechs vorhandenen Spanngliedern pro Falwerkträger gequert.

Die aus den zusammengespannten Segmenten bestehenden Falwerkträger haben in der Grundrissprojektion eine Breite von 5,25 m und lagern auf jeweils 2 Stützen auf. Die Spannweite des Daches beträgt 23,25 m. Die Plattenscheiben der Falten weisen eine Neigung von 30° zur Horizontalebene auf.

Entlang der in den Firstlinien verlaufenden Fugen sind die einzelnen Falwerkträger jeweils durch eine Ortbetonergänzung mit Schlaufenstoß der Querbewehrung kraftschlüssig miteinander verbunden.

Entsprechend den Bestandsunterlagen wurde das Dachtragwerk aus einem Beton B 300 hergestellt. Das entspricht aus heutiger Sicht ungefähr einem Beton der Festigkeitsklasse C 20/25. Bei dem verwendeten Spannstahl handelt es sich um die Stahlsorte St 130/150. Als schlaffe Bewehrung wurde ein Betonstahl der Festigkeitsklasse St A-I verwendet.

4. Unzulänglichkeiten der Bestandskonstruktion

Die Dicke der Fertigteilsegmente beträgt in den Regelbereichen nur 5,5 cm. Lediglich die Randelemente wurden hinsichtlich der Einleitung der Vorspannkräfte stärker ausgebildet. Als planmäßige Betondeckung der Konstruktion war entsprechend den Bestandsunterlagen nur 1 cm vorgesehen. Das genügte von vornherein nicht den Anforderungen an die Dauerhaftigkeit.

Durch die zu geringe Betondeckung war der erforderliche Korrosionsschutz der Bewehrung nicht gewährleistet.

Zusätzlich führte die geringe Dicke der Segmente bereits bei der Bauausführung zu erheblichen Schwierigkeiten. Beim Einbau mussten die Hüllrohre für die Spannglieder planmäßig zusammengedrückt werden. Dadurch kam es zu Schwierigkeiten beim Verpressen der Hüllrohre mit Zementmörtel. Es bestanden deshalb erhebliche Unsicherheiten hinsichtlich einer vollständigen Umhüllung der Spannglieder mit Zementstein und eines ausreichenden Korrosionsschutzes der Spannstähle.

Teilweise wurden noch während der Bauausführung bereits verpresste Spannglieder wieder freigestemmt, um Aufschluss über deren vollständige Umhüllung mit Zementstein zu erhalten. Beschädigungen der Spannglieder durch Kerben waren deshalb nicht auszuschließen. Solche Kerben können bei Korrosion Ausgangspunkt für eine fortschreitende Schädigung der Spannstähle bis hin zu ihrem schlagartigen Bruch sein.

Darüber hinaus weist die Konstruktion nur eine sehr sparsame schlaffe Bewehrung auf, welche ein duktiler Bauteilverhalten nicht sicherstellen kann.

5. Konzeption zur Tragwerkertüchtigung

Die Versuchshalle wird intensiv für die Durchführung von Forschungsaufgaben unter anderem auch für industrielle Auftraggeber genutzt. Eine vorübergehende Stilllegung des Versuchsbetriebes wäre mit erheblichen Ausfällen verbunden.

Somit bestand eine wesentliche Anforderung darin, die Ertüchtigung des Spannbetondaches so zu planen, dass auch während der Bauausführung der Versuchsbetrieb weitergeführt werden konnte. Insbesondere sollten die in der Halle befindlichen großen Versuchsstände sowie eine im Raum bewegliche, hydraulisch betriebene Simulatorkabine an ihrem Standort verbleiben.

Es war also zu beachten, dass die Bewegungsfreiheit innerhalb der Halle während der Bauausführung stark eingeschränkt und der Einsatz schwerer Hebezeuge nicht möglich sein würde.

Eine bereits früher vorgeschlagene Ertüchtigungsvariante war unter diesen Bedingungen nicht umsetzbar. Der Vorschlag sah den Einbau eines Sekundärtragwerkes aus Stahlfachwerkträgern und -stützen zur Abfangung des Daches vor. Neben wirtschaftlichen Erwägungen sprach auch die stark eingeschränkte Montagefreiheit in der Halle gegen eine solche Konstruktion.

Seitens des Ingenieurbüros Prof. Dressel & Partner wurde daraufhin als Vorzugsvariante eine Tragwerksverstärkung mittels aufgeklebter und im Endbereich des Daches verankerter Stahllamellen als externe Bewehrung ausgearbeitet. Dabei handelte es sich um eine handmontagefähige Lösung, die im Inneren der Halle keine Hebezeuge erforderte.

Da gesicherte Aussagen zum Schädigungsgrad der Spannglieder nicht getroffen werden konnten, wurde die Ertüchtigung des Faltdachdaches mittels aufgeklebter Stahllamellen so ausgelegt, dass die externe Bewehrung im Grenzfall vollständig die Tragfunktion aller Spannglieder übernehmen kann. Die Endverankerung der Lamellen erfolgte über stahlbau-mäßige Konstruktionen an den Stirnseiten des Faltdaches für die in diesem Grenzfall wirkenden vollen rechnerischen Zugkräfte.

Eine abgewandelte Verstärkungslösung mit vorgespannten CFK-Lamellen, die im Zuge der Angebotsabgabe durch eine Ausführungsfirma vorgeschlagen wurde, kam aus nachfolgenden Gründen nicht in Betracht.

Es musste auch davon ausgegangen werden, dass die vorhandenen Spannglieder noch weitgehend wirksam sind – das heißt, dass auch die planmäßigen Beanspruchungen des Faltdaches durch die Vorspannkräfte vorhanden sind.

In diesem möglichen Grenzfall hätte eine „doppelte“ Vorspannung durch die Spannstähle und zusätzlich durch vorgespannte Lamellen einen geänderten Spannungszustand im Faltdach hervorgerufen. Für diese „doppelte“ Beanspruchung war die Dachkonstruktion insbesondere im Einleitungsbereich der Spannkkräfte nicht ausgelegt.

Auch eine Variante mit nicht vorgespannten CFK-Lamellen wurde frühzeitig verworfen, da ein günstig wirkender Schubverbund in der Klebefuge wegen der konstruktiven Unzulänglichkeiten des Faltwertes nicht berücksichtigt werden konnte. Eine Verankerung der in diesem Grenzfall wirkenden vollen Zugkräfte an den Enden der CFK-Lamellen wäre konstruktiv nicht möglich gewesen.

Die zur Ausführung gekommene Lösung mit aufgeklebten Stahllamellen, die im Endbereich durch stählerne Konstruktionselemente verankert wurden, erwies sich aus folgenden Gründen als die günstigste Ausführungsvariante.

Die Tragfähigkeit des Daches wird auch im Grenzfall des Versagens aller Spannglieder sichergestellt.

Hinsichtlich der Bemessung der Verankerungskonstruktionen für die Lamellen wurde ein günstig wirkender Schubverbund in der Klebefuge zwischen Beton und Stahllamellen wegen der konstruktiven Unzulänglichkeiten des Faltwertes nicht berücksichtigt.

Im bestehenden Zustand, in dem auch von der Wirksamkeit der vorhandenen Spannglieder ausgegangen werden muss, werden im Verankerungsbereich keine zusätzlichen Kräfte in das Faltwerk eingeleitet.

Lediglich für die Montage der Verankerungskonstruktionen war im Außenbereich ein Kran erforderlich. Durch die Handmontagefähigkeit der Verstärkungsstruktur im Inneren konnte die Weiternutzung der Versuchshalle während der Bauausführung gewährleistet werden.

Zur Sicherstellung eines ausreichenden Feuerwiderstandes wurden die Stahllamellen und ihre Verankerungskörper mit einem F 30 – Anstrich versehen.

6. Bauausführung

Die erforderlichen Maßnahmen zur Betonsanierung im Innenbereich und das Aufkleben der Lamellen wurden von einer Arbeitsebene unterhalb der Dachinnenseite ausgeführt. Diese Ebene wurde durch ein Raumgerüst im Halleninneren geschaffen. Wegen der unumgänglichen Staubentwicklung während der Bauarbeiten waren eine dichte Abschottung des weiter genutzten Hallenbereiches unter dem Gerüst sowie Einhausungen der Versuchsstände und des Simulators erforderlich. Die Arbeiten im Innenbereich wurden in drei Bauabschnitten ausgeführt. Das Raumgerüst folgte in seiner Größe diesen Bauabschnitten und wurde folglich zweimal umgerüstet.

Zusätzlich war eine komplette Einrüstung des Gebäudes für die Arbeiten im Außenbereich erforderlich. Das Außengerüst konnte aber lediglich an der Nordseite als Standgerüst ausgeführt werden. Bedingt durch den südlichen Vorbau an der Längsseite der Halle, den neuen Anbau des visuellen Zentrums und die freizuhaltenden Toröffnungen an den Giebelseiten musste ein Großteil des Außengerüsts mit Abfangungen, weitgespannten Gitterträgern oder als freitragendes Hängegerüst ausgebildet werden (Abb. 4).



Abb. 4: Abfangung des Außengerüsts an der südlichen Hallenlängsseite

Die Oberfläche der Spannbetonkonstruktion wurde nach dem Entfernen von Altanstrichen und des vorhandenen Dachaufbaus innen- und außenseitig mittels Sandstrahlen komplett gereinigt.

Danach wurde die freigelegte Betonoberfläche auf Fehlstellen und Hohllagen untersucht. Festgestellte Fehlstellen wurden bis zum ungeschädigten Beton abgearbeitet und mit einem zugelassenen Betonersatzsystem reprofiliert.

Im Innenbereich wurde auf der sanierten und vorbereiteten Betonoberfläche zum Schutz vor beton- und stahlangreifenden Stoffen ein Oberflächenschutzsystem (OS 5a) gemäß der Richtlinie für „Schutz und Instandsetzung von Betonbauteilen“ des Deutschen Ausschusses für Stahlbeton aufgebracht. Im Außenbereich wird der notwendige Schutz durch die Dachhaut sichergestellt.

Auf dem Untergrund im Bereich der Stahllamellen musste zum Ausgleich der festgestellten großen Versätze im Bereich der Segmentfugen zusätzlich der Auftrag von Betonersatzmaterial erfolgen, um die Ebenheitsanforderungen für das Aufkleben der Lamellen zu gewährleisten.

Die Stahllamellen wurden in ca. 6 m langen Einzelstücken von Hand zur Einbaustelle transportiert und zu ca. 24 m langen Bändern verschweißt. Danach wurden die Lamellen auf die vorbereitete Betonoberfläche geklebt. Gleichzeitig wurden die Verankerungskonstruktionen an der Stirnseite des Falterkes montiert (Abb. 5). Die Fugen zwischen den Verankerungselementen und den Stirnseiten des Falterkes wurden vollflächig mit Pangelbeton vergossen.



Abb. 5: Vormontiertes Verankerungselement aus Stahl

Die Stahllamellen wurden mit Schweißverbindungen an die Verankerungselemente angeschlossen. Die Beeinträchtigung des Klebeverbundes zwischen den Lamellen und der Betonoberfläche infolge des Temperatureintrages beim Verschweißen konnte hingenommen werden, da die Verankerung der Zugkräfte vollständig durch die Stahlelemente sichergestellt wird.

Die Montage der Stahllamellen und ihre Verankerung im Außenbereich bedingte die teilweise Demontage der vorhandenen vertikalen „Copelith“-Verglasung der Halle, da die Lamellen durch die Fassade hindurch bis zur Verankerungsstelle im Außenbereich geführt werden mussten (Abb. 6). Die Glaselemente mit einem U-förmigen Querschnitt wurden zur Schaffung der notwendigen Fuge zwischen Dachunterseite und der Verglasung eingekürzt und nach der Herstellung der Tragwerksverstärkung wieder eingebaut. Ggf. zerstörte Glaselemente wurden dabei ersetzt.

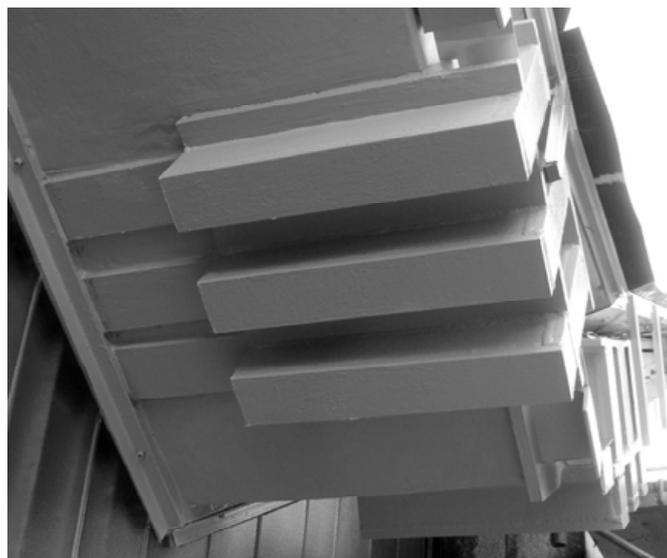


Abb. 6: Fertiggestellte Verankerung mit Anschluss der durch die Fassade hindurch geführten Stahllamellen an das Verankerungselement und F 30 – Anstrich

Im Außenbereich wurde nach der Betonsanierung der neue Dachaufbau aufgebracht. Als Wärmedämmung kamen 8 cm dicke Schaumglasplatten zum Einsatz. Diese wurden auf einer Bitumenschweißbahn als Notabdichtung im Verband vollflächig in Heißbitumen verlegt. Zusätzlich wurden die Platten auch stirnseitig miteinander verklebt (Abb. 7).



Abb. 7: Vollflächige Verlegung der Schaumglasplatten im Verband mit Heißbitumen

Die Schaumglasplatten waren ausgewählt worden, weil sie auch bei hohen Temperaturen ihre Steifigkeit behalten. Bei der vorhandenen, relativ großen Dachneigung von 30° ist durch die Verlegung der steifen Platten im Verband davon auszugehen, dass ein Abrutschen der Wärmedämmung und damit Schäden an der Dacheindeckung in Zukunft wirksam verhindert werden.

Als Dachabdichtung wurden zwei Lagen Bitumenbahnen aufgeschweißt.

Auf eine notwendige Anpassung des ursprünglich geplanten Bauablaufs sei abschließend eingegangen:

Die Bauausführung erfolgte von März bis Oktober 2007. Während der Sanierung sollten das Verkleben der Stahllamellen im Innenbereich und die Dachdeckerarbeiten im Außenbereich gleichzeitig und ohne Abhängigkeiten voneinander ausgeführt werden.

Beim ersten Bauabschnitt kam es im April zu einem Zustand, in dem die alte Dacheindeckung vollständig entfernt war und im Innenbereich bereits mit dem Verkleben der Stahllamellen begonnen werden sollte. Während dieser Zeit trat eine Wetterlage mit für diese Jahreszeit ungewöhnlich hohen Temperaturen und sehr sonnigen Tagen ein.

Durch die fehlende Wärmedämmung heizte sich die Innenseite des Faltdachdaches so auf, dass die für das Verkleben der Stahllamellen zulässige Temperatur an der unterseitigen Betonoberfläche überschritten wurde.

Der Bauablauf wurde daraufhin so angepasst, dass die Ausführung der Wärmedämmung vor dem Verkleben der Stahllamellen erfolgte. Nach dem Aufbringen der Wärmedämmung lag die Innentemperatur der Betonoberfläche auch bei sommerlich heißen Witterungsverhältnissen durchweg im zulässigen Bereich.

Anfang Oktober 2007 wurden die Ertüchtigung des Spannbetondaches und die Dachsanierung fertiggestellt. Der Dank des Verfassers für eine gute Zusammenarbeit bei diesem hinsichtlich des Bauablaufs sehr komplexen Sanierungsvorhaben gilt den zuständigen Vertretern des Sächsischen Immobilien- und Baumanagements, Niederlassung Dresden II, sowie dem Nutzer und Herrn Rode, der die Bauleitung wahrnahm.

Die Stabwerkskuppel über dem Kleinen Schlosshof in Dresden – Synthese von Funktion, Gestaltung und Konstruktion

B. Dressel ¹⁾, S. Liedert ¹⁾, M. Kahl ²⁾

¹⁾ *Ingenieurbüro für Bautechnik Prof. Dressel & Partner, Dresden*
E-Mail: info@ib-dressel.de

²⁾ *Leonhardt, Andrä und Partner*
Beratende Ingenieure GmbH, Dresden
E-Mail: contact@dd.lap-consult.com

Zusammenfassung

Mit der Entscheidung, den Kleinen Schlosshof zu überdachen und als zentrales Foyer zu nutzen, wurde die Voraussetzung für ein bemerkenswertes Ingenieurbauwerk geschaffen. Die von Prof. Kulka entworfene Stabwerkskuppel ist beispielgebend für die funktionsgerechte Ergänzung eines Baudenkmals durch ein innovatives, dem gegenwärtigen Stand der Technik entsprechendes Tragwerk. Bedingt durch die eingeschränkte Tragfähigkeit der vorhandenen Bausubstanz bestand die Zielstellung für die Optimierung der Stabwerkskuppel darin, die auf die Bestandskonstruktion einwirkenden horizontalen Auflagerkräfte zu minimieren.

Abstract

The decision to roof the “Kleinen Schlosshof” and to use this area as a central foyer was the precondition for creation a remarkable structure. The frame dome designed by Prof. Kulka is an outstanding example of a functional addition to a historical monument by way of an innovative state of the art construction. Due to the weak load bearing capacity of the old masonry the optimization of the frame dome was aimed at minimizing the horizontal supporting loads on the existing structure.

1 Einleitung

Die Ursprünge des Dresdner Schlosses gehen zurück auf eine kastellartige Anlage aus dem Jahre 1230, von der noch heute Teile im Bereich des Ostflügels – die so genannte Kemenate – erhalten sind. Das Kastell wurde in der Nähe einer alten Elbquerung errichtet, die bereits 1287 durch eine 8 m breite und 560 m lange steinerne Brücke ersetzt wurde. In der zweiten Hälfte des 15. Jahrhunderts wurde die Anlage unter Kurfürst Ernst und Herzog Albrecht zu einer repräsentativen vierflügligen Burganlage umgebaut. Kurfürst Moritz, unter dem Dresden im Jahr 1547 kurfürstliche Residenz geworden war, ließ ab 1548 die Burganlage in eines der prachtvollsten europäischen Renaissanceschlösser umbauen und erweitern. Zwischen 1590 und 1594 wurde ein weiterer Südflügel errichtet, bei dem es sich aber zunächst um einen einfachen Erweiterungsbau mit einem zweigeschossigen offenen Laubengang handelte. Dadurch entstand der Kleine Schlosshof.

Die Grundsubstanz des heutigen Mauerwerks der Wände, Pfeiler und Fundamente stammt zum großen Teil noch aus dieser Zeit. Bei dem am Ende des 19. Jahrhundert erfolgten Umbau

wurden die Fassaden und Dächer im Stil der Neorenaissance umgestaltet und der Südflügel angebaut.

Nach der Zerstörung am 13. Februar 1945 stand das Schloss lange Zeit als Ruine mitten im Zentrum Dresdens. Nur dem Engagement zahlreicher Dresdner, in erster Linie Denkmalpfleger, Architekten, Kunsthistoriker und Bauingenieure ist es zu verdanken, dass der Abriss verhindert und der schrittweise Wiederaufbau vorbereitet werden konnte (vgl. [1] und [2]). Nach der Fertigstellung der Semperoper begannen im Jahre 1986 die Arbeiten zur Sicherung der Bausubstanz, die dann nach der Wiedervereinigung in den endgültigen Wiederaufbau einmündeten.

Im vergangenen Jahr wurden mit der Rohbaufertigstellung des Ostflügels die wesentlichen Baumaßnahmen zur äußeren Wiederherstellung der Schlossanlage beendet. Mit der Eröffnung des historischen Grünen Gewölbes an seinem ursprünglichen Standort im Westflügel wurde das Konzept der musealen Nutzung des Schlosses der Öffentlichkeit eindrucksvoll vor Augen geführt.

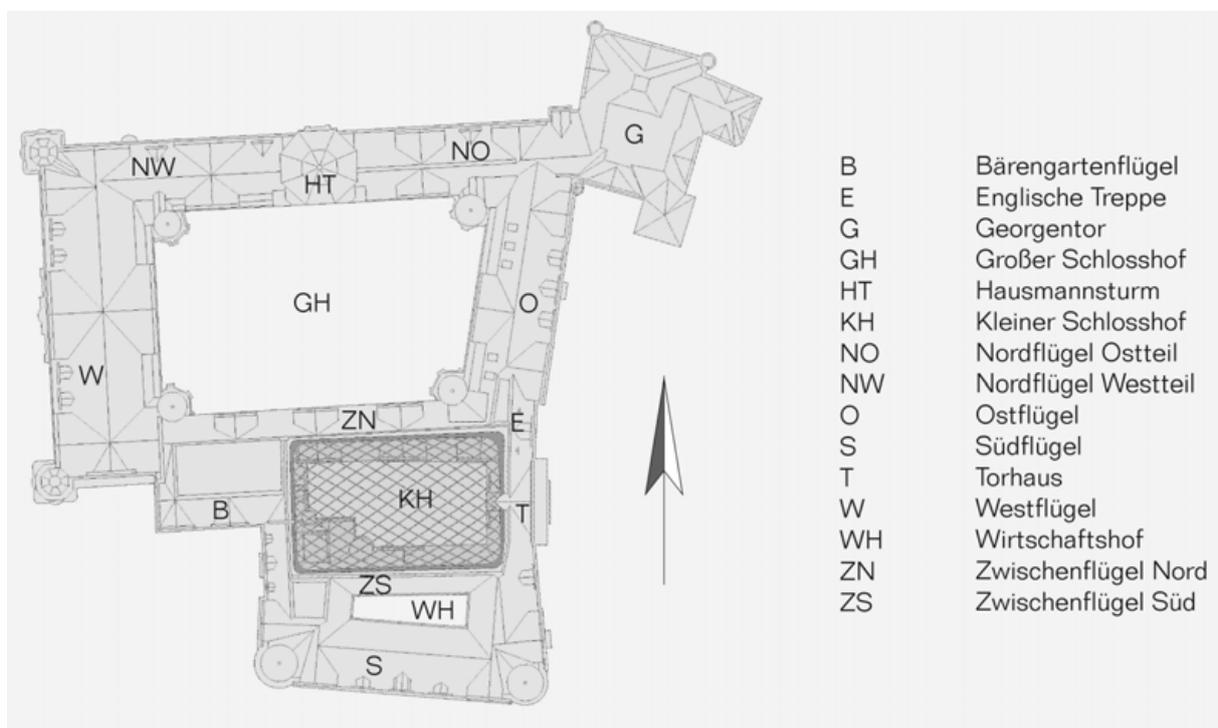


Abb. 1 Übersicht der Gebäudeteile des Dresdner Residenzschlusses im Grundriss mit der Überdachung des Kleinen Schlosshofes

Um für die zu erwartende große Zahl von Besuchern einen zentralen Foyerraum zu schaffen, von dem aus sich der Besucherstrom auf die einzelnen Museen und Einrichtungen verteilen kann, wurde im Jahre 2002 auf der Grundlage einer entsprechenden Studie beschlossen, den kleinen Schlosshof zu überdachen (vgl. Abb. 1).

Aus den verschiedenen Entwürfen zur Überdachung hat sich die von Prof. Kulka entworfene filigrane Stabwerkskuppel als die aus funktioneller, gestalterischer und statisch-konstruktiver Sicht günstigste Lösung durchgesetzt.

2 Funktionelle und gestalterische Anforderungen

Wie an dem Modell des Schlosses (vgl. Abb. 2) zu erkennen ist, überwölbt die Stabwerkskuppel netzartig den gesamten Innenhof. Sie setzt dicht unter der Firstlinie an, um die Vielzahl der Ziergiebel und Dachgauben in ihrer optischen Wirkung nicht zu beeinträchtigen.



Abb. 2: Modell des Schlosses mit Überdachung des Kleinen Schlosshofes

Die filigrane, rautenartige Struktur der Stabwerkskuppel mit gekreuzten Diagonalen geht an den Rändern in einen umlaufenden Randfachwerkträger über, der die Kuppel am Rande versteift und in der Lage ist, die Auflagerkräfte an geeigneten Stellen in die Dachkonstruktion einzuleiten (vgl. Abb. 3). Demnach setzt sich die Stabwerkskuppel aus der Gitterschale und dem Randfachwerkträger im Bereich der Kuppelbasis zusammen. Die Abmessungen der im Grundriss nahezu rechteckigen Stabwerkskuppel betragen maximal 44,7 m x 29,1 m. Der Stich beträgt 8,35 m, davon nimmt die Gitterschale eine Höhe von 7,0 m ein.

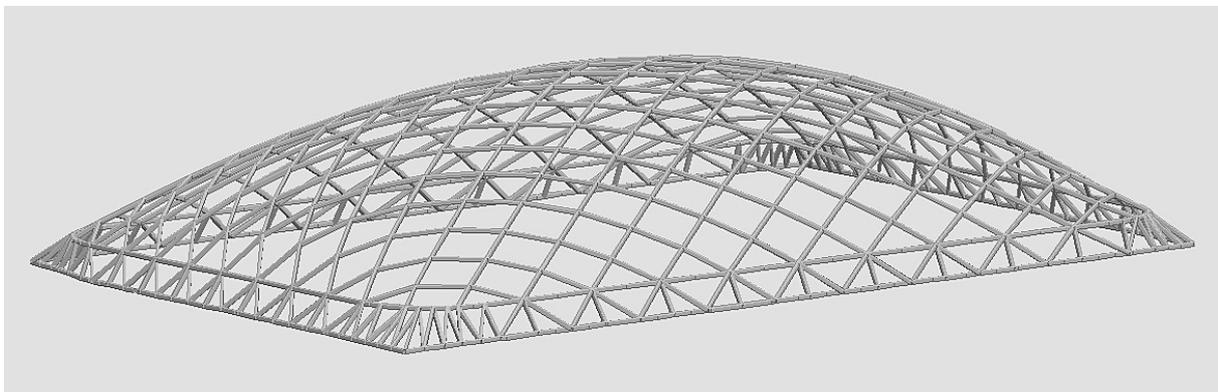


Abb. 3 Strukturmodell der Stabwerkskuppel, bestehend aus Gitterschale und umlaufendem Randfachwerkträger an der Kuppelbasis

Die gewünschte Transparenz der Überdachung wird durch den Einsatz von luftgefüllten Folienkissen erreicht, die die Felder zwischen den polygonalen Gitterträgern überspannen. Die ETFE-Folienkissen, die unter anderem bei der Allianz-Arena in München eingesetzt worden sind und dort die Außenfassade strukturieren, haben den Vorteil, dass sie extrem leicht sind und sich gut an die windschiefe Geometrie der rautenartigen Felder anpassen, die zudem noch unterschiedliche Abmessungen haben. Eine Verglasung als Alternative wäre schwerer und würde unter wirtschaftlichen Gesichtspunkten ebene Teilflächen erfordern. Das hätte zur Folge, dass die Rauten durch einen zusätzlichen Stab jeweils in zwei Dreiecksflächen geteilt werden müssten.

Ein Nachteil der Verwendung von Folienkissen besteht in dem mit der Druckhaltung verbundenen ständigen Wartungsaufwand. Der Luftdruck in den Kissen muss bei einer planmäßigen Leckluftrate von ca. 5% permanent durch Kompressoren nachgespeist werden. Durch die geplante Luftführung unmittelbar in den Hohlprofilen der Tragkonstruktion kann der Wartungsaufwand jedoch minimiert werden. Voraussetzung dafür ist, dass die lufttechnische Anlage so gesteuert wird, dass weder in den Kissen noch in den Hohlprofilen Kondenswasser entsteht.

Um trotz der Unregelmäßigkeiten in den Dachflächen eine weitgehend regelmäßige Struktur der Stabwerkskuppel zu erreichen, wird die Neigung und der Achsabstand zwischen Ober- und Untergurt des umlaufenden Randfachwerkträgers variiert. Dabei ist dessen Höhe bezogen auf eine vertikale Projektionsfläche stets konstant, so dass der Obergurt in einer horizontalen Ebene liegt. Je nach den örtlichen Gegebenheiten der vorhandenen Dachkonstruktion wird der Randfachwerkträger auf unterschiedlich ausgebildeten Stützstellen abgesetzt. Damit diese konstruktiven Details ebenso wie zum Beispiel die Regenwasserableitung optisch nicht in Erscheinung treten und den Gesamteindruck stören, wird der Randfachwerkträger zur Innenhofseite hin verblendet (vgl. Abb. 4).

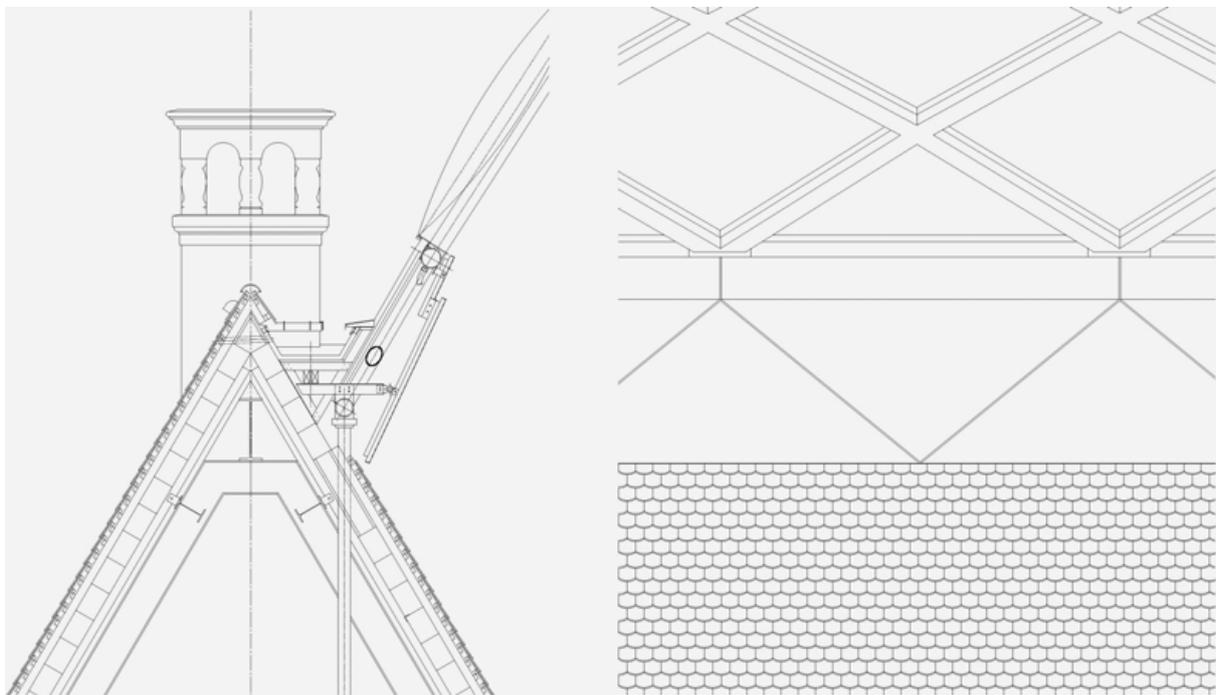


Abb. 4 Schnitt und Ansicht des Anschlusses der Stabwerkskuppel an die bestehende Dachkonstruktion

Weitere funktionelle und gestalterische Anforderungen ergeben sich aus den bauphysikalischen Gesichtspunkten der Nutzung des Innenhofes als Foyer. Untersuchungen zur Raumtemperatur führten zur Anordnung von Lüftungsöffnungen im Scheitel der Kuppel. Diese ermöglichen, dass die sommerliche Temperaturbeanspruchung der Tragkonstruktion um rund 15° Kelvin reduziert wird.

Hinsichtlich des Brandschutzes ist davon auszugehen, dass sich im Foyer, zumindest bei größeren Veranstaltungen, mehr als 200 Personen aufhalten, so dass die Tragkonstruktion gemäß Versammlungsstätten-Verordnung feuerhemmend auszubilden wäre. Um den damit verbundenen Kostenaufwand zu reduzieren, wurde im Rahmen des Brandschutzgutachtens eine genauere Betrachtung der Schutzziele, des Brandverhaltens und der möglichen Kompensationsmaßnahmen durchgeführt.

Im Ergebnis dieser Untersuchungen wurde festgestellt, dass auf eine feuerhemmende Beschichtung verzichtet werden kann, ohne das notwendige Sicherheitsniveau zu unterschreiten. Dabei spielten zwei Gesichtspunkte eine entscheidende Rolle: zum einen schmelzen die ETFE-Folien bei rund 200 °C, so dass die Wärme bei höheren Temperaturen ungehindert entweichen kann, zum anderen verfügt die Stabwerkskuppel aufgrund des hochgradig statisch unbestimmten Systems über ausreichende Redundanz hinsichtlich der Tragwirkung, so dass der lokale Ausfall von Stäben nicht zum Versagen des Gesamtsystems führt.

Für die Auflagerkonstruktionen in den Dachböden war laut Brandschutzgutachten nachzuweisen, dass die ausreichende Tragfähigkeit für die außergewöhnliche Bemessungssituation auch dann gegeben ist, wenn mindestens zwei nebeneinanderliegende Stützpunkte der Gitterschale versagen. Auflagerkonstruktionen, in denen dieser Nachweis zu einer rechnerischen Überlastung führt, erhalten eine F30-Beschichtung.

3 Formfindung unter Berücksichtigung der Bestandskonstruktion

Von den verschiedenen Methoden der Formfindung von Kuppeln und Schalen (vgl. [3] und [4]) wurde vom Tragwerksplaner der Phase Entwurfsplanung die Mittelflächengeometrie für die Stabwerkskuppel über dem Kleinen Schlosshof auf der Grundlage von Umkehrformen entwickelt. Das Optimierungskriterium des Formfindungsprozesses war daher zunächst die Minimierung der Formänderungsenergie. Über den nahezu rechteckigen Grundriss der Umrandung wurde ein Seilnetz gespannt und mit Vertikalkräften belastet. Anstelle der experimentellen Formfindung mit Hilfe von Hängemodellen, die bereits im 19. Jahrhundert Hübsch, Henschel und Mohrmann für die Errichtung von Gewölben in unterschiedlicher Weise entwickelten und anwendeten (vgl. [5] und [6]) sowie Anfang des 20. Jahrhunderts Gaudí für das komplexe Tragwerk der Sagrada Familia in Barcelona konstruierte, wurden die Verformungen des Seilnetzes - den heutigen Möglichkeiten entsprechend - mittels numerischer Simulationen erzeugt. Die Ermittlung der Gleichgewichtsform erfolgte dabei iterativ mit einem geeigneten Rechenprogramm nach Theorie III. Ordnung. Anschließend wurde das Stabwerksnetz vom Tragwerksplaner in Zusammenarbeit mit dem Architekten so modifiziert, dass eine gleichmäßige Flächenaufteilung entstand und sich zweckmäßige Kissenformen ergaben.

Die Methode der Formfindung anhand von belasteten Netzen als Hängemodelle liefert räumliche Strukturen, in denen nach der Umkehrung der gefundenen Form ausschließlich

axiale Druckkräfte wirken. Dabei ist vorauszusetzen, dass die auf das Tragwerk einwirkenden Lasten mit den im Formfindungsprozess berücksichtigten Lasten übereinstimmen und dass die Auflagerbedingungen des Tragwerks den Randbedingungen des Rechenmodells entsprechen. Demnach ist die Vorgabe eines formbestimmenden Lastfalls erforderlich. Alle weiteren Lasten müssen Beanspruchungen von untergeordneter Größe hervorrufen, wenn die Struktur die zuvor genannte Eigenschaft besitzen soll.

Bei massiven Konstruktionen, wie z.B. gemauerten Gewölben, wurde zu Recht der Lastfall Eigenlast als dominanter Lastfall zugrunde gelegt.

Für die Stabwerkskuppel über dem Kleinen Schlosshof mit ihrer äußerst leichten Eindeckung aus luftgefüllten Folienkissen und der geringen Eigenlast der Konstruktion entfällt jedoch die Dominanz eines einzelnen formbestimmenden Lastfalls, vielmehr wirken neben der nahezu symmetrischen Eigenlast weitere, bzgl. der Eigenlast nichtkonforme und insbesondere nichtsymmetrische Lasten von mindestens gleicher Größenordnung.

Sowohl bei der Formgebung als auch bei der baulichen Durchbildung der Stabwerkskuppel war aus statisch-konstruktiver Sicht primär die Ableitung der Lasten aus der Überdachung in die den Kleinen Schlosshof umschließenden Gebäude sicherzustellen. Diesbezüglich wurde zunächst ein Konzept für die Lastableitung aus der Überdachung erarbeitet. Die Ableitung der Auflagerkräfte im bereits weitgehend fertiggestellten Bestand soll unter Berücksichtigung möglicher Verstärkungsmaßnahmen sowohl über die vorhandene Dachkonstruktion als auch über zusätzliche, im Dachbereich neu einzubauende Tragglieder erfolgen.

Daraus ergab sich die neue und wesentliche Zielsetzung in Bezug auf die Optimierung der Stabwerkskuppel, die Lasten aus der Überdachung möglichst gering zu halten und vor allem **die horizontalen Auflagerkräfte der Kuppel zu reduzieren**, so dass ohne größere Ertüchtigungsmaßnahmen die ausreichende Tragfähigkeit der Bestandskonstruktion gegeben ist. Da folglich die äußeren Reaktionskräfte und nicht die inneren Schnittkräfte der Strukturform als Kriterium für die Optimierung festgelegt wurden, war zu erwarten, dass die im Formfindungsprozess entwickelte Geometrie nicht unbedingt zu einem günstigen Beanspruchungszustand in der Kuppel selbst führen muss.

Hängeformen, die über einer rechteckförmigen, ebenen Berandung erzeugt werden, sind dadurch gekennzeichnet, dass die synklastische Krümmung der Mittelfläche im Scheitel in eine antiklastische Krümmung in den Eckbereichen der Berandung übergeht. Flächenbereiche mit wechselnder Gaußscher Krümmung wirken sich i.a. ungünstig auf das Stabilitätsverhalten von Schalenstrukturen aus. Deshalb wurde als weiteres Ziel der Optimierung ein **günstiges Stabilitätsverhalten** der Gitterschale durch eine hierfür geeignete und zugleich ansprechende Geometrie formuliert.

Im Wesentlichen bestehen zwei Möglichkeiten, **die horizontalen Auflagerkräfte der Kuppel** wirksam zu **reduzieren**.

Aus den Gleichgewichtsbeziehungen der Kräfte nach der Membrantheorie ergeben sich für diejenige Kuppelschale geringe horizontale Auflagerkräfte in Bezug zu den resultierenden, deren Mittelfläche an der Kuppelbasis steil geneigt ist. Demnach können die horizontalen Auflagerkräfte der Stabwerkskuppel durch die **Formgebung im Bereich der Kuppelbasis** beeinflusst werden. Die aus Gitterschale und Randfachwerkträger zusammengesetzte Stabwerkskuppel wird durch polygonale Trägerscharen charakterisiert, deren Knickpunkte auf der idealisierten Mittelfläche liegen. Da der umlaufende Randfachwerkträger stets die beiden Randglieder eines polygonalen Trägers der Stabwerkskuppel bildet, besteht die erste

Möglichkeit zur Reduzierung der horizontalen Auflagerkräfte darin, den Anstieg des Randfachwerkträgers möglichst groß zu wählen.

Die senkrecht zum Auflagerrand wirkenden Horizontalkomponenten der Stützkkräfte entstehen durch die Behinderung der mit der Krafrichtung übereinstimmenden Verschiebung des Kuppelrandes. Daher werden die horizontalen Auflagerkräfte verringert, wenn sich der Kuppelrand zunehmend frei verschieben kann. Im Grenzfall des in horizontaler Richtung frei verschieblichen Kuppelrandes stützen allein die inneren Ringzugkräfte die Kuppel. Demzufolge besteht die zweite Möglichkeit zur Reduzierung der horizontalen Auflagerkräfte in der Ausbildung von *elastischen Horizontalauflagern*. Infolgedessen werden jedoch zu Gunsten der geringeren Horizontalkräfte Randstörungen verursacht, die in der Stabwerkskuppel vor allem zu Biegebeanspruchungen infolge von Krepelmomenten führen.

Beide Möglichkeiten zur Reduzierung der horizontalen Auflagerkräfte der Stabwerkskuppel wurden angewandt.

Im Hinblick auf die erarbeiteten Optimierungsziele wurden im Rahmen der bautechnischen Prüfung bereits in der Phase Entwurfsplanung Variantenuntersuchungen durchgeführt und Empfehlungen hinsichtlich einer günstigen Formgebung der Stabwerkskuppel sowie der konstruktiven Durchbildung des Gesamttragwerks auch unter Berücksichtigung wirtschaftlicher Aspekte gegeben.

Die Untersuchungen ergaben, dass mathematische Formulierungen auf der Grundlage von Ellipsenscharen für die idealisierte Mittelfläche der Kuppel am zweckmäßigsten sind. Bei dem vom Architekten fest vorgegebenen Verhältnis der Spannweite zur Stichhöhe von ca. 3,5 ermöglichen vor allem Ellipsen eine geeignete *Formgebung im Bereich der Kuppelbasis*. Im Gegensatz zu Flächen, die an Hand von Umkehrformen beschrieben oder auf der Grundlage von Parabeln erzeugt werden, sind die durch Ellipsen dargestellten Flächen in den Randbereichen stets stärker gekrümmt als im Scheitelbereich. Damit ist es möglich, die Mittelfläche entlang des Randes bzw. den Randfachwerkträger als Sehne benachbarter Punkte auf der Ellipse stärker zu neigen. Die Erzeugung der für die Mittelfläche geeigneten Formen erfolgte durch Vorgabe geometrischer Randbedingungen für die Ellipsenscharen.

Im Zuge der Genehmigungsplanung erfolgte die Modifikation der Kuppelform, die Überarbeitung der Konstruktion des Randfachwerkträgers, die Ausbildung elastischer Auflager und die Planung der Lastabtragung im Bestand unter Berücksichtigung dieser Empfehlungen.

Schließlich wurden im Formfindungsprozess in Zusammenarbeit zwischen dem Tragwerksplaner und dem Architekten die Kuppelform sowie die Auflagerbedingungen im Hinblick auf die o.g. Optimierungsziele modifiziert. Zur Beschreibung der Kuppelgeometrie dienten Ellipsenabschnitte, die bzgl. vertikaler Schnittebenen dargestellt wurden.

Der umlaufende Randfachwerkträger der Stabwerkskuppel wird jeweils in Seitenmitte der im Grundriss nahezu rechteckigen Kuppelberandung eine max. Neigung von ca. 60° in Bezug zur Horizontalebene haben. Die horizontale Auflagerung der Stabwerkskuppel senkrecht zu den Umfassungswänden wird auf die mittleren Bereiche der Kuppelseiten beschränkt und erfolgt elastisch. Die hinsichtlich ihrer Steifigkeit definierten *elastischen Horizontalauflager* sollen Federauflager sicherstellen. Zur Gewährleistung der horizontalen Verschieblichkeit der anderen Auflager werden Elastomerlager mit Gleitschicht bzw. Pendelstützen verwendet (vgl. Abschnitt 7).

Die aus sich kreuzenden, diagonal verlaufenden Trägerscharen gebildete Gitterschale stützt sich auf den als Zugring wirkenden, umlaufenden Randfachwerkträger. Damit wird in der Kombination mit elastischen Horizontalauflagern ein wesentlicher Teil der Kuppellasten über die zu den Eckbereichen des Rechteckgrundrisses führenden Träger der Gitterschale

abgetragen. Der Horizontalschub dieser Träger wird zum großen Teil durch Ringzugkräfte kompensiert, die in den Randfachwerkträgern aktiviert werden (vgl. Abb. 5). Damit ergibt sich gegenüber dem in der Phase Entwurfsplanung vorgesehenen Tragwerk mit umseitig festen Auflagern eine deutliche Reduzierung der horizontalen Auflagerkräfte.

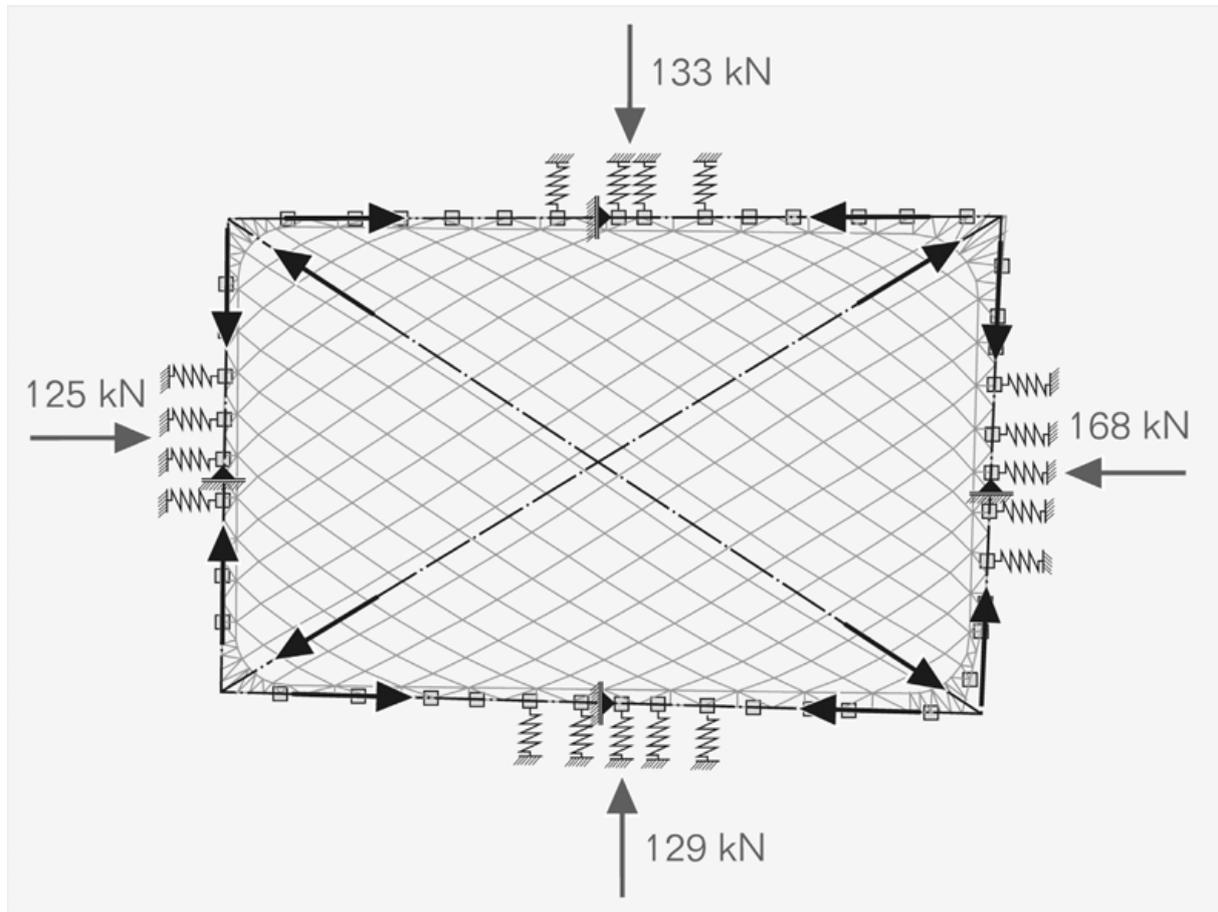


Abb. 5 Haupttragwirkung, Lagerschema und resultierende horizontale Auflagerkräfte senkrecht zu den Umfassungswänden

Im Hinblick auf ein **günstiges Stabilitätsverhalten** wurde die Stabwerkskuppel in ihrer Form so angepasst, dass die idealisierte Mittelfläche zur Beschreibung der Kuppelgeometrie über eine stets positive Gaußsche Krümmung verfügt. Diesbezüglich war auch hier die Darstellung der Geometrie mit stetigen und positiv gekrümmten Ellipsenabschnitten vorteilhaft.

Das Tragverhalten der Stabwerkskuppel entspricht keinem idealen Schalentrageverhalten, unter anderem bedingt durch die Randstörungen im Auflagerbereich und die Ausbildung der Gitternetzschale mit Rauten. Es gelang aber, durch geeignete konstruktive Lösungen sowie durch Optimierung der Kuppelgeometrie das Schalentrageverhalten teilweise zu nutzen und auf diese Weise zu einer für ein biege- und normalkraftbeanspruchtes Tragwerk beachtlichen Schlankheit zu gelangen.

4 Einwirkungen

Neben der Eigenlast waren für die Bemessung der Stabwerkskuppel Schnee-, Wind- und Temperaturlasten zu berücksichtigen.

Die Annahmen zu den Schneelasten erfolgten auf der Grundlage von DIN 1055-5 (Juli 2005). Es wurden sowohl eine gleichmäßige Schneelast als auch nichtsymmetrische Schneelastverteilungen untersucht.

Zur Beschreibung der nichtsymmetrischen Schneelastverteilungen auf der Dachfläche wurden die auch hinsichtlich ihres Funktionsverlaufes abweichenden Ansätze für Tonnendächer der DIN 1055-5 und der TGL 32274/05 (Dezember 1976) verwendet. Vergleichsberechnungen zeigten, dass die Lastansätze gemäß DIN 1055-5 für die Stabwerkskuppel maßgebend werden.

Zwischen dem Randfachwerkträger an der Kuppelbasis und den Dachfirsten der vorhandenen, den Kleinen Schlosshof umschließenden Gebäude entsteht eine umlaufende Sicke.

Verwehungen und Abrutschungen des Schnees von den Dächern der vorhandenen Gebäude sowie das Abgleiten der Schneemassen von der Kuppel können zu Schneesackbildung in dieser Sicke führen. Die sich daraus ergebenden möglichen Lasten fanden Berücksichtigung.

In der Phase Entwurfsplanung erfolgte die Bestimmung der Windlasten auf der Grundlage der Norm E DIN 1055-4 in der Fassung vom 27.02.2004, da diese gegenüber der zu der Zeit noch gültigen und bauaufsichtlich eingeführten Windlastnorm DIN 1055, Teil 4 (August 1986) eine differenzierte Ermittlung des Staudruckes in Abhängigkeit zur topografischen Lage des Standortes und der Höhe des Bauwerkes ermöglichte. Da sowohl E DIN 1055-4 als auch DIN 1055, Teil 4 für gewölbte Dächer und Kuppeln keine Außendruckbeiwerte enthalten, wurden diese nach Rücksprache des Prüfsingenieurs mit dem Regierungspräsidium Leipzig, Landesstelle für Bautechnik aus DIN EN 1991-1-4 entnommen.

Um wirklichkeitsnähere Windeinwirkungen zu berücksichtigen und diesbezüglich die Beeinflussung durch die vorhandenen Gebäude des Schlosses zu erfassen, wurden im Zuge der Ausführungsplanung die Bemessungswindlasten anhand von Windkanaluntersuchungen bestimmt. Zusätzlich zu den experimentell ermittelten Winddruck- und Windsogkräften wurden parallel zur Dachfläche der Stabwerkskuppel wirkende Reibungskräfte infolge des Windes in Abhängigkeit zur Anströmrichtung angesetzt.

Die Annahmen zu den Temperatureinwirkungen beziehen sich auf die im Zuge der Genehmigungsplanung durchgeführten Untersuchungen zur Erwärmung der Tragstruktur.

5 Lastabtragung

Die Lasten aus der Überdachung werden in den Gebäuden des Bestandes abgeleitet, die den Kleinen Schlosshof begrenzen (vgl. Abb. 1).

Im Torhaus und im Zwischenflügel Süd erfolgt die Lastabtragung hauptsächlich über die vorhandenen Dachkonstruktionen. Im Zwischenflügel Nord, im Bärengartenflügel und in der Englischen Treppe werden die Lasten über neue Stahlböcke (vgl. Abb. 6) oder Stahlpendelstützen in die Stahlbetondecke über dem 3. Obergeschoss eingeleitet.

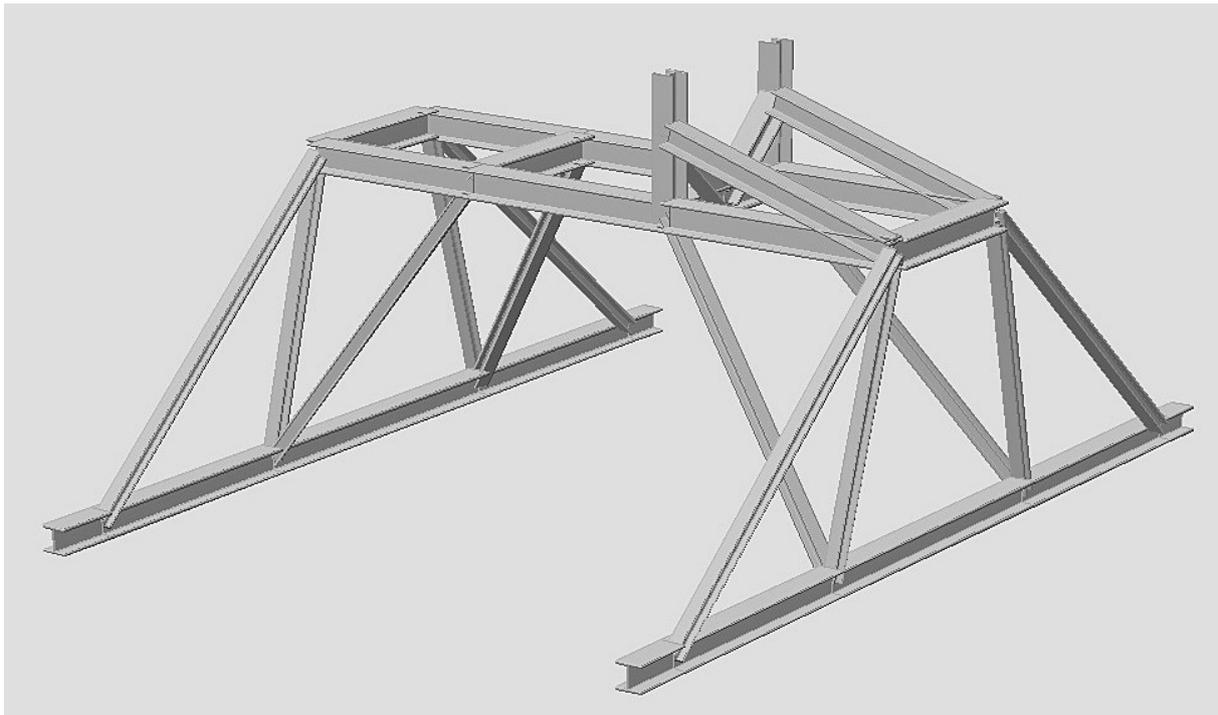


Abb. 6 Auflagerrahmen im Dachstuhl des Zwischenflügels Nord mit Festlager in Längsrichtung und Federlagerung in Querrichtung

Da die Decke selbst keine zusätzlichen Vertikallasten aufnehmen kann, werden diese mittels Stahlkonstruktionen zu den Deckenauflagerbereichen oberhalb von tragenden Wänden geführt. Nur im Bärengartenflügel und in der Englischen Treppe können vereinzelt vorhandene Deckenunterzüge an der Abtragung der Vertikallasten beteiligt werden.

Auch die aus den elastischen Stützungen der Stabwerkskuppel resultierenden, senkrecht zu den jeweiligen Kuppelrändern wirkenden Horizontallasten (vgl. Abb. 5) werden durch die Stahlkonstruktionen aufgenommen und in die Decke über dem 3. Obergeschoss eingeleitet.

Die Lastabtragung in den Dachgeschossen der einzelnen Gebäude soll durch folgende Maßnahmen sichergestellt werden:

- Im Zwischenflügel Süd werden insbesondere zur Weiterleitung der horizontalen Auflagerkräfte aus der Stabwerkskuppel ein neuer Stahlbock in Seitenmitte der betreffenden Hofbegrenzung und zusätzliche Verbände in der Bestandskonstruktion des Daches eingebaut.
- Im Zwischenflügel Nord (vgl. Abb. 6) und im Bärengartenflügel werden in Seitenmitte der jeweiligen Hofbegrenzung zwei neue Raumfachwerke aus Stahl errichtet, um sowohl die vertikalen als auch die horizontalen Auflagerkräfte an geeigneten Stellen in die Decke über dem 3. Obergeschoss zu führen. Die Kräfte aus den übrigen, nur zur Aufnahme vertikaler Lasten vorgesehenen Auflagern werden entweder über neue Pendelstützen aus Stahl oder über ebene Stahlböcke in die Bereiche der Deckenaufleger oberhalb von vorhandenen tragenden Wänden abgetragen.
- In der Englischen Treppe werden die vertikalen Auflagerkräfte über Pendelstützen aus Stahl direkt in die Verbundträger der Stahlbetondecke eingeleitet. Bei der Bemessung der

Verbundträger im Zuge der Planung des Wiederaufbaus wurden die zusätzlichen Lasten aus einer Überdachung des Kleinen Schlosshofes einbezogen.

- Im Torhaus verfügt die vorhandene Stahlkonstruktion des Dachtragwerks über ausreichende Reserven, die zusätzlichen Auflagerkräfte aus der Stabwerkskuppel aufzunehmen, da bei der Planung des Wiederaufbaus die Lasten aus einer Überdachung bereits berücksichtigt wurden.

Die Weiterleitung der Vertikallasten erfolgt über die tragenden Wände des Schlosses in die Fundamente. Die zusätzlichen Lasten führen zu keiner wesentlichen Erhöhung der Beanspruchungen des Baugrundes.

Sowohl für die Aufnahme der Horizontallasten aus den vorhandenen Dachbauteilen und zusätzlichen Auflagerkonstruktionen als auch für die Weiterleitung der resultierenden Horizontallasten in die tragenden Wände des Schlosses wird die Decke über dem 3. Obergeschoss als geschlossene, umlaufend zugfeste Ringscheibe ausgebildet. Aufgrund fehlender Querwände musste die Lastabtragung im Zwischenflügel Nord bisher auch über Plattenschub der teilweise sehr dicken Wände erfolgen. Der Ringschluss ermöglicht nun, den Lastabtrag allein über die Scheibenwirkung der Wände sicherzustellen.

Mit der Ausbildung einer Ringscheibe ist zudem die teilweise Kompensation der Horizontalkräfte durch die Aktivierung von Scheibenzugkräften in der Decke möglich.

Für die Herstellung der Ringscheibe über dem 3. Obergeschoss werden an mehreren Stellen vorhandene Gleitfugen überbaut, die ursprünglich zur Verringerung der Schwind- und Kriechspannungen vorgesehen waren. Aufgrund unterschiedlicher Einbauhöhen sind Deckensprünge am Übergang vom Zwischenflügel Süd zum Torhaus bzw. zum Bärengartenflügel von annähernd 1,4 m vorhanden. Diesbezüglich wird am Torhaus die Verbindung über eine Kopplung der Decke mit der Stahldachkonstruktion des Zwischenflügels Süd hergestellt. Am Bärengartenflügel ist eine Verbindungsstruktur aus mehreren kleinen Stahlbetonwandscheiben vorgesehen.

Infolge der zusätzlichen Horizontallasten aus der Überdachung ergeben sich höhere Biegebeanspruchungen in den vorhandenen tragenden Wänden. Die ausreichende Standsicherheit der Wände ist aber aufgrund der verhältnismäßig großen Eigenlasten der Wände und Decken gegeben.

Zum Teil sind örtliche Verstärkungsmaßnahmen im Bestand erforderlich. Diese beschränken sich jedoch hauptsächlich auf die Decke über dem 3. Obergeschoss im Bereich der Auflager der Stahltragwerke sowie auf die unmittelbar unter dieser Decke vorhandenen Bauteile in den Lasteinleitungsbereichen.

6 Stabilitätsverhalten

Die Untersuchungen zur Beurteilung des Stabilitätsverhaltens der Stabwerkskuppel waren ein wesentlicher Bestandteil der Genehmigungsplanung sowie der bautechnischen Prüfung.

Wie im Abschnitt 3 dargestellt, wurde die in der Entwurfsphase auf der Grundlage eines Hängemodells entwickelte Geometrie der Stabwerkskuppel in Bezug auf die Stabilität derart modifiziert, dass die idealisierte Mittelfläche der Gitterschale ausschließlich elliptische Flächenpunkte aufweist. Vergleichsberechnungen zeigten, dass die Stabwerkskuppel mit der

modifizierten Geometrie ein deutlich besseres Stabilitätsverhalten als die Ausgangsform besitzt. In den Eckbereichen des annähernd rechteckigen Hofgrundrisses müssen zudem aufgrund von geometrischen Randbedingungen Grate in dem Randfachwerkträger ausgebildet werden, die zusätzlich aussteifend wirken und die Stabilität der Stabwerkskuppel erhöhen. Um diese Grate in der Gitterschale aus optischen Gründen nicht fortsetzen zu müssen, werden die in den betreffenden Bereichen endenden Gitterschalenträger im halben Trägerabstand neben den Diagonalen des Rechteckgrundrisses angeordnet (vgl. Abb. 3 und 5).

Die Stabilitätsuntersuchungen erfolgten sowohl an Einzelstäben als auch am Gesamtsystem der Stabwerkskuppel.

Für die Untersuchungen zur Gesamtstabilität wurden die angesetzten Imperfektionsfiguren aus den maßgebenden Beuleigenformen abgeleitet. Dazu mussten zunächst relevante Eigenformen ermittelt und auf Äquivalenz bzgl. der Verformungsfiguren maßgebender Lastfälle überprüft werden. Anschließend wurden die Verformungen der Beuleigenform auf das Maß der anzusetzenden Vorverformungen gemäß DIN 18800 skaliert. Die sich daraus ergebende Verformungsfigur wurde als Imperfektionsfigur für den zugeordneten Lastfall verwendet.

Die Bemessung der Stäbe der Stabwerkskuppel erfolgte mit den geometrisch nichtlinear nach Theorie II. Ordnung berechneten Schnittgrößen.

7 Konstruktion

Gitterschale

Die Gitterschale der Stabwerkskuppel stützt sich umlaufend auf den in einer Horizontalebene liegenden Obergurt des Randfachwerkträgers, der im Grundriss nahezu ein Rechteck mit den mittleren Seitenlängen von 42,3 m x 26,6 m bildet. Die Eckbereiche in der Obergurtebene sind mittels Übergangsbögen, deren Radien $R = 3,0$ bis $3,8$ m betragen, ausgerundet.

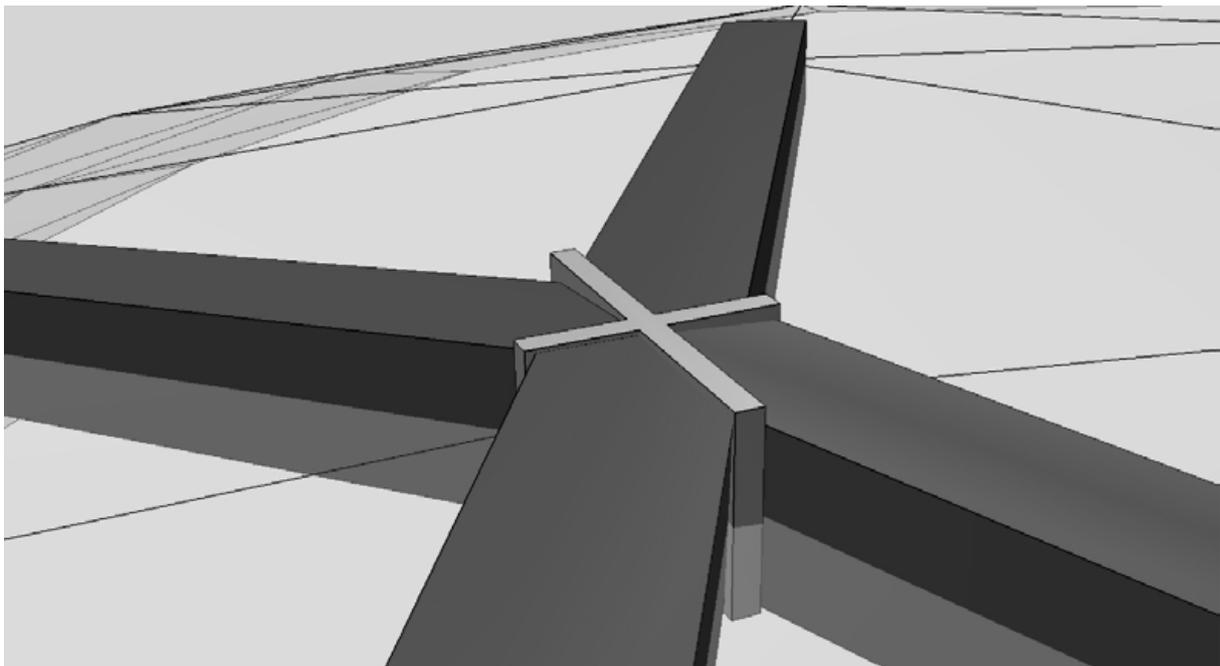


Abb. 7 Knotendetail der Gitterschale mit gekreuzten Stahlblechen

Aus optischen Gründen soll ein Netz mit annähernd gleichen Rauten die Gitterschale bilden. Daraus ergeben sich die in der Grundrissprojektion erkennbaren leicht gekrümmten Trägerscharen (vgl. Abb. 5).

Das Gitternetz wird aus Stahlhohlprofilen mit quadratischem Querschnitt $B \times T = 180 \text{ mm} \times 180 \text{ mm}$ aufgebaut. Dabei erfolgt die Ausrichtung der Stäbe um die Stabachsen so, dass die beidseitig der Stäbe angrenzenden Hyparflächen im gleichen Winkel auf die Profilquerschnittsachsen zulaufen.

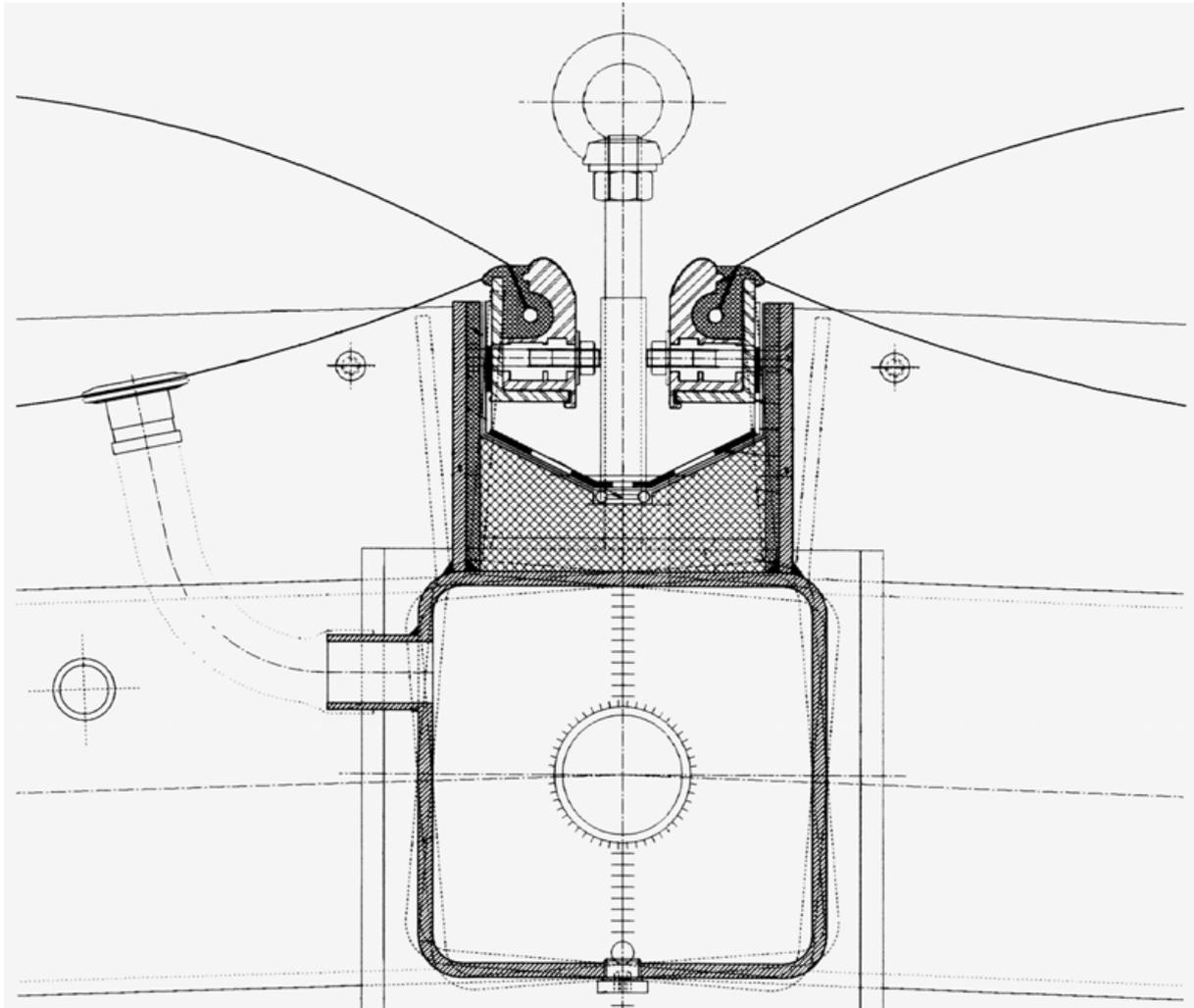


Abb. 8 Querschnitt mit Aufsatzkonstruktion für die Befestigung der Kissen

In den Gitternetzknotten werden die Stäbe unter Verwendung von Stahlblechkreuzen biegesteif miteinander verschweißt (vgl. Abb. 7). Mit Hilfe dieser Kreuze ist es möglich, Profilstäbe mit sich gegenüberliegenden ungleichen Schnittflächen zusammenzufügen. Zudem tragen die überstehenden Stahlbleche der Kreuze dazu bei, dass die sich aus den ungleichen Schnittflächen ergebenden Stabversätze optisch nicht wahrgenommen werden. Durch die Anordnung orthogonaler Blechkreuze ergeben sich jeweils zwei ebene, senkrecht aufeinanderstehende Schnittflächen je Stabanschluss.

Die Befestigung der Gitterstäbe an den Stahlblechkreuzen soll mit umlaufenden Kehlnähten erfolgen. Auf Grund der Begrenzung der Schweißnahtdicken sowie der

Grenzsweißnahtspannung von einseitigen Kehlnähten gemäß DIN 18800 kann die Tragfähigkeit der Stahlprofilquerschnitte nicht voll ausgeschöpft werden.

Für die Fixierung der Luftkissen werden außenseitig Stahlbleche senkrecht auf die Hohlprofile der Gitterschale aufgeschweißt. Daran werden die Klemmprofile für die Membrankissen angebracht (vgl. Abb. 8). Die Versorgung der Kissen mit Druckluft erfolgt über die Profile des Primärtragwerks. Dazu ist es erforderlich, in jedem zweiten Netzknoten ein Rohr durchzuführen. Um Tauwasser in den Kissen zu verhindern, muss die Luft vorgetrocknet werden, so dass ein ausreichender Korrosionsschutz der Stahlkonstruktion gewährleistet ist. Damit bei einer Störung der Luftversorgung möglicherweise anfallendes Kondenswasser abfließen kann, werden zusätzlich Bohrungen in den Stahlblechkreuzen angeordnet. Für die endoskopische Kontrolle der Innenflächen der Stahlprofile sind Revisionsöffnungen an der Unterseite der Profile vorgesehen.

Randfachwerkträger

Im Bereich der Basis erhält die Stabwerkskuppel einen der räumlichen Struktur der Überdachung folgenden, umlaufenden Randfachwerkträger. Dieser dient der Stabwerkskuppel als Versteifungsträger und kompensiert den Kuppelschub durch seine Zugbandwirkung (vgl. Abschnitt 3). Zudem ermöglicht der Randfachwerkträger, die Bereiche in den Dachräumen der Bestandsgebäude zu überbrücken, in denen keine ausreichende Tragfähigkeit der vorhandenen Bauteile bzgl. der Ableitung der Lasten aus der Überdachung gegeben bzw. der Einbau zusätzlicher Konstruktionen zur Lastableitung nicht ausführbar ist. Die kontinuierliche Stützung der Gitterschale ist folglich gewährleistet.

Aus geometrischen Gründen liegen die Auflager der Stabwerkskuppel nicht immer in den Knoten des Randfachwerkträgers, so dass die Untergurtstäbe zusätzlich auf Biegung beansprucht werden. Durch die zusätzliche Anordnung von Hilfspfosten in dem Strebenfachwerk ergeben sich kürzere Untergurtstäbe und folglich geringere Beanspruchungen infolge der exzentrischen Auflagerungen.

Aus gestalterischer Sicht ermöglicht der Randfachwerkträger mit veränderlicher Neigung die Einordnung der Gitterschale mit rechteckigem Grundriss in die Geometrie des Kleinen Schlosshofes.

Im Hinblick auf eine einfache Herstellung wird der Randfachwerkträger aus Hohlprofilen mit kreisförmigen Querschnitten unterschiedlicher Abmessungen zusammengesetzt. In den Eckbereichen der Überdachung werden für die Übergangsbögen des Obergurtes vorgekrümmte Hohlprofile verwendet. Die Radien der Bögen betragen 3,0 bis 3,8 m. Die Systemhöhe des Randfachwerkträgers variiert zwischen 1,43 bis 3,74 m, die bezüglich einer vertikalen Projektionsfläche konstante Höhe des Randfachwerkträgers beträgt 1,35 m.

Auflager der Stabwerkskuppel

Die Stabwerkskuppel wird über den zugehörigen Randfachwerkträger an der Kuppelbasis auf Punktlagern gestützt. Dabei erfolgt die vertikale Auflagerung umlaufend, aber diskontinuierlich entlang des Kuppelrandes auf Elastomerlagern mit Gleitschicht oder auf Pendelstützen.

Die horizontale Stützung der Stabwerkskuppel senkrecht zu den Umfassungswänden des Schlosses beschränkt sich grundsätzlich auf jeweils 4 bzw. 5 Auflagerpunkte in den mittleren Bereichen aller Seiten des rechteckigen Hofgrundrisses (vgl. Abschnitt 3 sowie Abb. 5) und erfolgt durch Federauflager. Die Verwendung von Federauflagern mit einer definierten Steifigkeit von $c_H = 1200 \text{ kN/m}$ je Auflagerpunkt soll sicherstellen, dass der in die Bestandskonstruktion eingetragene Kuppelschub sowohl infolge der äußeren Lasten als auch der Temperatureinwirkungen weitgehend von der vorhandenen Konstruktion aufgenommen werden kann.

Das wesentliche Element des Federauflagers bildet ein Paket mit vier horizontal angeordneten Schraubenfedern, das vorgespannt und ausgetauscht werden kann. Für die Auswechslung sind auf beiden Seiten des Lagerkörpers Aufstandsflächen für Hydraulikzylinder vorgesehen. Die max. aufnehmbare Horizontalkraft eines Federauflagers beträgt $F_{RD} = 52 \text{ kN}$ im Grenzzustand der Tragfähigkeit. Die Federauflager nehmen nur Druckkräfte auf. Da sich infolge von Windlasten Verschiebungen des Kuppelrandes ergeben können, die der Druckkrafttrichtung entgegenwirken, sind Schraubenverbindungen mit Langlöchern vorgesehen, die Verschiebungswege von 9 cm zulassen.

Für die Aufnahme der aus nichtsymmetrischen Windlastanteilen hervorgerufenen äußeren Horizontalkräfte ist pro Seite des rechteckigen Hofgrundrisses ein in Längsrichtung der zugehörigen Umfassungswand wirkendes Horizontalauflager vorgesehen.

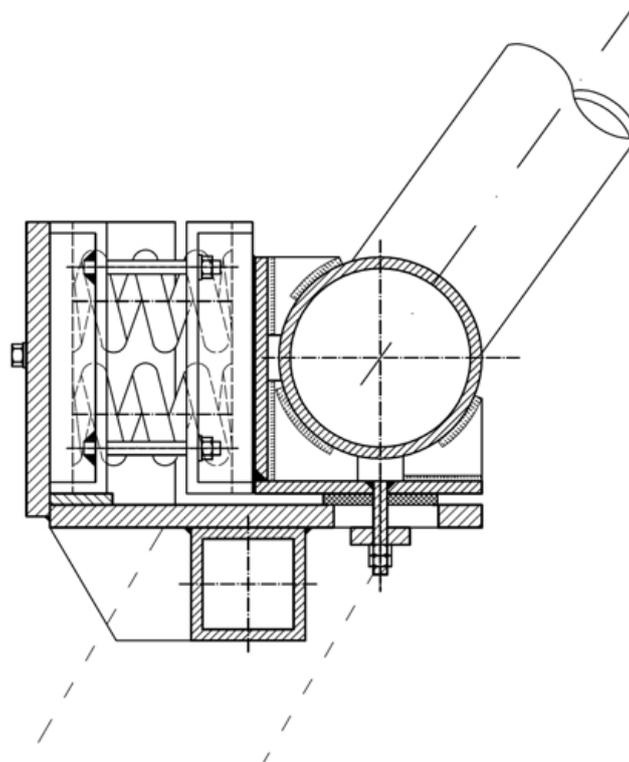


Abb. 9 Detail Auflager mit horizontal angeordneten Schraubenfedern

Am Projekt Beteiligte:

- **Bauherr:** Freistaat Sachsen
- **Projektleitung:** Staatsbetrieb
Sächsisches Immobilien- und Baumanagement
NL Dresden I
Königsbrücker Straße 80, 01099 Dresden
- **Architekt:** Prof. Dr.-Ing. E.h. Peter Kulka, Architekt BDA
Peter Kulka Architektur Dresden GmbH
Werner-Hartmann-Straße 1, 01099 Dresden
- **Tragwerksplaner:**
 - Leistungsphase Entwurfsplanung:
ahw Ingenieure GmbH, Münster
 - Leistungsphase Genehmigungs- und Ausführungsplanung:
 - Stabwerkskuppel und Dachkonstruktion:
Leonhardt, Andrä und Partner
Beratende Ingenieure GmbH
Am Schießhaus 1 – 3, 01067 Dresden
 - Bestandskonstruktion:
Kröning Ulbrich Schröter
Baustatik und Tragwerksplanung
Arndtstr. 15, 01099 Dresden
- **Prüfingenieur für Standsicherheit:** Prof. Dr.-Ing. habil. Bernd Dressel
Hübnerstraße 27, 01187 Dresden

Für die freundliche Bereitstellung von ergänzenden Unterlagen und Bildern danken die Autoren insbesondere:

den Vertretern der staatlichen Projektleitung, Herrn LBD L. Coulin und Herrn Dipl.-Ing. H. Krause, dem Architekten, Herrn Prof. Dr. P. Kulka und seinem Mitarbeiter, Herrn T. Mildner sowie dem Projektverantwortlichen von der ahw Ingenieure GmbH, Herrn Dipl.-Ing. E. Helter und vom Ingenieurbüro Kröning Ulbrich Schröter, Herrn Dipl.-Ing. M. Kröning.

Literatur:

- [1] Sydrum, D.; Ufer P. *Die Rückkehr des Dresdner Schlosses*, edition Sächsische Zeitung, Dresden, 2006
- [2] Staatsbetrieb Sächsisches Bau- und Immobilienmanagement; Staatliche Kunstsammlungen Dresden *Das Grüne Gewölbe im Schloss zu Dresden*, Seemann Verlag, 2006
- [3] Heinle, E.; Schlaich, J. *Kuppeln aller Zeiten, aller Kulturen*, Deutsche Verlagsanstalt Stuttgart, 1996
- [4] Sobek, W.; Kobler, M. *Form und Gestaltung von Betonschalen*, Betonkalender 2007, Bd. 2, Ernst & Sohn, Berlin, 2007
- [5] Liedert, S. *Die Korrelation von Formgebung und Tragverhalten in reinen und elliptisch deformierten Rotationspolyklastoiden und deren Bedeutung für die Entwurfsmechanik*, Dissertation, Technische Universität Dresden, 2002
- [6] Graefe, R. *Zur Formgebung von Bögen und Gewölben*, architectura – Zeitschrift für Geschichte und Baukunst, 1986
- [7] Engelsmann, S.; Sobek, W. *Eine Glaskuppel über dem Nordhof des Landtages von Schleswig-Holstein*, Stahlbau 2007, Heft 8, Ernst & Sohn, Berlin, 2007

Probleme bei der Umsetzung der Schutzziele des Brandschutzes

I. Kühn

1. Einleitung

Aus bauordnungsrechtlicher Sicht sind die Schutzziele zum baulichen Brandschutz in der Sächsischen Bauordnung, §14 wie folgt formuliert:

„Bauliche Anlagen sind so anzuordnen, zu errichten, zu ändern und instand zu halten, dass der Entstehung eines Brandes und der Ausbreitung von Feuer und Rauch vorgebeugt wird und bei einem Brand die Rettung von Menschen und Tieren sowie wirksame Löscharbeiten möglich sind.“

Auf die Umsetzung und der damit verbundenen bzw. daraus resultierenden Probleme wird in den nächsten Abschnitten eingegangen.

2. Umsetzung der Schutzzielvorgaben

2.1 Verhinderung der Brandentstehung

Durch die bauliche Ausbildung der Konstruktion und durch die dazu verwendeten Produkte darf keine Gefahr für eine Brandentstehung gegeben sein. Es sind betriebs- und brandsichere Bauprodukte, insbesondere Geräte und Anlagen der Technischen Gebäudeausrüstung zu verwenden. Sie müssen den Anforderungen der Bauregellisten entsprechen. Darüber hinaus gilt ein Verbot der Verwendung von leichtentflammaren Baustoffen.

2.2 Behinderung der Brandausbreitung

Die Begrenzung der Ausbreitung von Feuer und Rauch wird durch verschiedene Maßnahmen, insbesondere durch die äußere und innere Abschottung eines Gebäudes erreicht. Die Einhaltung dieser Schutzzielvorgabe ist ein grund-legender Bestandteil eines Brandschutzkonzeptes.

Zur äußeren Abschottung gehören die Einhaltung von Gebäudeabständen sowie der Abstände zu Grundstücksgrenzen, die Abstandsflächenregelung und die Errichtung einer Brandwand als Gebäudeabschlusswand, sofern Abstände unterschritten werden.

Der Sinn der inneren Abschottung besteht in der Bildung von Brandabschnitten bzw. Rauch- und Brandabschottungseinheiten. An die entsprechenden Bauteile werden Anforderungen hinsichtlich der Feuerwiderstandsdauer und des Raumabschlusses gestellt. Zu den diesbezüglichen Maßnahmen gehören u. a. die Unterteilung in Nutzungseinheiten, die Bildung von Geschossen, die Anordnung von notwendigen Treppenträumen, die Ausbildung notwendiger Flure, die Unterteilung der Flure in Rauchabschnitte bei Längen von mehr als 30 m, Aufzugsschächte, Installationsschächte und -kanäle, die Abschottung von Räumen mit hohen Brandlasten und Zündquellen wie Heizräume, elektrische Betriebsräume und

Lüftungszentralen sowie die Ausbildung von Außenwänden zur Verhinderung der Brandweiterleitung über die Fassade.

2.3 Gewährleistung einer gefahrenarmen Personenrettung

Oberstes Schutzziel des baulichen Brandschutzes ist die Gewährleistung einer sicheren Evakuierung von Personen aus Bauwerken. Die Rettungs- bzw. Fluchtwege müssen sicher gestaltet werden. Dies betrifft hauptsächlich die Lage und Führung von notwendigen Fluren im Gebäude und die Anordnung von notwendigen Treppenträumen, so dass möglichst entgegengesetzt gerichtete Fluchmöglichkeiten vorhanden sind. Des Weiteren wären zu nennen: Einhaltung von erforderlichen Durchgangsbreiten, Gewährleistung der zulässigen Länge von Rettungswegen, Rauchableitung, Sicherstellung der Größe und der Anleiterbarkeit von Rettungsfenstern, Einsatz von nichtbrennbaren Baustoffen in notwendigen Fluren und Treppenträumen mit Ausnahme der Bodenbeläge und dem Vorhandensein von zwei Rettungswegen, wobei einer immer baulicher Art sein muss.

2.4 Gewährleistung wirksamer Maßnahmen der Brandbekämpfung

Generell müssen die Zugänge und Zufahrten für die Feuerwehr von der öffentlichen Verkehrsfläche und auf dem Grundstück selbst gegeben sein und der SächsBO, § 5 sowie der Richtlinie über Flächen für die Feuerwehr entsprechen. Wirksame Löscharbeiten sind nur dann möglich, wenn neben den o. g. Forderungen auch die ausreichende Bereitstellung von Löschwasser über Hydranten, Löschwasserbecken oder Zisternen sichergestellt ist.

3. Probleme

Nachstehend werden stets wiederkehrende wesentliche Probleme und Mängel kurz zusammengefasst wiedergeben.



Foto 1: unzureichende Brandwand

Brandwände werden, wie im Bild 1 ersichtlich, nicht 30 cm über das Dach geführt oder mit einer auskragenden, feuerbeständigen Platte aus nichtbrennbaren Baustoffen abgeschlossen.

Ein anderes Problem besteht darin, dass notwendige Treppenräume im Brandfall nicht ausreichend lang sicher begehbar sind, weil der obere Abschluss zu nicht ausgebauten Dachräumen (Foto 2) unzureichend ist, brennbare Materialien im Treppenraum (Fotos 2 und 3) gelagert werden, keine T30/RS-Türen zu Kellerräumen eingebaut wurden, Elektro- und Gasinstallationen (Foto 4) vorhanden sind, die Rauchabzugsöffnung (Foto 5) bei Gebäuden mit Höhen über 13 m zu niedrig eingebaut wurden oder die nutzbare Breite der Treppen und Podeste (Foto 3) eingeschränkt ist.



Foto 2



Foto 3



Foto 4



Foto 5

In einigen Fällen, insbesondere bei bestehenden Gebäuden, ist die Feuerwehrezufahrt nicht vorhanden oder die Anleiterbarkeit von Rettungsfenstern, die darüber hinaus oft nicht die erforderliche Größe aufweisen, nicht gegeben. Dies trifft auch auf die Dachterrasse zu, von der Personen im Brandfall nicht gerettet werden können.



Foto 6



Foto 7

Bei Bauüberwachungen oder Endabnahmen sind oftmals Türen anzutreffen, die mit Holzkeilen (Foto 7) ständig offen gehalten werden oder deren Selbstschließer ausgehängen (Foto 8), abgebaut oder defekt sind, so dass Schleusenfunktionen außer Kraft gesetzt werden und Rauch ungehindert in die Treppenträume gelangen kann. Dies wird mit nachstehenden Fotos verdeutlicht.



Foto 8



Unter Umständen trifft man auch gut gesicherte Türen an.

Das nebenstehende Foto zeigt eine T90-Tür im Zuge eines Rettungsweges in einer Brandwand, die zwar ordnungsgemäß zwei Selbstschließer sowie eine Vorrichtung zur Schließfolgeregelung aufweist, sich aber, bedingt durch die beiden Stahlriegel, nicht öffnen lässt.

Foto 9

In einigen Brandschutzgutachten ausgewiesene Teiche ohne entsprechende Entnahmestellen für die Feuerwehr, z. T. relativ weit von den betreffenden Gebäuden entfernt, stellen in ländlichen Gebieten hinsichtlich der Löschwasserversorgung ein Problem dar. Sie können im Sommer bei hohen Temperaturen und geringem Niederschlag ausgetrocknet und im Winter zugefroren sein.



Foto 10

Zum Nachweis des Brandschutzes ist im Lageplan, den Bauzeichnungen und in der Baubeschreibung das Brandschutzkonzept gemäß DVOSächsBO, §12 (4) darzulegen. Dies erfolgt in der Praxis nicht immer umfassend.

Der Brandschutznachweis muss folgende wesentliche Punkte beinhalten:

- Art der Nutzung, Personenanzahl, Brandlasten, Brandgefahren
- Der erste Rettungsweg (Treppenräume, Flure, Ausgänge)
- Der zweite Rettungsweg (Treppen, Rettungsgeräte der Feuerwehr)
- Brandverhalten der Bauprodukte und der Bauteile
- Bauteile und Einrichtungen, die dem Brandschutz dienen (Brandwände, Feuerschutzabschlüsse, RWA-Anlagen, Löschanlagen, ...)
- Brandabschnittsgrößen, Rauchabschnittsgrößen
- Zugänge, Zufahrten und Bewegungsflächen der Feuerwehr
- Löschwasserversorgung
- Abstandsflächen
- Pläne mit brandschutztechnischen Eintragungen

Bei Sonderbauten können höhere Anforderungen gestellt oder auch Erleichterungen gestattet werden. Zu untersuchen bzw. zusätzlich anzugeben sind:

- Brandschutzrelevante Einzelheiten der Nutzung
- Berechnung der Rettungswegbreiten und –längen
- Sicherheitsbeleuchtung
- Abweichungen und deren Begründung
- Benennung der Kompensationsmaßnahmen für die Abweichungen
- Kennzeichnung der Rettungswege
- Berechnung der Brandlasten
- Technische Anlagen und Einrichtungen zur Branderkennung, Brandmeldung, Alarmierung, Personenrettung, Brandbekämpfung sowie der Rauch- und Wärmeabführung
- Löschwasserrückhaltung
- Betriebliche und organisatorische Vorkehrungen zum Brandschutz

Bei Sonderbauten ist generell ein gesondertes Brandschutzkonzept vorzulegen.

Brandschutzkonzepte und –nachweise sind bei Sonderbauten, bei Gebäuden der Gebäudeklasse 4 und 5, sowie auch bei Mittel- und Großgaragen der Gebäudeklasse 1 bis 3 zu prüfen.

4. Schlussfolgerungen

Im Brandschutznachweis müssen die einzelnen Schutzziele ausreichend beachtet und die erforderlichen Maßnahmen zur deren Umsetzung dargelegt und in den Plänen angegeben werden.

Bei der Prüfung des vorbeugenden baulichen Brandschutzes sind diese Angaben und Forderungen auf Vollständigkeit und Richtigkeit zu überprüfen und bei Bauüberwachungen stichprobenartig zu kontrollieren. Abweichungen sind zu bestätigen. Die damit verbundenen Kompensationsmaßnahmen müssen durchgesetzt werden.

Ortsbegehungen bei Bestandsgebäuden und eine entsprechende Bauüberwachung bei allen Bauvorhaben sind notwendig. Dies belegen die immer wieder auftretenden Mängel, Abweichungen und Probleme, die im obigen Abschnitt enthalten und im Vortrag anhand von weiteren Fotos und Skizzen detailliert dargelegt wurden.

Gefährdungen der Standsicherheit von Stahlkonstruktionen bei unzureichenden Detailnachweisen

R. Schneider

1. Einleitung

Gefährdungen der Standsicherheit von Stahlkonstruktionen resultieren oft aus unzureichenden Detailnachweisen. Dazu gehören fehlende Nachweise für die Knotenpunkte der Stahlkonstruktion, fehlerhafte Stabanschlüsse durch nicht ausreichend tragfähige Schraub- oder Schweißverbindungen und die Nichtbeachtung des Kräfteflusses am Knoten bzw. an den Knotenblechen und Schweißnähten.

Im Beitrag soll anhand von 3 Beispielen die Wichtigkeit der Nachweise zu den Knotenpunkten und Stabanschlüssen im Stahlbau gezeigt werden. Diese sind oft aufwendiger als die Stabstatik selbst.

2. Detailplanung im Stahlbau - Leistungen gemäß HOAI

In der Honorarordnung für Architekten und Ingenieure (HOAI) werden die Leistungen der Tragwerksplanung vorgegeben. In den einzelnen Planungsstufen ergeben sich hinsichtlich der Detailnachweise im Stahlbau folgende Leistungen:

- a) Phase 2 und 3 - Vorplanung / Entwurfsplanung:
 - Machbarkeitsüberprüfung maßgebender Knotenpunkte
 - grundlegende Festlegung konstruktiver Details
- b) Phase 4 - Genehmigungsplanung:
 - prüffähige statische Berechnung mit Positionsplänen
 - Nachweise zu maßgebenden Knotenpunkten und Stabanschlüssen sind enthalten
- c) Phase 5 - Ausführungsplanung:
 - Durcharbeiten der Ergebnisse der Genehmigungsplanung
 - statische Nachweise für alle Knotenpunkte spätestens hier
 - Konstruktionszeichnungen für den Stahlbau mit Angaben zur Knotenpunktgestaltung
- d) Werkstattplanung (als Sonderleistung der Ausführungsplanung):
 - Werkstattzeichnungen mit Knotenpunktdurchbildung anhand der Statik und der Konstruktionszeichnungen

3. Detailplanung im Stahlbau - häufig praktiziertes, fehleranfälliges Vorgehen

Im Gegensatz zu den Forderungen der HOAI werden die Durchbildung der Knotenpunkte und Stabanschlüsse und die zugehörigen Nachweise häufig in der Planung nach hinten verschoben oder ganz weggelassen.

- a) Phase 2 und 3 - Vorplanung / Entwurfsplanung:
 - keine Angaben zu Knotenpunkten

b) Phase 4 - Genehmigungsplanung:

- nur Stabstatik erstellt
- häufig nur einzelne Nachweise zur Machbarkeit maßgebender Knotenpunkte, oft gar keine Nachweise

c) Phase 5 - Ausführungsplanung:

- statische Nachweise für die Knotenpunkte fehlen
- Konstruktionszeichnungen für den Stahlbau ohne Angaben zu Knotenpunkten
- statt Nachweisen sollen Knotenpunkte vom Werkstattplaner „konstruktiv“ durchgebildet werden

d) Werkstattplanung (als Sonderleistung der Ausführungsplanung):

- Knotenpunkte ohne Nachweise geplant, oft fehlende Angaben zu Verbindungsmitteln

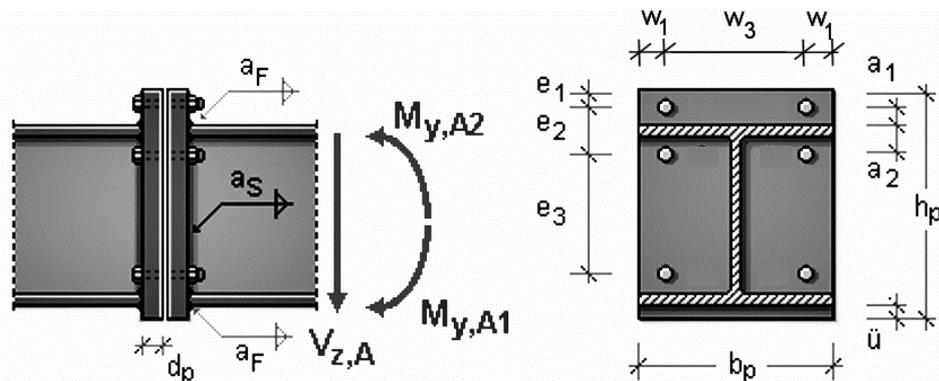
4. Beispiel 1 - Differenzen der Tragfähigkeit biegesteifer Stirnplattenstöße bei Anwendung unterschiedlicher Bemessungshilfen

Bei einer Stahlhalle sollte ein biegesteifer Stirnplattenstoß für einen Träger HEA260 bemessen werden. Folgende Momentenbelastung des Stoßes lag vor:

$$M_G = 34,7 \text{ kNm} \quad M_Q = 52,1 \text{ kNm} \quad M_{y,k} = 86,8 \text{ kNm}$$

$$M_{y,Sd} = 125,0 \text{ kNm}$$

Gewählt wurde ein DAST-Stoß: IH 3A 26 16 (HEA 260, S 235, Schrauben M16, Güte 10.9)



Zur Bemessung wurden die Bemessungstabellen nach [1] und [2] verwendet. Es ergeben sich deutlich unterschiedliche aufnehmbare Momente:

Nach [1] - Bemessungshilfen für profilorientiertes Konstruieren:

$$M_{y1,Rd} = 144,8 \text{ kNm} > M_{y,Sd} = 125 \text{ kNm} \quad M_S/M_R = 86 \% \rightarrow \text{Stoß zulässig}$$

Nach [2] - Typisierte Anschlüsse im Stahlhochbau:

$$M_{y1,Rd} = 94,5 \text{ kNm} < M_{y,Sd} = 125 \text{ kNm} \quad M_S/M_R = 132 \% \rightarrow \text{Stoß unzulässig}$$

Wegen der unterschiedlich großen aufnehmbaren Momente wurde eine Vergleichsberechnung von Hand angestellt. Von den wesentlichen Versagensarten für Biegung

- Schrauben auf Zug,
- Stirnplatte auf Biegung und
- Schweißnaht und Trägerflansch auf Zug bzw. Druck

wurde als für diesen Stoß maßgebende Größe das Versagen der Schrauben auf Zug untersucht. Es ergibt sich:

- Grenzzugkraft der Schrauben M16, 10.9: $N_{R,d} = 114 \text{ kN}$

- Ansatz der beiden Schraubenreihen am Oberflansch (Hebelarm bis UK Flansch)

$$M_{y1,Rd} = (0,30 + 0,225) \cdot 2 \cdot 114 = 119,7 \text{ kNm}$$

$$M_{y1,Rd} = 119,7 \text{ kNm} < M_{y,Sd} = 125 \text{ kNm} \quad M_S/M_R = 104 \% \rightarrow \text{Stoß unzulässig}$$

- Ansatz aller drei Schraubenreihen auf Zug und $\gamma_M = 1,0$:

$$M_{y1,Rd} = (0,30 + 0,225 + 0,065) \cdot 2 \cdot 114 \cdot 1,1/1,0$$

$$M_{y1,Rd} = 148,0 \text{ kNm} > M_{y,Sd} = 125 \text{ kNm} \quad M_S/M_R = 84 \%$$

aber: 3. Reihe liegt in der Druckzone, Sicherheitsniveau verletzt \rightarrow Stoß unzulässig

Zum Vergleich wurden auch die Werte nach zulässigen Spannungen [3] gemäß der vor 1990 gültigen Normen herangezogen:

$$\text{zul. } M_{y1} = 75,6 \text{ kNm} < M_{y,k} = 86,8 \text{ kNm} \quad M_S/M_R = 115 \% \rightarrow \text{Stoß unzulässig}$$

Der Stoß besitzt nur bei Anwendung der Bemessungstabelle nach [1] eine ausreichende Tragfähigkeit. Da aber offensichtlich Sicherheitsdefizite vorliegen, werden bei Anwendung der Tabelle inzwischen Zusatznachweise empfohlen. Der Verfasser selbst empfiehlt in einer Klarstellung (www.psp-tech.de/publikationen vom 01.07.2004):

„ ... Es ist zu beachten, dass bei der Bemessung mit [1] unbedingt ein Gebrauchstauglichkeitsnachweis zu führen ist ...“

„Es ist festzustellen: Beide Tabellenwerke basieren auf allgemein anerkannten Regeln der Technik bzw. gültigen Normen, sind typengeprüft und deshalb uneingeschränkt anwendbar. Die Entscheidung, welches Tabellenwerk verwendet werden soll, liegt beim jeweiligen Anwender.“

Die Landesgewerbeanstalt Bayern, Prüfamts für Baustatik fordert zur Verwendung der Bemessungstabellen [1] für typengeprüfte, biegesteife Stirnplattenverbindungen (www.lga.de, Tipp des Monats 08/04):

„... Erhebliche Differenzen sind bei den Anschlusstypen IH2 und IH4 vorhanden ...“

„...Bei der Bemessung nach [1] ist ... der Gebrauchstauglichkeitsnachweis ($\gamma_M = 1,0$) zu führen ...“

Der Gebrauchstauglichkeitsnachweis in Ergänzung zu [1] ergibt:

$$M_{y1,k} = (h-t) \cdot 4 \cdot 0,8 \cdot F_v = (0,25 - 0,0125) \cdot 4 \cdot 0,8 \cdot 100$$

$$M_{y1,k} = 76,0 \text{ kNm} < M_{y,k} = 86,8 \text{ kNm} \quad M_S/M_R = 115 \% \rightarrow \text{Stoß unzulässig}$$

Das Ergebnis der Berechnung ist, dass der Stoß keine ausreichende Tragfähigkeit besitzt, obwohl das aufnehmbare Moment nach [1] zunächst ausreichend ist. Der Gebrauchstauglichkeitsnachweis ist bei biegesteifen Stirnplattenstößen somit immer zu führen. Alle weiteren Randbedingungen der Bemessungstabellen sind einzuhalten, da sich Geometrie der Stirnplattenstöße und Schweißnahtdicken teilweise unterscheiden.

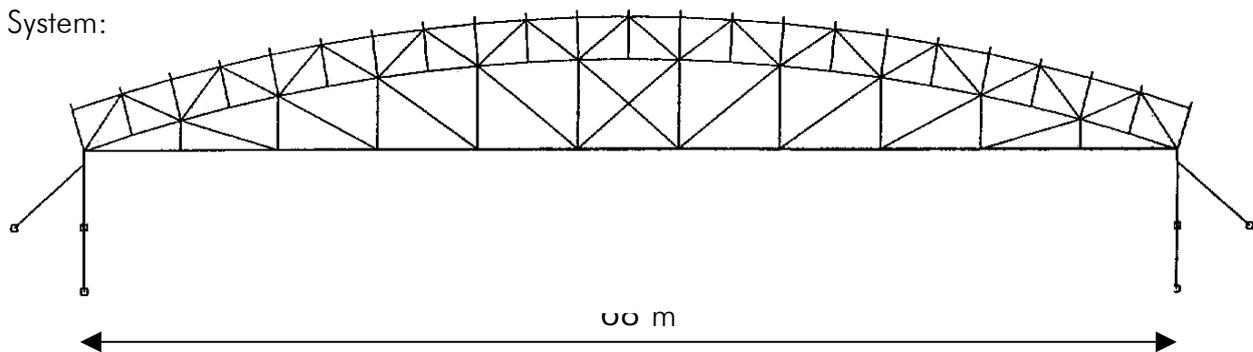
Die Tragfähigkeit nach [2] ist geringer als nach den alten Bemessungstabellen mit zulässigen Spannungen [3]. Das erscheint aus der Sicht des Autors ebenfalls zweifelhaft, da die alten Tabellen über lange Zeit zuverlässig verwendet wurden.

Es ergibt sich, dass bei einem Überstand $\ddot{u} > 10$ mm die Tragfähigkeit immer gegeben ist. Vom Werkstattplaner war jedoch ein oben mit dem Winkel bündiger Einbau vorgesehen worden, Angaben vom Tragwerksplaner lagen nicht vor. Die Vernachlässigung dieses kleinen Details hätte ohne nachfolgende Kontrolle dazu geführt, dass die Tragfähigkeit der gesamten Bühne nicht gegeben wäre.

6. Beispiel 3 - Schäden durch Nichtbeachtung des Verformungsverhaltens von Schraubverbindungen am Randbinder der Arena Leipzig

Bei den beiden Randbindern der Arena Leipzig ergaben sich noch im Rohbauzustand bzw. im drauffolgenden Ausbauzustand zusätzliche Verformungen, die zunächst nicht erklärbar waren. Bei genauer Durchsicht der Planungsunterlagen wurde folgendes festgestellt:

System:



Weitere Systemdaten:

- Obergurt als Dreigurtbogenbinder, Bauhöhe 2,5 m
- Untergurt HEM 220
- Stich des Bogens in Feldmitte: 5,27 m

Querschnitt des Binders:



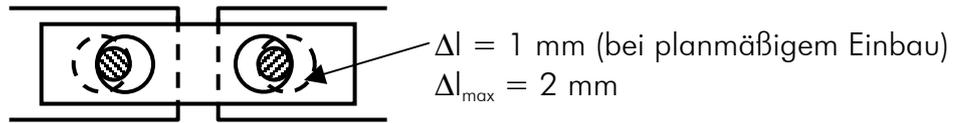
Die Binder wurden in korrekter Lage eingebaut und vermessen. Nach Eintragung der Dachlasten und der Ausbaulasten am Giebel traten um ca. 70 mm größere Durchbiegungen in Feldmitte auf als in der Statik ausgewiesen.

Gemäß Statik ergeben sich in Feldmitte der Binder die nebenstehend angegebenen vertikalen Verschiebungen, die durch vergleichende Berechnungen bestätigt werden konnten.

Im Untergurt des Binders (HEM 220) waren wegen der großen Länge 4 Montagestöße angeordnet worden. Diese waren als Laschenstöße mit hochfesten, vorgespannten Schrauben (keine Passschrauben) ausgeführt worden.

| Lastbezeichnung | Durchbiegung [mm] |
|--------------------------|-------------------|
| Binder | 27 |
| Pfetten, Fassadenpfosten | 13 |
| Dacheindeckung | 15 |
| Giebelfassade | 22 |
| Installation | 6 |
| Schnee | 27 |
| Abhängelasten | 3 |
| Temperatur +15 °C | -2 |
| Temperatur -15 °C | 2 |
| Wind auf Längsseite | -18 |
| Summe ständige Lasten | 83 |

Prinzipiskizze
Laschenstoß:



Das Schraubenlochspiel betrug 2 mm. Beim Einbau der Binder wurden die Schrauben vorgespannt, so dass der Binder durch die Reibungskräfte zwischen Lasche und Träger in seiner Form blieb. Mit Zunahme der Lasten reichten die Reibungskräfte nicht mehr aus, um die Zugkräfte im Untergurt zu übertragen. Zur Aktivierung der planmäßigen Lochleibungskräfte wurden die Schrauben in den Stößen so verschoben, dass die Schraubenschäfte an der Lochleibung anlagen. Folgende zusätzliche Verformungen ergeben sich daraus:

Gesamtverlängerung des Untergurtes:

$$\Delta l_{UG} = 4 \cdot 4 \cdot 1 \text{ mm} = 16 \text{ mm (bei planmäßigem Einbau)}$$

$$\Delta l_{UG,max} = 4 \cdot 4 \cdot 2 \text{ mm} = 32 \text{ mm}$$

Die vertikale Verschiebung in Feldmitte beträgt ca. das 2,5-fache dieses Wertes:

$$\Delta w \approx 2,5 \cdot 16 \text{ mm} = 40 \text{ mm (bei planmäßigem Einbau)}$$

$$\Delta w_{max} \approx 2,5 \cdot 32 \text{ mm} = 80 \text{ mm}$$

Die gemessenen zusätzlichen Verschiebungen von 70 mm nach unten sind damit erklärbar.

Es traten hier Schäden durch notwendige Änderungen der Geometrie von Glasfassaden sowie durch Anpassung des Auflagerspiels am horizontal verschieblichen Lager auf. Ursache war der nicht geführte Detailnachweis, hier jedoch als Nachweis der Gebrauchstauglichkeit. Insbesondere wurden die Nachgiebigkeiten in den Anschlüssen nicht beachtet. Kontrollen der Ausführungspläne erfolgten offensichtlich nur in Hinblick auf die Tragfähigkeit.

7. Zusammenfassung

Die Erstellung der Detailnachweise und der zugehörigen Ausführungs- und Werkstattpläne im Stahlbau muss immer mit großer Sorgfalt erfolgen. Die Planer müssen dazu über die nötige Sachkunde und Erfahrung verfügen. Durch die Prüfung von Statik und Plänen können mögliche Fehler noch erkannt und beseitigt werden. Gefährdungen für die Tragfähigkeit lassen sich so vermeiden.

Knotenpunkte und Stabanschlüsse sind immer nachzuweisen. Bei Anwendung von Bemessungstabellen oder -programmen ist die nötige Sachkunde ebenfalls erforderlich. Randbedingungen dieser Bemessungshilfen sind einzuhalten.

Detailnachweise müssen immer vor Erstellung der Werkstattplanung erfolgen. Eine ausreichende Qualitätssicherung ist durch konsequente Anwendung der HOAI möglich.

Literatur

- [1] Oberegge, O.; Hockelmann, H.-P.; Dorsch, L.; Bemessungshilfen für profilorientiertes Konstruieren, Stahlbau Verlagsgesellschaft mbH, Köln, 1997,
- [2] Sedlacek, G.; Weynand, K.; Oerder, S.; Typisierte Anschlüsse im Stahlhochbau, Stahlbau Verlagsgesellschaft mbH, Düsseldorf, 2000
- [3] Typisierte Verbindungen im Stahlbau, 2. Auflage; Stahlbau Verlagsgesellschaft mbH, Köln, 1978 (Bemessung noch nach zulässigen Spannungen)

Stabilitätsgefährdung von Dächern mit weitgespannten Nagelbrett- und Nagelplattenbindern

M. Brox

1. Einleitung und Begriffe

Nagelbrett- und Nagelplattenbinder werden i.d.R. als weitgespannte Fachwerke ausgebildet. Sie lagern nur auf den Außenwänden auf und gewährleisten so große stützenfreie Räume. Hinsichtlich des Materialverbrauches stellen beide Binderarten eine wirtschaftliche Konstruktion dar. Mit der Verwendung von bauaufsichtlich zugelassenen Nagelplatten kann auch der Arbeitsaufwand minimiert werden. Grundsätzlich können alle Formen von Fachwerkträgern realisiert werden. Als statisches System sind neben Einfeldträgern auch Zwei- und Dreigelenksysteme möglich.

Nagelbrettbinder bestehen aus dünnen und teilweise sehr kurzen Brettern. Bei einer konstanten Brettstärke von 24-30 mm wird die Querschnittshöhe entsprechend dem Schnittkraftverlauf angepasst. Aus zwei Brettern und einem Füllholz zusammengesetzte Querschnitte bilden die Gurte. Die Herstellung der Gurtstöße erfolgt mit seitlich aufgenagelten Laschen. Die Diagonalen der Fachwerke werden als Einzelbrett zwischen die Ober- und Untergurtbretter eingefügt. Schlanke, auf Druck beanspruchte Diagonalstäbe werden hinsichtlich der Stabilität durch seitlich aufgenagelte Bretter verstärkt. Alle Knotenpunkte sind genagelt, wobei die Nägel zur Gewährleistung einer ausreichenden Einschlagtiefe mit $> 3 \cdot d_s$ umgeschlagen wurden.

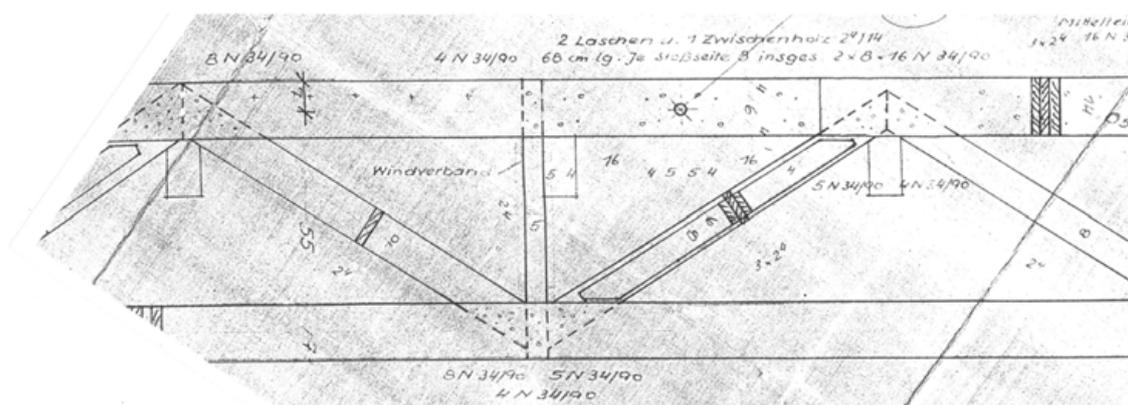


Abb. 1: Konstruktionsprinzip Nagelbrettbinder

Nagelplattenbinder bestehen aus Kanthölzern mit einer konstanten Dicke von meist 60 mm. Die Höhe der einteiligen Vollholzquerschnitte variiert entsprechend dem Schnittkraftverlauf. Schlanke Druckdiagonalen werden zur Verringerung der Knicklänge durch Einzelabstützungen seitlich gehalten.

Die einzelnen Fachwerkstäbe sind an den Knotenpunkten stumpf gestoßen und werden durch seitlich eingepresste Nagelplatten verbunden. Die Größe der rechteckigen Nagelplatten wird

entsprechend den aufzunehmenden Normalkräften der anzuschließenden Stäbe minimiert. Die Verwendung von Nagelplatten wird durch allgemeine bauaufsichtliche Zulassungen geregelt.

Im Allgemeinen weisen die Gurte der Nagelplattenbinder einen oder mehrere Stöße auf. Aufgrund der fehlenden Seitensteifigkeit der Nagelplatten stellen diese Punkte Gelenke dar, die eine zusätzliche seitliche Abstützung erfordern. Bei der Berechnung der Stabilisierungslasten sowie bei der konstruktiven Ausbildung müssen diese Gelenke berücksichtigt werden.

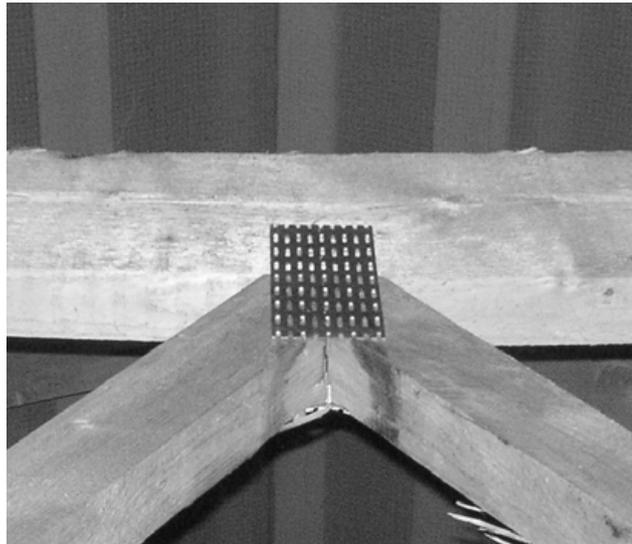


Abb. 2: Konstruktionsprinzip Nagelplattenbinder

2. Räumliche Tragwirkung der Dachkonstruktionen

Die einzelnen Binder werden bei der Planung zunächst für ihre Haupttragwirkung in der Fachwerkebene bemessen. Die Stabilitätsnachweise der knickgefährdeten Druckstäbe gelingen wegen ihrer großen Schlankheit häufig nur durch Ansatz von seitlichen Abstützungen.

Für die räumliche Tragwirkung müssen die senkrecht zur Fachwerkebene gerichteten Stabilisierungslasten der Druckstäbe sowie Windkräfte berücksichtigt und in die massive Unterkonstruktion der Bauwerke (Geschossdecken, Außenwände) eingeleitet werden. Dazu sind in der Dachebene liegende Verbände geeignet, die ihre Auflagerkräfte direkt an der Traufe abgeben. Der Lastabtrag am Firstpunkt geschieht über eine Firstbohle und Windrispenbänder zur Traufe. Im Bereich kontinuierlich durchlaufender Obergurte wird die Stabilisierungslast über die Dachlattung in die Verbände geleitet. An den Nagelplattenstößen der Bindergurte muss der Verdrehbarkeit aufgrund des Gelenkes durch eine zusätzliche Bohle entgegengewirkt werden.

Während bei der Planung das Haupttragverhalten der Dachkonstruktion i.d.R. zutreffend erfasst wird, wird die beschriebene räumliche Tragwirkung der Aussteifungskonstruktion des gesamten Daches häufig bei der Planung unzureichend betrachtet und/oder bei der Ausführung fehlerhaft umgesetzt.

3. Beispiele für geschädigte Dachkonstruktionen

Die aus **Nagelbrettbindern** bestehende Dachkonstruktion des **Otto-Meisser-Baus** der TU-Bergakademie Freiberg ist eine typische und in den 1950-er und 1960-er Jahren häufig angewendete Bauweise. Die Spannweite eines 38° geneigten Sparrendaches beträgt etwa 14,0 m.

Die Binder entsprechen den o.g. Konstruktionsprinzipien der Nagelbrettbinder (Brettstärke 2,4 cm) und stellen die Sparren des Dreigelenksystem dar. Die Auflagerung der Binder im Traufbereich sowie die gelenkige Verbindung am First erfolgt durch die Obergurte. Aufgrund dieser Konstruktion wird der Obergurt sowohl durch die Sparrendruckkraft als auch durch die Druckkraft infolge Biegung beansprucht. Untergurt, Diagonalen und Pfosten des Fachwerkes erhalten dagegen nur Normalkräfte infolge Biegung.

Die Schädigung der Dachkonstruktion stellte sich wie folgt dar: Die stabilitätsgefährdeten Obergurte der Nagelbrettbinder waren deutlich sichtbar in Bogen- oder S-Form aus der Binderebene heraus ausgewichen. Die Verformungen benachbarter Binder gingen in die gleiche Richtung und wiesen Stichmaße von bis zu 20 cm auf. Damit überschreiten diese Werte deutlich den Stich der Krümmung, der im Allgemeinen in [1] durch den Ansatz der Stabilisierungslasten unter Annahme einer Außermittigkeit von $e = l/240 = 3,6$ cm berücksichtigt wird.

Die Aussteifung der stabilitätsgefährdeten Obergurte erfolgte nur über die Dachlatten. Weitere Verbände waren nicht vorhanden. Bei fehlendem Festpunkt in Gebäudelängsrichtung ist diese Aussteifung nicht ausreichend wirksam. Die Kopplung der Binder durch die Dachlatten bewirkt zudem ein gleichgerichtetes Ausweichen der Obergurte. Die räumliche Aussteifung der Dachkonstruktion wurde bei der Planung und Ausführung nicht berücksichtigt.

Die Schädigung der Dachkonstruktion wurde erst durch starke Verformungen an angrenzenden Bauteilen bemerkt. So waren die Dachlatten über die bereits horizontal gerissene Giebelwand hinausgeschoben worden.

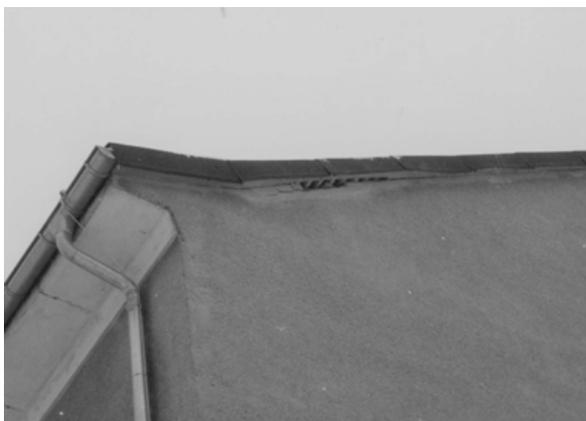


Abb. 3: Schadensbild der seitlich ausgewichenen Nagelbrettbinder des Otto-Meisser-Baus

Die aus **Nagelplattenbindern** bestehende Dachkonstruktion eines **Plus-Lebensmittelmarktes** in Dresden ist eine häufig für Discountmärkte angewendete Bauweise. Die Spannweite beträgt etwa 26,0 m.

Die Binder entsprechen den o.g. Konstruktionsprinzipien der Nagelplattenbinder mit einer konstanten Querschnittsbreite der Vollholzquerschnitte von 6 cm. Das 22° geneigte Satteldach besteht aus 40 trapezförmigen Fachwerkbindern mit horizontalen Obergurten und aufgesetzten Firstdreiecken als Dreigelenksysteme.

Die Schädigung der Dachkonstruktion stellte sich wie folgt dar: Die stabilitätsgefährdeten horizontalen Obergurte der Nagelbrettbinder waren deutlich sichtbar in Bogenform aus der Binderebene heraus ausgewichen. Die Verformungen aller Gurte gingen in die gleiche Richtung und wiesen Stichmaße von bis zu 40 cm auf. Damit überschreiten diese Werte den Stich der Krümmung deutlich, der im Allgemeinen in [1] durch den Ansatz der Stabilisierungslasten unter Annahme einer Außermittigkeit von $e = 1/240 = 2,7$ cm berücksichtigt wird. Die schräg liegenden Obergurte waren ebenfalls um etwa 6 – 7 cm seitlich ausgewichen.

Verbände in der stabilitätsgefährdeten horizontalen Obergurtebene fehlten vollständig, so dass die Aussteifung der horizontalen Obergurtebene nicht gegeben war. Dies wurde bereits bei der Planung nicht berücksichtigt. Die Aussteifung der ebenfalls stabilitätsgefährdeten schrägen Obergurte erfolgt zunächst durch die Dachlatten. Über die gesamte Gebäudelänge waren vier, in der Dachebene liegende Verbände angeordnet. Diese spannten von der Traufe bis zum First. Vom Firstpunkt ausgehend waren Windrispenbänder zur Traufe gespannt. Die für die Verbandswirkung notwendige Firstbohle war etwa 0,5 m vom First entfernt eingebaut und nicht an die Windrispenbänder angeschlossen. Durch diese mangelhafte Ausführung waren die in der Dachebene liegenden Verbände nicht ausreichend wirksam. Die oben beschriebene Gelenkwirkung der Nagelplattenstöße der Obergurte wurde bei der Ermittlung der Stabilisierungslast nicht berücksichtigt.

Die Schädigung der Dachkonstruktion wurde erst durch Verformungen an angrenzenden Bauteilen bemerkt. So hat sich die Titanzinkblechverkleidung der Giebel mit der Holzschalung und der Lattenunterkonstruktion dem Ausweichen der horizontalen Binder folgend ebenfalls stark gewölbt.



Abb. 4: Schadensbild der ausgewichenen horizontalen Obergurte der Nagelplattenbinder des Plus-Marktes

4. Sanierungsvorschläge geschädigter Dachkonstruktionen

Die auftretenden Schäden an Dachkonstruktionen aus Nagelbrett- und Nagelplattenbindern sind i.d.R. auf eine fehlende oder unzureichende räumliche Aussteifung des Systems zurückzuführen. Daher wird es im Zuge einer Sanierung notwendig sein, neue oder zusätzliche Verbände in den auszusteienden Gurtebenen einzubauen.

In [4] werden grundsätzliche Punkte angeführt, die beim nachträglichen Einbau zusätzlicher Aussteifungskonstruktionen beachtet werden sollten. Die Verformungen der Binder haben sich über längere Zeit hin eingestellt und sind in der Regel plastisch. Die Binder lassen sich daher meist nicht mehr in ihre ursprüngliche Lage zurückverformen, ohne zusätzliche und unkontrollierte Beanspruchungen der Konstruktion zu verursachen. Die Dachkonstruktion wird daher in ihrer Gleichgewichtslage belassen, jedoch muss die Aussteifungskonstruktion weitere Verformungen verhindern und somit die Standsicherheit gewährleisten.

Die geschädigte, aus **Nagelbrettbindern** bestehende Dachkonstruktion des **Otto-Meisser-Baus** wurde durch neue, in der Obergurtebene liegende Stahlfachwerke ausgesteift. An der Traufe werden die Auflagerkräfte direkt abgeleitet. Für den Lastabtrag im Firstpunkt erfolgte der Einbau einer Firstpfette, die über Holzstützen und Vertikalverbände aus Zugstangen die Auflagerkräfte in die letzte Geschossdecke einleitet. Der Einbau der neuen Konstruktionsteile erfolgte kraftschlüssig im sich eingestellten Gleichgewichtszustand.

Die geschädigte, aus **Nagelplattenbindern** bestehende Dachkonstruktion des **Plus-Lebensmittelmarktes** in Dresden wurde ebenfalls durch neue bzw. zusätzliche Verbände in der horizontalen und schrägen Obergurtebene ausgesteift. An der Traufe werden die Auflagerkräfte direkt abgeleitet. Der Lastabtrag von den übrigen Auflagerpunkten der Verbände geschieht über zur Traufe hin gespannte Windrispenbänder, wobei die zur Verbandswirkung notwendigen Druckbohlen zusätzlich eingebaut wurden. Der Einbau der neuen Konstruktionsteile erfolgte, nachdem die Verformungen der horizontalen Obergurte durch Entlasten der Binder und Zurückziehen teilweise rückgängig gemacht wurden.



Abb. 5: Sanierungsvorschlag durch Einbau zusätzlicher vertikaler und in Dachebene liegender Verbände

5. Feuerwiderstand von Dachkonstruktionen aus Nagelplattenbindern

Die Verkaufsfläche der derzeit häufig errichteten Discountmärkte variiert zwischen 700 und 1500 m². Aufgrund dieser geringen Verkaufsfläche von <2000 m² gilt die Sächsische Verkaufsstättenbaurichtlinie nicht. Eine Dachkonstruktion ohne Anforderungen an die Feuerwiderstandsdauer (F0) ist daher gemäß SächsBO zulässig. Die SächsVerkBauR würde hier für die üblicherweise erdgeschossigen Bauwerke F30 fordern.

Bedingt durch die oben beschriebene wirtschaftlich optimierte Bauweise der Nagelplattenbinder sind die Holzquerschnitte und vor allem die Nagelplatten in fast allen Bereichen der Binderkonstruktion sehr hoch ausgenutzt. Im Falle des Versagens einzelner Binder infolge Brandeinwirkung ist somit keine Lastumlagerung mehr möglich. Das hat zur Folge, dass ein schlagartiges Versagen der Konstruktion eintreten kann.

Die Dachkonstruktionen sind immer mit einer Unterhangdecke versehen. Darüber befinden sich meist für eine Brandentstehung ausreichende Zündquellen (z.B. Kabel, Lüftungs- und Klimaanlage). Um eine oft unbemerkte Brandentstehung zu vermeiden, wird der Einbau einer flächendeckenden Rauchmelderüberwachung mit akustischer und optischer interner Alarmierung vorgeschlagen. Damit kann eine frühzeitige Branderkennung sowie eine Selbstrettung von Personen und eine Feuerwehralarmierung sichergestellt werden.

Da jedoch seitens der Feuerwehr immer von einer Personenrettung ausgegangen wird und gemäß § 14 SächsBO ein wirksamer Löschangriff der Feuerwehr (Innenangriff) möglich sein muss, würde eine erhöhte brandschutztechnische Anforderung an die Dachkonstruktion (z.B. F30) mehr Sicherheit geben.

Vorschriften, Fachliteratur

- [1] DIN 1052 (April 1988): Holzbauwerke, Teil 1: Berechnung und Ausführung
Teil 2: Mechanische Verbindungen
- [2] Ahnert, R.; Krause, K.: Typische Baukonstruktionen von 1860 bis 1960
zur Beurteilung der vorhandenen Bausubstanz
Verlag für Bauwesen, Berlin, 1985
- [3] Mönck, W.: Holzbau, Verlag für Bauwesen, Berlin, 1974
- [4] Mönck, W.: Schäden an Holzkonstruktionen
Verlag für Bauwesen, Berlin, 1987
- [5] Kofent, W.; Krebs, G.: Kontrolle und Sanierung von Dachkonstruktionen aus Holz
Bauzeitung 1971 Heft 3, Seiten 147-150
- [6] Helm, J.: Schwachpunkt Nagelplatten-Dachkonstruktionen
aus: Brandschutz Deutsche Feuerwehr-Zeitung
Verlag W. Kohlhammer, Heft April 2007, S. 273-280

Notizen

