

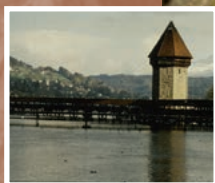
Dieter Ansorge (Hrsg.)


Historische Holzbauwerke und Fachwerk

Instandsetzen – Erhalten

Teil 2:

Ausgewählte Objekte und Konstruktionen



Fraunhofer IRB  Verlag

Historische Holzbauwerke und Fachwerk Instandsetzen – Erhalten

Teil 2: Ausgewählte Objekte und Konstruktionen

Herausgegeben von Dieter Ansorge

Rolf Dürschner | Herman Wirth | Holger Schmidt-Schuchhardt
Conny und Martin Wernicke | Manuela Kramp | Dieter Ansorge
Reiner Dinger | Thomas Altmann | Ambrosius Widmer | Beat Lauber
Theo Hein | Elmar Krabbe | Hans-Jürgen Niemann | Marc Ellinger
Kornelia Horn

Historische Holzbauwerke und Fachwerk Instandsetzen – Erhalten

Teil 2: Ausgewählte Objekte und Konstruktionen

Herausgegeben von Dieter Ansorge

Bearbeitet von Dieter Ansorge

Fraunhofer IRB Verlag

Bibliografische Information der Deutschen Nationalbibliothek:

Die Deutsche Nationalbibliothek verzeichnet diese Publikation in der Deutschen Nationalbibliografie; detaillierte bibliografische Daten sind im Internet über www.dnb.de abrufbar.

ISBN (Print): 978-3-8167-8614-6

ISBN (E-Book): 978-3-8167-9085-3

Herstellung: Gabriele Wicker

Layout: Dietmar Zimmermann

Umschlaggestaltung: Martin Kjer

Satz: Satzkasten, Stuttgart

Druck: Offizin Scheufele Druck und Medien GmbH + Co. KG, Stuttgart

Alle Rechte vorbehalten.

Dieses Werk ist einschließlich aller seiner Teile urheberrechtlich geschützt. Jede Verwertung, die über die engen Grenzen des Urheberrechtsgesetzes hinausgeht, ist ohne schriftliche Zustimmung des Fraunhofer IRB Verlages unzulässig und strafbar. Dies gilt insbesondere für Vervielfältigungen, Übersetzungen, Mikroverfilmungen sowie die Speicherung in elektronischen Systemen.

Die Wiedergabe von Warenbezeichnungen und Handelsnamen in diesem Buch berechtigt nicht zu der Annahme, dass solche Bezeichnungen im Sinne der Warenzeichen- und Markenschutz-Gesetzgebung als frei zu betrachten wären und deshalb von jedermann benutzt werden dürften.

Sollte in diesem Werk direkt oder indirekt auf Gesetze, Vorschriften oder Richtlinien (z. B. DIN, VDI, VDE) Bezug genommen oder aus ihnen zitiert werden, kann der Verlag keine Gewähr für Richtigkeit, Vollständigkeit oder Aktualität übernehmen. Es empfiehlt sich, gegebenenfalls für die eigenen Arbeiten die vollständigen Vorschriften oder Richtlinien in der jeweils gültigen Fassung hinzuzuziehen.

© by Fraunhofer IRB Verlag, 2014

Fraunhofer-Informationszentrum Raum und Bau IRB

Nobelstraße 12, 70569 Stuttgart

Telefon +49 711 9 70-25 00

Telefax +49 711 9 70-25 08

irb@irb.fraunhofer.de

www.baufachinformation.de

Vorwort

Dieter Ansorge

Historische Holzbauwerke, seien es Häuser, Türme, Brücken, Wasser- oder Windmühlen, Sportstätten, wie Radrennbahnen usw., sind Zeugnisse von hervorragenden Planungen von Architekten, Ingenieurleistungen, Handwerkskünsten und Bauweisen von längst vergangenen, oft auch vergessenen Bauwerken. Sie faszinieren nicht nur Fachleute wie Techniker oder Historiker, sondern auch weltweit Millionen von Bürgern. Viele dieser Zeitzeugen in der ganzen Welt sind Ziele von speziellen Besichtigungen und Führungen, Kommunen bieten mit Fachwerkgebäuden oder sonstigen hochwertigen Holzkonstruktionen Ortsführungen für normale Besucher an. Von der UNESCO zum Weltkulturerbe erklärte Bauwerke werden jährlich von vielen Millionen besucht.

Diese erkennen, dass schon in der Vergangenheit durch die Leistungen von Baumeistern und Handwerkern Werke geschaffen wurden, die oftmals seit vielen Jahrhunderten betrieben und genutzt wurden und auch bei sachgerechter Pflege weitere Jahrhunderte erhalten werden können.

Durch Kriege, aber auch durch die rasante Wirtschaftsentwicklung der letzten Jahrzehnte und auch durch das allgemeine Desinteresse der Bevölkerung an diesen Bauwerken, wurden unzählige alte Holzbauwerke unnötig und unwiederbringlich vernichtet. Durch gebäudeunverträgliche Umnutzungen und Sanierungen, aber auch durch bewusst unterlassene Instandhaltung, wurden und werden noch weitere dieser Bauwerke zerstört. Unverständnis für den notwendigen Erhalt alter Bauwerke und rein wirtschaftliche Interessen von öffentlichen Eigentümern, Industrie, Gewerbe und Bauträgern lassen tagtäglich unzählige Bauwerke verschwinden.

Über ca. 90 % der heutigen Architekten und Bauingenieure befassen sich nur noch mit Neubauten. Gebäudeverträgliche Erhaltungs- und Instandsetzungstechnologien sind nicht bekannt oder der Planungs- und Überwachungsaufwand wird nicht ausreichend vergütet. Bauwerkserhaltung und Denkmalpflege historischer Holzbauweisen werden weder an Hochschulen noch den Ausbildungseinrichtungen der Handwerkskammern im Rahmen der allgemeinen Ausbildung von Architekten, Ingenieuren und Handwerkern gelehrt.

Nicht durch die öffentliche Hand, sondern überwiegend von privaten Initiatoren wurden in der Vergangenheit meistens historische Bauwerke erhalten.

Erfreulicherweise tritt eine spürbare Veränderung im Bewusstsein Vieler ein, die den Erhalt und die Nutzung von alten Zeitzeugen wünschen, fordern und durch eigene Initiativen fördern.



Stiftungen, wie z.B. die Deutsche Stiftung Denkmalschutz, sammeln Spenden, Fördergelder und unterstützen in vorbildlicher Weise den Erhalt und die Instandsetzung von verfallenen Bauwerken. Vereine, wie die Wissenschaftlich-Technische Arbeitsgemeinschaft für Bauwerkserhaltung und Denkmalpflege WTA oder das Zentrum für Handwerk und Denkmalpflege ZHD, sowie Denkmalhöfe erarbeiten seit Jahrzehnten technische Regelwerke und bilden, besonders das ZHD in Fulda, Planer und Handwerker in alten Handwerkstechniken und den Fachregeln für die Erhaltung historischer Bauten aus. Akademien der Handwerksverbände schulen erfahrene Handwerker zu Sachverständigen und Restauratoren im Handwerk.

Wenn allerdings durch teils unverständliche öffentliche Auflagen, wie die EnEV Fassaden, ganze Altgebäude beschädigt oder zerstört werden, ist es an der Zeit, dass die Politik den Wahnsinn oft untauglicher und lebensgefährlicher Energieeinsparung bei diesen Gebäuden erkennt und abstellt.

Inhaltsverzeichnis

Rolf Dürschner	
Erhaltung der Möhrendorfer Wasserschöpfräder als	
Technik- und Kulturdenkmale.	11
Hermann Wirth	
Salinistische Gradierwerke – Geschichte und Schadensanfälligkeiten	23
Holger Schmidt-Schuchardt	
Renaissance einer alten Technologie: das Gradierwerk Bad Salzuflen	37
Conny und Martin Wernicke	
Mühle in Klein Kyhna	41
Manuela Kramp	
Restaurierung des »Remensnider-Hauses« in Herford.	51
Dieter Ansorge, Reiner Dinger	
Die Radrennbahn Öschelbronn.	67
Thomas Altmann	
Historische Holzbrücken	75
Ambrosius J. R. Widmer	
Die Spreuerbrücke Luzern – Ein Restaurierungsbericht.	107
Beat Lauber	
Sanierung Holztragwerk Spreuerbrücke.	145
Josef Theo Hein	
Der Todaiji-Tempel – Das größte Holzbauwerk der Welt.	159
Dieter Ansorge	
Zollinger-Lamellendächer	167
Hans-Jürgen Niemann und Elmar Krabbe	
Tragverhalten eines hölzernen Zollbau-Lamellendaches am Beispiel der	
Halle Münsterland	175



Marc Ellinger	
Über die hölzerne Kuppel von St. Blasien	195
Kornelia Horn	
Pißdorfer Kirchturm wieder in historischer Form	201
Dieter Ansorge	
Der Schlesische Eiffelturm und andere Holzfachwerktürme.	213

Einleitung

Dieser Sammelband stellt unterschiedliche Bauwerke vor. Zum Erhalt durchgeführte Maßnahmen werden von den jeweiligen Autoren beschrieben. Das Buch soll seine Leser dazu ermuntern, die vorgestellten Bauwerke zu besichtigen, deshalb: **Fahr mal hin!**

Wenn, wie bei einigen Bauwerken beschrieben, Neubauten im Stil der Vorgängerbauten vorgestellt werden, soll damit gezeigt werden, dass historische Bautechnologien auch noch heute ihre Berechtigung haben und durchaus aktuell sind, nur eben im Laufe der Zeit einfach vergessen wurden. Alle Autoren dieses Buches haben sich, sei es beruflich oder aus privatem Engagement, der Erhaltung historischer Bauwerke verschrieben. In Privatinitiativen wurden zum Teil Vereine oder Genossenschaften zur Erhaltung und Instandsetzung ihrer Schätze gegründet. In unzähligen unentgeltlichen Arbeitseinsätzen wurden und werden landauf, landab vor dem Verfall stehende Bauwerke, Gebäude, Sportanlagen, technische Denkmäler gerettet. Es ist das Anliegen der beteiligten Autoren, ihre Schätze der Nachwelt zu erhalten.

Rolf Dürschner stellt die letzten zehn Wasserschöpfräder der Regnitz in Franken und die, vom Trägerverein zu leistenden, jährlichen Arbeiten vor.

Herman Wirth beschreibt die Geschichte und Schadensanfälligkeiten von Gradierwerken.

Holger Schmidt stellt ein neues Gradierwerk in Bad Salzuflen vor.

Conny und Martin Wernicke haben eine zerstörte Bockwindmühle zur Paltrockwindmühle umgebaut und betreiben diese als Müller. Die Erhaltungs- und Umbaumaßnahmen werden in ihrem Beitrag beschrieben.

Manuela Kramp hat schon viele Fachwerkhäuser in Ostwestfalen instand gesetzt. In ihrem Beitrag beschreibt sie die Instandsetzung und energetische Ertüchtigung des Remenschniderhauses in Herford.

Dieter Ansorge stellt die, vom Radsportverein Öschelbronn aus Beständen aufgebaute und in Eigenleistung vollständig instand gesetzte und erweiterte, Radrennbahn in Öschelbronn vor.

Die Daten und viele Bilder bekam er von Reiner Dinger, dem Vorstand des Radsportvereins Öschelbronn.

Thomas Altmann hat in seiner Diplomarbeit über alte Holzbrücken in der Schweiz geschrieben. Diese hat er gekürzt als Beitrag zur Verfügung gestellt.

Ambrosius Widmer ist Holzbaurestaurator aus Sarnen und hat die Restaurierung der alten Spreuerbrücke in Luzern geplant und in seinem Beitrag beschrieben.

Beat Lauber ist Tragwerksplaner und hat als Prüfeningenieur die Restaurierungsarbeiten der Spreuerbrücke überprüft. Sein Prüfbericht wird in vollem Umfang wiedergegeben.

Theo Hein war in Kyoto und hat den Todaji-Tempel besucht. Seine Eindrücke und technischen Bewertungen von Gebäuden und Schäden stellt er in seinem Beitrag vor.

Dieter Ansorge zeigt einige Zollinger-Lamellendächer von Hallen und Wohnhäusern.

Elmar Krabbe und Hans-Jürgen Niemann haben das Tragverhalten und die Schäden am Zollinger-Lamellendach der Halle Münsterland 1981 analysiert und ihre Untersuchungen im Beitrag vorgestellt.

Marc Ellinger hat sich mit dem Dom in Sankt Blasien beschäftigt und beschreibt die Zerstörung der alten Holzkuppel und die neue, mit filigranen Stahlbögen erneuerte Kuppel.

Kornelia Horn wirkte an der Erneuerung der Turmhaube des Kirchturms in Pißdorf mit. Sie stellt die durchgeführten Maßnahmen in ihrem Beitrag vor.

Dieter Ansorge stellt den letzten und höchsten Holzfachwerkturm der Welt in Glivice (früher Gleiwitz) vor und zeigt noch Bilder und Konstruktionspläne der abgerissenen Türme in Mühlacker und Ismaning. Die einzigen vollständig in Holz, einschließlich der Verbindungsmittel, gebauten Holzfachwerktürme befinden sich in Brück, Kreis Potsdam-Mittelnd.

Erhaltung der Möhrendorfer Wasserschöpfräder als Technik- und Kulturdenkmale

Rolf Dürschner



In der »Wasserradgemeinde« Möhrendorf gibt es eine besondere Attraktion. An einem ca. zwei Kilometer langen Flussabschnitt der Regnitz drehen sich noch jeden Sommer von Mai bis September zehn Wasserschöpfräder an ihren historischen Standorten als Technik- und Kulturdenkmale.

Das 1000-jährige Möhrendorf (Ersterwähnung 1007) liegt in der Metropolregion Nürnberg und gehört zum Landkreis Erlangen-Höchstädt des Regierungsbezirkes Mittelfranken im Freistaat Bayern.

Von Euphrat und Tigris an die Regnitz

Wasserschöpfräder dienten der Bewässerung der Wiesen und Felder, wenn eine einfache Staubewässerung nicht mehr möglich war, da der Fluss zu breit und/oder der Höhenunterschied zwischen Wasserspiegel und Geländeniveau zu groß war.

Entwickelt wurden die vom fließenden Wasser des Flusses angetriebenen Schöpfräder vor ca. 3000 Jahren in Mesopotamien. Seit dem 13./14. Jahrhundert kommen sie im sandigen und regenarmen fränkischen Regnitzbecken zum Einsatz.

Wer das Prinzip der Wasserschöpfräder nach Franken brachte ist unbekannt und umstritten. Waren es heimkehrende Kreuzritter oder Nürnberger Kaufleute oder ein innovativer Grundherr, der die Schriften des römischen Architekturtheoretikers *Vitruvius* kannte?



Abb. 1: Wappenschild Möhrendorf

Bis nach dem Ersten Weltkrieg bewässerten 250 Wasserschöpfräder in den Sommermonaten die Fluren an Regnitz, Pegnitz und Rednitz, von Forchheim bis Schwabach. Dies war einmalig in Europa. Erst der Bau von Flusskraftwerken und die Umstrukturierung der Landwirtschaft von kleinbäuerlichen Betrieben zu maschinenorientierten Großbetrieben waren der Todesstoß für die fränkischen Wasserschöpfräder. Die Spuren der verschwundenen Wasserschöpfräder sind teilweise noch heute erkennbar: durch Stromschnellen an Resten von Grundbäumen, vermoderten Stümpfen von ehemaligen Radstätten und Resten von Bewässerungskanälen.

Wegen der ständigen Interessenskonflikte zwischen Mühlenbesitzern, Fischern und Betreibern von Wasserschöpfrädern richteten die Markgrafen von Ansbach und Bayreuth ein Wassergericht mit einem hauptamtlichen Richter und sieben »Wassergrafen« ein. Die »Bayersdorfer Wasser Gerichts Ordnung auf dem Regnitz Fluß de anno 1693« regelte in 25 Punkten die Technik und die Betriebsdauer der Wasserschöpfräder. Noch heute werden deshalb die Wasserschöpfräder normalerweise nicht vor Walpurgis (30. April) eingehängt und spätestens bis Michaelis (29. September) wieder ausgebaut.

Auch heute noch muss ein Teil der Möhrendorfer Felder bewässert werden. Anstelle von ehemals 31 Wasserschöpfrädern auf Möhrendorfer Flur übernehmen das jetzt Pumpenhäuser und mobile Beregnungsanlagen.

Größter Feind der Wasserschöpfräder war und ist das Treibgut in der Regnitz. Die traditionell ganz aus Holz gebauten Schöpfräder erfordern deshalb eine ständige Kontrolle.



Abb. 2: Durch Hochwasser und mitgeführtes Treibholz beschädigtes Wasserschöpfrad

Die letzten zehn von über 250 Wasserschöpfrädern im Regnitzbecken

Die letzten zehn Wasserschöpfräder auf Möhrendorfer Flur konnten dank der Traditionsliebe einiger Landwirte und heimatverbundener Idealisten erhalten werden. Diese Männer und die Gemeinde Möhrendorf gründeten 1980 die »Wasserradgemeinschaft Möhrendorf« mit dem Ziel, die uralten Technik- und Kulturdenkmale an ihren Originalstandorten für die Nachwelt zu erhalten. Sie tritt auch als Lobby gegenüber Behörden auf. Durch Öffentlichkeitsarbeit (Führungen, Vorträge usw.) versucht sie ihr knappes Budget aufzubessern. Sie wirbt bei Unternehmen und Privatleuten um Spenden und setzt diese Gelder sowie die Zuschüsse von Behörden für den Unterhalt der Schöpfräder ein. Das Wasserwirtschaftsamt Nürnberg hat die Patenschaft für ein Schöpfrad übernommen und unterstützt alle zehn Schöpfräder mit technischer Dienstleistung bei Arbeiten im Fluss. Firmen und Vereine haben ebenfalls Patenschaften für Wasserschöpfräder übernommen. Aber ohne die 1500 bis 2000 Arbeitsstunden, die die ehrenamtlichen Helfer der Wasserradgemeinschaft jedes Jahr leisten, könnten die Wasserschöpfräder nicht erhalten werden.

Mit dem geschöpften Wasser der letzten Möhrendorfer Wasserschöpfräder werden der Grundwasserspiegel angehoben, Feuchtbiootope und Fischweiher mit Frischwasser versorgt und gelegentlich Wiesen und Felder bewässert.

Ob die Wasserschöpfräder im Regnitztal in Zukunft noch einmal eine Renaissance erleben werden, ist fraglich. Bei weiter steigenden Energiekosten könnte die Bewässe-



Abb. 3:
Wiesenbewässerung wie vor 100 Jahren

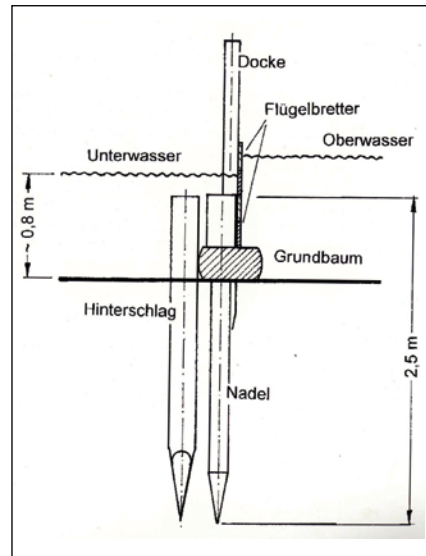


Abb. 4:
Querschnitt Setzflügel mit Grundbaum, Docken
und Flügelbrettern

rung mit Schöpffrädern wieder attraktiv werden. Anstelle hinderlicher Bewässerungskanäle könnten beispielsweise eingepflügte Drainagerohre die Verteilung des Wassers übernehmen. Der Wartungsaufwand für Wasserschöpffräder könnte durch Verwendung von Metall, anstelle von Holz, reduziert werden.

Technik der Wasserschöpffräder

Auch wenn sich Schöpfradanlagen in aller Welt hinsichtlich des verwendeten Materials und der Abmessungen teilweise erheblich unterscheiden, liegt doch allen das antike Grundprinzip aus Mesopotamien zugrunde. Hierzu gehören:

1. eine Wehranlage mit einer Stauhöhe von nur wenigen Zentimetern, die das Flusswasser wie ein Flügel zur Radstatt leitet
2. eine fest im Fluss verankerte Radstatt als Befestigungsbasis für das Wasserrad
3. ein unterschlächtiges Wasserrad mit ein oder zwei Radkränzen und Schöpfgefäßen auf der Land- und/oder Wasserseite
4. ein Bewässerungssystem mit Rinnen und Gräben zum Weiterleiten des geschöpften Wassers.

Unterschlächtige Wasserräder nutzen die Strömungsenergie des fließenden Wassers. Im Prinzip ist ein unterschlächtiges Wasserrad die Umkehrung des Rad-/Wegesystems: Ein fest mit der Radstatt verbundenes, drehbar gelagertes Wasserrad wird durch das fließende Wasser (Weg) in Drehung versetzt. Ohne Eingriffe in die Strömungsgeometrie (z. B. enger Triebwasserkanal und strömungsgünstig gebogene Schaufeln) sind die Wasserschöpffräder für die Stromerzeugung nicht geeignet. Ein Möhrendorfer Rad

in historischer Bauweise leistet nur 0,5 kW bis 1 kW, fördert aber fast 1,4 Millionen Liter Wasser pro Tag.

Bauweise der fränkischen Wasserschöpfräder

Anstelle von Steinschüttungen als Wehranlage kommt in Franken seit 1693 ein im Flussbett fest verankerter Grundbaum mit demontierbaren Docken und Flügelbrettern zum Einsatz.

Eine im Uferbereich fest im Fluss verankerte hölzerne Radstatt (sechs Eichenpfähle mit Längsjochen und Querstegen) bildet das Traggerüst für das Schöpfrad und dient gleichzeitig als Arbeitsbasis beim Einhängen und Ausbauen des Rades.

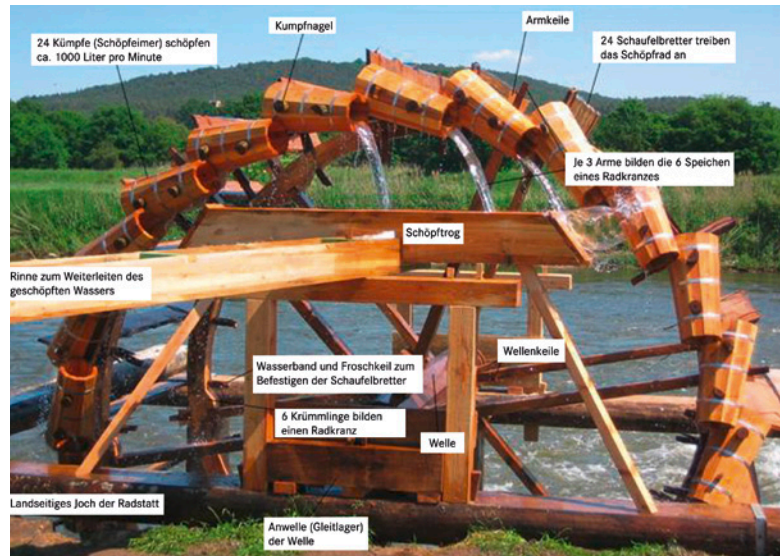
Waren die antiken Wasserschöpfräder relativ schmal und filigran mit großem Durchmesser (Beispiel Hama, Syrien: 25 Meter), so sind die fränkischen Räder gedrungener, fast walzenförmig (Beispiel Möhrendorf: 4 Meter Durchmesser und ca. 3 Meter breit). Die Wasserkästen am Radumfang, manchmal auch Tongefäße, wurden durch Holzbütten ersetzt.

Traditionell werden die Möhrendorfer Wasserschöpfräder, bis auf die zwei Wellenzapfen mit den dazugehörigen Schrumpfringen aus Stahl, komplett aus Eichen- und Kiefernholz gebaut. Hochbeanspruchte Teile, wie z.B. Wellenbaum, Arme (Speichen),



Abb. 5: Eine Radstatt bleibt für 10 bis 15 Jahre im Fluss. Am anderen Flussufer ist eines der Pumpenhäuser zu sehen

Abb. 6:
Eine Schöpf-
radanlage
besteht aus
mehr als 500
Einzelteilen,
das Bild zeigt
und benennt
die wichtigsten



Nägeln und Keile, sind aus Eichenholz, weniger hoch beanspruchte Teile, wie z. B. Schaufelbretter, Kümpfe, Schöpftrog und Rinne, aus Kiefernholz. Nur noch die »Fassreifen« der Kümpfe (Schöpfeimer) sind heute aus Stahl.

Schwerstes und größtes Einzelteil ist die Welle aus Eichenholz. Die Wellenzapfen drehen sich in der aus Eichenholz gefertigten Anwelle, einem wassergeschmierten Gleitlager. Für jeden Radkranz hat die Welle drei seitlich und um 60 Grad versetzte Vierkantlöcher zur Aufnahme der Arme.

Jeweils drei Arme aus Eichenholz durchdringen die Welle und bilden die sechs Speichen für einen Radkranz. Die drei Arme sind innerhalb der Welle miteinander verzapft und werden durch Keile fixiert.

Eine Besonderheit sind die sechs Krümmlinge eines Radkranzes aus Kiefernholz, die bereits als Baumstamm annähernd dem Radius des Radkranzes entsprechen müssen. Beim Zuschneiden der Krümmlinge dürfen nur wenige Holzfasern zerschnitten werden, da sonst die Krümmlinge im Wasser aufplatzen. Hier wird es in Zukunft Beschaffungsprobleme geben, da es in der modernen ertragsorientierten Forstwirtschaft solche Bäume nicht mehr gibt. Eine Lösung könnten schichtverleimte Krümmlinge werden. Verbunden werden die sechs Krümmlinge über ein Paar Schetterbretter aus Eiche mit vier Schetternägeln.

Früher gab es einfache Schöpfäder mit Kümpfen nur auf der Landseite und doppelte Räder mit Kümpfen auf der Land- und Wasserseite. Bis auf eine Ausnahme (»Vierzigmannrad«) werden heute nur noch 24 Kümpfe (Schöpfeimer) mit je zwei Kumpfnägeln am landseitigen Radkranz befestigt.

Angetrieben werden die Schöpfräder über 24 am Radumfang befestigte Schaufelbretter aus Kiefernholz, von denen immer vier gleichzeitig in den Fluss eintauchen.

Jedes Möhrendorfer Wasserschöpfrad wird durch über 350 Holzkeile und Holznägel zusammengehalten.

Nachteilig ist der hohe Verschleiß aller Holzteile, da aus Gründen des Umwelt- und Denkmalschutzes bisher keinerlei Holzschutzmittel verwendet wird.

Arbeiten an den Wasserschöpfrädern im Jahreskreis

Anfang Januar, wenn die Holzteile abgetrocknet sind, werden sie von Algen gesäubert und auf Beschädigungen hin kontrolliert. Beim Ersatz von Krümmlingen und Armen muss der betroffene Radkranz zum Einpassen der Ersatzteile am Boden liegend provisorisch zusammengebaut werden. Alljährlich müssen Verschleißteile wie Nägel, Wässerbänder und Keile ersetzt werden.

Wässerbänder sind gespaltene Eichenäste, die mindestens drei Stunden gekocht werden müssen, bis sie u-förmig gebogen werden können. Je zwei Wässerbänder halten später ein Schaufelbrett. Aus Sicherheitsgründen werden alle 48 Wässerbänder pro Rad jedes Jahr neu hergestellt.

Beim Schnitzen der Nägel versucht man durch Recycling aus gebrauchten, aber gut erhaltenen, Kumpfnägeln kürzere Schetternägel und aus gebrauchten Schetternägeln die kleinen Nasenzwicker (Armschließen) herzustellen. Große Eichenkeile kann man normalerweise mehrmals verwenden. Im Gegensatz dazu müssen alle 96 kleinen Zwickerkeile (Eiche) pro Rad neu angefertigt werden. Das gilt auch für die 24 Brettleskeile (Kiefer) und zirka ein Drittel der 48 Froschkeile (Kiefer oder Fichte). Das nötige Fachwissen wird seit Jahrhunderten von Generation zu Generation weitergegeben. Zwei Zimmerleute kümmern sich heute nebenberuflich mit rund 20 Helfern in ihrer Freizeit um alle Arbeiten.

Ab Walpurgis werden dann die Wasserschöpfräder wieder in den Fluss eingehängt. Ein eingespieltes Team, bestehend aus einem Zimmermann und mindestens drei Helfern, benötigt für das Einhängen eines Schöpfrades etwa fünf Stunden.

Dabei wird aus mehr als 500 Einzelteilen wieder ein komplettes Wasserschöpfrad. Abfolge der Arbeitsschritte:

1. Anbringen und Ausrichten der Anwellen (Lagerböcke)
2. Einlegen der Welle in die Anwellen
3. Einfädeln, Ausrichten und provisorisches Verkeilen der Arme
4. Einhängen und Verbinden der Krümmlinge mit Schetterbrettern zum Radkranz
5. Ausrichten der zwei Radkränze und endgültiges Verkeilen der Arme
6. Befestigen der Kämpfe mit Kumpfnägeln, wobei sich die Kämpfe gegenseitig abstützen

7. Anbringen der Schaufelbretter in Vierergruppen und Weiterdrehen des Rades gegen die Strömung
8. Anbringen und Ausrichten von Schöpftrog und Rinne
9. Entfernen des Fangbaumes, das Wasserschöpftrad beginnt sich langsam von selbst zu drehen.

Die Arbeiten auf den Jochen und Stegen der Radstatt erfordern neben Fachwissen auch Kraft, Trittsicherheit und Schwindelfreiheit.



Abb. 7: Die Welle ist eingebaut und ausgerichtet. Gut erkennbar sind der Wellenzapfen mit Schrumpfung und die Löcher zum Aufnehmen der Arme



Abb. 8:
Einfädeln der Arme



Abb. 9:
Einhängen eines Krümmings



Abb. 10: Die zwei Radkränze sind zusammengebaut



Abb. 11: Die Arme sind mit der Welle verkeilt



Abb. 12: Die Kümpfe werden angebracht und mit Kumpfnägeln befestigt



Abb. 13: Kümpfe, Schaufelbretter, Schöpftrog und Rinne sind montiert. Das Schöpfrad ist komplett eingehängt



Abb. 14:
Der Fangbaum ist entfernt, das Schöpfrad dreht sich und das Wasser fließt durch die Rinne zum Bewässerungssystem



Abb. 15: Das Weidackerrad (vorne) dreht sich seit über 400 Jahren und das hintere Schlossangerrad seit mehr als 150 Jahren an seinem angestammten Platz

Zukunft der Möhrendorfer Wasserschöpfräder

Wasserschöpfräder drehen sich heute in unterschiedlichen Ausführungen in vielen Ländern Afrikas und Asiens. Die »Wasserradgemeinschaft Möhrendorf e. V.« versucht mit großem persönlichen Einsatz ihrer Mitglieder, die letzten zehn von ehemals 250 Wasserschöpfrädern Mitteleuropas als Technik- und Kulturdenkmäler an historischem Standort zu erhalten. Im Prinzip betreibt die Wasserradgemeinschaft von Mai bis September ein Freilandmuseum.

Wie viele andere Vereine und Interessensgemeinschaften auch braucht die Wasserradgemeinschaft dringend junge Leute, die das technische Wissen erlernen und den Fortbestand der einmaligen Technik- und Kulturdenkmale auch für die Zukunft sichern. Ein kleines Wasserradmuseum mit Plänen, Fotos, Modellen und Musterteilen, das auch außerhalb der Wasserradsaison zugänglich wäre, scheiterte bisher an der Finanzierung.

Literatur:

Dürschner, Rolf: Die Möhrendorfer Wasserschöpfräder. Geschichte – Technik – Zweck – Zukunft.
1. Aufl.. Erlangen: Solare Zukunft, 2001

Dürschner, Rolf: Kultur- und Technikdenkmale. Wasserschöpfräder bei Möhrendorf.

Schönere Heimat – Erbe und Auftrag 95 (2006), Nr. 3, S.131–134

Kupfer, Konrad: Die Fränkischen Wasserschöpfräder. Erlangen: Palm und Enke, 1931

www.schoepfraeder.de [08.10.2012]

Monumentale Holzkonstruktionen des historischen Industriebaus: Salinistische Gradierwerke – Geschichte und Schadensanfälligkeiten

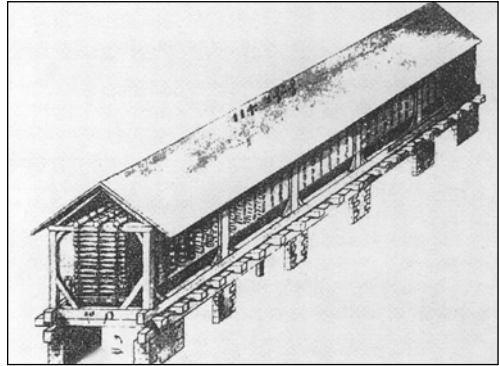
Hermann Wirth

Gradierwerke einstiger Salinen gehören zu den am meisten bemerkenswerten historischen Holzbauwerken überhaupt. Sie wurden – mit Ausnahme der steinernen Einzelfundamente und metallischer Ausstattungsstücke (z. B. der »Kubiziermaschine«) – gänzlich aus Holz gefügt, von dem »Solschiff« und dem Traggerüst der »Dornlattungen«, den Dornen selbst bis hin zur in schwindelnder Höhe befindlichen Wartungsbühne mit Kerb- und Solerinnen sowie den Öffnungs- bzw. Schließmechanismen der letzteren. Sie erlangten Dimensionen, die alles bisher mit Holz Konstruierte übertrafen. Lediglich durch ihre Nutzung, für die sie geschaffen waren, trat etwas Nichthölzernes, konstruktiv Negatives hinzu: der »Dornstein«. Schließlich dominieren ihre mehr oder weniger komplett verbliebenen Reste die Stadtlandschaften einstiger Salinenorte, jetzt allerdings nicht mehr innerhalb von Produktionsstätten, sondern in Kurparks. Das hat eine Erklärung nötig.

In Salinen, denen das Naturdargebot aus erschließbaren Steinsalzvorkommen und aus gesättigten Solequellen fehlte, auch die Nähe zu den Küsten salzhaltiger Seen und Meere in ariden Klimazonen mit der Gelegenheit versagt war, hier »Salzgärten« anzulegen, entstand alsbald das Erfordernis, den hölzernen Brennstoffbedarf zum Versieden der Sole zu Kochsalz dadurch zu senken, dass man über die seit der Jungsteinzeit gebräuchlichen »Lehmpfannen«, mit ihren langwierigen, natürlichen Gradierungseffekten durch Wind und Sonne hinaus, zusätzlich auf technische Vorkehrungen für deren Steigerung sinnen musste: Man erfand das Gradierwerk, dessen frühesten archäologischen Reste in Deutschland seit dem 12. Jahrhundert vorliegen [1]. Anfangs handelte es sich lediglich um etwa mannshohe lotrechte einwandige oder gespreizte Holzgestelle mit Flechtwerk bzw. Lattungen für Stroh- oder Schilfbedeckungen, gegen die die Natursole solange aus Trögen mit Schaufeln beworfen wurde, bis sie als versiedungswürdig galt. Natürliche Niederschläge konnten – wie bei den »Lehmpfannen« und ähnlichen Behältnissen – den Gradiereffekt zunichte machen. Gradierwerke mit Verdachungen (»Gradierhäuser«) sind frühestens seit dem 16. Jahrhundert bekannt. Ein schriftlicher Beleg dafür liegt mit dem salinistischen Reisebericht eines damit beauftragten Beamten von 1568 vor [2], eine erstmals verbildlichte Darstellung für das Jahr 1595 (Abb. 1). Demzufolge hatten »Tröpfelwände« bereits eine mehr als nur mannshohe Vertikalerstre-

Abb. 1:

Gradierhaus der Saline Sulz/Baden-Württemberg., Zeichnung von 1595, mitgeteilt von Carlé, W., Die Geschichte der altwürttembergischen Saline zu Sulz am Neckar (Zeitschrift für württembergische Landesgeschichte, 22. Jg., Stuttgart 1963)



ckung erlangt. Mit der Handschaufel war eine Beaufschlagung nicht mehr zu bewerkstelligen. Anfangs von Hand betriebene, alsbald vom Wasserrad (»Mühlrad«), gelegentlich zusätzlich vom Rutenkreuz (der Windmühle), schließlich – sogleich nachdem sie erfunden worden waren – von Dampfmaschine, Verbrennungs- und Elektromotor energetisch versorgte Pumpen beförderten die auf dieselbe Weise aus bergmännischen Schächten gehobene Sole in die Rinnen unter dem Dachwerk.

Um den Gradiereffekt zu erhöhen und den Aufwand für Wartung sowie Austausch des verschlissenen Gradiermaterials zu senken, sann man auf Ersatz des nur kurzfristig funktionsfähigen Strohs. Nach Experimenten, u.a. mit Birken-Reisig, erwies sich Schwarzdorn (*Prunus spinosa*) als das am besten Geeignete. Dorngradierrhäuser waren allgemein seit dem frühen 18. Jahrhundert in den Gradiersalinen verbreitet. Den bislang frühesten Nachweis gibt es aus dem archivalischen Nachlass der Saline Neusulza (Bad Sulza/Thür.) für das Jahr 1711 [3].

Vor die Frage gestellt, ob das dem Salinenwesen nötige und verfügbare, immer kostbarer werdende Holz mehr zum Verbrennen unter den (anfangs bleiernen, später ausschließlich eisernen) Siedepfannen oder zum Verbauen zu verwenden sei, um holzsparend wirtschaften zu können, entschloss man sich für Letzteres. Statistische Erhebungen zugunsten des einen oder des anderen wurden allerdings nicht vorgenommen. Das im Nachhinein rekonstruierbare Verhältnis von verfeuerten und verbauten Hölzern muss spekulativ bleiben. Zwar hat man sorgfältig registriert, wie viele Klafter Holz für die Fertigung eines »Stückes« Salz – einer in den Salinen unterschiedlich definierten Quantitäts- und Qualitätseinheit (in der Saline Sulza z.B. Anfang des 19. Jahrhunderts: 130 bis 136 Pfund) – verfeuert wurden [4]. Im Nachhinein lässt sich ermitteln, wie viele Raummeter Holz eine Vergrößerung der Gradieranlage, z.B. um 10 m Höhe und 100 m Länge, in Anspruch nahm, nicht aber die Verhältnismäßigkeit hinsichtlich des damals gleichzeitigen und in Zukunft zu erwartenden Holzverbrauchs insgesamt. Jedenfalls erfolgten seit dem 17. Jahrhundert gewaltige Investitionen ins Gradierwesen mit entsprechendem Materialeinsatz.

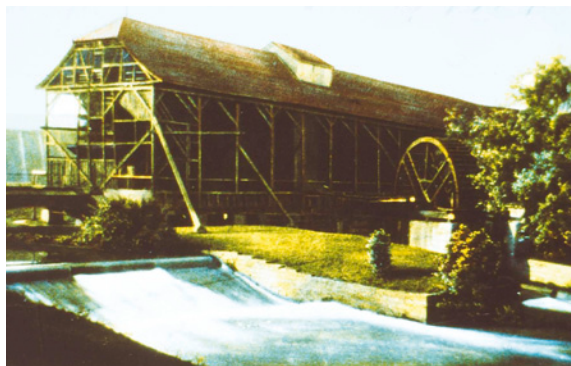


Abb. 2:
Gradierhaus »Louise« der Saline
Sulza/Thür., 1753 errichtet,
1758 auf 210 m verlängert;
in Überbauungen nur noch
fragmentarisch erhalten (im
Hintergrund Gradierwerk
»Friedrich«), Aufnahme um 1920

Als das geschah, trachtete man zugleich danach, auf Holz als Brennstoff unter den Siedepfannen weitgehend, schließlich überhaupt zu verzichten. Den Salinen nahe gelegene Vorkommen von Torf (»Erdkohle«), natürliche Aufschlüsse von Braun- und Steinkohle boten anfangs Ersatz. Im 19. Jahrhundert hat die Kohle- die Holzfeuerung aus dem Salinenwesen verdrängt (mit Ausnahme beim Anfahren u. a. wegen Reparaturen »kalt gelegener« Pfannen).

Größte Ausmaße erlangten Gradieranlagen im 18. Jahrhundert. Als Gradierhäuser glichen sie monumentalen Fachwerkscheunen, allerdings ohne Torfahrt und mit leeren Gefachen (Abb. 2). Gestalterische Eigenständigkeit gewannen sie, ins Gigantische gesteigert, nachdem sich herausgestellt hatte, dass der bauliche Aufwand für die Verdachungen und deren Wartung dem tatsächlichen Effekt hinsichtlich des Schutzes vor

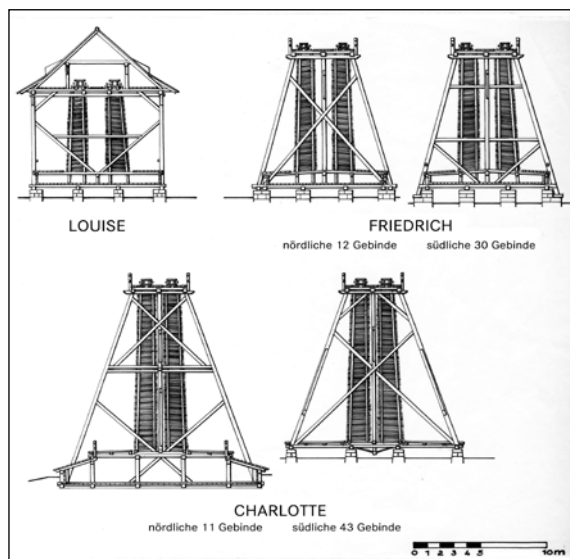


Abb. 3:
Die Gradieranlagen der Saline
Sulza/Thür. im 18. und 19.
Jahrhundert. »Louise«: 1753, 1758;
1952/ 53 reduziert bei Einbeziehung
von Resten wiederaufgebaut.
»Friedrich«: 1753, anfangs
(bis vor 1823) mit
schindelbedecktem Satteldach, 180 m
lang; 1936 abgerissen. »Charlotte«:
1773 sogleich »dachlos«, 1817 auf
220 m verlängert, 1956 abgerissen
(Zeichnungen vom Verfasser)



Abb. 4:
Gradierwerk mit
innen verstreben
Gebinden in Bad
Kösen/ Sa.-Anh.

Niederschlägen nicht entsprach. Die »Solschiffe« bzw. Erdreservoirs erhielten mäßig geneigte Brettabdeckungen und wenn es regnete, dann wurde der Gradierprozess unterbrochen. Das Gradierhaus mutierte im letzten Drittel des 18. Jahrhunderts – zunächst zögernd und nicht überall – zum »Gradierwerk«, indem es seine Hausform mit dessen steilem stroh-, schindel- oder ziegelgedeckten Steildach gleichsam abstreifte; es verlor sein Dachwerk und die einstigen Hauswände, die es zu tragen gehabt hatten, bestanden nur noch aus innen oder außen verstreben, mäßig geneigten Stielen, bis diese schließlich gänzlich verschwanden; zugunsten reiner Strebenkonstruktionen – in Längsrichtung mittig, in Querrichtung innerhalb jedes einzelnen Gebindes – lediglich für die Stabilisierung der schlanken »Dornenwände« und als Traggerüst für die Wartungsbühne mit den Solerinnen (Abb. 3). Das Gradierwerk gewann seine charakteristische Gestalt durch Abweisung jeglicher Reminiszenzen an traditionelle Bautypen und wurde so – von den damaligen Zeitgenossen unbemerkt – zum Vorläufer des architektonischen funktionalistischen Konstruktivismus im 20. Jahrhundert, der in Analogie, u. a. zum salinistischen Aggregat als »Anreicherungsmaschine«, in der These gipfelte, Wohnungsbau habe der Errichtung von »Wohnmaschinen« zu gelten. Das Gradierwerk war ein Initium der sogenannten Freibauweise, d. h. der sich verbreitenden Tendenz, Industriearchitektur »unverhüllt«, mit ihrer »nackten« Funktionalität in der Kulturlandschaft anschaulich zu machen. Bergbauliche Fördergerüste, Kühltürme, Behälter und Rohrverschlingungen namentlich der chemischen Industrie liefern die Beispiele. Das Salinenwesen ist mit beidem, dem Bergbau und der (anfänglichen) Alchimie, gleichermaßen verwandt.

Zur gestalterischen Eigenständigkeit gebracht, erlangten Gradierwerke sensationelle Dimensionen. Zweistöckig abgebunden, erhielten sie eine Höhe von bis zu mehr als 20 m. Schier unbegrenzt, ließen sich die monoton aneinandergereihten Gebinde in die Kulturlandschaft über kommunale und landesherrschaftliche liegenschaftliche Verfügungen hinweg erstrecken. Sie taten es, am meisten mit dem von 1754 bis 1850 ent-

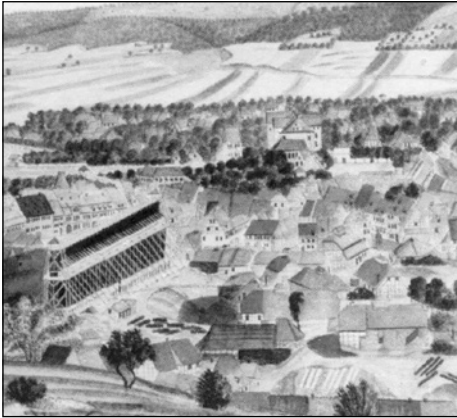


Abb. 5:
Zweistöckig abgebundenes (2.) Gradierwerk in der Saline Frankenhausen/Thür., nicht mehr vorhanden (aquarellierte Zeichnung von 1801, Ausschnitt)

standen das Gradierwerk der Saline Schönebeck(-Salzelmen)/Sa.-Anh., dem mit 1.832 km Länge damals größten Holzbauwerk der Welt. Verblieben ist davon ein immerhin noch 120 m langer Rest.

Durch die seit dem 19. Jahrhundert gezielt eingesetzte und entsprechend perfektionierte bergmännische Tiefbohrtechnik gelang es, untertägig anstehende Steinsalzlagern auch dort anzufahren und gesättigte Sole zu fördern, wo das bislang nur

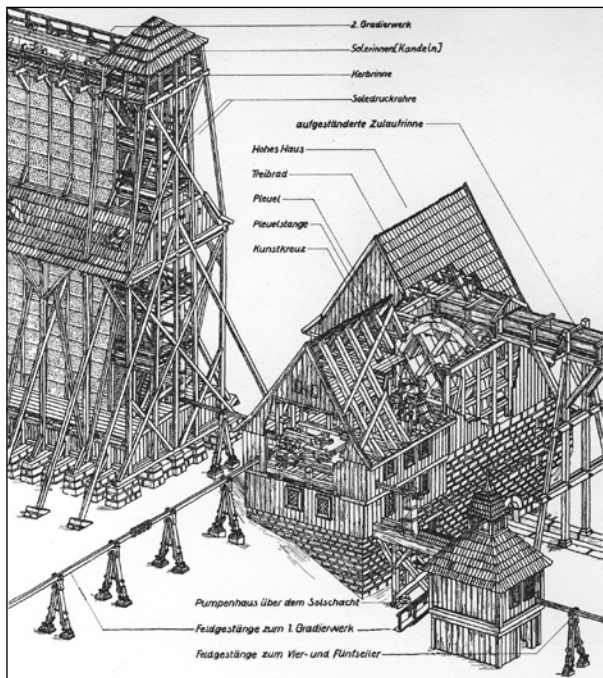


Abb. 6:
»2. Gradierwerk« der Saline Frankenhausen/Thür., um 1810. Graphische Rekonstruktion mit sämtlichen technischen Betriebseinrichtungen von der Soleförderung bis zur Aufbereitung für die Versiedung (Zeichnung vom Verfasser)



Abb. 7:
Zweistöckig abgebundenes Gradierwerk der
einstigen Saline in Schönebeck/Sa.-Anh.

gelegentlich möglich gewesen war. Eine Graduierung der Rohsole wurde hinfällig – nicht aber der Nebeneffekt derselben: Am Gradiermaterial – Stroh, Schilf, Birkenreisig, schließlich Schwarzdorn – setzten sich, den Siedeprozess behindernde Ingredienzen der Sole ab, leicht ausfällbare, schwer lösliche chemische kalkige und eiserne Bestandteile (Gips, doppeltkohlensaures Kalzium und Magnesium sowie doppeltkohlensaures Eisenoxydul). Sie bildeten den »Dornstein«. Als »Reinigungs-, Kläranlagen« behielten nun historische Gradieranlagen ihre Funktion auch in den inzwischen mit gesättigter Sole versorgten »Gradiersalinen«, aber nicht mit ihren monumentalen Ausmaßen. Beträchtlich reduzierte, gelegentlich wieder nur als Gestelle neben Förderschächten installierte Gradierwerke blieben hier erforderlich.



Abb. 8:
Ciechocinek/Polen,
Gradierwerke I und II



Abb. 9:
Gradierwerk Bad Dürrenberg/Sa.-Anh.

Seinen funktionellen Tod aber überlebte das salinistische Gradierwerk infolge eines anderen, anfangs überhaupt nicht ins Kalkül gezogenen Nebeneffektes: der medizinisch heilsamen Wirkung auf die mit der Gradierung Beschäftigten. Hierauf hat schon 1595 die Beischrift zu der auf Abb. 1 wiedergegebenen Verbildlichung eines Gradierhauses verwiesen: »Weil Man Sich so wo[h]l bey dem Gradierten wasser Befindtt.« Dieser Nebeneffekt lag jedoch jenseits des spezifisch salinistischen Interesses; »Gradierverluste«, die möglichst zu vermeiden waren, verursachten ihn. Beim Herabträufeln an den akkurat geschnittenen Endigungen des Gradiermaterials entwich der Sole nicht nur – wie ausschließlich wünschenswert – ein Teil des Wassers, sondern auch ein Teil des gelösten (Koch-)Salzes. Was alsbald dem Balneologen als Vorzug der Gradierwerke galt, das bereitete dem Salinisten Verdruss. Dennoch wurden diese Tröpfelwerke noch während ihrer produktiven Nutzung – anfangs gelegentlich und beiläufig, schließlich gezielt – für balneologische Zwecke als Freilicht-Inhalatorien bereitgestellt. Den »Gradiersalinen« tat sich unter dem Konkurrenzdruck seitens der »gradierten« Salzwerke eine zusätzliche finanzielle Einnahmequelle auf. Kurpatienten, alsbald gestützt von Krankenversicherungsanstalten, steuerten sie bei. Das erste deutsche, derart deklarierte Sole-Kurbad entstand in Elmen (Schönebeck-Salzelmen/Sa.-Anh.) im Jahre 1802, als hier noch tüchtig aus gradiertem Sole Salz gesotten wurde.

Gradierwerke fanden sich, nachdem ihre produktive Funktion erloschen war und sie – in Umkehrung des technologischen Prinzips – der »Gradierverluste« wegen als Inhalatorien betrieben wurden, in Kurparks vieler einstiger Salinenorte seit dem frühen 20. Jahrhundert mit dem vorangestellten Zusatz »Bad« in offiziellen Adressbüchern

wieder. Der salinistische Laie bemerkte den stattgefundenen Funktionswandel nur daran, dass auf den Verbretterungen der »Solschiffe« Wandelgänge entstanden, wo in Schutzkleidung gehüllte Kurpatienten unter dem Strebenwerk an den tröpfelnden Gradierwänden entlang defilierten. Dass diese Aggregate, auch wenn sie ausschließlich nur für balneologische Zwecke (wieder) errichtet wurden – z. B. in Bad Sulza 1952/53 mit der »Louise« (s. Beischrift zu Abb. 3) – etwas mit der Salzproduktion zu tun hatten, blieb im öffentlichen Gedächtnis haften: Gradierwerke werden oft begrifflich – fälschlicherweise – mit »Saline« schlechthin identifiziert [5].

Infolge ihres Funktionswandels blieben Gradierwerke in beträchtlich großer Zahl erhalten. Die in drei Tröpfelwerke separierte Anlage von Ciechocinek/Polen gibt das am meisten repräsentative Beispiel im europäischen Maßstab (Abb. 8). Von den einst gewaltigen Gradieranlagen in (Bad) Dürrenberg/Sa.-Anh. sind immerhin 850 laufende Meter verblieben; jetzt ist es das größte Exemplar derartiger Aggregate in Deutschland, nachdem die Kurverwaltung von Bad Salzuflen/Nordrhein-Westf. noch nach 1990 diesen Superlativ für ihr lediglich 400 m langes Gradierwerk werbend in Anspruch genommen hatte.

Schließlich aber erlosch auch die balneologische Funktion einstiger salinistischer Gradierwerke, sogar bei denen, die wegen ihres konträren Sekundäreffektes in bewährter Gestalt neu errichtet oder restauriert worden waren – jedoch bis jetzt nicht generell: Moderne, eingehauste Zerstäuber- und Inhalationsanlagen lassen sich profitwirtschaftlich inzwischen mit größerem Effekt betreiben, ersetzen aber Freilicht-Inhalatorien nicht. Als diese jedoch sind die verbliebenen monumentalen Gradierwerke schlechthin zu groß, um sie gänzlich für balneologische Zwecke nutzen zu müssen und – unter wirtschaftlichem Aspekt – zu können.

Seit Anfang des 20. Jahrhunderts aber fand ein andersartiger, letzter, auch zukünftig geltender Funktionswandel statt. Dieser resultiert nicht aus materiell-ökonomischen Zweckerwägungen, die Gradierwerke möglicherweise als landschaftszerstörende, tatsächlich als überdimensionierte technische Geräte hatten entstehen und diese als Freilicht-Inhalatorien überleben lassen; er resultiert aus einer (nur noch) rezeptiven Wahrnehmungsweise dieser Aggregate als Sachzeugen menschlichen Erfindungsgeistes und Gestaltungswillens, als Landmarken, ästhetische Signifikanten, Identitätsträger im Siedlungsbild, in der Kulturlandschaft: Aus diesen historischen Hinterlassenschaften wurden »technische Denkmäler«, und zwar durch offiziell förmliche Zuweisung eines derartigen Status, unabhängig von der jeweiligen materiellen Nutzung des davon Betroffenen.

Dadurch gewannen Gradierwerke (und nicht nur diese) eine neuartige, über ihre wirtschaftlich pragmatische Bedeutung weit hinausweisende, kulturpolitische Dimension: Aus (materiellen) Nutzobjekten wurden kulturelle Schutzobjekte. Aus diesem Status ergibt sich die staatshoheitliche Pflicht zur Erhaltung (nicht zum Erhalt), zutreffen-

denfalls zur Restaurierung des mit derartiger Weihe versehenen Sachzeugnisses der Geschichte als »öffentlicher Belang«, nicht mehr nur aus internem betriebswirtschaftlichem Interesse einer Kuranstalt oder einer Gemeindeverwaltung. Was schließlich von den einstigen Gradierwerken verbleibt, sind Ausstattungsstücke von (Kur-)Parks im Sinne technikgeschichtlicher Freilichtmuseen.

Der besondere Schutzstatus impliziert spezifische Gefährdungen, Bedrohungen und Schadensanfälligkeiten, denen ein Denkmal ausgesetzt ist; anderenfalls würde er nicht erforderlich sein. Gewerblich genutzte technische Aggregate können – sofern betriebswirtschaftlich gesetzte Amortisationsfristen es diktieren – auf Verschleiß gefahren werden, um anschließend Neuartigem Platz zu geben und die Reste zu »entsorgen«. Denkmalschutz setzt Amortisationsfristen, auch eine befristete »Restnutzungsdauer«, außer Kraft. Ist die materielle Nutzung erloschen, dann handelt es sich nur noch um denkmalpflegerische Substanzerhaltung (Konservierung) bzw. nach Vernachlässigung derselben und anderweitig eingetretenen Verlusten, um die Wiederherstellung eines akkurat dokumentierten ehemaligen gestalterischen Zustandes (Restaurierung, mit mehr oder weniger hohem Kopie-Anteil), gegebenenfalls um neugestalterische Zutaten, die die nunmehr ausschließliche Denkmal-Nutzung als Anschauungs- und Informationsobjekt, als öffentlich allorts zugängliches und begehbares Aggregat, als Kulisse, z. B. für kulturelle Großveranstaltungen, erforderlich machen (Gestaltende Denkmalpflege). Die lediglich profitorientierte Bewirtschaftungsmentalität enthält prinzipiell ein Bedrohungs- und Gefährdungspotenzial; sie setzt der Fürsorgepflicht Grenzen. Denkmal-Protektion durchbricht sie und verschafft sich außerhalb von Profitinteressen notwendige Subsidien, u. a. mit der »Deutschen Stiftung Denkmalschutz«. So gesehen findet Denkmalpflege dennoch statt, trotz fahrlässig oder vorsätzlich anderweitiger Absichten und gegen alle Bedrohungen und Gefährdungen, selbst durch Naturgewalten [6].

Hinsichtlich der natürlichen Schadensanfälligkeit von Gradierwerken spielt das Feuer eine sekundäre Rolle. Das mag, da es sich um weitestgehend komplette Holzbauwerke handelt, zunächst überraschend sein; ihre – auch denkmalgerechte – praktische Nutzung wird die Erklärung liefern. Zuzufolge der Schadensfall-Statistik sind es Luftbewegungen – in ihrer Mäßigkeit dem Salinisten durchaus willkommen, weswegen Gradierwerke schräg zur Hauptwindrichtung gestellt wurden – die mit entfalteter Heftigkeit gelegentlich katastrophale Sturmschäden zur Folge hatten. Nur von den spektakulärsten gibt es detaillierte Nachrichten: Im Jahre 1606 stürzte in der Saline Teuditz bei (Bad) Dürrenberg/Sa.-Anh. der Wind eines von mehreren Gradierhäusern um; mit erheblichen Kosten wurde ein Neubau errichtet. In (Bad) Münster/Rheinld.-Pfalz waren die 1607 neu errichteten Gradieranlagen nach wenigen Jahren von erheblichen Sturmschäden betroffen. In der Saline Artern/Thür. warf während »des Baues ... ein heftiger Gewittersturm am 1. Juli 1733 ... das 5. Gradirhaus auf eine Länge von 300 Ellen [etwa 180 m] um, ebenso einen großen Theil des sechsten und deckte ... das 4. Gradirhaus zur Hälfte ab, wobei 4 Mann beschädigt wurden. Kaum war der Schade an den Gebäuden



Abb. 10:
Bad Kösen/Sa.-Anh., Gradierwerk.
Vorbereitung der kompletten
Restaurierung, 1989

wieder beseitigt, als ein gleich heftiger Sturm am 10. September ... das fünfte Gradierhaus, welches nunmehr völlig gerichtet, mit Bändern und Streben versehen, aber noch ohne Dornen war, abermals gänzlich umwarf, wobei wiederum 4 Arbeiter verunglückten, von denen 2 ihren erhaltenen Verwundungen erlagen« [7]. Die Saline (Bad) Dürkheim/Rheinld.-Pfalz verlor im Jahre 1792 zwei Gradierwerke von insgesamt fünf durch kompletten Windbruch. In den Jahren 1800 und 1801 wurde in der Saline Bruchsal/Baden-Württemberg ein großer Teil der Gradierwerke Opfer von Sturmschäden. Als in Bad Sulza/Thür. ein Sturm im Jahre 1926 Teile des Gradierhauses »Louise« (12 Gebinde) zum Einsturz brachte, betraf das nicht mehr eine salinistisch, sondern nur noch balneologisch genutzte Anlage; die Badedirektion ließ acht von den betroffenen Gebinden als Liegehalle mit verändertem Konstruktionsgefüge unter beibehaltener Dachform wiederaufbauen und daran anschließend eine Zerstäuberhalle errichten [8]. Ein Sturmschaden am 1743 bis 1745 errichteten Gradierhaus in Rheine i. W./Nordrhein-Westf. aber traf 1940 ein (noch) salinistisches Zwecken dienendes Aggregat. Man war nun gezwungen, nur noch ungradierte Sole zu versieden; auf einen Wiederaufbau des zerstörten Mittelteiles wurde verzichtet. Die Beseitigung des Sturmschadens am einzig verbliebenen Gradierwerk in Bad Kösen/Sa.-Anh., der sich im Jahre 1986 ereignet hatte, folgte durch »originalgetreuen« Wiederaufbau vornehmlich denkmalpflegerischen Verpflichtungen. Als das Unglück geschah, gab es hier keine salinistische Nutzung mehr, und für den balneologischen Zweck hätte der verbliebene Rest genügt.

Gegen die Naturgewalt des Feuers waren salinistische Gradieranlagen durch ihre Funktion als gänzlich durchnässte Tröpfelwerke ohne entflammbare Flüssigkeit resistent. Ausnahmen machten nur die, in älterer Zeit zusätzlich brandgefährdend mit Stroh oder Holzschindeln versehenen, Dachwerke der Gradierhäuser. Auch bei der Nutzung als Freilicht-Inhalatorium behält die Natursole ihren Resistenzeffekt gegen Feuergefährdung und zugleich die konservierende Wirkung gegenüber biologischen Holzschädlingen bei. Jedoch wird in den balneologischen Anstalten Rohsole (»Gradiersole«) kaum noch verwendet; in der Regel handelt es sich um Mineralwasser, das aus Tiefbohrungen in Steinsalzlagerstätten entnommen und gegebenenfalls mit Trinkwasser verdünnt wird. Beim Gradieren entfällt hier weitgehend die ebenfalls feuerhemmende Wirkung des »Dornsteines«, der sich nicht nur an den Dornenwänden bildete, sondern auch das übrige Gehölz unterhalb der Solerinnen, aber nie gänzlich, überzog. Längere Betriebsunterbrechungen können die Feuerresistenz von Gradierwerken wirkungslos machen und ihren Zustand generell nur in »feuerhemmend« einstufen lassen. Das Fließende bzw. Tröpfelnde ist hier das am meisten Wirkungsvolle, und wenn es unterbrochen wird, dann bleibt der brandverzögernde Effekt salzdurchtränkten Holzes. Übrigens hat man aus den Erfahrungen mit den Gradierwerken Salzsole als Feuerlöschmittel empfohlen, allerdings nur dort, wo sie verfügbar war, vornehmlich in den Salinen selbst. Die Befürchtung von Salz-Folgeschäden – nicht an Gradierwerken und Sole-Reservoirs, wo Brände kaum zu erwarten waren – ließ davon Abstand nehmen [9]. Bezeichnenderweise gibt es kaum Nachrichten über brennende Gradierwerke. Im älteren Archivgut ist oft die Rede davon, dass Salinen bei Kriegshandlungen gänzlich niedergebrannt wurden; detaillierte Aussagen, worauf sich das »Gänzliche« bezieht, fehlen. Jedenfalls hat ein Gradierwerk abbrennen können. Den Beweis liefert eine Annonce aus der einstigen Saline Büdingen/Hessen, nachdem deren Betrieb kurz vorher eingestellt worden war; sie betraf eine »trockene«, etwa 330 m lange Dornenanlage: »Wer über die Entstehung des am 15. Juli [1834] ... in dem Gradierhaus der Saline Büdingen ausgebrochenen Brandes Anzeige machen kann, sodaß derjenige, welcher diesen Brand veranlaßt hat, ausgemittelt zu werden vermag, der wird hierzu aufgefordert ... [mit] einer Belohnung von Einhundert Gulden...« [10]. Dieser Kriminalfall, bei dem wahrscheinlich Brandbeschleunigungsmittel eine Rolle gespielt haben, ist nie aufgeklärt worden. Die Nachricht vom Brand des Gradierhauses, 1981 in den Kuranlagen von Bad Sulza/Thür. war nicht nur unpräzise, sondern schlichtweg falsch. Das Schadenfeuer brach infolge eines Kabelbrandes in der nach 1926 errichteten Zerstäuberhalle aus, gegen die 1952/53 der Neubau des Gradierhauses gestreckt worden war; dieses blieb von der Katastrophe weitestgehend unbetroffen [11].

Schadensanfälligkeit von Gradierwerken durch »Salzbelastung« – weswegen sie geschaffen wurden – besteht hinsichtlich biologischen Schädlingsbefalls nicht, wohl aber in Bezug auf das Tragverhalten mancher Hölzer einerseits, auf die Holzstruktur andererseits. Das erstere betrifft die Abscheidung des »Dornsteines« auf den Oberflächen, dessen Chemikalien nicht unter dieselben zu dringen vermögen, bevor die »Gesteins-



Abb. 11:
Bad Sulza/Thür., »Holzkorrosion« durch
Salzsole, hier an den Resten des
(jüngeren) Reservoirs

bildung« stattfindet. Das Letztere bezieht sich auf das Gegenteil: Eindringen gelöster Salze (vornehmlich Natriumchlorid) ins Holzwerk gleichsam als unbeabsichtigt schützende Tränkung, aber infolge des Schwankens von Befeuchten und Entfeuchten, des Wechsels von Flüssigkeitseintrag beim Gradieren und Salzkristallisation beim »Trockenliegen« (im salinistischen Betrieb bei heftiger Luftbewegung oder Solemangel, im Kurbetrieb außerhalb der »Saison«) mit dem Ergebnis der »Holzkorrosion«. Sowohl in diesem Fall als auch bei der Bildung des »Dornsteines« handelt es sich weitestgehend um mechanische, am wenigsten um chemische Prozesse. Dem Gradierstein ausgesetzt ist vornehmlich das Dornenwerk. Er belastet – zeitlich je nach Anteil der leicht ausfällbaren »Fremdmineralien« an der Rohsole – derart die Reisigzweige, dass die Dornenlatungen, auf denen sie zwischen den konstruktiven Gebinden angeordnet sind, zusammenbrechen, wenn nicht rechtzeitig der Austausch mit frischem Reisig erfolgt (und die Entnahme des »versteinerten« stattfindet, früher zum Zermahlen für landwirtschaftliche Düngemittel, gelegentlich als Zierstein für grottenartige Gestaltungen in Kurparks). Konstruktiv verursachte Einstürze zwischen statisch intakten Gebinden und ihrem Längsverband sind häufige Schadensfälle an Gradierwerken. Dem Eintrag von Salzen ins Holzwerk gilt, auch wenn er gezielt imprägnierend erfolgt, das Interesse vornehmlich unter schadensanalytischem Aspekt in Bezug auf das Holz selbst, auf seine Substanz und im baukonstruktiven Zusammenhang auf sein Tragverhalten. Der »Resistenz gegen Chemikalien« [12] wird mehr Aufmerksamkeit gezollt als dem Konservierungseffekt des Salzes. Die Nebenwirkung durch Korrosion mit ihren typischen Zerfaserun-

gen an den Holzoberflächen ist, im Grunde genommen, ein Schaden nur im ästhetischen Verständnis; er reduziert die Querschnittsdimensionen in derart geringem Maße, dass eine negative Beeinträchtigung des Tragverhaltens nicht erfolgt [13].

Solche Zerkfaserungen sind Indizien für die spezifische Nutzung (mit denkmalpflegerischen Konsequenzen) und für eine weitgehend schützend wirkende Imprägnierung. Das betrifft auch die Resistenz im Brandfall. Die Faserungen bleiben trotz ihres fremden mineralischen Ursprungs leicht entflammbar. Unter ihnen aber befindet sich das imprägnierte Holz. Salzeintrag gehört zu den »feuerhemmenden« Mitteln, gleichgültig, ob absichtlich zu diesem Zweck angewendet oder sozusagen nebenbei entstanden.

Die größte Schadensanfälligkeit aber hat ihre Ursache in der Missachtung elementarer Baupflege, in den Versäumnissen beim rechtzeitigen Ersatz von Überbeanspruchtem und Verschlissenen, in der Verwahrlosung schlechthin. Diese begleitet das gestalterische Geschehen in der stetigen Folge von Prosperität und Niedergang, im hiesigen Zusammenhang während der unterschiedlich intensiven gewerblichen Nutzung von Gradierwerken, mehr jedoch nach Erlöschen ihres materiell-produktiven Zweckes. Dass in der Saline Salzgitter/Niedersachsen das hier einzige, 1609 entstandene Gradierhaus nach nur vierjähriger Betriebszeit zusammenbrach, mag allerdings weniger mangelnder Baupflege, sondern mehr der Liederlichkeit bei der Errichtung und der fehlenden Sorgfalt bei der Betreibung zuschulden gewesen sein; jedenfalls befand sich das Salzwerk damals in einer wirtschaftlichen Krise [14]. Der im Jahre 2002 stattgefundenen partielle Einsturz des »Gradierbaues V« in Bad Nauheim/Hessen aber war das Ergebnis pflegerischer Versäumnisse. Nicht mehr für den Kurbetrieb erforderlich, ist das Gebäude nur noch »stumm«, nun ruiniertes hochbedeutendes Sachzeugnis der Technikgeschichte und als solches ein registriertes Kulturdenkmal.

Denkmalpflegerische Vernachlässigungen, die schließlich Vernichtungen zur Folge haben, sind ein Tatbestand der Kulturkriminalität. Er lässt sich mit dem der »fahrlässigen Tötung« vergleichen. Hier sind die Opfer von Versäumnissen der Vorsorgepflicht hinsichtlich potenzieller Gefährdungen und von Verstößen gegen die Versorgungspflicht bei Verunfallungen allerdings keine Menschen, sondern »tote« Kulturgüter. Diese »lebendig« zu halten, erforderlichenfalls wieder zu »verlebendigen«, sind vordergründig denkmalpflegerische Anliegen, z.B. »trockene« Gradierwerke wieder mit tröpfelnder, substanzschützender Sole zu versorgen. Der Begriff »Revitalisierung« stammt nicht aus der Denkmalpflege, sondern aus der Medizin und zog mit der »Sanierung« in die erhaltende und wiederherstellende Baupraxis ein. Denkmalpflege aber beinhaltet mehr als nur diese und hat eine spezielle Begriffsbildung für ihre Anliegen nicht nötig – mit Ausnahme der ihr spezifischen Analytik des Pflegeobjektes sowie der Methodologie der praktischen Behandlung ihrer Schutzbefohlenen. Und findet die Behebung substanzieller Schäden statt, die auf kulturkriminelle Weise zustande kamen, dann handelt es sich, im Grunde genommen, um die Sühne von Kulturverbrechen. In Bad Nauheim steht sie noch aus.

Literatur

- [1] Just, Rüdiger; Meißner, Uwe (Hrsg.); Leidinger, Wendelin: Salzgewinnung an den Solquellen der Saline Werl. In: Das Leben in der Saline – Arbeiter und Unternehmer. Halle/Saale: Technisches Halloren- und Salinemuseum, 1996
- [2] Zur Saline Sulza (Bad Sulza/Thür.): »... gebew ..., welche man mit Stro gedeckt ..., darin flache tröge ..., über denselbigen haben gehangen Stroern oder schelfferne Konzen, ... dazu [ge]braucht, daß [man] die Soelen darauff mit schauffeln leckt ...« (Das deutsche Salinenwesen im 16. Jahrhundert – Reiseberichte des Allendorfer Salzgräfen Johannes Rhenanus [Veröffentlichungen des wissenschaftlichen Informationszentrums der Bergakademie Freiberg, Nr. 116, Freiberg 1989, S. 29])
- [3] Wirth, Hermann: Die Sulzaer Saline – Geschichte und Pflege eines Denkmals der Produktionsgeschichte. Schriften der Hochschule für Architektur und Bauwesen Weimar (1984), Nr. 31, S. 17, 61
- [4] »Sollen die Salz beambten ... alle Wochen das Salz Zum wenigsten einmal meßen, vnd zusehen, daß die Stück ihr recht mahß vnd Korn haben. [–] Soll dem OberAufseher ... Bericht geschehen, waß in derselben woche an Holz auffgegangen vnd inwelche Kothe [Siedehütte], solches geliefert, Auf das man abrechnung Halten könne, wie viel Holz vf ein Werck verbraucht worden«. (Die Sulzaer Salzwerksordnung vom 29. Januar 1625, Hauptstaatsarchiv Weimar, Sign. B 16524, § 7 u. 8)
- [5] Holz-Lexikon, Bd. 1, Stuttgart: DRW-Verlag, 1993, S. 446 (Stichwort »Gradierwerk«)
- [6] Bauhaus-Universität Weimar (Hrsg.); Wirth, Hermann: »E pur si muove!«: Denkmalpflege findet dennoch statt. Weimar: Verlag der Bauhaus-Universität, 2006
- [7] Schröcker, A.: Geschichte der Königlichen Saline zu Artern bis zum Eintritt der Preußischen Verwaltung. Harz-Verein für Geschichte und Altertumskunde 15 (1882), S. 61
- [8] wie Anm. [3], S. 34
- [9] Fürer, F. A.: Salzbergbau- und Salinenkunde. Braunschweig: Vieweg und Sohn, 1900
- [10] Büdingen (Hrsg.); Döring, Lothar: Die Büdinger Mineralquellen in Vergangenheit und Gegenwart. Sonderdruck aus Büdinger Geschichtsblätter. Band VIII. Büdingen: Sonderdruck, 1975
- [11] wie Anm. [3], S. 34
- [12] Holz-Lexikon, Bd. 2, Stuttgart: DRW-Verlag, 1993, S. 157 f.
- [13] Erler, Klaus: Alte Holzbauwerke. Beurteilen und Sanieren. Berlin/München: Verlag für Bauwesen GmbH, 1993
- [14] Emons, Hans-Heinz; Walter, Hans-Henning: Alte Salinen in Mitteleuropa: zur Geschichte der Siedesalzerzeugung vom Mittelalter bis zur Gegenwart. Leipzig: Deutscher Verlag für Grundstoffindustrie, 1988

Renaissance einer alten Technologie: das Gradierwerk Bad Salzuflen

Holger Schmidt-Schuchardt



Die Konstruktion eines Gradierwerkes ist einfach: ein hölzerner Rahmen, in dem Reisig gestapelt wird. Oben lässt man Salzlösung (Sole) auf die Reiser laufen und unten fängt man die Sole mit einer deutlich erhöhten Salzkonzentration wieder auf. Hinter der simplen Anlage steht jedoch die sinnreiche Ausnutzung physikalischer Gesetzmäßigkeiten.

Wasser eignet sich gut zur Förderung von Salz: In den unterirdischen Lagerstätten löst es das Salz auf und bringt es als Sole an die Oberfläche. Um das Salz aus der Lösung zurückzugewinnen, kann man es kochen, d.h. die Sole bei 100 °C verdampfen. Dieser Verdampfungsprozess benötigt aber sehr viel Energie; so könnte man beispielsweise mit der Wärmemenge, die für die Umwandlung von 1 Liter Wasser in Dampf verbraucht wird, einen 10-Liter-Eimer mit Wasser von 20 °C auf 74 °C erwärmen.

Wasser geht jedoch auch bei Zimmertemperatur in Wasserdampf über; wenn man ein Glas mit Wasser einige Monate stehen lässt, ist es leer. Dieses Verdunsten geschieht dadurch, dass stets einige besonders energiereiche Wassermoleküle die Wasseroberfläche verlassen. Wenn man die winzige Verdunstungsrate drastisch erhöhen will, muss die Oberfläche der Flüssigkeit gewaltig vergrößert werden. Das erreicht man im Gradierwerk dadurch, dass das Wasser unzählige Reiser und Ästchen beim Herabrinnen umfließen muss. Außerdem bilden sich zahllose Tropfen, die beim Aufprall auf den nächsten Zweig in kleinere Tröpfchen zerspringen, was die Oberfläche noch einmal erheblich vergrößert.

Die Durchleitung der Sole durch das Reisig eines Gradierwerkes hat noch einen günstigen Nebeneffekt: Unerwünschte Salze mit schlechterer Löslichkeit als Kochsalz setzen sich an den Schwarzdornzweigen als sogenannter Reiserstein ab. Warum gerade Schwarzdorn? Die stacheligen Zweige des Schlehenstrauches besitzen eine einzigartige Widerstandsfähigkeit gegenüber aggressiven Salzlösungen.

Heute haben Gradierwerke ihre technologische Bedeutung für die Salzgewinnung längst verloren, dennoch wird eine nennenswerte Anzahl dieser Anlagen in Deutschland weiter betrieben, da sie einen medizinischen Zweck erfüllen. Bei dem schon erwähnten Zerspringen der Soletropfen entsteht ein Aerosol aus winzigen, mit Salz ange-



Abb. 1:
Gradierwerk

reicherten Tröpfchen, die wie Nebel die Reisigschichten umgeben. Das Einatmen dieses Aerosols hat nun bei verschiedenen Erkrankungen der Atemwege eine so heilsame Wirkung, dass das Inhalatorium am Gradierwerk zum wichtigen Element eines Kurbetriebes geworden ist.

Die Stadt Bad Salzfluß begnügte sich nicht mit der Restaurierung eines alten Gradierwerkes, sondern entschloss sich gleichzeitig auch zu einer Erweiterung durch einen Gradierwerksneubau – einer regelrechten Wellnessoase mit den Besonderheiten:

1. Inhalatorium im Gradierwerksinneren
2. Aussichtsdeck
3. Wandelbrücke
4. Wandelgang im Gradierwerksinneren mit Sitznischen
5. Behindertengerechter Zugang.

Mit dem Abbund von 128 m³ unterschiedlicher Hölzer waren zeitweise 15 Zimmerleute und drei Stahlbauer gleichzeitig beschäftigt. Beim Richtfest für eine so gewaltige Holzkonstruktion kommt dem Richtspruch eine besondere Bedeutung zu – er muss maßgeschneidert sein; Verse von der Stange sind untauglich. In einer solchen Situation ist jede Betriebsleitung erleichtert, wenn es in ihrer Belegschaft Mitarbeiter mit dichterischen Talenten gibt, die in den gerade noch verbleibenden vier Stunden Sprüche wie den folgenden ersinnen:



Abb. 2:
Richtspruchverkündung

Ein Spruch geziemt dem Zimmermann,
wenn er des Werks sich freuen kann.
Denn sein Einsatz ist vorbei
am Gradierwerk Nummer zwei.

Nichts, was erbaut von Menschenhand,
hat für die Ewigkeit Bestand.
Doch diesem Bau – mit Gottes Gnaden –
kann kein Ungewitter schaden.

Die Gerüste sind verschwunden,
die Balken kunstvoll abgebunden;
auf fast zwei Meilen Nadelholz
sind wir Zimmerleute stolz.

Auch Eichenholz gibt es 'ne Menge:
vierhundertfünfzig Meter Länge!
Und zehn Tonnen Stahlbauteile
halten sicher eine Weile.

Das alles ward nicht nur geschafft
durch des Handwerks Fleiß und Kraft.
Ich muss heute von hier oben
auch die Architekten loben.

Es gebührte wohl ein Preis
Frau Thiel, Herrn Brill, Herrn Oberweis
für Ideen ohne Zahl
und für Fairness allzumal.

Doch an der Spitze der Instanzen
stand Herr Schlüter – Chef der Finanzen.
Denn ohne Geld und Gottvertrauen
kann man kein Gradierwerk bauen.

Ist er heut' in unsrer Mitte,
so vernehm' er diese Bitte:
Für den Schweiß, den wir hier ließen,
soll auch der Rest des Werklohns fließen.

Zu allen, die hier um mich stehn –
ist der Ministerpräsident zu sehn? –
spreche ich an diesem Ort
nach altem Brauch ein Segenswort:

Herrgott, Du Schöpfer dieser Welt,
der alles, was da lebt, erhält,
schütz' diesen schönen Bau in Gnaden
vor Feuer und vor anderm Schaden,

vor Stürmen und vor Ungewittern,
nichts soll sein Gebälk erschüttern!
So trink ich jetzt mein Gläschen aus
und bring dabei ein Prosit aus:
HOCH! HOCH! HOCH!

Mühle in Klein Kyhna

Conny und Martin Wernicke



Einleitung – Geschichte

Schon als 10-Jähriger fuhr Martin Wernicke in jeder freien Minute zu der Bockwindmühle in Kyhna. Die Mühle wurde 1825 ca. 800 m östlich des sächsischen Dorfes Kyhna erbaut. Neben der Mühle befindet sich der noch heute erhaltene Dreiseitenhof der Müllerfamilie. Dieser wurde 1831 erbaut und wird heute von uns bewohnt.

In Kyhna hatte Martin Wernicke Glück, dass der letzte Müller ihn dort nicht gleich wieder vertrieb, sondern merkte, dass der Junge, der nicht locker ließ und unaufhörlich jeden Weg der Annäherung versuchte, ein wirklich ernsthaftes Interesse an der alten Technik der Mühle besaß und noch heute besitzt. In den folgenden Jahren besuchte er diese Mühle immer öfter und der Besitzer begann Gefallen daran zu finden, dass sich jemand um seine Mühle kümmerte. So geschah es und der letzte Müller versprach, die Mühle an den Jungen zu verschenken, was er kurz nach der Wende 1990 auch tat, unter der Bedingung: »Kümmere dich um die Mühle und baue Sie wieder auf!«.

Bockwindmühle – Beschreibung

Die Mühle, eine Windmühle, nennt sich Bockwindmühle, da sie auf dem Fundament eines Bockes gelagert ist. Die vier seitlichen Streben zeigen in die jeweiligen Himmelsrichtungen, um die Mühle bei Sturm optimal abzustützen. Der mittlere Balken (0,80 m im Quadrat), der sogenannte Hausbaum, reicht vom Bock bis zum zweiten Boden der Mühle, wo sich das Lager im Hammerbalken befindet. Auf den Enden des Hammerbalkens mit den Abmessungen 0,70 m · 0,80 m liegt im Bereich der Seitenwände jeweils eine Mehlleiste (Abb. 2). Von den Mehlleisten aus sind die seitlichen Fachwerkwände – Mehl- und Presseseite – aufgebaut. Zwischen die Mehl- und Presseseiten sind die Vorder- und Rückseiten eingehängt und bilden so den eigentlichen Mühlenkörper mit Abmessungen von 5,00 m · 6,00 m. Die Außenwände sind allseitig frei schwebend ausgebildet und haben keinerlei Kontakt mit dem Bock und dem Fundament. Dadurch ist die Mühle nur über das Lager im Hammerbalken drehbar gelagert. Zur Abstützung und Führung beim Drehen der Mühle reichen von der Flügelseite (Windseite) bis zur Türseite Fugbalken mit den Abmessungen 0,29 m · 0,25 m. Diese sind mittig auf dem Sattel auf-

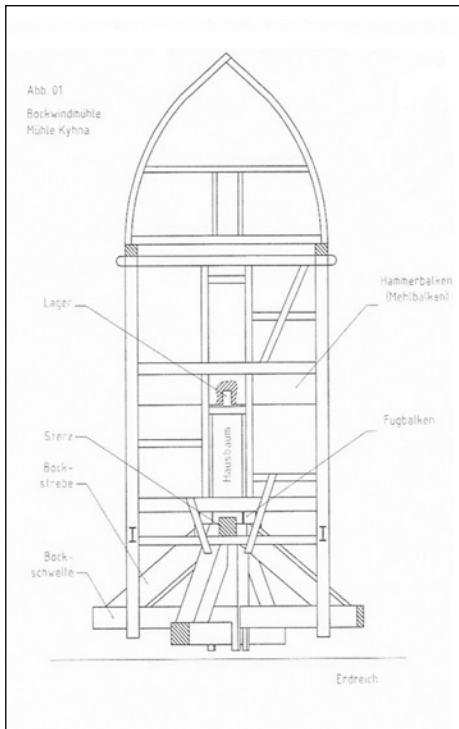


Abb. 1: Technische Zeichnung, Bockwindmühle Türseite

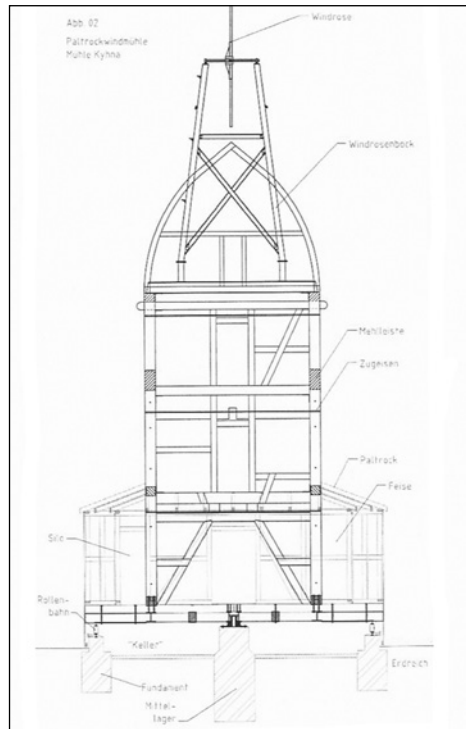


Abb. 2: Technische Zeichnung, Paltrockwindmühle Türseite

gesetzt und verjüngen sich zu den jeweiligen Seitenwänden hin. Der Sattel ist fest mit dem Bock verbunden, die Fugbalken drehen sich mit der Mühle. An der Türseite zwischen den Fugbalken ist die Befestigung für den Stern vorgesehen, mit dessen Hilfe die Mühle in jede Windrichtung gedreht werden kann. Am Ende des Sterzes befindet sich die Winde, um die Mühle von Hand in den Wind drehen zu können.

Zustand – Sicherung der Mühle

Die ersten Sicherungsmaßnahmen übernahm Martin Wernicke als 15-Jähriger zusammen mit seinem Vater.

Die Außenverkleidung war nur noch zum Teil vorhanden und stark verwittert. Auch das Dach musste erneuert werden. Die Dachhaut war in einem kritischen Zustand und stellenweise nicht mehr vorhanden. Der Bock war mit einem ruinösen Unterbau aus Klinkern verkleidet und deshalb an den Versätzen stark verfault, eine Bockschwelle musste somit neu angelascht werden. Ein neuer, gebrauchter Stern konnte zum Glück auch von einer anderen Mühle genutzt werden. Die Deckenbalken und Dielen waren



Abb. 3: Bockwindmühle 1979 [Quelle: Riedel]



Abb. 4: Bockwindmühle 1995
[Quelle: Kühnemann]

durch starken Insektenbefall gekennzeichnet. Die Flügel waren vom Pilz befallen, die Aufnahme (Bruststücke) wies schon Rostlöcher auf.

Um den Zustand der Mühle zu stabilisieren und das Vorhandene zu sichern, wurde ab 1990 die Außenschalung repariert. Der gesamte Mühlenkasten neigte sich in Richtung der Flügelseite, was vorerst nicht geändert werden konnte. Zur Unterstützung auf der Flügelseite wurden Holzbalken als Abstützung untergebracht.

Die alte Maschinerie, die Reinigung, das doppelte Kammrad, Trichter, Rüttelschuh sowie Mahlsteine und Schrotsteine waren und sind in der Mühle noch komplett vorhanden.

Die später hinzugekommenen Maschinen, wie z. B. Walzenstuhl, Quetsche und Sichter, wurden in den 1960er-Jahren entfernt. Martin Wernicke holte sich nach und nach die einzelnen Maschinen wieder in die Mühle zurück.

1994, als 19-Jähriger Zimmermannslehrling, baute Martin Wernicke die Flügel, die aus Halbjalousie mit Türen bestanden.

Entscheidung – Umbau der Mühle

Am 28.01.2002 fegte ein Sturm übers Land und riss die neuen Flügel und fast die ganze Mühle mit sich. Beschädigt wurden die Flügel, die weit über das anliegende Feld verstreut wurden, der Wellkopf und die Mehlleisten wurden angebrochen.

Martin Wernicke sicherte die nach vorn geneigte Mühle mittels Kreuzstapel aus Bahnschwellen und nahm die Reste der Flügel ab.

Hauptursächlich für den Schaden war, dass die Mühle auf einem vom Pilz zerfressenen Bock stand und sich durch die zentrische Belastung des Fachwerkes an den Ecksäulen um 20 cm senkte. Die Bockwindmühlen um 1825 waren statisch nicht für gusseiserne Maschinen und deren Zubehör ausgelegt, die im Laufe der späteren Mühlengeschichte hinzukamen. Durch das schwere Flügelkreuz geriet die Mühle außerdem in eine Schiefelage und es bestand unbedingter Handlungsbedarf.

Der Zeitpunkt für eine Entscheidung war gekommen.

Variante 0

Zuschließen und die Mühle aufgeben, da sie in der heutigen Zeit ihre Stellung gegenüber der Großmüllerei längst verloren hat.

Da die Mühle aber durch ihren historischen Wert und als Denkmal zwingend notwendig erhalten bleiben sollte, kamen die für uns realistischen Varianten infrage:

Variante 1

Verlängerung und zusätzliche Ablastung der Ecksäulen auf einem Fundament und Anschuhen der verfaulten Bockschwellen.



Abb. 5:
Bockwindmühle 2002,
Abnahme der
restlichen Flügel
(Sturmschaden)

Dabei hätte die Mühle aber ihre Drehbarkeit um die eigene Achse verloren und ein Verwinden der Abstützung wäre kritisch geworden. Des Weiteren ist nur die Flügelseite so konstruiert, dass sie der Witterung gut standhalten kann. Ein starkes Verwittern der »restlichen« Mühle wäre unvermeidbar gewesen und der Stillstand der Mühle somit garantiert.

Variante 2

Die komplette Mühle zerlegen und die vorhandenen Fachwerke nebst Bock in einen statisch tragbaren Zustand versetzen.

Die Mühle hätte zu viele alte Bestandteile verloren, da beim Zerlegen des Fachwerkes nur ein Bruchteil an alter Substanz erhalten geblieben wäre.

Dazu kam die Problematik, dass durch den Einbau der zur Demonstration der jüngeren Mahlgeschichte benötigten Maschinen eine zu große Belastung aufgetreten wäre.

Eigene kreative, denkmalpflegerische Variante

Das alte, statisch überlastete Fachwerk und den Bock so belassen wie sie sind, auch aus denkmalschutzrechtlicher Sicht.

Eine grundlegende Sanierung der Windmühle durch einen Kunstgriff von 1930 nach dem Vorbild von Karl Kühl. Der alte Mühlenkasten wurde einfach mittels eines Fachwerkes unterbaut und auf 60 Rollen gestellt. Somit wurden die Drehbarkeit des Mühlenhauses und das eigentliche Fachwerk erhalten, um sie so wieder statisch zu ertüchtigen und einen sicheren Stand zu gewährleisten.

Bauvorhaben – Einen Traum umgesetzt

Umbau der Bockwindmühle zur Paltrockwindmühle

2003 trafen wir die Entscheidung, die Mühle als Paltrockwindmühle nach altem Vorbild umzubauen und so alle statischen Probleme in den Griff zu bekommen. Der Antrag auf denkmalschutzrechtliche Genehmigung und der Bauantrag wurden 2003 gestellt. Nach der Genehmigung war der offizielle Baubeginn am 01.06.2004 möglich.

Fundament

Im Juni 2004 begann das rund 1,00 m tiefe Ausschachten des Ringfundamentes mit dem 1,80 m tiefen mittigen Loch für das Mittellager. Ende Juni wurden das Ringfundament und die Mitte als Gründung des späteren Kellers betoniert. Anfang Juli 2004 konnten die Ringwand und der untere Teil des Mittellagers betoniert werden. Die Stabilisierung des Innen- und Außenbereichs erfolgte durch Verfüllen mit Erde.



Abb. 6:
Bockwindmühle 2004, Anbau der unteren
Fachwerkwände, Umbau zum Paltrock

Fachwerk

Im Sommer 2004 begannen die Arbeiten am neuen Fachwerkunterbau und der Verlängerung der seitlichen Fachwerkaußenwände. Nach der Mehl- und Presseseite folgten Vorder- und Rückwand. Bevor die Vorderwand am Bock geschlossen wurde, entnahmen wir nach dem Öffnen des Steinbodens die Schrotsteine. Die Fachwerkwand war zu diesem Zeitpunkt geöffnet und es war somit ein Versetzen der Steine, auch aus statischen Gründen, auf das neue Fundament leicht möglich.



Abb. 7:
untere Balkenlage
(neues Fundament)
2004, Umbau zum
Paltrock

Rollenbahn

Um bei einer Paltrockwindmühle die Vordrehung der Mühle zu gewährleisten, ist eine Rollenbahn, in unserem Fall 7,48 m im Durchmesser, notwendig. Sechs Schienensegmente wurden mittig, ein weiterer 16-teiliger Zahnkranz an der Außenkante auf das Fundament gesetzt.

Darauf wurden 60 Rollen mit Käfighalterung sowie die oberen Schienen aufgesetzt. Zur seitlichen Stabilisierung wurde das neue Mittellager zwischen 2 Stahlträgern montiert. Üblicherweise wurden bei den letzten Umbauten meistens seitliche und mittige Holzbalken verwendet. Da diese aber dauerhaft nicht so beständig wie Doppel T-Träger sind, entschlossen wir uns, in diesem Fall nicht auf das Eisen zu verzichten. Das Mittellager muss den seitlichen Schub abfangen und die seitlichen Träger müssen die Last des kompletten Mühlenkörpers samt Inhalt tragen.

Untere Balkenlage (vgl. Abb. 7)

Seitlich der mittig liegenden Stahlträger wurden zwei weitere Holzbalken sowie die rechts und links vorgesehenen Stahlträger auf den Rollenkranz gelegt. Darauf konnte die obere Balkenlage aufgelegt und gemeinsam mit den Fachwerkschwellen der aufgehenden Seitenwände mit den unteren Trägern und Balken verschraubt werden. Eine Abzeichnung und Markierung der Überlappungen folgte, der gesamte Unterbau wurde wieder abgenommen, um die Auskämmungen der Balken einzuarbeiten. Danach folgte die endgültige Montage des fertig gestellten Balkenrostes auf dem Rollenkranz. Ein provisorischer Kurbelbock wurde aufgestellt, um die Welle mit der aufsitzenden Schnecke und dem Zahnrad zu justieren. Diese dienten zur Erprobung der Drehbarkeit des Rollenkranzes bzw. der Mühle.

Umsetzen

Die Zapfenlöcher in der unteren Balkenlage auf dem neuen Fundament wurden gegen Witterungseinflüsse abgeklebt und vor der Versetzung der Mühle geprüft, da das Holz durch den Jahreszeitenwechsel »gewachsen« war und somit die Zapfenverbindungen korrigiert werden mussten. In die Mühlenaußenwände wurden Zugeisen (Abb. 2) eingebracht, die das Auseinandergehen der Fachwerkwände und das Lösen der Zapfenverbindungen verhindern sollten. Der Hammerbalken, der seine Funktion zur Aufnahme der Fachwerkkonstruktion verloren hatte, wurde seitlich durch einen Unterbau abgefangen. Die Fugbalken wurden an bzw. in der Mühle belassen und mit ihr verbunden. Der Hammerbalken sowie die Fugbalken dienen »nur noch« zur Veranschaulichung, wie die Bockwindmühle aufgebaut worden war. Statische Zwecke erfüllen sie nicht mehr.

Jeweils ein Doppel-T-Träger wurde beidseitig an der Flügel- und Türseite, unterhalb der Mehlleisten, in die Außenwände als Montagetraverse eingezogen. Die Träger ragten ca. 30 cm aus der Mühle, damit dort die Seile für die Spreize des Kranes angebracht



Abb. 8: Kraneinsatz am 26.01.2005, Umbau zum Paltrock



Abb. 9: Jetziger Zustand (»Fast«-Fertigstellung) Paltrockwindmühle (vgl. auch Abb. 2))

werden konnten. Am 26.01.2005, bei Frost, konnte die Mühle mit ihren 28 Tonnen Gewicht mithilfe eines 180-Tonnen-Kranes innerhalb von 20 Minuten vom Bock abgehoben und auf ihr neues, 6 m neben dem ursprünglichen Standort der Mühle gebautes Fundament gesetzt werden.

Paltrock

Der sogenannte Paltrock, aus dem Niederländischen abgeleitet, steht für Faltenrock und wurde aufgebaut, um den Rollenkranz zu schützen. Die dabei entstandenen Taschen dienen einmal als Silo, nach außen mit einer extra schmalen Tür versehen, und einmal als Feise (Müllerstube). Aus Finanzierungsgründen musste die Türseite nach der unteren Etage enden. Bei den meisten Umbauten wurde der hintere Teil bis zum Dach hochgezogen, um mehr Platz in der Mühle zu gewinnen.

Die wichtigsten Angriffsflächen bei der Paltrockwindmühle haben wir im Mai 2005 mit Kupferblech versehen, um dort einen bestmöglichen Witterungsschutz zu garantieren. Die Flügelseite wurde bis zum Dach wieder mit Schindeln versehen und die seitliche Außenschalung erneuert. Die Außenhaut wurde durch das Umarbeiten verändert

und die vorhandenen Fenster bekamen, aufgrund der neuen Strukturierung in der Mühle, neue Plätze. Dazu kamen der Bau der Rampe und der dazugehörigen Treppe. Im Jahr 2006 folgten die Erneuerungen der Streben und Schalungen in und an der Türseite. Die neuen Luken und Türen wurden angefertigt und mit geschmiedeten Scharnieren eingesetzt. Im April / Mai 2006 wurde der Windrosenbock gebaut und montiert.

Anfang 2007 wurden in der Mühle die Deckenbalken und der Fußboden erneuert. Dies wurde auch notwendig, da der Fußboden zur Flügelseite hin durch das Absenken der Bockwindmühle schon sehr abschüssig wurde. Der Kurbelbock zur Vordrehung der Mühle wurde neu angefertigt und eingebaut.

Die Inneneinrichtung wurde zum Teil mit den vorhandenen Maschinen ergänzt. Einige Maschinen warten noch auf ihre Restaurierung, bevor sie in die Mühle integriert werden können. Im Mai 2007 folgte der Bau der beiden Innentreppen. Anfang 2008 wurden dann neue Flügel aus Lärchenholz nachgebaut und montiert.

Schlusswort

Die Windmühle in Kyhna wurde so saniert, dass sie bei Pflege die nächsten 200 Jahre bestehen kann und auch bei zunehmenden Stürmen einen sicheren Stand hat. Durch den unteren Umbau konnte die alte Mühle ohne Veränderung weiter der Nachwelt erhalten bleiben.

Der historische Bock blieb am ursprünglichen Mühlenstandort als Zeuge vergangener Handwerkskunst. Den Stolz der Bockwindmühle konnten wir an die Besitzer einer Mühle in Thüringen geben.

Mithilfe von Familie, Verwandten und Bekannten sowie Besitzern anderer Paltrockwindmühlen, Müllern und Mühlenbauern in Deutschland und Polen war ein solcher Umbau erst realisierbar.

Wir denken, so den Vorstellungen von Sanierung (Heilung) am besten entsprochen zu haben und möchten noch erwähnen, dass man seit 1930 mit ähnlichen bzw. gleichen Umbauten die Bockwindmühlen bis heute erhalten konnte.

Restaurierung des »Remensnider-Hauses« in Herford

Manuela Kramp



Baugeschichte und Baubeschreibung

Das Haus wurde von Hinrick Aldach, genannt »Remensnider«, 1521 in der Brüderstraße in Herford erbaut.

Es handelt sich um ein dreigeschossiges Gebäude mit Giebel zur Straße, Tor und acht Gebinden Länge.

Das zweite Obergeschoss ist an der nördlichen Giebelseite und östlichen Traufwand zweifach auf gekehlten Knaggen vorkragend. Die Knaggen sind an der Schaugiebelseite zur Brüderstraße mit Figuren geziert, die Schwellen sind zu Stäben abgefasst, mit Inschriften und Wappen verziert. Die Aussteifung der Ständer erfolgt mit Kopf- und teilweise auch mit Fußbändern. Auf einer Schwelle des Schaugiebels ist die Inschrift erhalten:



Abb. 1:
Remensnider-Haus in Herford



Abb. 2:
Schaugiebel

»Auxilio has Edes fido difendite divi Que frontisoicio stemmata vestra gerunt« (Verteidigt dieses Haus mit der treuen Hilfe Gottes, das Euren Stammbaum in dem Giebel trägt). Oberhalb der Inschrift befinden sich die Wappen der Landesherren von Braunschweig, Ravensburg, Lippe, Schaumburg, Waldeck, Osnabrück und Köln.

Mit seinen 21 Figurenknaggen ist das Remensniderhaus unter den erhaltenen spätgotischen Fachwerkbauten Westfalens der künstlerisch bedeutendste Bau. Entsprechende Fachwerkhäuser waren in Hildesheim und Braunschweig zu finden, fielen je-

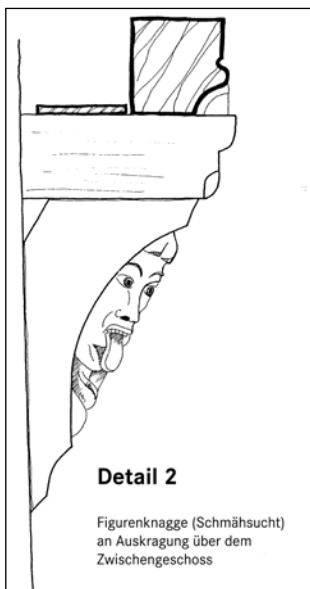


Abb. 3: Figurenknagge

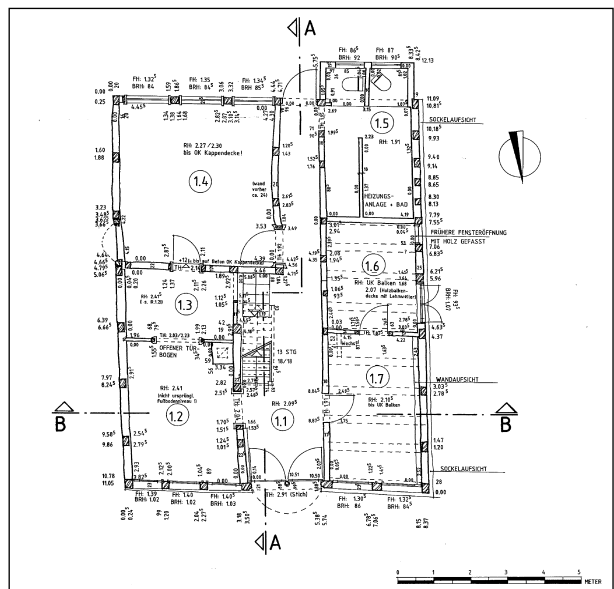


Abb. 4: Erdgeschoss-Grundriss

doch den Kriegszerstörungen zum Opfer, sodass das Baudenkmal nun eine einzigartige Stellung in Norddeutschland einnimmt.

Das Haus dürfte ursprünglich traufseitig elf Gebinde und somit eine Länge von ca. 16 m gehabt haben.

Als früheste Form der Vertikalaussteifung lassen sich die paarigen Kopfstreben an jedem zweiten Stützenglied nachweisen. Seit dem 15. Jahrhundert gibt es daneben aber auch einzelne, meist zur Hausmitte gerichtete Kopfbänder an jedem Stiel bzw. Ständer. Diese, an zahlreichen Fachwerkbauten Westfalens (s. o. auch in Lemgo) zu beobachtende, einseitige Kopfbandaussteifung weist zur Hausmitte hin bzw. wechselt manchmal in der Mitte die Richtung. Man kann also davon ausgehen, dass die ursprüngliche Hausmitte mit dem sechsten Gebinde der Traufseite identisch war. Außerdem lassen sich auch an den Stützengliedern des Südgiebels, wie er sich heute zeigt, Schlitze und Zapfenlöcher ehemaliger Kopfbänder, die der Längsaussteifung des Gebäudes dienten, feststellen. Warum und wann genau der hintere Gebäudeteil abgebrochen wurde, lässt sich nicht mehr nachweisen.

Der Schaugiebel ist verputzt und weiß gestrichen. Er enthält aber noch einzelne Backsteinausfachungen in handwerklicher Ziersetzung, die wohl im Zusammenhang mit Sichtmauerwerk geplant waren und auch das erste Gefach der Traufseite zum Engkelinghaus miteinbezieht. Dieses Nachbarhaus ist einige Jahre später erbaut worden, sodass die westliche Traufwand noch einsehbar ist.

Besonders viele Beispiele der Ziegelziersetzung finden sich noch in Bad Salzuflen (um 1500: Lange Straße 13; 1520: Ritterstraße 10 sowie Markt 9 vom Ende des 16. Jahrhunderts). In Herford stammt das früheste datierte Beispiel, Elisabethstraße 2, von etwa 1490 (heute erneuert). Fred Kaspar (»Bauen und Wohnen in einer alten Hansestadt«) geht davon aus, dass Ziegelausmauerungen, insbesondere Ziegelziersetzungen, eine nicht allgemeine Gepflogenheit waren, aber in den Städten Ostwestfalens eine durchaus verbreitete Erscheinung im Fachwerkbau gewesen sind. Dieses muss zwischen dem späten 15. und dem beginnenden 17. Jahrhundert, unabhängig von den Vorkommen des Ziegels als Baumaterial im Steinbau, gesehen werden.

Alle vor dem 17. Jahrhundert z. B. in Lemgo nachgewiesenen Backsteine haben ähnliche Formate, die um 27 – 29 / 13 – 15 / 6 – 8 cm liegen. Nur im Haus Kramerstraße 2 von 1485 fanden sich in Zweitverwendung des 19. Jahrhunderts Ziegel mit den Dimensionen 29,5 / 14,2 / 9,5 cm. Die Innenwände des Remensnider-Hauses im Erd- und Zwischengeschoss weisen folgende Backsteinformate auf: 25 – 26 / 15 – 16 / 7 cm.

Spätestens seit dem 15. Jahrhundert zeigen städtische Fachwerkbauten allgemein an den Schauwänden Auskragungen. Diese können an Traufwänden und anderen quer zur Balkenlage stehenden Wänden von überstehenden Balkenenden getragen werden, wobei Geschoss- und Deckenbalken innen immer zum Stützglied mit Kopfbändern ver-



Abb. 5:
Detail vom
Schaugiebel

steift sind. Wenn der Balken an seinem Ende eine von Knaggen unterstützte weite Auskragung trägt, kann das Kopfband fehlen. Am Remensnider-Haus in Herford finden wir eine Konstruktion mit Stichbalken und Knaggen, die die Auskragungen der Schauwände tragen.

Als Material für die Dachwerke wurde bis zum frühen 19. Jahrhundert ausschließlich Eichenholz verwendet. Aus der Zeit um 1500 sind Kehlbalkendächer ohne Schwelle mit gezapften Kehlbalken aus relativ dünnen Hölzern nachweisbar, zumeist mit einfach stehendem Stuhl getragen, wie es auch auf dem umliegenden Land zu dieser Zeit üblich war.



Abb. 6:
»Schmähsucht«

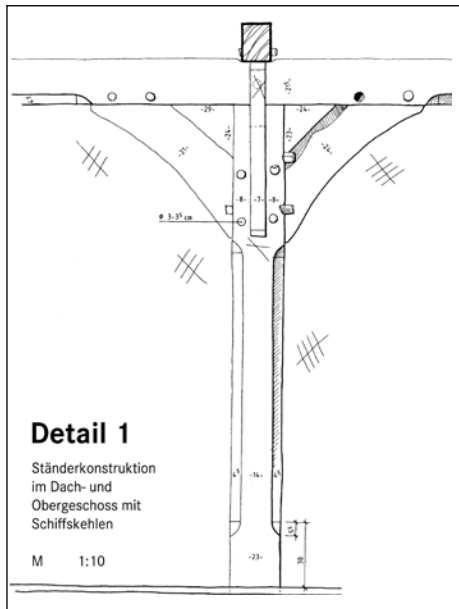


Abb. 7: Detail mit Schiffskehlen

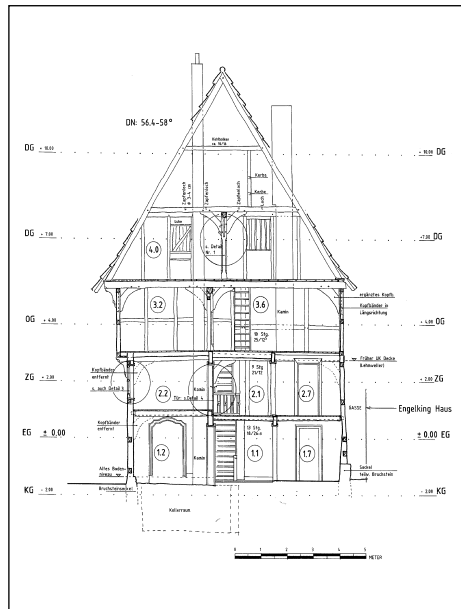


Abb. 8: Schnitt B-B

Die Hölzer des Stuhls, dessen Stiele zumeist unter jeden zweiten oder dritten Kehlbalken gestellt sind, werden sauber abgefast. Zunächst sind sie nur einseitig, mit noch langen Kopfbändern zum Rähm verstrebt, ab dem frühen 16. Jahrhundert aber schon regelmäßig mit beidseitig geschwungenen Kopfbändern versehen. Nicht immer stoßen alle Stiele bis zum First, sondern sie können auch unter dem Hahnenbalken oder einzeln unter dem Stuhlrähm enden, wie es besonders bei frühen Beispielen zu beobachten ist.

Diese Situation ist auch am Remensnider-Haus zu finden: Ein einfach stehender Stuhl, dessen Stiele unter dem Stuhlrähm enden. Allerdings befinden sich mittig auf den hinteren Kehlbalken jeweils über den Stielen Schlitz, wo offensichtlich noch vorhandene Hölzer des Dachwerkes versetzt wurden. Im vorderen Bereich des Gebäudes lassen sich auf den ersten beiden Kehlbalken zur Schaugiebelseite hin fünf runde Zapfenlöcher erkennen.

Sämtliche Stiele und Rähme sind mit Schiffskehlen abgefast und zu beiden Seiten mit geschwungenen Kopfbändern versteift. Die Stiele stehen versetzt über der Stützenreihe im Obergeschoss. Dort wurde das Stuhlrähm mitsamt den Stuhlsäulen im hinteren Bereich des Hauses für den Einbau der südlichen kleinen Zimmer entfernt. Das abgeschnittene Stuhlrähm ist noch über der Treppe im Flur des Obergeschosses sichtbar. Anhand der Stiele und ihrer Abstände im Dachgeschoss lässt sich belegen, dass das Gebäude in südlicher Richtung um drei Gefache gekürzt wurde.

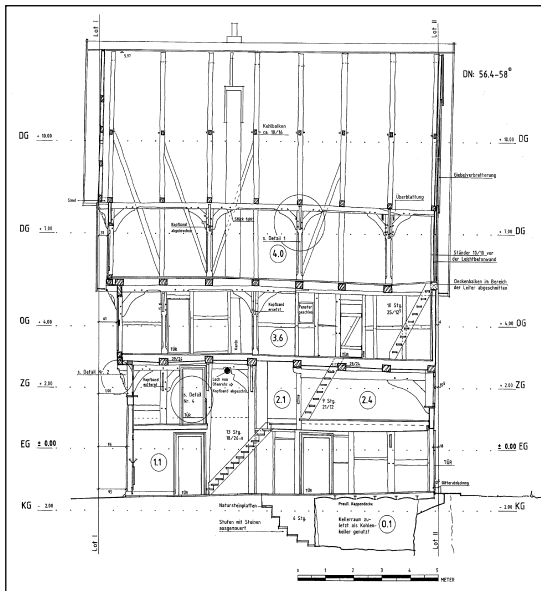


Abb. 9: Schnitt A-A

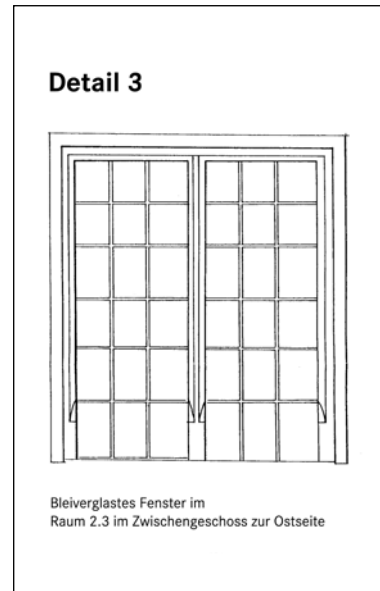


Abb. 10: »Ein bleiverglastes Fenster«

Die wenigen hölzernen Fensterstöcke, die sich an anderen Gebäuden erhalten haben, wurden nicht symmetrisch in die Wandfelder, sondern einseitig neben die Stützglieder gesetzt. Sie waren meist quergeteilt, unten mit einem nach außen schwenkbaren Laden verschlossen und oben vergittert. Daneben gab es auch Kreuzstockfenster. Die Pfosten waren innen ebenso wie der Sturz mit einer breiten Fasse versehen, die kurz vor der Sohlbank in einer Schräge auslief und sich in dieser Form schon im frühen 16. Jahrhundert an den Steingewänden befand..

Die Fußböden der Hausdielen waren offenbar noch im 17. Jahrhundert auch in aufwändigeren Bauten nicht gepflastert. Vermutlich war nur der Bereich um das Herdfeuer mit Backsteinen ausgelegt. Erst im 17./18. Jahrhundert sind die Dielen mit Sandsteinplatten ausgelegt worden, was vermutlich auch im Remensnider-Haus der Fall war. Während für das 16. und 17. Jahrhundert mit Ziegeln gepflasterte Fußböden in den Stuben belegt sind, scheint man seit dem späten 17. Jahrhundert zur besseren Bodenisolierung Bretter, z. B. aus Tannenholz, zu verwenden.

In seiner erst im 16. Jahrhundert genauer fassbaren Form besteht das Wohnhaus aus einer großen hohen Diele und einem kleinen seitlichen, zumeist zweigeschossigen Einbau, der unten eine Stube und darüber eine Kammer aufnimmt. So darf man sich auch das Remensnider-Haus in seiner ursprünglichen Form vorstellen. Darauf weisen die Deckenbalkenlagen im vorderen Bereich des Gebäudes zur Ostseite hin. Hier liegt ein höheres Deckenbalkenniveau vor als im restlichen Bereich des Zwischengeschosses.

Der Rest der Diele wurde durch eine Zwischendecke beim späteren Umbau in zwei Geschosse geteilt, wobei eine Treppe entstand. Der vorherige Zugang zur Kammer über der Stube erfolgte über eine Leiter. Außerdem wird deutlich, dass die Kopfbänder zur Queraussteifung im unteren und oberen Dielenbereich beim späteren Einbau der kleinen Räume im Erd- und Zwischengeschoss störten und weichen mussten. Da die großen Kopfbänder die kleinen Räume sehr einengten, wurden sie abgeschnitten und sind heute noch anhand der vorhandenen Schlitzte in Ständern und Deckenbalken rekonstruierbar.

Neue Anforderungen der Hausbewohner führten im 17. und besonders im 18. Jahrhundert zu einer völligen Umstrukturierung des mittelalterlichen Raumprogramms, der Schaffung zahlreicher Räume mit genau bestimmten Funktionen und damit zur Aufgabe der wenigen großen Räume mit ihren vielfältigen Nutzungen. War im mittelalterlichen Einraumhaus das gesamte Spektrum des Wohnens – von den menschlichen Grundbedürfnissen, wie Schlafen und Essen, über die beruflichen und hauswirtschaftlichen Tätigkeiten – noch vereint, so veränderte es sich immer mehr zu einer vierteiligen, kleinräumigen Struktur. Die Räume wurden speziellen Funktionen und Personen zugeordnet, was dem Wunsch nach zunehmender Abgrenzung und Privatisierung entsprach. Für den späteren Einbau von Türen oder z. B. eines Ofenrohres im Zwischengeschoss mussten Kopfbänder abgeschnitten oder gekürzt werden, sodass erheblich in das statische Gefüge des Hauses eingegriffen wurde.

Im hinteren (südlichen) Bereich des Hauses dürfte sich zur Bauzeit im Dielenbereich des Erdgeschosses eine Herdstelle bzw. ein Kamin befunden haben. Reste und Spuren sind wahrscheinlich beim Abbruch des hinteren Gebäudebereiches verlorengegangen. Der Hauptraum, die Diele, wurde nicht durch einen großen Torbogen, sondern durch eine zweiflügelige Tür mit Bogen erschlossen. Obwohl der Bau über ein Speichergeschoss verfügte und das Dachgeschoss vermutlich auch zu Speicherzwecken diente, konnte durch diesen Bogen kein Wagen einfahren. Vermutlich wurden hier keine landwirtschaftlichen Produkte gelagert, da für die mit dem Haushalt verbundene Landwirtschaft eigene Gebäude mit Ställen und Lagerräumen zur Verfügung standen.

Wie andere Häuser wohlhabender Bürger verfügte auch das Remensnider-Haus über ein Hinterhaus. Mit dem großen Keller unter diesem stand seit dem 16. Jahrhundert den wohlhabenden Haushalten somit ausreichend kühler Lagerraum zur Verfügung. Nach dem Abbruch des Hinterhauses wurde wahrscheinlich, wie auch bei anderen Beispielen, eine Stube nachträglich unterkellert. Seit dem 18. Jahrhundert wurde oft auch an einer dunklen und kühlen Stelle der Diele in einem Einbau eine Speisekammer vorgesehen.

Der Kellerraum des Remensnider-Hauses ist durch eine Falltür von der Diele aus zugänglich und wurde anfangs sicher noch als Speisekammer, Vorratsraum und Gemüsekeller genutzt. Später hat man den Raum nur noch als Kohlenkeller oder Abstellraum

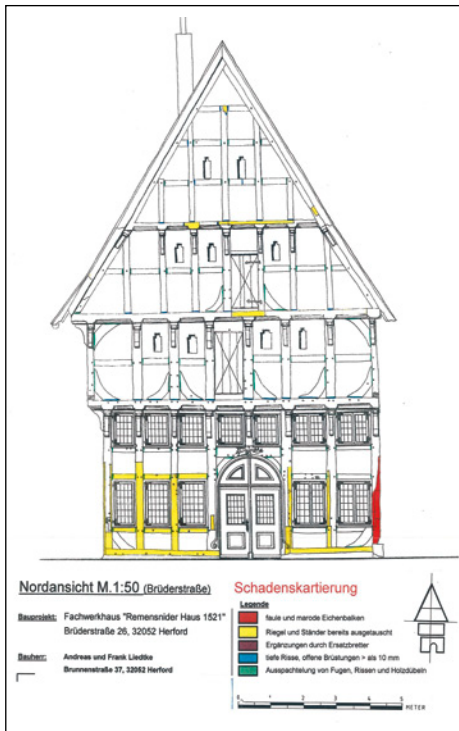


Abb. 11: Schadenskartierung

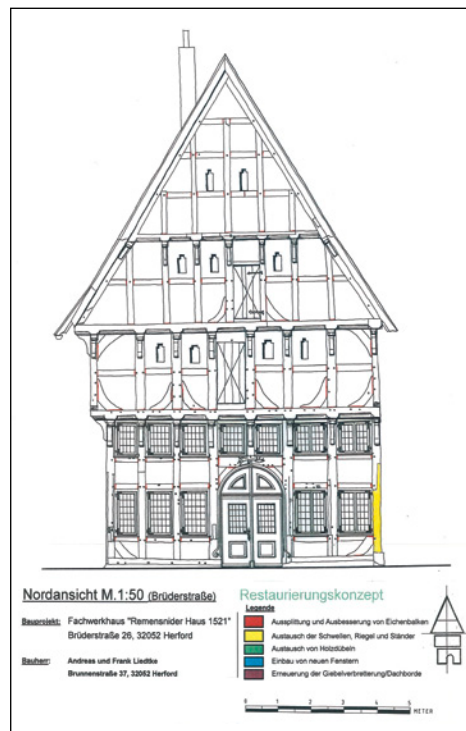


Abb. 12: Restaurierungskonzept

benutzt, allerdings war er über den niedrigen, engen Einstieg und die steile Treppe schwer zugänglich. Die Kellerdecke ist eine »preußische Kappen«, die mit industriell hergestellten Steinen aus der jüngsten Zeit ausgemauert, evtl. auch ausgebessert wurde. Der Keller ist aus Bruchstein gemauert, hat in der Rückwand oben eine Öffnung rechts in der Wand eine Nische (Licht- bzw. Vorratsnische).

Bei Proben (im Flur des Erdgeschosses am Sturz über der Tür neben der Kellerluke und im Flur des Zwischengeschosses am vorkragenden Ende des Unterzuges zwischen Raum 2.3 und 2.4) konnten mindestens elf verschiedene Farbschichten (Kalk-Kasein-Farben) festgestellt werden. Chronologisch aufgelistet handelt es sich um folgende Farbtöne:

1. hellrosa
2. altrosa
3. hellgrün
4. hellgelb
5. blau
6. grünbraun
7. kräftiges braunrot
8. grüngrau dunkel (oliv)
9. leuchtendes türkisgrün
10. hellgrau
11. weiß
12. Raufasertapete bzw. Zementputz

Als Träger der Farbschichten war ein Stroh-Lehm-Putz auf die Fachwerkwand aufgebracht worden.

Die Sanierungsarbeiten

Vor der Sanierung des Gebäudes wurde eine umfangreiche Bestandsaufnahme mit Raumbuch erstellt sowie für die Bereiche der Fachwerk- und Fenstersanierung eine Schadenskartierung und ein Restaurierungskonzept erarbeitet.

Außenwände

Bei der Restaurierung des gesamten Gebäudes wurde größter Wert auf den Einsatz von historischen Materialien, handwerklichen Arbeitstechniken und auf die Erhaltung von möglichst viel Substanz gelegt. Im Fachwerkbereich wurden Eichenhölzer in Wiederverwendung eingesetzt, die außen einen dreifachen Leinölfirnisanstrich erhielten.



Abb. 13:
Gebäudeschnitt während der
Sanierung

Die Ausfachung war in verschiedenen Materialien vorhanden. Bei der Sanierung der maroden Westfassade mussten einige Ausfachungen erneuert werden. Dies erfolgte mit weichgebrannten Westfalenbacksteinen in Kalkmörtelvermauerung als Sicht- bzw. Ziermauerwerk. Auf die Ausfachungen der Südfassade wurde ein Außenputz aus Trasskalkmörtel aufgebracht. An der Innenseite der Außenwand ist umlaufend eine Leichtlehm-Innenschale eingebracht mit einem Wandheizungssystem und einer Fundamentheizleitung, die in den Unterputz eingebettet wurde. Der U-Wert der Außenwand beträgt $0,53 \text{ W/m}^2\text{K}$.

Innendämmung

Die im Bestand noch intakten Ausfachungen wurden konstruktiv stabilisiert und erhalten. Der Aufbau der Außenwand zeigt folgende Struktur:

18 – 20 cm Eichenholz-Fachwerk mit	1. weichgebrannten Westfalenbacksteine (Erneuerung) 2. weichgebrannten Ziegeln (Bestand)
20 – 22 cm Leichtlehm-Innenschale	1. Holzleichtlehm als Hinterfüllung (Innendämmung) 2. Leichtlehmsteine 700
4 cm Leichtlehmunterputz 2 cm Leichtlehmoberputz	mit eingebautem Wandheizungssystem
Mineralischer Anstrich (hier: Kalkkaseinfarbe).	



Abb. 14:
Lehm-Innenschale mit Wandtemperierung

Fenster

Zum Teil waren die barocken Blockrahmenfenster mit bleiverglaster Festverglasung erhalten. Die restlichen Fenster datieren aus dem 19. Jahrhundert. Die Blockrahmenfenster wurden aufgearbeitet und innen Vorfenster mit einfach polytisch beschichteten Energiesparverglasungen vorgesetzt, die Fenster aus dem 19. Jahrhundert wurden aufgearbeitet und als Kastenfenster mit U-Glas/Energiesparglas versehen. Dadurch konnte ein U-Wert von 1,5 K/m²W erreicht werden.

Nach einer detaillierten Bestandsaufnahme des Ist-Zustandes wurde für jedes Fenster in Zusammenarbeit mit dem Denkmalpfleger ein Sanierungskonzept erarbeitet.

Die Vielzahl der nach außen öffnenden Fenster konnte aufgearbeitet und durch Innenvorfenster ergänzt werden. Fenster, die keinen hohen Denkmalwert hatten bzw. nicht mehr reparaturfähig waren, wurden gegen Kastenfenster ausgetauscht.

Für Fenster, die restauriert werden sollten, wurde eine Schadenskartierung erstellt. Die Schadenskartierung ist bei anspruchsvollen Sanierungen eine wesentliche Arbeitsgrundlage und hilft den Beteiligten in vielerlei Hinsicht: dem Restaurator bei der Kostenkalkulation, dem Denkmalpfleger für die Erlaubniserteilung (und für die Denkmallakte), dem Architekten als Dokumentation der zu erbringenden Leistung und dem Bauherren als Nachweis erbrachter Arbeiten. Nach dem Grundsatz »so viel wie nötig, so wenig wie möglich« werden die historischen Fenster aufgearbeitet.

Im dargestellten Fall wurden die Fenster ausgebaut und in einer Werkstatt überarbeitet, bei der Restaurierung die alten Bauteile so umsichtig und sensibel wie möglich saniert, sodass die denkmalpflegerische Aussage und die Gebrauchsspuren erhalten blieben.

Die Innenvorfenster erhielten eine Einfachverglasung. Der Aufbau der Wand mit der zusätzlichen Wärmedämmung und dem Temperierungssystem begründete diese Wahl. Wichtig bei den Innenvorfenstern ist die extreme Reduzierung sämtlicher Hölzer (Sprossen), um den Lichteinfall der kleinformigen Fachwerköffnungen nicht zusätzlich zu verringern.

Um ein stimmiges Gesamterscheinungsbild aus sanierten historischen und neu eingebrachten Fenstern in der Fassade zu erreichen, fiel die Wahl auf Kastenfenster. Die Konstruktion aus äußerem und innerem Flügel stellt sich als ideal dar. Einerseits fügt sich dieser Fenstertyp mit historischen Details, wie geschlossener Brüstung, klassischem Leinölkitt und Restaurierungsverglasung, optisch unauffällig in die Fassade ein. Andererseits bringt die innere Energiesparverglasung die entsprechende Wärmedämmung, die durch den Wandaufbau den heutigen Ansprüchen gerecht wird.

Bei den neuen Isolierglasfenstern war besonders die Einbausituation zu berücksichtigen. Da alle Elemente ohne Anschlag stumpf ins Fachwerk eingebaut werden muss-

ten, war die Reduzierung aller Rahmen und Flügelhölzer zwingend notwendig. Auf die Angleichung der Sprossenbreite an die der einfachverglasten Kastenfenster wurde ebenfalls großen Wert gelegt.

Besonders bei der Altbausanierung ist es sehr wichtig, nur historische Materialien zu verwenden. Ideal für eine denkmalgerechte Abdichtung sind getränkte Hanfstricke, Hanfschnüre, Kalkhaarmörtel und auch Spritzkork. Die verwendeten Materialien dürfen nicht dampfdiffusionsdicht sein.

Im Fachwerkbau, der oft einen fassadenbündigen Einbau der Fenster erzwingt, ist unbedingt auf einen konstruktiven Wetterschutz, z.B. mit einem über den oberen Blendrahmen anzubringenden Wetterschenkel, zu achten.

Fußböden

Der Fußboden im Dielenbereich war nur noch als Lehmbooden, in den seitlichen Nebenräumen z. T. als maroder Holzfußboden, vorhanden. Der Fußboden wurde erneuert und ein U-Wert von $0,39 \text{ W/m}^2\text{K}$ erreicht.

Fußbodenaufbau

1. Historische Sandsteinplatten
2. Anhydritestrich
3. Fußbodenheizung auf Dämmplatten
4. 30 cm Blähtonsohle
5. PE-Folie
6. Sauberkeitsschicht.

Innenräume

Die Anstriche der Lehmputze und Ausfachungen im Inneren wurden mit Kalkkasein versehen. Die vorhandenen Fachwerkbalken, Deckenbalken wurden gereinigt, abgebürstet und mit Leinölfirnis behandelt. Der vorhandene, barocke Torbogen wurde während der Bauzeit ausgebaut und gesichert und am Ende der Sanierungsarbeiten restauriert wieder eingebaut.

Haustechnik

Die gesamte künstliche thermische Versorgung des Remensnider-Hauses erfolgt durch eine separate Dachheizzentrale. Die Heizungsanlage ist eine Gas-Niedrigtemperaturheizung mit Brennwerttechnik. Auf die vom Bauherrn gewünschte Solaranlage musste aus Gründen des Denkmalschutzes verzichtet werden.



Abb. 15: Einbausituation eines Innenvorfensters



Abb. 16: Neue Kastenfenster in der Nordfassade

Für dieses Fachwerkhaus wurde ein verdecktes Wandheizungssystem in Verbindung mit einer Fußbodenheizung gewählt. Eine zusätzliche Rohrleitung im Fundamentbereich ermöglicht eine dauerhafte Trocknung bzw. Trockenhaltung der Fundament- und Schwellenbereiche. Die Wandheizung ermöglicht ein ästhetisch unbeeinträchtigtes Raumbild sowie eine Temperierung und Austrocknung des Wandaufbaus (Hauptbestandteil des Wandaufbaus ist der Baustoff Lehm). Radiatorenheizkörper wären im Raumbild sichtbar und würden die Raumluft vorwiegend durch Konvektion transportieren. Im Gegensatz dazu erreicht die verdeckte Wandheizung eine relativ hohe Wandoberflächentemperatur und somit eine gleichmäßige Raumtemperatur durch Strahlungswärme. Die Lage der Heizrohre kann durch eine Thermofolie bestimmt werden, damit bei Befestigungen von Gegenständen an den Wänden eine Beschädigung der Rohrleitungen ausgeschlossen wird.

Das Fachwerkhaus kann entweder mit der Fußbodenheizung oder durch das Wandheizungssystem separat beheizt werden. Der Einsatz der Fundamentheizung ist unabhängig von der gewünschten Innentemperatur. Durch die Verwendung des Baustoffs Lehm und die gewählten Heizsysteme herrscht im Rauminneren ein angenehmes Raumklima, das zusätzlich zur Erhaltung des Baudenkmals beiträgt.



Abb. 17:
Lehmdecke
mit Holz-Stroh-
lehmstakung

Resümee

Der Kreisheimatbund hat die Pöppelmannmedaille für die fachgerechte Restaurierung des Remensnider-Hauses von 1521 verliehen. Außerdem wurde das Gebäude mit dem Bundespreis der BHU »Energie sparen in Baudenkmälern« ausgezeichnet. Durch die konsequente und sorgfältige Bestandsaufnahme, Schadenskartierung, Bauplanung



Abb. 18:
Einbau einer Stahltrappe in die vorhandene
Fachwerkkonstruktion

und die Befolgung denkmalpflegerischer Konsequenzen konnte dieses hervorragende Ergebnis für alle Beteiligten erzielt werden.

Das Remensnider-Haus wird im Erdgeschoss als Büroetage, im Zwischen- und Obergeschoss für Wohnzwecke (z.T. durch den Eigentümer) genutzt. Im Dachgeschoss wurde aus denkmalpflegerischen Gründen auf einen Ausbau verzichtet, hier befindet sich lediglich die Haustechnik.

Bei den eingesetzten Baustoffen, wie historischen Eichenbalken, Leichtlehmsteinen, weichgebrannten Ziegeln, Holz-Leichtlehm, Lehmputz, Kalkkaseinfarbe und Leinöl, handelt es sich um ökologische Baumaterialien. Wiederverwendet wurden die meisten Bodenbeläge und die Eingangstür an der Südfassade. Der Einsatz von ausgebildeten Restauratoren und die Zusammenarbeit aller Vertreter der Einzelgewerke haben den reibungslosen Ablauf auf der Baustelle gewährleistet.

Literatur

- Hansen, Wilhelm; Kreft, Herbert: Fachwerk im Weserraum. Hameln: C.W. Niemeyer Verlag, 1980
- Huchzermeyer, Lisa; Cord: Herford neu entdeckt. 1. Aufl. Leinen: Busse und Seewald, 1990
- Kaspar, Fred; Baumeier, Stefan: Fachwerkbauten des 14. bis 16. Jahrhunderts in Westfalen. Münster: F. Coppenrath, 1986
- Kaspar, Fred: Bauen und Wohnen in einer alten Hansestadt. Münster: Aschendorff, 1985
- Kaspar, Fred: Historisches Jahrbuch für den Kreis Lippe. Bielefeld: 1999
- Städtisches Museum Hexenbürgermeisterhaus. Museums-Materialien Nr. 2/1994
- Denkmalakte des Denkmalamtes Herford

Die Radrennbahn Öschelbronn

Dieter Ansorge, Reiner Dinger



Radrennbahnen gab es früher in fast allen größeren Orten. Sie wurden in unterschiedlichen Bauweisen, als Beton-, Asphalt- oder Holzbahnen gebaut.

Hölzerne Radrennbahnen wurden überwiegend als Hallenbahnen, meistens nur für besondere Veranstaltungen, vereinzelt auch als Freiluftbahnen, gebaut.

Radrennbahnen bestehen aus zwei parallel geführten Längsbahnen und zwei 180°-Kurven. Das Verhältnis der beiden geometrischen Elemente richtet sich nach den an die Bahn gestellten Anforderungen. Die meisten Bahnen werden für verschiedene Anforderungen an Sprint- oder Dauergeschwindigkeiten gebaut, nach denen sich das jeweilige Verhältnis zwischen den Längen der Geraden und der Kurven ergibt. Die Kurvenradien ergeben sich aus Bahnbreite, Sicherheitsstreifen und Breite des Innenraums.

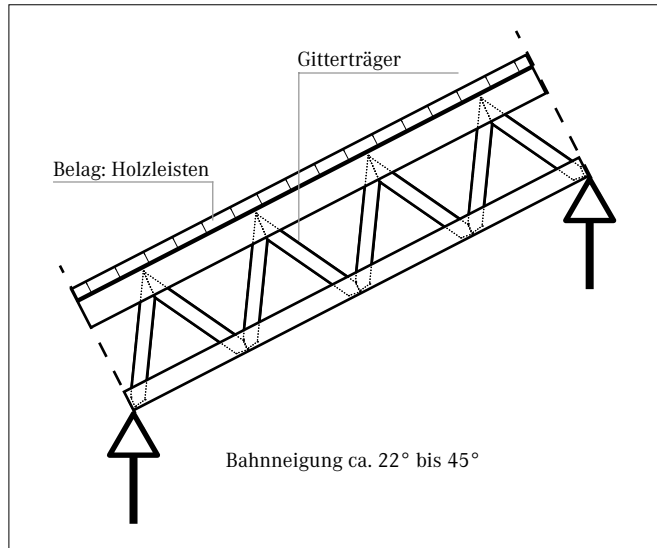
Die Bahngesamtlängen richten sich in der Regel nach der Länge 1000 m geteilt durch die Rundenzahl. Üblich sind überwiegend Bahnlängen von 200 m bei fünf, 250 m bei vier und 333 m bei drei Runden.

Die Bahnbreiten liegen zwischen 5 m und 8 m. Sie müssen ausreichende Breiten für Überholmanöver bei Spurts, Fahrerwechsel oder Stürze aufweisen. Zwischen Bahnfläche und Innenraum ist ein durchgehend 2,50 bis 4 m breiter Sicherheitsstreifen angeordnet.

Je nach Disziplinen werden unterschiedliche Höchstgeschwindigkeiten erreicht. Bei Langstreckenrennen liegen diese zwischen 50 und 60 km/h, bei Kurzstreckenrennen zwischen 70 km/h und 80 km/h. Die höchsten Geschwindigkeiten werden bei Steherrennen mit bis über 100 km/h erreicht. Die Formen und Überhöhungen der Bahnen richten sich zwangsläufig nach den geplanten Höchstgeschwindigkeiten der jeweiligen Bahn.

Zur Sicherstellung von ausreichender Haftreibung zwischen Bahnoberfläche und Rad müssen die Kurven überhöht werden, um die Fliehkräfte aufzunehmen. Je nach Kurvenradius und geplanter Höchstgeschwindigkeit betragen die Kurvenneigungen zwischen 30° und 60°. Je höher die Geschwindigkeiten, desto steiler müssen die Kurvenneigungen gewählt werden.

Abb. 1:
System-Skizze



Die Übergänge von flach geneigten Geraden zu den steilen Kurven werden als Übergangsbogen ausgebildet.

Holzradrennbahnen werden baukastenähnlich aus zwei Elementen gebaut. Die Tragkonstruktion besteht aus unterschiedlich geneigten, an den Endpunkten auf massive Fundamente oder Widerlager aufgelegten Holzgitterträgern und dem aus Leisten und auch z. T. Brettern oder Holztafeln bestehenden Bahnbelag. Bretter und Leisten mit üblichen Abmessungen von ca. 3 · 6 cm werden von Hand auf die Gitterträger genagelt, um mit dem letzten Hammerschlag gestaucht zu werden. Während bei Innenbahnen meist sibirische Fichte verwendet wird, werden nicht überdachte Außenbahnen meistens mit tropischen Harthölzern belegt, wie Afzelia.

Heute sind in Deutschland noch drei Holzradrennbahnen als Außenbahnen in Betrieb, zwei Anlagen sind überdacht.

Die Radrennbahn in Öschelbronn

Die erste Radrennbahn wurde 1930/31 als wassergebundene Erdbahn vom Radsportverein »Frisch Auf« Öschelbronn gebaut. Die erste Holzbahn entstand 1985 aus der abgebauten Stuttgarter Radrennbahn, die dem RSV Öschelbronn geschenkt wurde. 2003 wurde der Bahnbetrieb der Holzbahn wegen gravierender Holzschäden eingestellt. 2006 wurde mit dem Bau einer neuen Bahnüberdachung begonnen, 2007 wurde die stillgelegte Holzbahn von den Vereinsmitgliedern in Eigenleistung grundlegend repariert und neu mit heimischer Fichte belegt. Sie konnte bereits im Sommer 2007 wieder in Betrieb genommen werden. Durch den unermüdlichen Einsatz der Vereins-

mitglieder konnte eine der letzten drei Holzaußenradrennbahnen Deutschlands gerettet und dauerhaft erhalten werden.

Rennbahndaten:

Länge der Bahn: 200 m an der Maßlinie (schwarz), 230 m an der Balustrade

Kurvenüberhöhung: 42°

Überhöhung der Geraden: 21,4°

Benötigtes Fichtenholz zum Belegen der Bahn ohne den Anfahrstreifen:

Latten 3 · 6 cm: 47 000 m

Nägel: 300 000 Stück = 1,25 t

Arbeitsstunden: über 6000.

Überdachung:

Dachfläche: 8000 m², 78 m · 110 m an den größten Stellen

Traufhöhe: 7,5 m, Firsthöhe: 14,5 m

Tragkonstruktion: Holzbinder auf Stahlbetonstützen

Dachdeckung: Trapezblech, ca. 8 t.

Die Öschelbronner Radrennbahn ist die einzige Holzradrennbahn in Süddeutschland und wird von Radsportbegeisterten und Vereinen aus ganz Deutschland und den benachbarten Ländern benutzt, wie Frankreich, Schweiz, Österreich u. a. Ohne die Initiative des Radsportvereins wäre diese letzte Holzbahn in Süddeutschland verloren gegangen.



Abb. 2: Abbruch der Betonbahn 1984

Abb. 3:
Bahnfundamente
1985



Abb. 4:
Bahnbau 1986



Abb. 5:
Bahneinweihung Holzbahn 1986





Abb. 6:
Schadensbeseitigung 2001



Abb. 7:
Bahnzustand
Luftbild 2005



Abb. 8:
Bahnzustand
2006



Abb. 9:
Gitterträgerschäden 2006



Abb. 10:
Gitterträgerreparatur 2006



Abb. 11:
Belagmontage 2007



Abb. 12:
Fertige Bahn mit
Überdachung
2008



Abb. 13: Fachwerkträger mit Belag 2009



Abb. 14: Unteres Trägerfundament 2009



Abb. 15:
Gitterträger-
verstärkung 2009



Abb. 16:
Bahneinweihung 2008

Bildnachweis

Abb. 1 bis 16 Radsportverein Glückauf Öschelbronn

Historische Holzbrücken

Geschichte – Konstruktion – Tragverhalten

Thomas Altmann

Zur Geschichte des Holzbrückenbaus

Das Problem, natürliche Hindernisse überwinden zu müssen, ist schon so alt wie die Menschheit selbst. Deshalb ist auch der Brückenbau nach dem Hausbau als eine der ältesten Bautätigkeiten überhaupt anzusehen. Als Material hierfür standen den ersten »Baumeistern« nur Holz und Stein zur Verfügung, wobei Holz natürlich das leichter zu bearbeitende Material war.

War es am Anfang nur ein umgestürzter oder gefällter Baum über einen Bach oder Graben, so brauchte man, bedingt durch die natürlich begrenzte Materiallänge, bei größeren Überbrückungen schon richtige Konstruktionen, die erst einmal entwickelt werden mussten. Bedarf für größere Brücken entstand zum einen durch den aufkommenden Handel und Verkehr mit Fuhrwerken, zum anderen auch zur Durchführung kriegerischer Handlungen.

Bis ins frühe Mittelalter wurden fast nur Balkenbrücken auf Steinpfeilern oder Holzjochen errichtet. Die längste bekannte Balken-, bzw. Jochbrücke wurde im 14. Jahrhundert in Rapperswil in der Schweiz gebaut. Sie war 1,5 km lang und stand auf 188 Jochen. Auch aus früheren Zeiten sind uns einige berühmte Beispiele überliefert, wie Caesars große Brücke über den Rhein aus dem Jahre 55 v. Chr., eine ca. 400 m lange und 12 m

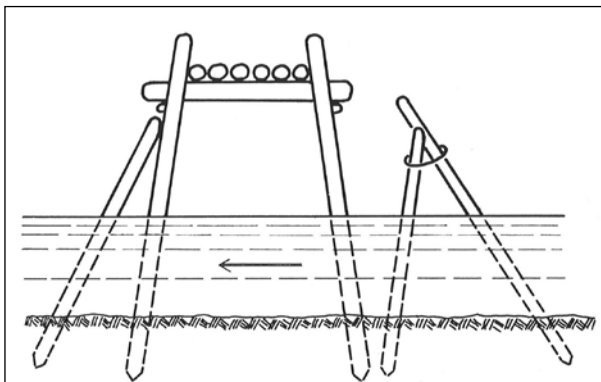


Abb. 1:
Skizze der Pfahlgründung der
römischen Rheinbrücke [2]

breite Holzbalkenbrücke auf 56 Jochen, die innerhalb von nur 10 Tagen errichtet worden sein soll.

Hier zeigte sich schon früh ein großer Vorteil der Holzbrücken gegenüber den Steinbrücken. Neben der schwereren Bearbeitbarkeit des Materials war die Herstellung einer steinernen Bogenbrücke viel aufwendiger, langwieriger und teurer. Auch waren im Steinbrückenbau keine wesentlich höheren Spannweiten möglich und da die Verkehrslasten gegenüber dem Eigengewicht damals nicht sonderlich hoch waren, brachte ihre höhere Festigkeit auch keinen Vorteil. Natürlich waren Steinbrücken in dieser Zeit viel beständiger als Holzbrücken, bei denen die Unterhaltung sehr aufwendig war.

Die Brücken wurden damals vor allem im Alpenraum wohl häufiger durch Frühjahrshochwässer zerstört. Auch hier hatten Holzkonstruktionen den großen Vorteil, dass man sie leichter wieder aufbauen konnte. Dazu war es in den damaligen, konfliktreichen Zeiten wichtig, dass man Holzbrücken auch im Falle der Verteidigung nicht vollständig zu zerstören brauchte, um einen Übergang zu unterbrechen. Man nahm einfach die Balken auf, die meist nicht einmal fest mit den Jochen verbunden waren. Vielfach wurde aber auch ein Feld als Zugbrücke ausgebildet.

Bis ins 15. Jahrhundert hinein wurden für den Brückenbau überwiegend unbearbeitete Hölzer genommen, auf die lange Zeit nur Blätter und Abfalläste gestreut wurden, die zusammengefahren die Rillen zwischen den Stämmen ausfüllten und gleichzeitig als leicht erneuerbare Verschleißschicht dienten. Später wurde eine Abdeckung aus Schotter oder »Bruckstreu«, eine Mischung aus Lehm, Schotter und Reisig, aufgebracht, um eine einigermaßen ebene Fahrbahn zu erhalten. Erst dann wurden in zunehmendem Maße Kanthölzer als Brückenträger und Bohlen als Belag verwandt.

Die älteste noch bestehende und zugleich wegen ihrer Schönheit berühmte Jochbrücke ist die um 1300 als Wehrgang und Stadtbefestigung gebaute Kapellbrücke in Lu-



Abb. 2:
Die berühmte
Kapellbrücke in Luzern

zern. Sie steht auf 27 trapezförmigen Pfahljochen und hat eine mittlere Stützweite von 7,65 m. Nur ihre 15 m breite Durchfahrtsöffnung wird schon durch ein einfaches Hängewerk überbrückt.

Die Herstellung und Unterhaltung der hölzernen Joche war jedoch ein großes Problem. Mit gerammten Pfählen wurden Wasserstuben errichtet, die mit Lehm abgedichtet und während des Jochbaus mühsam mit Eimern und Wasserrädern trocken gehalten werden mussten. Das Holz war dem ständigen Kontakt mit dem Wasser ausgesetzt. Dazu stellten die Joche eine erhebliche Strömungsbehinderung dar und konnten durch Eisstau und Hochwasser leicht zerstört werden. Außerdem erlaubten sie nur eine geringe lichte Höhe unter der Brückenkonstruktion. Oft wurden stromaufwärts noch hölzerne Rechen als Eisbrecher vor die Joche gesetzt, um sie besser zu schützen, was Schifffahrt und Abfluss noch mehr behinderte. Der Wunsch nach längeren Stützweiten mit weniger Jochen und größeren lichten Höhen führte nun zur Entwicklung neuer Brückenkonstruktionen.

Aus den schon lange bekannten Prinzipien des Dachstuhlbaus entstanden die ersten einfachen Sprengwerke durch Schrägstellen der Stützen unter einem Balken (Dreiecks-, Trapezsprengwerk). Auch das Hängewerk, quasi die Umkehrung des Sprengwerks, bei dem ein durchlaufender Balken an Hängesäulen aufgehängt wird, die ihre Kräfte in schräge Streben und Spannriegel einleiten, wurde von Anfang an verwandt. Mit ihnen konnte man Spannweiten zwischen 15 und 20 Metern erzielen. Oft wurden beide Arten geschickt zu Hängesprengwerken kombiniert und so noch größere Stützweiten erreicht. Durch Hintereinanderschließen mehrerer Streben entstand danach das statische System des Stabbogens oder auch Polygontragwerks, das von da an häufig verwendet wurde. Auch solche Vielecksysteme wurden oft noch mit anderen Tragwerken überlagert, sodass viele dieser Brückenkonstruktionen heute etwas unübersichtlich erscheinen. Tatsächlich ist eine eindeutige Zuordnung der Kräfte ohne aufwendige Rechnungen oft nicht möglich. Trotzdem ist meist jedes Element sinnvoll.

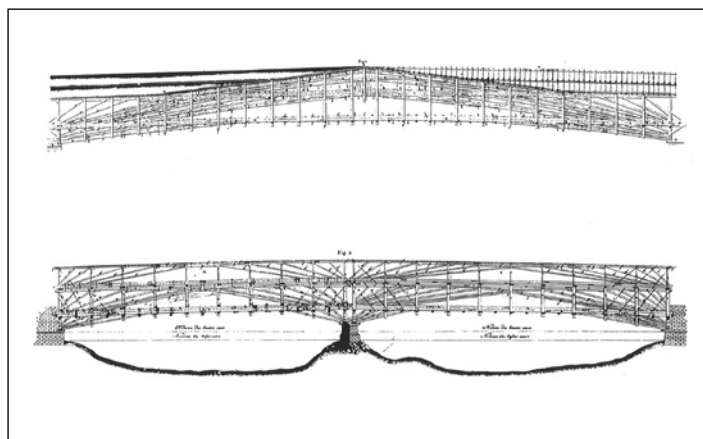
Die meisten dieser aufwändigen Holzbrückenkonstruktionen waren gedeckt, das heißt, sie hatten ein festes Dach mit Schindeln oder Ziegeln. Außerdem waren sie fast immer zur Hälfte oder sogar voll verschalt, sodass sie aussahen wie über einem Tal hängende Scheunen (sog. Hüslibrücken). Beides sollte als baulicher Holzschutz die tragende Konstruktion vor Witterungseinflüssen schützen, da man außer dem Tränken in Teeröl oder ähnlichem über keine chemischen Mittel verfügte. Wie wichtig und erfolgreich diese Schutzmaßnahme war, sieht man daran, dass heute noch viele historische gedeckte Holzbrücken existieren, jedoch nur noch sehr wenige offene.

Oft wurde der Dachraum mit Sinnsprüchen oder Bildtafeln geschmückt, auf denen biblische oder auch stadt- bzw. landesgeschichtliche Themen zu sehen waren, wie z. B. in der Kapellbrücke in Luzern. Auch wurden viele Brücken einem Heiligen geweiht und hierzu oft mit einer kleinen Kapelle ausgestattet.

In der Blütezeit im 17. und 18. Jahrhundert gelangte der Holzbrückenbau gerade in den holzreichen Alpenregionen zu großer Vollkommenheit. Vor allem die Schweizer Zimmerleute waren als Meister ihres Faches weit über die Grenzen hinaus berühmt. Das System des Hängesprengwerks wurde von ihnen so perfektioniert, dass es oft auch »Schweizer Sprengwerk« genannt wurde. Ein Name aus der Geschichte des Holzbrückenbaus darf hier auf keinen Fall fehlen. Die Schweizer Baumeisterfamilie Grubenmann aus Teufen im Appenzeller Land war im 17. und 18. Jahrhundert richtungweisend nicht nur im Bau von Holzbrücken, sondern auch von Kirchen und Herrschaftshäusern im ganzen alpenländischen Raum. Ihr wohl berühmtestes Mitglied, der Baumeister Hans Ulrich Grubenmann, perfektionierte die Technik der Stabbogenbrücken und benutzte als einer der Ersten auch richtige Bögen aus mechanisch gebogenen, verzahnten und verdübelten Balken. Dass er sogar zu einem Wettbewerb für eine Brücke in Irland eingeladen wurde, zeigt, wie berühmt dieser Mann auch außerhalb der Schweiz war.

Sein größtes Brückenbauwerk und wohl die berühmteste historische Holzbrücke überhaupt war die Rheinbrücke in Schaffhausen, erbaut 1755 bis 1758. Sie sollte eine alte, eingestürzte Steinbrücke ersetzen. In einem ersten Entwurf plante H.U. Grubenmann, den Rhein mit einer einzigen Stabbogenkonstruktion von 119 m Spannweite zu überspannen, was eine Verdoppelung der bisher erreichten Spannweiten bedeutet hätte. Die Ratsherren der Stadt trauten dem Entwurf jedoch nicht, obwohl sich Grubenmann zur Demonstration der Tragfähigkeit angeblich selbst auf das von ihm gefertigte Modell gestellt haben soll, und so musste er einen noch bestehenden Steinpfeiler in Flussmitte als Zwischenaufleger benutzen. Die ausgeführte Brücke bestand nun aus zwei Hängesprengwerken von 54 und 59 Metern Spannweite und einem zusätzlichen, über die ganze Länge führenden Polygonstrebenzug. Angeblich war die Brücke jedoch so konstruiert, dass sie auch ohne Mittelpfeiler stehen konnte, und Grubenmann legte sie nur mit wenigen Hölzern auf dem Mittelpfeiler auf, die er nach Fertigstellung weg-

Abb. 3:
Die Rheinbrücke von
Schaffhausen, erster
Entwurf und
ausgeführte
Konstruktion [6]



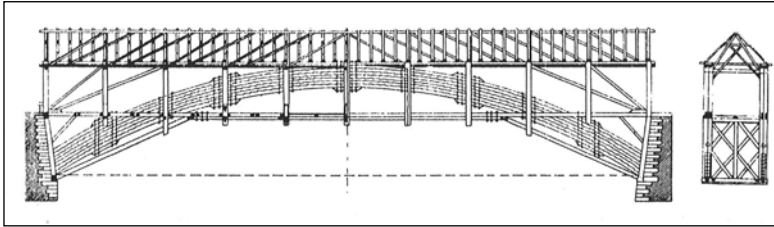


Abb. 4:
Die Limmatbrücke in
Wettingen von
H.U. Grubenmann [6]

genommen haben soll, um zu zeigen, dass die Brücke wirklich nur aus einem Bogen bestehe. Sein Kommentar: »Da habt Ihr Euren Pfeiler und ich meine Brücke!«. Erst nachträglich habe sich die Brücke auf den Mittelpfeiler abgesenkt. Sie wurde 1799 von der französischen Armee zerstört.

Weitere große Schweizer Brückenbauer waren neben H.U. Grubenmanns Bruder Johannes, z. B. Blasius Balteschwiler, der Erbauer der Rheinbrücke von Bad Säckingen, Kaspar Josef Ritter und Karl Friedrich von Wiebeking.

Aus dem Polygontragwerk entwickelten die Baumeister nun den echten Bogen, da man feststellte, dass ein gebogener Balken etwa siebenmal mehr tragen kann als ein gerader. Hierzu verwendeten sie mechanisch gebogene Balken, die einfach übereinander gelegt oder miteinander verdübelt oder verzahnt wurden. Beim Biegen wurde der Balken am höchsten Punkt eingespannt und über einem leichten Feuer an den Enden mit Flaschenzügen herabgezogen. Dabei wurde die nach oben gekrümmte Seite des Balkens mit Wasser begossen. So eingespannt wurde der gebogene Balken zwei Monate gelagert. H.U. Grubenmann konstruierte 1764 eine Brücke mit Bogentragwerk über die Limmat in Wettingen mit 61 m Spannweite. Vereinzelt hat es Holzbrücken mit Bogentragwerken jedoch schon früher gegeben wie eine 1468 über die Goldach bei St. Gallen gebaute Brücke mit 30 m Spannweite oder sogar eine auf der Trajanssäule in Rom abgebildete Brücke über die Donau aus dem Jahre 105 n. Chr.

Zu erwähnen wäre noch das Prinzip der Hängebrücke, obwohl dieses System im Holzbrückenbau keine große Rolle spielte. Vor allem in Gebirgsregionen wurden ab und zu hölzerne Stege errichtet, die an Seilen oder später eisernen Ketten aufgehängt waren. Da sie aber aufgrund des geringen Gewichtes keine große Steifigkeit hatten und unter Belastung sehr beweglich waren, hatten sie als normale Wegbrücken keine Bedeutung.

Die Brückenbauer verwendeten für wichtige Konstruktionsteile vielfach Eichenholz, da es Feuchtigkeitswechseln am besten widersteht und eine sehr hohe Festigkeit besitzt, ansonsten aber überwiegend Tanne, speziell Weißtanne, vor allem für waagerechte Balkenlagen wegen ihrer hohen Elastizität und ihres geraden Wuchses. Weiterhin wurde Föhre verwandt, die wegen ihres hohen Harzgehaltes sehr wetterfest, aber für höhere Belastungen zu spröde ist. Beliebt war auch Lärche, da sie harzreich und elas-

tisch zugleich ist. Jedoch war sie aufgrund ihrer vielfältigen Verwendungsmöglichkeiten auch eines der teuersten Hölzer. Gefällt wurde meist in der zweiten Dezemberhälfte, da man feststellte, dass die Festigkeit des Holzes dann wesentlich höher war als bei früher oder später gefällten Bäumen. Die Baumeister suchten die zu fällenden Bäume für ihre Bauwerke oft selbst aus.

Zu beachten ist, dass sämtliche Brücken jener Zeit reine Zimmermannskonstruktionen waren. Die Baumeister waren durchweg Handwerker ohne irgendwelche theoretischen Kenntnisse. Zwar waren die Prinzipien der allgemeinen Statik schon lange bekannt, es gab auch schon theoretische Literatur zum Brückenbau, wie das »Theatrum Pontificale oder Schauplatz der Brücken und des Brückenbaus« von Jacob Leupold aus dem Jahre 1726, und die Baumeister haben auch davon gewusst, ohne aber viel praktischen Nutzen daraus ziehen zu können. Erst im 19. Jahrhundert begann mit Navier die praktische Anwendung der Theorie für die Bauwerksberechnung. Bis dahin wurde nur aufgrund von Erfahrungen und Traditionen konstruiert. Meist fertigten die Baumeister

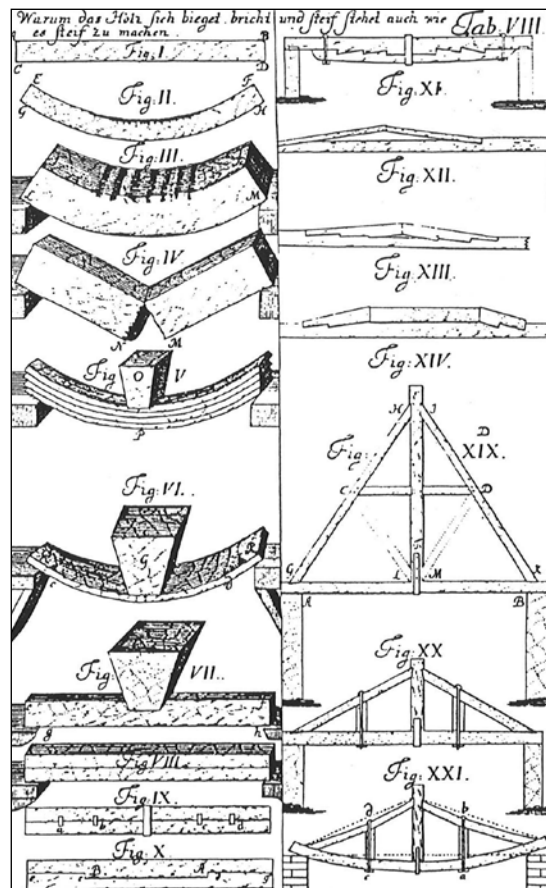


Abb. 5:

Aus dem »Theatrum Pontificale oder Schauplatz der Brücken und des Brückenbaus«: »Warum das Holz sich bieget, bricht und steif stehet, auch wie es steif zu machen.« [5]

auch sehr genaue Modelle an, an denen Versuche gemacht und Materiallisten und Kostenvoranschläge erstellt wurden.

Bei den meisten Holzbrücken im 18. Jahrhundert wurden keine metallenen Verbindungsmittel verwandt, die einzelnen Elemente wurden nur mit zimmermannsmäßigen Anschlüssen verbunden und mit Holzkeilen verspannt. Somit konnten nur Druckkräfte übertragen werden, wonach die Konstruktion entworfen werden musste. Solange die Verkehrslasten gegenüber dem Eigengewicht klein waren, ging das. Mit steigenden Verkehrslasten ließen sich jedoch Lastwechsel in den Streben nicht mehr vermeiden.

Da das Konstruktiv mit Zimmermannsanschlüssen nicht funktionierte, entstanden im 19. Jahrhundert Systeme lastabhängiger Wirksamkeit mit gekreuzten Streben nach Art des Andreaskreuzes. Besondere Fachwerksysteme entwickelten der Engländer Town um 1820 und danach der Amerikaner Howe um 1840. Town konstruierte einen Gitterträger, bei dem zwischen aus Bohlen gebildeten Ober- und Untergurten engmaschig diagonal gekreuzte Bretterstreben ein Rautenfachwerk bildeten. Ein Vorteil bestand darin, dass für die Herstellung nur relativ schwache Schnitthölzer gebraucht wurden, die aufgrund ihrer einheitlichen Elemente leicht vorgefertigt werden konnten. In Deutschland, der Schweiz und Österreich stand man diesen sogenannten »Nordamerikanischen Brücken« skeptisch gegenüber, vor allem wegen ihrer einfachen Konstruktion (»Beinahe jeder Bauer kann eine solche Rippe zusammennageln!«) und ihrer geringeren Haltbarkeit. Das System des Amerikaners Howe war da erfolgreicher. Howe ordnete zusätzlich senkrechte Zugstangen aus Schmiedeeisen an, die an den Ober- und Untergurten verschraubt wurden, sodass die ganze Konstruktion quasi vorgespannt war. Außerdem konnten die Schrauben nachgezogen werden, um Durchbiegung oder Überhöhung des Trägers zu korrigieren.

Mit der Möglichkeit der statischen Berechnung der Konstruktionen und der Entwicklung neuer, meist metallischer Verbindungen kam der Übergang von der handwerklichen Zimmermannsarbeit zum Ingenieurholzbau. Die Verwendung von Bolzen, Dübeln, Nägeln und Leim machte eine genaue Bestimmung des Kräftespiels möglich, und die einzelnen Konstruktionselemente konnten jetzt wirtschaftlicher bestimmt werden. Trotzdem muss betont werden, dass die früheren Konstruktionen nicht unbedingt überdimensioniert waren.

Historische Holzbrückenkonstruktionen sind heute noch zahlreich in den holzreichen Ländern des alpenländischen Raumes zu finden. In Deutschland existieren dagegen nur noch wenige alte Holzbrücken. Die meisten wurden in den Kriegen zerstört oder mussten neueren Brücken aus Stahl oder Beton weichen, da sie den größeren Belastungen unserer Zeit nicht gewachsen waren und man ihren landschaftsgestalterischen Wert nicht erkannte, anders als vor allem in der Schweiz und Österreich.

Mit der Erfindung der Eisenbahn und der Entwicklung besserer Eisen- und Stahlqualitäten begann, zumindest in Europa, der Rückgang des Holzbrückenbaus. Um Stei-

gungen möglichst gering zu halten, bedurfte es nun größerer Spannweiten, und durch die wesentlich höheren Verkehrslasten waren erheblich stabilere Tragwerke gefragt, wofür Holzbrücken ungeeignet erschienen. Die erhöhte Brandgefahr durch Funkenflug wurde als weiteres Kriterium gegen die Verwendung von Holz für Eisenbahnbrücken angeführt. Es gab in Deutschland ab 1850 sogar ein Gesetz, das Holzbrücken für die Eisenbahn nur noch als Notbrücken zuließ. So wurden die Holzbrücken mehr und mehr von den moderneren Eisen- bzw. Stahlbrücken verdrängt und gerieten bald gänzlich aus der Mode. Nach dem Krieg wurden zwar wieder viele Behelfsbrücken aus Holz gebaut, die aber von der Konstruktion her ziemlich kurzlebig waren. Eine Renaissance erlebt der Holzbrückenbau erst wieder in jüngerer Zeit durch die Entwicklung der Leimbinder- bzw. Brettschichtholztechnik.

Anders verlief die Entwicklung in den USA, wo Holz lange das billigste und in enormen Mengen verfügbare Baumaterial für die vielen zur Erschließung des Kontinents nötigen Brücken war. Neben den vielen gerüstartigen Konstruktionen, so z.B. der längsten Holzbrücke der Welt über den großen Salzsee aus dem Jahre 1906, die 31 km lang und auf 38 000 Pfählen gegründet war, wurden die bekannten Konstruktionsarten modifiziert, neue entwickelt, wie eben die Gitterträger, und vor allem hölzerne Bogentragwerke weiter perfektioniert. Man verwendete schlankere Bögen aus gebogenen Bohlen, die mit Verstrebungen ausgesteift wurden, womit das System des Fachwerkbogens mit parallelem, gekrümmtem Ober- und Untergurt entstand. Bekanntestes Beispiel hierfür ist wohl die Cascade-Bridge aus dem Jahre 1845 mit einem Fachwerkbogen mit ca. 85 m Spannweite. Als Weiterentwicklung war das System des amerikanischen Ingenieurs Timothy Palmer mit geradem Obergurt und gekrümmtem Untergurt schon ein richtiger Fachwerkträger. Der nach Theodore Burr benannte »Burr-Träger« bestand aus einem parallelgurtigen Fachwerkträger mit und ohne Gegenstreben plus Bogentragwerk. Durch Weglassen des Bogens kam man dann schließlich zum reinen Fachwerkträger. Nachdem man nun auch einen besseren theoretischen Einblick in das Kräftespiel in den Streben hatte und mit der von Karl Culmann als Vorreiter entwickelten grafischen Statik und dem Cremonaplan sehr gute Hilfsmittel zur Berechnung zur Verfügung standen, fand das Fachwerk auch in Europa Beachtung, allerdings hauptsächlich im Eisenbrückenbau und weniger bei den Holzbrücken wegen ihrer schwindenden Popularität. Der hölzerne Gitterträger wurde aufgrund seiner Wirtschaftlichkeit dagegen auch hier öfter eingesetzt.

Sowohl in Amerika als auch in Europa wurden die so entwickelten Systeme direkt für die Stahl- und teilweise auch Betonbrückenbauweise übernommen, sodass man sagen kann, dass der Holzbrückenbau Pate stand für den gesamten modernen Brückenbau. Heute hat der Holzbrückenbau den Technologievorsprung der anderen Materialien voll aufgeholt und kann bei kleinen bis mittleren Stützweiten sowohl von der Tragfähigkeit als auch von der Wirtschaftlichkeit durchaus gleichberechtigt neben Stahl und Beton bestehen.

Die statischen Systeme historischer Holzbrücken

Balkenbrücken

Die einfachste und älteste Holzbrückenform ist die Balkenbrücke, bei der unbehandelte Rundhölzer oder später Kanthölzer als Hauptträger von Widerlager zu Widerlager gelegt werden. Bei größeren Überbrückungen werden Zwischenaufleger, meist in Form von hölzernen, aus gerammten Pfählen gebildeten Jochen, benötigt.

Das statische System der Balkenbrücke ist der Träger auf zwei Stützen, evtl. noch mit Kragarmen, sowie bei jüngeren Konstruktionen der Durchlaufträger und der Gerberträger. Aus Eigengewicht und normalen Verkehrslasten entstehen hierbei nur vertikale Auflagerkräfte, weshalb die Widerlager solcher Balkenbrücken relativ einfach ausgeführt werden können.

Die Stützweite der Felder einer Balkenbrücke ist durch die verfügbare Materiallänge auf ca. 10 m begrenzt. Je nach benötigter Fahr- bzw. Gehbahnbreite werden zwei oder mehrere Hauptträger nebeneinander gelegt. Um bei unbehandelten Hölzern die Abholzigkeit oder Querschnittsverjüngung von ca. 1 cm pro Meter auszugleichen, legt man sie abwechselnd Kopf neben Fuß. Über den Jochen werden die Balken entweder stumpf gestoßen, auf Sattelhölzer aufgelegt oder bei schmalen Jochen versetzt angeordnet.

Bei der einfachsten Konstruktion der Balkenbrücke liegen die Belaghölzer direkt auf den Hauptträgern auf, verlaufen also quer zur Brückenlängsachse. Auch hier wurden früher hauptsächlich volle oder halbierte Rundhölzer verwandt, auf die noch eine Decke aus Lehm, Schotter oder Bruckstreu, eine Mischung aus Lehm, Schotter und Reisig, aufgebracht wurde.

Eine wesentlich höhere Belastbarkeit bei gleichen Abmessungen bringt das Anordnen von Querträgern, die auf die Hauptträger quer zur Brückenachse aufgelegt werden. Auf diesen liegen dann die Bohlen des Belages, sodass sie in Brückenlängsrichtung verlaufen. Durch die Querverteilung der Lasten nach Art des Trägerrostes sind Balkenbrücken mit Querträgern wesentlich tragfähiger als solche ohne Querträger.

Um die Tragfähigkeit und evtl. auch die Stützweite der Balken zu erhöhen, wurden später verzahnte und verdübelte Balken benutzt. Hierbei wurden zwei oder drei Balken übereinander gelegt und durch Hartholzdübel schubfest miteinander verbunden oder mit Zangenhölzern und Keilen fest gegeneinander verspannt. Die Verbundwirkung durch schubfeste Verbindung ist ausschlaggebend für eine höhere Tragfähigkeit, denn bei lose aufeinander gelegten Balken addieren sich ihre Trägheitsmomente nur, als ob sie nebeneinander lägen. Den Unterschied in der Spannungsverteilung verdeutlicht die Skizze.

Die Balkenbrücke mit dem statischen System des Einfeldträgers ist in Bezug auf Tragfähigkeit und erreichbare Stützweite wohl die unwirtschaftlichste Konstruktions-

Abb. 6:
Kapellbrücke
Luzern;
trapezförmige
Joche und
Durchfahrt-
öffnung mit
Hängewerk



art, war aber am einfachsten zu erstellen und aufgrund fehlender technischer Möglichkeiten bis zur Entwicklung anderer Tragwerksarten lange die dominierende Holzbrückenart.

Das berühmteste noch bestehende Beispiel für eine Balkenbrücke ist die Kapellbrücke in Luzern aus dem Jahre 1333 (siehe auch Abb. 2). Sie ist 202 m lang und steht in ihrer heutigen Form auf 27 trapezförmigen Holzjochen. Die durchschnittliche Stützweite ihrer 28 Felder beträgt 7,65 m. Als Hauptträger wurden schon Kantholzbalken verwendet. Sie war von Anfang an mit einem Satteldach ausgestattet.

Sprengwerke

Das Sprengwerk war schon lange aus dem Dachstuhlbau bekannt, bevor es auch im Holzbrückenbau Verwendung fand. Das Prinzip ist ein durchlaufender oder gelenkig gestoßener Balken, der von schrägen (und auch senkrechten) Streben unterstützt wird, die ihre Kräfte in Widerlager einleiten. Je nachdem, wie oft der sogenannte Streckbalken unterstützt wird, spricht man von einem ein-, zwei- oder mehrfachen Sprengwerk. Einfache Sprengwerke werden auch Dreieck-, zweiteilige Sprengwerke Trapezsprengwerke genannt. Die Streben sind meist als Pendelstäbe ausgeführt. Aus ihnen erhalten die Widerlager auch zum Teil große Horizontalkräfte, wodurch ihre Konstruktion massiver und aufwendiger ist als bei der Balkenbrücke. Ein Vorteil ist der größere Lichtraum unter der Brücke. Die Fahrbahn liegt bei Sprengwerkbrücken immer oben, so dass mit einem gut abgedichteten Belag ein ausreichender Schutz des Tragwerkes gewährleistet ist. Deshalb müssen Sprengwerkbrücken auch nicht unbedingt überdacht werden. Die Konstruktionshöhe unter der Fahrbahn ist jedoch relativ groß, so-

dass sich Sprengwerke hauptsächlich zur Überbrückung von Schluchten und kleinen Tälern eignen, da in ebenem Gelände größere Anfahrtrampen erforderlich würden.

Das Sprengwerk ist ein einfaches, robustes System. Bei normalen Belastungen müssen in den Verbindungen nur Druckkräfte übertragen werden, wozu sich die damals zur Verfügung stehenden Zimmermannsanschlüsse gut eigneten. Dadurch, dass das Tragwerk unter der Fahrbahn liegt, kann bei Bedarf jeder Hauptträger mit einem einzelnen Sprengwerk unterstützt werden. Auf diese Weise können Brücken für große Lasten gebaut werden.

Beim einfachen Sprengwerk wird der Streckbalken nur in einem Punkt unterstützt. Er kann an dieser Stelle auch gestoßen werden, da das entstehende Strebendreieck in sich stabil und damit keine Verschiebung möglich ist. Mit dem Dreiecksprengwerk sind Stützweiten bis zu 10 m möglich. Laufen die beiden Streben unter dem Balken nicht in einem Punkt zusammen, unterstützen ihn also an zwei Stellen, so spricht man von einem Trapezsprengwerk. Im einfachsten Fall werden die Streben direkt, z. B. mit Versätzen an den Streckbalken, angeschlossen. Da dieser Anschluss gerade in diesem stark belasteten Bereich eine zusätzliche Schwächung bedeutet, ist dieses System nur für kleinere Belastungen zu gebrauchen.

Beim normalen Trapezsprengwerk stützen sich die Streben gegen einen zusätzlich angeordneten Spannriegel ab. Da dieses Stütztrapez bei unsymmetrischer Belastung instabil ist, muss hierbei der Streckbalken biegesteif bis zu den Widerlagern durchgeführt werden. Eine Möglichkeit besteht darin, den Spannriegel durch Dübel und Bolzen schubfest mit dem Streckbalken zu verbinden. Dadurch wird in diesem Bereich die Tragfähigkeit erhöht, sodass die Stützweite dieses Mittelfeldes im Verhältnis zu den äußeren Feldern vergrößert werden kann. Mit Trapezsprengwerken lassen sich Spannweiten zwischen 10 – 15 m erreichen.

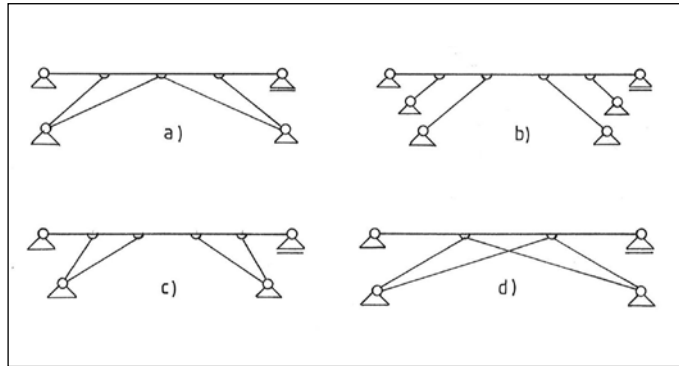
Bei größeren Stützweiten wurden oft mehrere Trapezsprengwerke übereinander gelegt. Die einzelnen Spannriegel und der Streckbalken wurden alle schubfest miteinander verbunden. Dazu wurden von den Widerlagern aus zum Teil noch Schürbalken angeordnet. Da die unteren Streben sehr lang waren, wurden sie mit waagrecht und senkrecht verlaufenden Zangen gegen Knicken ausgesteift. Dieses System war geeignet für Stützweiten bis zu 30 m.



Abb. 7: Statische Systeme des Trapezsprengwerkes – a) Trapezsprengwerk mit durchlaufendem Streckbalken, b) Trapezsprengwerk mit getrenntem Spannriegel

Abb. 8:

- Statische Systeme
mehrfacher
Sprengwerke:
a) dreifaches Sprengwerk
b) vierfaches Sprengwerk
mit getrennten
Strebenauflagern
c) vierfaches Sprengwerk
mit gemeinsamen
Strebenauflagern
d) Sprengwerk nach
Heinzerling



Ein besonderes System ist das Doppelsprengwerk nach Heinzerling, das aus zwei ungleichschenkligen Sprengwerken besteht, die zusammen ein symmetrisches System bilden. Wenn der Streckbalken noch über den Kopfpunkten gelenkig gestoßen wird, ist das ganze System vollkommen statisch bestimmt.

Eine noch erhaltene historische Sprengwerkbrücke ist die Lochbrücke über den Inn bei Fließ in Tirol aus dem Jahre 1860. Sie hat eine Spannweite von 29,6m und eine Breite von 2,4m. Ihr Tragwerk besteht aus vier doppelten Trapezsprengwerken und ist seitlich verschalt. Sie darf heute noch von Fahrzeugen bis zu 2 to befahren werden.

Im Prinzip eine Kombination von Balkenbrücke und Sprengwerk ist der Kopfbandbalken, bei dem der Hauptträger von Streben unterstützt wird, die die Kräfte nicht in feste Widerlager einleiten, sondern in senkrechte, eingespannte Stützen. Über den Stützen können die Riegel durchlaufen oder gelenkig gestoßen werden. An den Widerlagern können auch Kopfbander nach Art des Sprengwerkes angeordnet sein. Da Kopf-

Abb. 9:

Die schöne Brenta-Brücke
in Bassano



bandbalken mehrfeldrige Systeme sind, die über die Kopfbänder in Verbindung stehen, haben Lasten in einem Feld auch Auswirkungen auf die anderen Felder.

Eine berühmte Kopfbandbalkenbrücke ist die 1570 erstmals erbaute und zuletzt 1948 nach alten Plänen wiederhergestellte Brücke über die Brenta in Bassano von Andrea Palladio. Sie ist 64 m lang und 8 m breit. Das Tragwerk besteht aus acht parallelen Kopfbandbalken mit fünf Feldern von je 12 m. Die Stützen bilden vier einreihige Pfahljoche, die voll verschalt sind. Die sehr schöne Brücke besitzt ein Satteldach und Portale aus Marmor.

Hängewerke

Auch das System des Hängewerkes war wie das Sprengwerk schon lange im Dachstuhlbau eingesetzt worden, bevor es auch für die Konstruktion von Holzbrücken entdeckt und hier zu einer der am häufigsten angewandten Tragwerksformen wurde. Im Prinzip ist es eine Umkehrung des Sprengwerkes. Der durchlaufende Balken wird nicht von unten unterstützt, sondern an sogenannten Hängesäulen oder Hängepfosten aufgehängt, die wiederum ihre Kräfte an Diagonalstreben weitergeben. Die Streben sind durch einen Spannriegel verbunden. Je nachdem, an wie vielen Hängesäulen der Streckbalken aufgehängt ist, spricht man von ein-, zwei- oder mehrfachen Hängewerken. Dabei ist das einfache oder Dreieckhängewerk mit seinem Zweibock mit Hängestange, an der der Tragbalken in der Mitte aufgehängt ist, schon ein normales Fachwerk der einfachsten Art. Das zweifache Hängewerk wird auch als Trapezhängewerk bezeichnet. Bei mehrfachen Hängewerken sind durch verschiedene Strebenführungen viele Sonderformen möglich (Abb. 10).

Der große Vorteil gegenüber dem Sprengwerk besteht darin, dass beim Hängewerk keine Konstruktionsteile unter dem Streckbalken liegen, die evtl. von Hochwasser um-

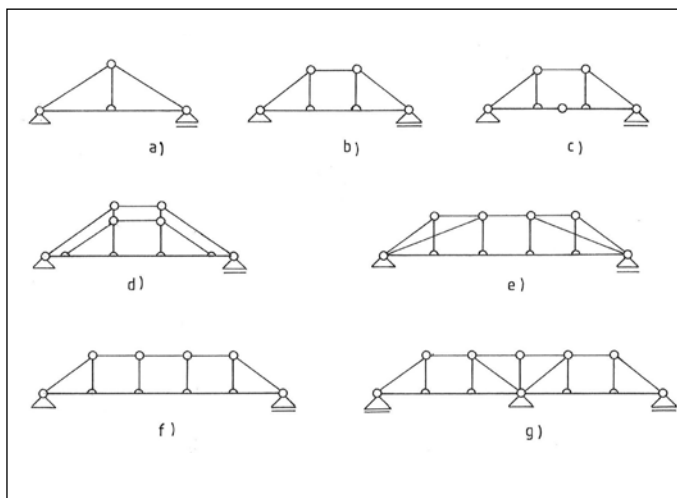


Abb. 10:

Statische Systeme von Hängewerken
a) einfaches oder Dreieckhängewerk
b) Trapezhängewerk
c) Trapezhängewerk mit gelenkig gestoßenem Streckbalken
d) Trapezhängewerk mit doppelten Streben und zwei Spannriegeln
e) vierfaches Hängewerk mit doppelten Streben
f) vierfaches Hängewerk mit zwei Streben
g) zweifeldriges, gekoppeltes Hängewerk

spült werden könnten. Dazu entstehen bei einer Hängewerkskonstruktion keine horizontalen Auflagerkräfte, da die Lasten aus den Diagonalstreben in den Streckbalken eingeleitet werden. Dadurch werden die Widerlager weniger aufwendig. Da die tragende Konstruktion beim Hängewerk oberhalb der Fahrbahn liegt, eignet es sich jedoch nur für Brücken mit zwei bis drei Hauptträgern. Hängewerkbrücken sind deshalb nur für kleinere Belastungen zu gebrauchen, was bei den damals üblichen Verkehrslasten aber kaum eine Rolle spielte. Mit diesem System konnten Spannweiten bis zu 30 m erreicht werden.

Da in Elementen des Hängewerkes Zugkräfte übertragen werden müssen, ist die Ausbildung der Anschlüsse mit zimmermannsmäßigen Verbindungen wesentlich schwieriger und aufwendiger als bei Sprengwerken. Oft wurde der Streckbalken schon mit schmiedeeisernen Laschen oder Bügeln an den Hängesäulen aufgehängt, obwohl metallische Verbindungsmittel sonst kaum verwendet wurden.

Da die meisten Brücken dieser Art zum Schutz des Tragwerkes überdacht und zudem meist voll verschalt sind, müssen sie auch dem horizontalen Winddruck standhalten. Eine Gefahr besteht hier in einem Ausknicken der Konstruktion aus der Tragwerkebene. Zur seitlichen Stabilisierung wurden deshalb Verbände benötigt. Ein unter der Fahrbahn liegender »Untergurtverband« wurde fast immer angeordnet. Ober- und Untergurt dieses horizontalen Verbandes sind dabei die Streckbalken des Hängewerkes, als Pfosten dienen die Querträger. Die Diagonalen werden von sich kreuzenden Streben gebildet, die entweder aneinander vorbeilaufen oder nach Art des Andreaskreuzes im Schnittpunkt mit Holzdübeln oder durch Verblattung gelenkig verbunden sind. Auch die Aussteifung des Obergurtes erfolgt oft durch einen im Dachraum angeordneten, sogenannten Traufverband, der die Windkräfte in massiver ausgebildete Endportale überträgt. Anstatt eines Obergurtverbandes wurden auch Querrahmen angeordnet, die die Windkräfte auf den Obergurt in den Untergurtverband übertragen. Als Stiele des Rahmens dienen hierbei die Hängepfosten, die Querträger und zusätzlich in der Obergurtebene angeordnete Querbalken in Verbindung mit der Dachkonstruktion bilden die Riegel. Auch Kombinationen aus Querrahmen und Obergurtverband wurden verwendet.

Ein besonders schönes Beispiel für eine Hängewerkkonstruktion ist der neuere Teil der urigen Spreuerbrücke über die Reuss in Luzern, die im Beitrag von A. Widmer in diesem Buch nachfolgend ausführlich vorgestellt wird.

Zwei weitere kleine Brücken mit Trapezhängewerken sind die kleine Tobelbrücke in Zweibruggen bei Appenzell, die um 1787 erbaut wurde und eine kleine Straßenbrücke aus dem 19. Jahrhundert in der Nähe von Stein bei St. Gallen. Die kleine Tobelbrücke ist ca. 14,5 m lang und 2 m breit. Sie besitzt ein einfaches Trapezhängewerk mit doppelten Streben. Der Streckbalken ist in die Hängepfosten eingeklattet und liegt auf Querträgern auf, die mit Zapfen an die Hängepfosten angeschlossen und durch Holzdübel gesi-

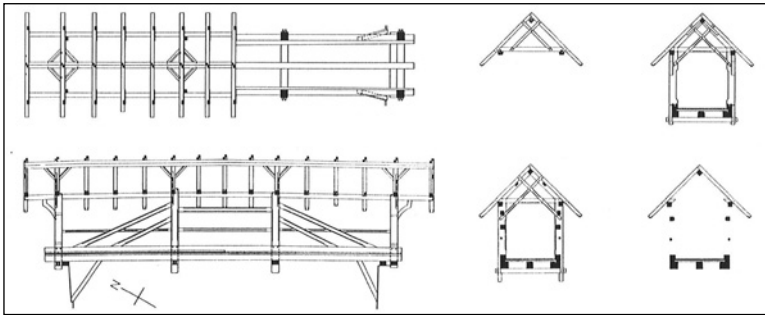


Abb. 11:
Plan der
kleinen
Tobelbrücke
[1]

chert sind. Die Gehbahn liegt auf den Streckbalken und auf einem auf den Querträgern liegenden, sekundären Hauptträger auf (Abb. 11).

Die kleine Straßenbrücke besitzt ein zweifaches Hängewerk mit doppelten Streben und zwei Spannriegeln. Sie ist 10,8 m lang und 2,3 m breit. Die lichte Höhe beträgt 2,6 m. Der Streckbalken ist in gleicher Weise angeschlossen wie bei der kleinen Tobelbrücke. Die Brücke ist mit einem Walmdach ausgestattet und auf der Wetterseite voll verschalt. Sie ist für Fahrzeuge bis zu 3 t zugelassen.

Eine der eindrucksvollsten Hängewerkbrücken und wohl die schönste Holzbrücke Österreichs ist die »Punbrugge« über den Villgratenbach in Panzendorf aus dem Jahr 1781. Ihre Gesamtlänge beträgt ca. 63 m, die sie mit drei ungefähr gleich großen Feldern überbrückt. Die beiden äußeren Felder haben fünffache Hängewerke, das Mittelfeld überspannt ein sechsfaches Hängewerk. Sie bestehen aus je zwei bzw. drei übereinander gelegten Trapezhängewerken. Die Fahrbahn ist 4 m breit, die lichte Höhe



Abb. 12: Straßenbrücke mit Trapezhängewerken



Abb. 13: Anschluss von
Spannriegel und Streben

beträgt 3,6 m. Seitlich ausgesteift ist die Brücke durch einen Untergurtverband und einen doppelt gekreuzten Obergurtverband sowie durch starke Querrahmen. Die Nordseite ist voll verschalt. Das Satteldach ist mit Brettern eingedeckt. An der Südseite wurde nachträglich ein Fußgängersteg angebracht. Bis 1944 war sie für Fahrzeuge bis 6 t zugelassen. Heute steht sie unter Denkmalschutz und wird nur noch als Fußgängerbrücke benutzt.

Die größte historische Holzbrücke Deutschlands und zugleich eine der längsten überhaupt ist die Rheinbrücke in Bad Säckingen an der Schweizer Grenze. Die Grenzlinie liegt in Brückenmitte. Die schon aus dem Mittelalter stammende Brücke steht seit 1570 auf sechs Steinpfeilern und wurde zwischen 1785 und 1805 von Baumeister Blasius Baldeschwiler mit mehrfachen Hängewerken ausgestattet. Wohl aufgrund der schwierigen Gründungsverhältnisse ist die Brückenachse nicht gerade. Auf der deutschen Seite verläuft sie in einem leichten Bogen, auf schweizerischer Seite macht sie einen starken Knick. Sie ist 200 m lang, die Fahrbahn ist zwischen 3,4 und 3,8 m breit. Das Tragwerk besteht aus verschiedenartigen, doppelten oder mehrfachen Hängewerken und ist aus Eichenholz gefertigt.

Hängesprengwerke

Zum Erreichen größerer Stützweiten wurden Spreng- und Hängewerke oft geschickt kombiniert. Da gerade die Schweizer Brückenbauer diese Konstruktionsart perfekt beherrschten und dies in vielen eindrucksvollen Bauwerken bewiesen, werden solche Hängesprengwerkbrücken auch oft »Schweizer Sprengwerkbrücken« genannt. Die Kom-

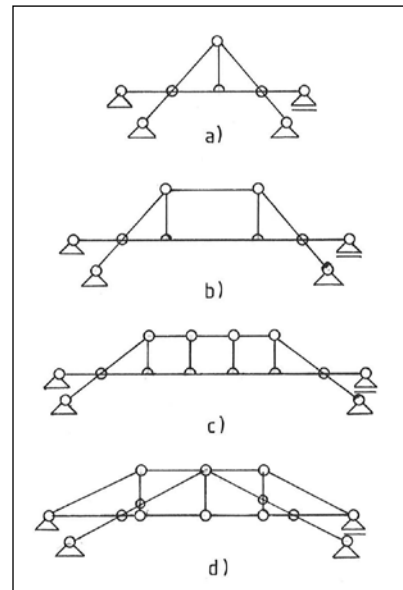


Abb. 14:

- Statische Systeme von Hängesprengwerken mit
angeschlossenen Streben
- a) Dreieckshängesprengwerk (dreifaches Hängewerk)
 - b) Trapezhängesprengwerk (vierfaches Hängewerk)
 - c) sechsfaches Hängesprengwerk
 - d) dreifaches Hängesprengwerk ohne durchlaufenden Streckbalken



Abb. 15: Straßenbrücke mit Trapezhängewerken



Abb. 16: Anschluss von Spannriegel und Streben

binationenmöglichkeiten sind sehr vielfältig. Man kann hier zwei Grundformen unterscheiden. Laufen die Diagonalstreben des Hängewerkes ohne Anschluss an die Streckbalken bis zu den Widerlagern durch, so spricht man auch von einem bodenverankerten Hängewerk. In die Streckbalken werden hierbei keine horizontalen Kräfte eingeleitet. Eine bei historischen Holzbrücken häufig zu findende Variation ist ein überlagertes Tragwerk aus doppeltem Hängewerk und doppeltem, bodenverankertem Hängesprengwerk, wobei hier die Verteilung der Lasten schwer zu beurteilen ist.

Sind die durchlaufenden Diagonalstreben mit dem Streckbalken durch gelenkige Anschlüsse verbunden, so erhält man einen anderen Typ des Hängesprengwerkes. Der Unterschied im statischen System ist größer als es auf den ersten Blick erscheint, da durch die Verbindung im Prinzip aus einem einfachen ein dreifaches und aus dem zweifachen ein vierfaches Hängewerk entsteht, sodass sich die Stützweiten des Streckbalkens wesentlich verkleinern. Wenn bei diesem System die Hängepfosten auch noch mit den Streben gelenkig verbunden sind, sodass der Fußpunkt der Pfosten eine stabile Ecke bildet, kann der Streckbalken auch an mehreren Stellen gelenkig gestoßen werden, er muss nicht biegesteif durchlaufen.

Zwei schöne Beispiele für historische Hängesprengwerkbrücken sind der Sulfer-Steg und der Rote-Steg in Schwäbisch Hall. Der Sulfer-Steg aus dem Jahr 1728 ist ca. 16 m lang und 2,5 m breit. Die lichte Höhe beträgt 2,4 m. Das Tragwerk besteht aus einem dreifachen Hängesprengwerk mit durchlaufenden Streben als Haupttragwerk und einem weiteren dreifachen Hängewerk. Ausgesteift ist die Brücke mit Obergurt- und Untergurtverbänden. Die Ausbildung der Portalrahmen geschieht durch verlängerte Auflagerbalken mit Kopfbändern und eingesetzte Eckstücke an den oberen Rahmenecken.

Der benachbarte 1790 erbaute Rote-Steg ist 24 m lang und 2,4 m breit. Sein Tragwerk besteht ebenfalls aus einer Kombination von einem vierfachen Hängesprengwerk als Haupttragwerk und einem fünffachen Hängewerk mit zusätzlichen Streben.

Stabbogenbrücken

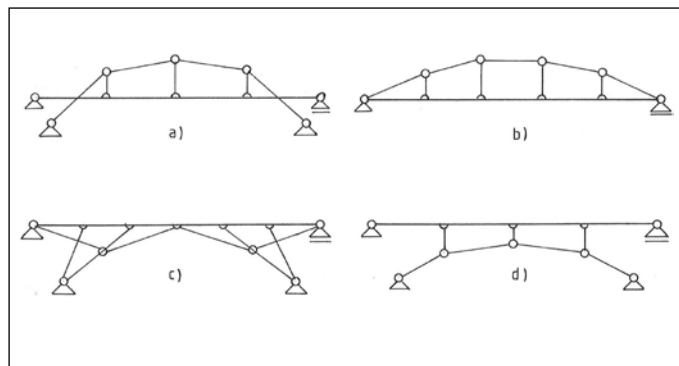
Obwohl der Stabbogen eigentlich nur eine Weiterentwicklung von Hängewerk, Sprengwerk und Hängesprengwerk zur Erreichung noch größerer Stützweiten darstellt, muss er hier als eigener Brückentyp betrachtet werden, da er einige ihm eigene Konstruktionsprinzipien hat und dazu den Übergang von den Tragwerken mit geraden Stäben zu den echten Bogentragwerken darstellt. Dieser Brückentyp entstand im 18. Jahrhundert aus den vorher beschriebenen Systemen.

Durch Hintereinanderschließen mehrerer gelenkig angeschlossener Streben entsteht ein Polygonzug- oder Vielecktragwerk, das die Form eines Bogens beschreibt. Es ist für sich allein nicht stabil, und so muss auch hier der Streckbalken biegesteif von Widerlager zu Widerlager durchlaufen. Im Feld kann maximal ein Gelenk angeordnet werden. Da es sich wie bei den Hängewerken meist um symmetrische Systeme handelt, können die Stabkräfte der Streben und Pfosten bei symmetrischer Belastung näherungsweise nach der Fachwerktheorie ermittelt werden, normalerweise ist jedoch eine genauere Berechnung nach der Elastizitätstheorie erforderlich.

Der Hauptunterschied bei den möglichen Tragwerksformen mit Stabbögen besteht auch hier darin, ob aus lotrechten Lasten horizontale Auflagerkräfte entstehen oder nicht. Beim echten oder auch bodenverankerten Stabbogen stützen sich die Endstreben gegen eigene Widerlager ab, die so nach Art des Hängesprengwerkes schräge Kräfte erhalten. Beim Vieleckhängewerk leiten die Streben ihre Kräfte über den Auflagern in den Streckbalken als Zugband des Stabbogens ein, sodass nur vertikale Auflagerkräfte entstehen. Der Streckbalken erhält dadurch zusätzlich Normalkräfte. Dieses System wurde später im Eisen- und Stahlbrückenbau als »Langerscher Balken« bekannt. Auch als unter dem Streckbalken liegendes Bogen- oder Vielecksprengwerk fand der Stabbo-

Abb. 17:

- Statische Systeme von
Stabbogentragwerken
a) bodenverankertes
Stabbogenhängesprengwerk
b) fünffeldriges
Stabbogenhängewerk
(Langerscher Balken)
c) fünfeckiger
Sprengwerkbogen
d) Stabbogen mit
aufgeständerter Fahrbahn



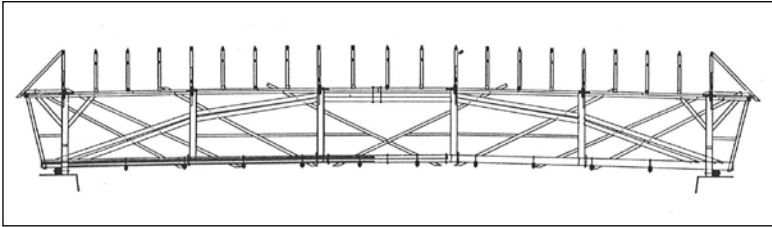


Abb. 18:
Plan der
Hundwiler
Tobelbrücke
mit Schnitten
[1]

gen Verwendung. An den zwischen Streckbalken und Widerlagern liegenden Knoten wurden Gegenstreben angeschlossen, sodass sich unverschiebliche Dreiecke ausbildeten. Solche Sprengwerkbögen können näherungsweise als fachwerkartige Systeme behandelt werden. Der Stabbogen mit aufgeständerter Fahrbahn ist ein System aus jüngerer Zeit. Mit Stabbogentragwerken wurden Spannweiten von 40 m und mehr erreicht.

Ein viel erwähntes Beispiel für solche Stabbogenbrücken ist die Tobelbrücke über die Urnäsch bei Hundwil. Sie wurde 1778 von dem wohl berühmtesten Schweizer Holzbrückenbauer Hans Ulrich Grubenmann errichtet und wird auch »sprechende Brücke« genannt, da ihre Geschichte und Brückendaten auf Inschriften im Dachstuhl festgehalten sind. Sie ist 29 m lang, hat eine lichte Breite von 2,3 m und eine lichte Höhe von 3,0 m. Das Tragwerk ist ein Hängewerk mit fünfseitigem Stabpolygon aus doppelten Streben. Zusätzlich ist eine Art Versteifungsfachwerk mit fallenden Streben angeordnet, die seitlich an Gurte und Hängewerkstreben angeblattet sind. Die Hängepfosten sind in den Streckbalken eingezapft und mit Holzkeilen verspannt. Ausgesteift wird das Tragwerk durch einen Untergurtverband aus Andreaskreuzen und einen doppelt



Abb. 19: Ansicht der Tobelbrücke von Hundwil mit halber Verschalung



Abb. 20: Innenansicht der Tobelbrücke mit fünfseitigem Polygontragwerk



Abb. 21: Anschluss der Hängewerkstreben an einen Hängepfosten mit angeblatteter Gegenstrebe sowie eingearbeitetem Kopfband



Abb. 22: Anschluss der Hängewerkstreben an den Streckbalken am massiven Endportal

gekreuzten Verband im Dachraum sowie durch Querrahmen. Ursprünglich war die Brücke ohne metallische Verbindungsteile zusammengefügt. Sie ist mit einem schindelgedeckten Walmdach ausgestattet und auf der Wetterseite voll, auf der anderen Seite zur Hälfte verschalt.

Interessant ist auch die große der beiden Brücken in Zweibruggen (siehe Hängewerke). Beide wurden um 1787 von Baumeister Hans Jörg Altherr gebaut. Die ca. 28 m lange und 2,8 m breite Brücke besitzt mehrere überlagerte Tragwerke. Über einem Trapezhängewerk liegt ein siebenfaches Polygonhängewerk mit doppelten Streben und

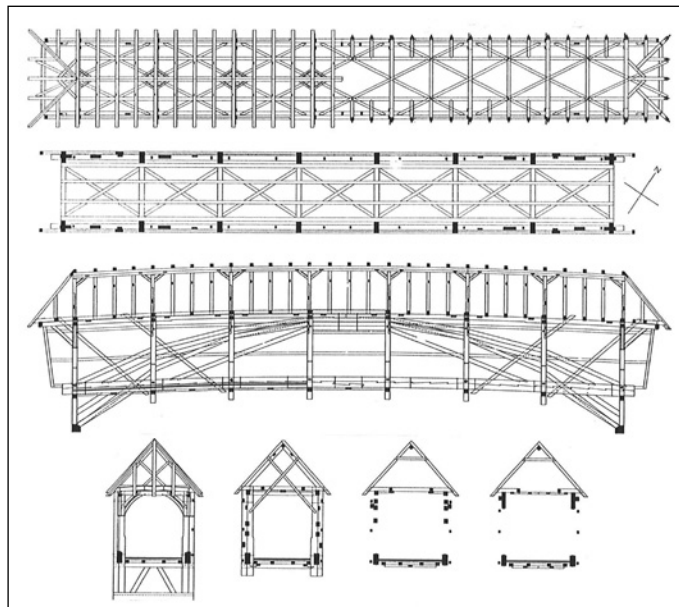


Abb. 23:
Pläne der großen
Tobelbrücke: oberer und
unterer Verband,
Längsschnitt,
Querschnitte [1]

dahinter ein siebenfaches Vieleckhängesprengwerk. Der Streckbalken besteht aus zwei übereinander gelegten verzahnten Balken. Als Hängepfosten dienen zwei nebeneinander liegende Balken, in die die Streben der Hängewerke eingezapft bzw. angeblattet sind. Sie bilden massive Querrahmen. Die Streben des Sprengwerkes laufen am Streckbalken vorbei auf hölzerne Auflagerkonstruktionen. Zur weiteren Aussteifung sind ein doppelt gekreuzter Obergurtverband und ein einfach gekreuzter Untergurtverband angeordnet. Die Brücke hat ein ziegelgedecktes Walmdach.

Bogenbrücken

Durch die Umwandlung des Stabbogens in einen richtigen Bogen wurden im Holzbrückenbau die größten Stützweiten erreicht. Zwar gibt es auch aus früherer Zeit schon Hinweise auf Brücken mit Bogentragwerken, wie z.B. eine Brücke über die Goldach beim Kloster St. Gallen aus dem Jahr 1468, die mit einem gebogenen verzahnten Balken versehen war und eine Spannweite von 30 m hatte, breitere Anwendung fanden Holzbogenbrücken jedoch erst im 18. und 19. Jahrhundert. Zuerst bildete man die Bögen aus kurzen, natürlich gekrümmten Holzstücken, die an jedem Pfosten gestoßen wurden, was mehr dem System des Stabbogens mit gekrümmten Streben entspricht. Danach wurden am häufigsten Bögen aus übereinander gelegten, mechanisch gebogenen Balken eingesetzt. Diese werden auch Balken- oder Lamellenbögen genannt. Den Baumeistern war damals schon bekannt, dass ein gebogener Balken etwa das Siebenfache eines geraden Balkens tragen kann. Zur Herstellung der mechanisch gekrümmten Balken, die im vorangegangenen geschichtlichen Überblick schon beschrieben wurde, hatten sie drei Grundregeln:

1. Grünes Holz lässt sich leichter biegen als trockenes;
2. Tannenbalken lassen sich leichter biegen als Eichenbalken (Tanne ca. $\frac{1}{25}$ der Länge, Eiche ca. $\frac{1}{40}$);
3. Die gebogenen Balken müssen mindestens zwei Monate eingespannt lagern.

Beim Biegen eines Balkens entstehen je nach angestrebter Krümmung zum Teil sehr hohe Spannungen, die mit der Zeit durch plastische Verformungen wieder abgebaut werden. Während des Biegevorgangs können sie aber bis nahe an die Bruchgrenze gehen. Um diese Herstellungsspannungen abzumindern, wurden die Balken beim Biegen bedampft, wodurch vorübergehend der Elastizitätsmodul verringert wurde. Natürlich wussten die Baumeister damals nichts von den theoretischen Hintergründen.

Meist waren die Balken miteinander verdübelt oder verzahnt und später auch verschraubt. Es wurden aber auch Bögen gebaut, bei denen die Balken nur aufeinander gelegt und durch die Hängesäulen miteinander verbunden waren. Diese Tragwerke werden nach ihrem Konstrukteur auch »Rittersche Bögen« genannt. Die Stöße der einzelnen Balken wurden mit Hakenblattverbindungen ausgeführt und gegeneinander versetzt angeordnet.

Ein anderes System war das des Franzosen Delorme aus der Mitte des 17. Jahrhunderts. Er benutzte kurze, in Bogenform geschnittene Bohlen, die er mit versetzten Stoßfugen hochkant nebeneinander stellte und miteinander verband.

Vom statischen System her ist der Bogen ein Tragwerk mit stetig gekrümmter Achse, das hauptsächlich durch Normalkräfte belastet wird. Die Grundform ist der Zweigelenbogen, der zwei feste Auflager benötigt, wodurch das System einfach statisch unbestimmt ist. Die Auflager erhalten aus einer lotrechten Belastung auch horizontale Kräfte, deren Größe von der Krümmung des Bogens abhängig ist. Bedingt durch die maximal vertretbare Konstruktionshöhe, gerade bei gedeckten Holzbrücken, sind diese Krümmungen meist recht schwach und damit die Horizontalkräfte entsprechend groß.

Die ideale Form des Bogens, bei der er nur durch Normalkräfte belastet wird, die sogenannte Stützlinie, ist abhängig von der Belastung und damit variabel, sodass nicht eine gleichmäßige Volllast die größten Beanspruchungen erzeugt, sondern meist eine halbseitige, wie sie im Brückenbau durch die wandernden Verkehrslasten auftritt. Da aber die Verkehrslasten damaliger Zeit im Verhältnis zum gleichmäßig verteilten Eigengewicht klein waren, spielte das nur eine untergeordnete Rolle. Außerdem war eine mathematische Bestimmung der günstigsten Bogenform von den Zimmerleuten zu der Zeit sowieso nicht durchführbar.

Die Idee, ein Scheitel- oder Kämpfergelenk anzuordnen, wodurch das günstigere, statisch bestimmte System des Dreigelenkbogens entsteht, kam den Baumeistern des 17. und 18. Jahrhunderts nicht oder sie wurde jedenfalls nicht angewandt, da ihnen die statische Einsicht für das System fehlte und eine ordentliche Ausbildung des Gelenkes mit den ihnen zur Verfügung stehenden Mitteln auch nicht möglich gewesen wäre. Der Dreigelenkbogen ist eine Entwicklung des 19. Jahrhunderts und wurde dort hauptsächlich im Eisen- und Stahlbrückenbau angewandt.

Zur Aufnahme der Horizontalkräfte kann auch ein Zugband angeordnet werden. Im Holzbrückenbau wurde hierfür der Streckbalken als sogenannter Bogensehnenenträger verwandt, an den der Bogen an den Auflagern angeschlossen wurde. Wie beim Hänge-

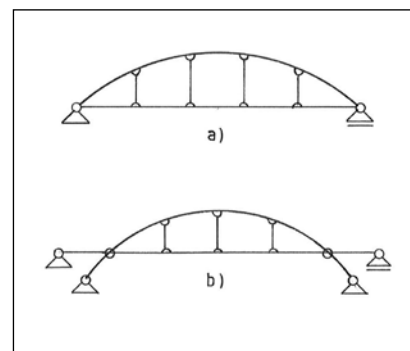


Abb. 24:

- Statische Systeme historischer Bogenbrücken
a) Bogen als Hängewerk mit Bogensehnenenträger
b) Bogen als Hängesprengwerk mit teilweise aufgehängter und aufgelegter Fahrbahn

werk entstehen so nur vertikale Auflagerkräfte. Die Fahrbahn ist an Hängesäulen aufgehängt, die den Bogen zangenartig umfassen. Bei einteiligen Säulen ist der Bogen in die Hängesäulen eingeblattet.

Der Bogen wurde auch nach Art des Hängesprengwerkes verwendet, wobei die Hauptträger teilweise am Bogen aufgehängt und teilweise auf seitlich an den Bogen angeschlossene Querträger aufgelegt wurden.

Auch der Bogen wurde oft mit anderen Tragwerken kombiniert, um die Tragfähigkeit der Brücken zu vergrößern, oder auch um die Standsicherheit zu erhöhen. So besteht z. B. die 1790 erbaute Thurbrücke bei Lütisburg in der Schweiz aus mehreren Dreieck-Hängesprengwerken und Trapezhängewerken auf (heute steinernen) Jochen und einem getrennten, für sich standfähigen, über die ganze Spannweite führenden Lamellenbogen aus drei Balken. Er sollte die Brücke im Falle der Zerstörung der Joche durch Hochwasser tragen, bis diese wieder errichtet wären. Ein ähnliches System findet sich bei der Emmebrücke in Hasle-Rüegsau aus dem Jahr 1839. Sie besitzt als Haupttragwerk einen aus acht verzahnten Balken bestehenden Bogen von 58 m Spannweite und zusätzlich ein mehrfaches Hängewerk.

Ein schönes Beispiel für eine Brücke mit reinem Bogentragwerk ist der nördliche Teil der Spreuerbrücke in Luzern, über die im nachfolgenden Beitrag von A. Widmer ausführlich berichtet wird. Die Brücke besitzt ein aus dem Jahr 1805 stammendes Bogentragwerk mit einem ca. 90 cm hohen und 20 cm breiten ritterschen Bogen aus sechs übereinander gelegten Balken, die nicht miteinander verbunden sind. Die beiden Bögen sind in die zweiteiligen Hängepfosten eingelassen und mit großen Holzkeilen verspannt. Der Bogen selbst hat eine Stützweite von ca. 26 m und eine Höhe von ca. 4,5 m.

1766/67 baute Hans Ulrich Grubenmanns Bruder Johannes die Rümlangbrücke bei Oberglatt/Zürich. Sie ist ca. 28 m lang und hat eine Fahrbahnbreite von 4 m. Das Bogentragwerk dieser Brücke besteht aus kurzen, natürlich gekrümmten knorrigen Balkenstücken in drei Lagen, die versatzartig an die Hängepfosten angeschlossen sind. Zwei der drei Balken sind mit Blockdübeln verbunden, der dritte verläuft einzeln über

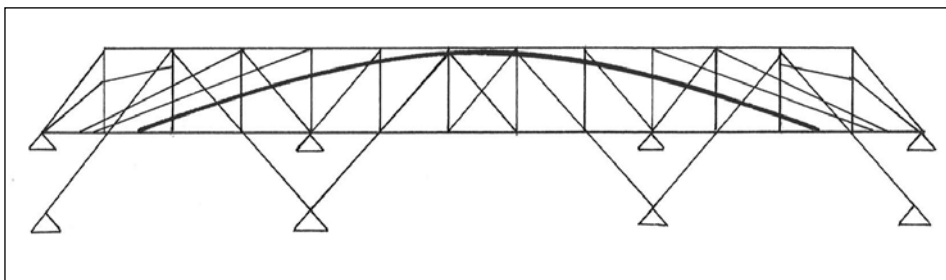


Abb. 25: Statisches System der Thurbrücke in Lütisburg mit Hänge- und Hängesprengwerken und überlagertem Bogen über die ganze Spannweite

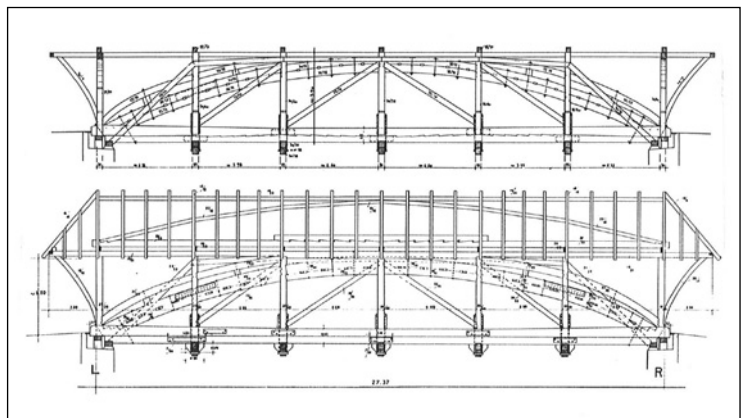
Abb. 26:
Lamellenbogen der
Spreuerbrücke
aus sechs
übereinander
liegenden,
unverbundenen
Balken;
Verspannung des
Bogens an
Hängepfosten mit
großen Holzkeilen



den anderen mit Holzblöcken als Abstandhalter. Zusätzlich wurden zwischen den Hängepfosten in jedem Feld steigende Streben zur Versteifung angeordnet, die schon ein richtiges Fachwerk ausbilden. Der Streckbalken besteht aus zwei verzahnten Balken. Zur Aussteifung hat die Brücke einen Ober- und Untergurt mit Andreaskreuzen. Sie ist mit einem schindelgedeckten Walmdach ausgestattet und voll verschalt. 1923 wurde sie mit Bolzen verstärkt und ist heute noch für Fahrzeuge bis 3,5 to zugelassen.

Wohl die größte, in Europa gebaute Holzbrücke mit Bogentragwerk war die Limmatbrücke in Wettingen von Hans Ulrich Grubenmann aus dem Jahr 1766. Sie hatte eine Spannweite von 61 m. Der Bogen bestand aus sieben verzahnten und verschraubten Balken. Das System war eine Art Hängesprengwerk mit neun Hängesäulen. Sie wurde 1799 zerstört.

Abb. 27:
Haupttragwerk aus
unförmigem Bogen
und zusätzliches
Fachwerk [1]



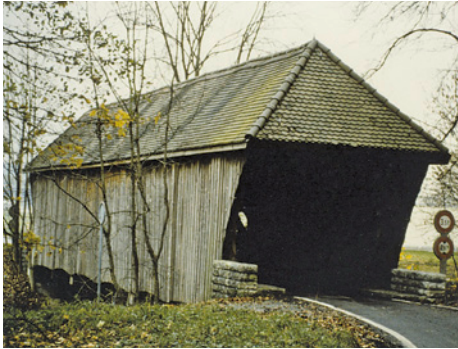


Abb. 28: Ansicht der voll verschalten Rüm-langbrücke



Abb. 29: Tragwerk aus dreiteiligem Bogen und danebenliegendem Fachwerk

Vor allem in den USA ging man bei der Weiterentwicklung des Bogentragwerks andere Wege. Hauptsächlich aus Gründen der leichteren Herstellung und schnelleren Montage verwendeten die amerikanischen Brückenbauer für ihre Tragwerke überwiegend Bohlen statt massiver Balken. Massive Bögen bestanden aus bis zu zwölf übereinander gelegten gekrümmten Brettern. Da die einfachen Bögen die insbesondere bei Eisenbahnbrücken auftretenden großen Schubkräfte nicht aushielten, baute man in diese Träger Streben zur Versteifung ein, womit der Fachwerkbogen erfunden war. Eindrucksvollstes Beispiel hierfür ist die Cascade-Bridge der Erie-Eisenbahn aus dem Jahr 1845 mit einer Spannweite von ca. 85 m und einer Stichhöhe der beiden nebeneinander liegenden Fachwerkbögen von 15 m. Die Bögen waren 3,65 m hoch und miteinander zu einem quadratischen Kastenquerschnitt verbunden. Ober- und Untergurt der Bögen bestand aus je drei Eichenbalken 20/23 in Feldmitte. Zu den Auflagern hin kamen jeweils weitere drei Balken dazu.



Abb. 30: Aus je drei kurzen, natürlich gekrümmten Balkenstücken zusammengesetzter Bogen; zwei Balken verdübelt, der dritte einzeln mit Abstandsholz



Abb. 31: Versatzartiger Anschluss der Fachwerkstreben

Abb. 32:
Plan der Cascade-
Bridge [9]

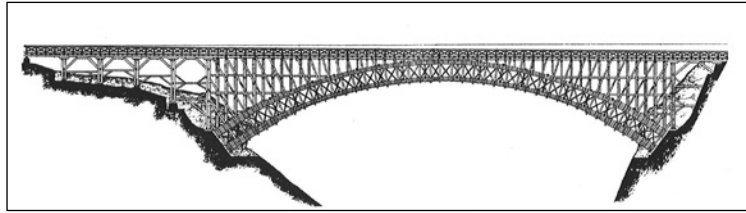
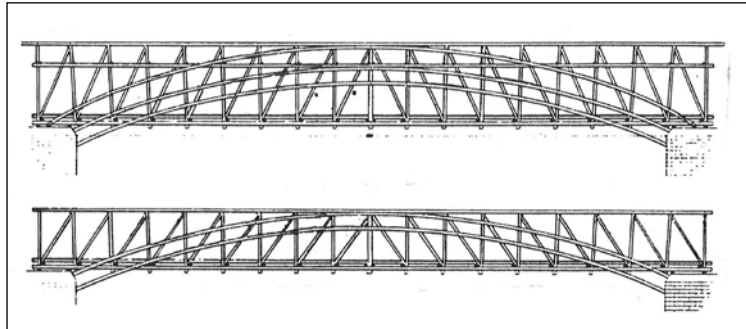


Abb. 33:
Skizzen von
»Burr-Trägern« [2]



Parallel dazu entwickelte Theodore Burr einen nach ihm benannten Träger aus einem massiven parallelgurtigen fachwerkartigen Träger und einem eingezogenen schlanken Bogen aus einem starken Balken oder mehreren Bohlen. Burr war einer der Ersten, der die Wichtigkeit der Streben für solch ein Fachwerk erkannte. So stellen seine Tragwerke den Übergang von der Bogenbrücke zur Balkenbrücke mit fachwerkartig gegliederten Trägern dar.

Gitterträger

Aus den in Amerika entwickelten Brückenformen entstand im 19. Jahrhundert das System der Balkenbrücken mit gegliederten Trägern. Durch Weglassen der Bogenelemente wurden die bis dahin nur zur Versteifung dienenden Fachwerke zur eigentlichen Tragkonstruktion der Brücken. Da man anfangs noch keine genauen Vorstellungen vom Verlauf der Kräfte im System hatte und es zudem keine vernünftigen Möglichkeiten gab, die Streben zugfest anzuschließen, sodass sie die bei den größer werdenden Verkehrslasten auftretenden wechselnden Lasten übertragen konnten, entstanden Systeme mit lastabhängiger Wirksamkeit mit sich kreuzenden Streben. Als Andreaskreuze waren diese Systeme schon bei den Windverbänden angewandt worden. Um sie als Haupttragwerk benutzen zu können, mussten sie nun wesentlich massiver ausgebildet werden. Aus diesen Überlegungen wurden in Amerika die sogenannten Gitter- oder Netzwerkträger mit vielen, sich mehrfach kreuzenden Streben entwickelt. Die Systeme von Ithiel Town aus dem Jahr 1820 und William Howe von 1840 waren hierbei am erfolgreichsten. Ein Vorteil der Gitterträger war der, dass man nur schwache Schnitthöl-

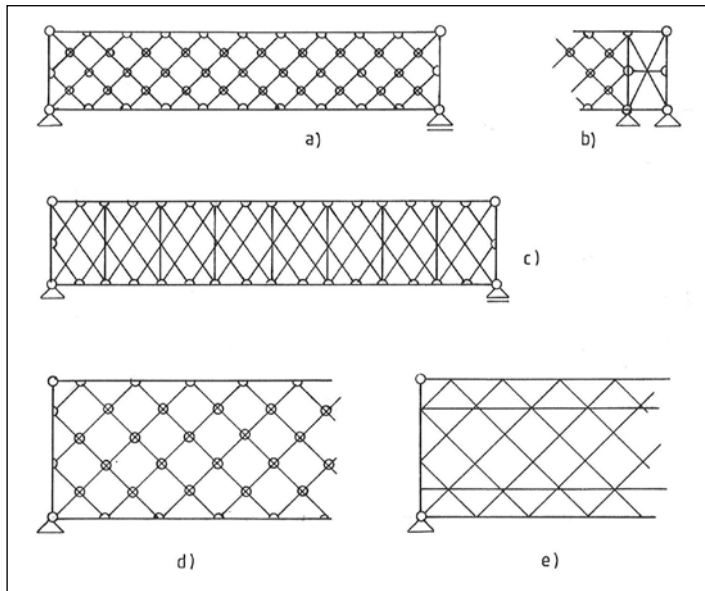


Abb. 34:
Statische Systeme
Town'scher
Gitterträger [10]
a) Townträger mit
zweifacher Raute
b) Auflagervariante
mit Andreaskreuz
c) Townträger mit
zweifacher Raute
und druckfesten
Pfosten
d) Townträger mit
zweieinhalbfacher
Raute
e) Townträger mit
doppelten Gurten

zer benötigte und diese aufgrund ihrer einheitlichen Form leicht vorfertigen konnte. Auch war der Zusammenbau dieser Baukasten-Systeme sehr viel einfacher als bei anderen Konstruktionen, sodass Gitterbrücken sehr wirtschaftliche Bauwerke waren.

Allgemein sind Gitterwerke engmaschige Fachwerke, die entweder danach unterschieden werden, wie oft eine Strebe gekreuzt wird oder wie viele Raufenfelder übereinander zwischen Ober- und Untergurt entstehen, weshalb diese Tragwerke auch Raufenfachwerke heißen. Sind zusätzlich senkrechte Hängesäulen angeordnet, so spricht man auch von Ständerfachwerken.

Im Unterschied zu den echten Fachwerken sind die Gitterträger hochgradig statisch unbestimmt und die Gurte erhalten zum Teil große Biegebeanspruchungen. Eine exak-

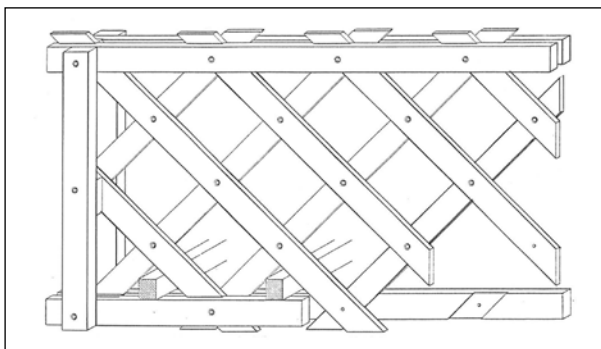
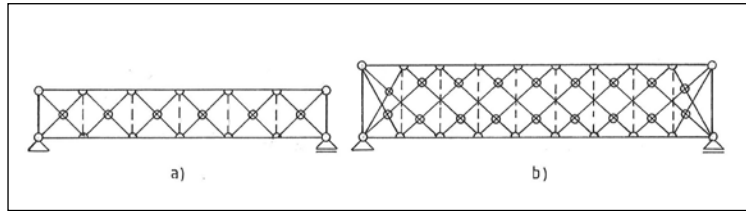


Abb. 35:
Skizze eines Town'schen Trägers
mit zweifacher Raute [10]

Abb. 36:
Statische Systeme
des Howe'schen
Gitterträgers
a) Howeträger mit
einfacher Raute
b) Howeträger mit
zweifacher Raute



te Berechnung der Stabkräfte ist äußerst schwierig und von Hand kaum durchführbar, sodass man früher höchstens auf Näherungsverfahren zurückgriff. Die fehlende Möglichkeit, das System statisch genau nachempfinden zu können, empfand schon Culmann als Nachteil dieser Trägerart.

Der Town'sche Gitterträger ist ein reines Rautenfachwerk aus ein- oder mehrfach gekreuzten Latten, die an den Kreuzungspunkten und den Gurten aus beidseitig angebrachten Bohlen verkämmt und mit Metallbolzen oder Holzdübeln verbunden sind. Die Querträger liegen zwischen den Rauten auf den Untergurten auf. Bei größeren Spannweiten können auch doppelte, übereinander liegende Ober- und Untergurte angeordnet werden. Die Auflagerbereiche werden bei kleineren Brücken mit zugfesten Pfosten, bei größeren Systemen in Tragwerksebene als Rahmen oder Fachwerk mit Andreaskreuz ausgebildet.

Der Howe'sche Gitterträger ist eine Art Ständerfachwerk, bei dem statt der Hängepfosten eiserne Zugstangen angeordnet sind, die auf den Gurten verschraubt sind. Durch Anziehen der Schrauben wird die ganze Konstruktion quasi vorgespannt, so dass alle Streben nur auf Druck beansprucht werden. Die Streben stützen sich durch rechtwinkligen Kontakt an Stemmklötzen ab, die auf den Gurten aufliegen und durch die hindurch die Zugstangen geführt werden. Eine Sicherung dieser Kontaktanschlüsse erfolgt meist nur durch die Vorspannung und durch Heftnägeln. Die steigenden Streben sind zweiteilig, die fallenden einteilig, wobei sich in Feldmitte Überschneidungen ergeben. Die Gurte können ein- oder mehrteilig sein, da die Stemmklötze die Lasten verteilen. Der Anschluss der Zugstangen an die Gurte kann über die Querträger erfolgen oder, wenn diese wie beim Town'schen Träger zwischen den Rauten getrennt auf den Untergurt aufgelegt werden, über Metallplatten oder zusätzliche Querhölzer. Ein großer Vorteil des Howe'schen Gitterträgers gegenüber dem System von Town ist der,

Abb. 37:
Statisches System
der Lochmühle-
Brücke

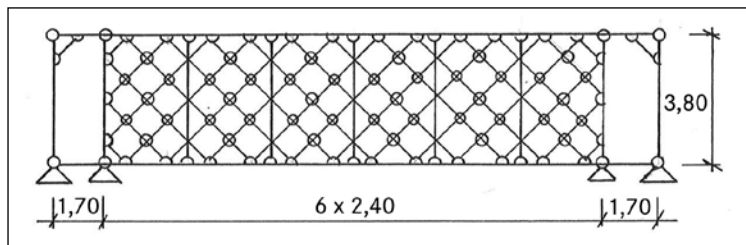




Abb. 38: Ansicht der Lochmühle-Brücke



Abb. 39: Innenansicht mit Gitterträgern und Dachraum mit oberem Windverband

dass man die Zugstangen bei Bedarf nachspannen kann, um entweder eine gewünschte Überhöhung einzustellen oder die Durchbiegung des Systems auszugleichen. Mit solchen Gitterträgern wurden Brücken mit Spannweiten bis zu 60 m gebaut.

Ein schönes Beispiel für eine Brücke mit Town'schem Gitterträger ist die Obere Lochmühle-Brücke bei Steigbach-Bühler im Appenzeller Land. Die 1862 erbaute und 1972 renovierte und umgesetzte Brücke ist ca. 18 m lang, 3,7 m breit (Fahrbahn 3,3 m) und 3,7 m hoch. Der Gitterträger hat ein dreifaches Rautenfachwerk aus einteiligen Bohlenstreben. Die Gurte bestehen aus je zwei und zwei seitlich angebrachten Bohlen. Zusätzlich sind an den Außenseiten der Gitterwände druckfeste Pfosten angeordnet. In die Pfosten sind am oberen und unteren Ende Querträger eingezapft, wobei die oberen durch zusätzliche Kopfbänder verstärkt sind und so die Querrahmen zur seitlichen Aussteifung ausbilden. Dazu sind Ober- und Untergurtverbände angeordnet. An den Kreuzungspunkten sind die Streben mit je zwei 2,5 cm starken Holzdübeln verbunden, den Anschluss an die Gurte bilden je vier Holzdübel. Die ca. 6 cm dicken Fahrbahnbohlen liegen auf Querträgern auf, die zwischen den Rauten auf den Untergurt gelegt sind. Die Brücke hat ein Walmdach und ist halb verschalt. Zusätzlich ist auf der Wetterseite ein jalousieartiger Schutz angebracht.



Abb. 40: Gitterträger mit dreifacher Raute



Abb. 41: Anschluss der Latten mit Holzdübeln

Fachwerke

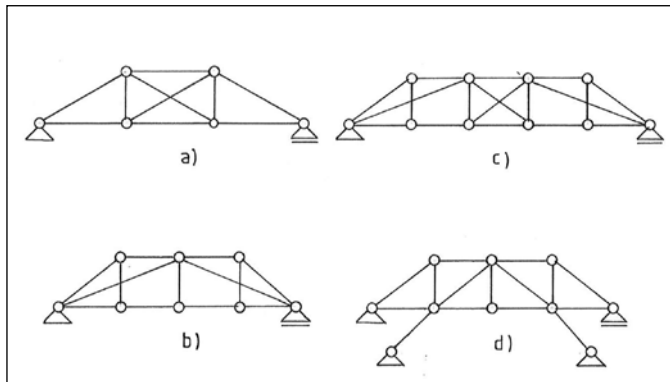
Der Begriff des Fachwerkes als statisches System kommt nicht etwa aus dem Hausbau mit seinen gleichnamigen Holzskelettbauten, sondern wurde von Karl Culmann (1821–1881) eingeführt, als er durch Analyse der altbekannten Hängewerk- und Sprengwerkssysteme und Studieren der aus Amerika kommenden Gitterträger zu seiner Fachwerktheorie kam. Mit dem besseren Verständnis der Wirkung der Streben im Gesamtsystem begann man nun mit der Konstruktion weitmaschiger, gegliederter Träger mit statisch bestimmter Strebenführung, also mit einer Aufteilung des Trägers in unverschiebbliche Dreieckfelder, und durch die Entwicklung grafischer Methoden zur Ermittlung der Stabkräfte, hier vor allem des Cremonaplan, konnte man sie sehr gut berechnen. Bis dahin war man bei der Berechnung meist nur von der Biegetheorie ausgegangen, hatte so die Gurte bemessen und die Streben als notwendiges Beiwerk gegen die Verschiebung der Gurte angesehen.

In Ermangelung der Möglichkeit, mit den zur Verfügung stehenden Zimmermannsanschlüssen in den Knoten auch große Zugkräfte übertragen zu können, die bei den nun zu bewältigenden Verkehrslasten zwangsläufig auftraten, verwendeten die Zimmerleute in Bereichen, in denen Lastwechsel auftraten, Systeme lastabhängiger Wirkbarkeit. Diese Systeme bestehen aus Strebenkreuzen aus nur druckfest angeschlossenen Streben, wobei je nach Laststellung nur die Strebe wirksam wird, die Druckkräfte erhält, die andere bleibt in dem Fall spannungslos, sodass das System durch die doppelten Streben nicht statisch unbestimmt wird.

Auch wenn das Fachwerk aus dem Hängewerk entwickelt wurde und häufig bei Zimmermannskonstruktionen auch noch sogenannten wird, unterscheiden sich beide Systeme doch erheblich voneinander. In einem Fachwerk sind alle Stäbe in den Knotenpunkten gelenkig verbunden und werden primär durch Normalkräfte beansprucht. Obwohl die Gurte konstruktiv meist biegesteif durchlaufen, erhalten sie doch überwiegend Normalkräfte. Die auftretenden Nebenspannungen aus Biegung sind normalerweise vernachlässigbar klein. Um ein reines Fachwerksystem zu realisieren, bedarf es neben der gelenkigen Verbindung aller Elemente vor allem einer bestimmten Anzahl von Stäben. Sind mehr Stäbe vorhanden, ist das Fachwerk statisch unbestimmt, aber ohne Weiteres verwendbar. Nur die Berechnung wird aufwendiger. Ist es jedoch weniger, so ist das Tragwerk labil und damit nicht zu gebrauchen.

Dieses wäre beim Hängewerk der Fall. Es besitzt zu wenige Stäbe für ein Fachwerk. Um ein stabiles Tragwerk zu erhalten, muss der Streckbalken biegesteif durchlaufen und wird dabei überwiegend auf Biegung beansprucht. Dreieckshängewerke und das normale dreifache Hängewerk hingegen waren schon Fachwerke im heutigen Sinne.

Das System des Fachwerks stammt also aus der Mitte des 19. Jahrhunderts. Da vorher die theoretischen Grundlagen fehlten und auch danach die Realisierung der Knoten im Holzbrückenbau bis zur Entwicklung modernerer, metallischer Verbindungen

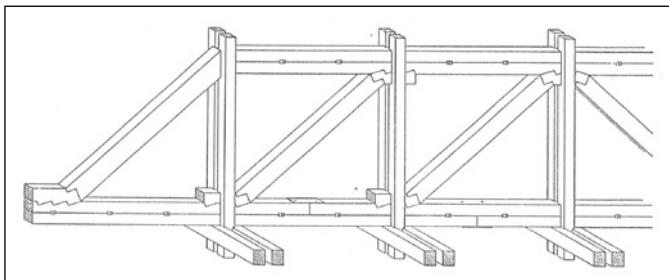
**Abb. 42:**

Statische Systeme
zimmermannsmäßiger
Fachwerkkarten
a) Trapezhängewerk mit
Strebenkreuz
b) dreifaches Hängewerk
bzw. zweiteiliges Pfosten-
fachwerk
c) zweiteiliges Pfosten-
fachwerk aus zwei über-
lagerten Hängewerken
d) Fachwerk mit spreng-
werkartigen Streben

und speziell der Gelenkbolzenbauweise schwierig bis unmöglich war, beschränkte sich die Anwendung des reinen Fachwerks bis ins 20. Jahrhundert hinein auf die Systeme lastabhängiger Wirksamkeit und Sonderkonstruktionen wie die Gitterträger. Deshalb kann das Fachwerk im heutigen Sinne eigentlich nicht zu den Tragwerksarten historischer Holzbrücken gezählt werden. Es ist eher ein typisches System des Ingenieurholzbaus unserer Zeit.

Eine echte Fachwerkbrücke ist die Stegener Brücke in Hopfgarten aus dem Jahr 1927. Sie hat eine Spannweite von 20,9 m und eine Fahrbahnbreite von 3,8 m. Das Tragwerk ist ein Fachwerk mit steigenden Streben und hat eine Systemhöhe von 3,1 m. Die Gurte bestehen aus verdübelten Balken. Die Vorhölzer der Strebenanschlüsse sind mit den Gurten verzahnt.

Die Listbrücke über die Sitter aus dem Jahr 1950 ist schon eine moderne Fachwerkbrücke, deren fünfeckiges Fachwerk jedoch an die Stabbögen früherer Zeit erinnert. Sie wird zusätzlich von sechsfachen Sprengwerken unter den Radspuren unterstützt. Ihre Spannweite ist 25,2 m, die Fahrbahnbreite 3,0 m. Die Anschlüsse sind mit den ingenieurmäßigen Verbindungsmitteln Dübel, Bolzen und Blechlasche ausgeführt. Zur Horizontalaussteifung sind Ober- und Untergurtverbände und Fachwerkportale angeordnet.

**Abb. 43:**

Skizze der Stegener
Brücke [10]

Abb. 44:
Skizze des
statischen Systems [10]

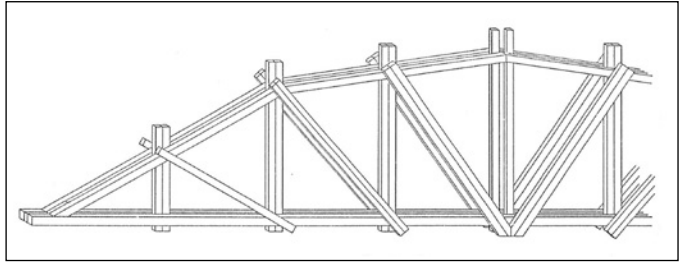


Abb. 45:
Das stabbogenförmige
Fachwerk der
Sitterbrücke



Literaturverzeichnis

- [1] Blaser, Werner: Schweizer Holzbrücken – Birkhäuser Verlag, Basel/Boston/Stuttgart; 1982
- [2] Horn, Trude: Gedeckte Holzbrücken Zeugen alter Baukunst – Selbstverlag Trude Horn, Klagenfurt; 1980
- [3] Jureka, Charlotte: Brücken – 2. erweiterte Auflage, Verlag Anton Schroll & Co, Wien und München; 1986
- [4] Sadler, Heiner: Brücken – Die bibliophilen Taschenbücher Nr. 498, 2. überarbeitete und ergänzte Auflage, Harenberg Kommunikation, Dortmund; 1987
- [5] Heinrich, Bert: Brücken Vom Balken zum Bogen – Rowohlt Taschenbuch Verlag GmbH, Reinbek bei Hamburg; 1983
- [6] Steinmann, Eugen: Hans Ulrich Grubenmann Erbauer von Holzbrücken, Landkirchen und Herrschaftshäusern – Verlag Arthur Niggli AG, Niederteufen und Verlag Schläpfer & Co. AG, Herisau; 1984
- [7] Mehrtens, Georg: Der Deutsche Brückenbau im XIX. Jahrhundert – Reprint der Denkschrift aus dem Springer Verlag, Berlin 1900 in der Reihe »Klassiker der Technik«, VDI-Verlag GmbH, Düsseldorf; 1984
- [8] Laskus-Schröder: Hölzerne Brücken – 8. Auflage, Verlag von Wilhelm Ernst & Sohn, Berlin; 1955
- [9] Ehlbeck, Jürgen; Steck, Günter: Ingenieurholzbau in Forschung und Praxis – Bruderverlag, Karlsruhe; 1982
- [10] Mucha, Alois: Holzbrücken – Selbstverlag, Stephanskirchen; 1989
- [11] EGH – Bericht 11/88: Brücken Planung-Konstruktion-Berechnung – Arbeitsgemeinschaft Holz e. V.

Die Spreuerbrücke Luzern – Ein Restaurierungsbericht

Ambrosius J. R. Widmer



Einleitung

Bautyp: Gedeckte Holzbrücke Baujahre: 1568/69, 1785/86, 1805

Die Spreuerbrücke ist instand gesetzt. Die Freude ist groß, dass dieses wichtige Brückenbaudenkmal mit Bauphasen aus dem 16., 18. und 19. Jahrhundert weiter als gedeckter Reussübergang genutzt werden kann. Hervorragende Handwerker und Planer haben der Brücke das gegeben, was sie braucht. Der Verfasser hat im Modul »Historische Tragwerke« des Nachdiplomstudiums Denkmalpflege und Umnutzung an der Fachhochschule Bern/Burgdorf zusammen mit zwei Kolleginnen eine Arbeit zur Spreuerbrücke und ihren statischen Probleme verfasst. Die untenstehende Skizze zeigt rot eingetragen die fehlenden Bugstreben. Diese ausgebauten Bauteile haben der Brücke ein wichtiges statisches Element weggenommen, das zu den massiven Durchhängen in den drei Brückenfeldern des südlichen Brückenarmes führte. Die Devise war damals, dass wenn die Bugstreben wieder eingebaut sind, hält die Spreuerbrücke noch weitere Jahrhunderte. Mit der Restaurierung der Spreuerbrücke fanden diese Bugstreben wieder ihren Platz und viele nötige und zwingende zusätzliche Verstärkungen und Reparaturen dazu.

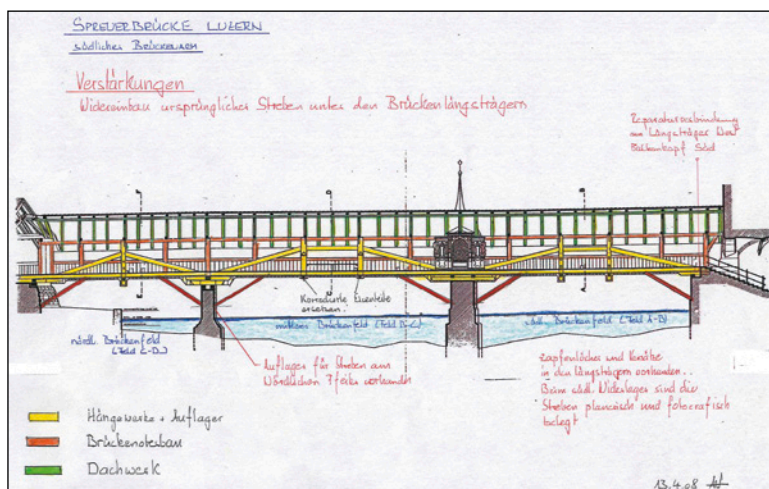


Abb. 1:
Systemskizze
des südlichen
Arms der
Spreuerbrücke
mit den wieder
einzusetzenden
Bugstreben



Abb. 2: Fotografie von der Reussbrücke in Richtung Westen nach 1875, vor 1890 zeigt, dass die Unterwasserseite bis zum Dachansatz verschalt war.



Abb. 3: Die Postkartenaufnahme zeigt, wie viel um diese Zeit noch auf der Oberwasserseite zugeschalt war.

Der nun folgende Restaurierungsbericht zeigt die Restaurierung der Spreuerbrücke aus der Sicht des Zimmermanns und des Restaurators im Holzbau auf. Kapitel 2 und 3 zeigen in Kurzform Baugeschichte und Bestand auf, während Kapitel 4 den zusammengefassten Zustand wiedergibt. Mit den Kapiteln 5 und 6 folgt der eigentliche Restaurierungsbericht mit den Vorbereitungs-, Restaurierungs- und Verstärkungsarbeiten. Die Berichterstattung der zur Spreuerbrücke gehörenden Marienkapelle findet sich im Kapitel 7. Illustriert wird der Bericht ausschließlich mit Fotos und Skizzen des Verfassers.

Baugeschichte

Baugeschichtliches in Kürze

Die Spreuerbrücke gehört zu den ältesten erhaltenen Brücken der Schweiz. Nicht von Anfang an stellte die Spreuerbrücke einen Brückenschlag zwischen den beiden Reussufern dar, sondern entstand in zwei Etappen. Als erstes entstand mutmaßlich im 13. Jahrhundert der Mühlensteg vom rechten Ufer auf die Insel zu der hinteren Mühle. Erst in einem zweiten Schritt wurde die Verbindung von der Insel ans linke Ufer erstellt. Diese wurde als Wehrgang gedacht, was sich mit der heute ersichtlichen höheren Brüstung flussabwärts, stadtauswärts, erklärt, und schloss den spätmittelalterlichen Befestigungsring der Stadt Luzern im ausgehenden 14. Jahrhundert. Bis ins späte 19. Jahrhundert war die äußere Seite bis unter das Dach mit Schalung geschlossen und besaß einzelne Lichtöffnungen (Schießscharten). Explizit wird die Spreuerbrücke erstmals mit der Abrechnung der Museggmauer 1408 erwähnt. Es wurde auch bis 1875, Brand der Stadtmühlen, immer von zwei Brücken gesprochen, dem Mühlensteg als Zugang zu den Mühlen und die Spreuerbrücke dann als Übergang ans linke Ufer. Die nördliche Brücke war immer eine Fahrbrücke, die südliche ein gedeckter Fußgänger-



Abb. 4: Ansicht von Ulrich Gutensohn 1935: Nordportal der Spreuerbrücke mit der Verschalung der Bogenträger bis Brüstungshöhe und den damals noch bestehenden Bugstreben beim südlichen Widerlager



Abb. 5: Die Bogenbrücke von 1805 mit der Badeanstalt von 1867

steg. Im Sommer 1566 richtete ein andauerndes Hochwasser massive Schäden am südlichen Brückenarm an, sodass die Spreuerbrücke in den darauffolgenden Jahren bis 1569 erneuert werden musste. Wohl gleichzeitig mit der Streckung des nördlichen Brückenarms um 1785/86 wurde das stark durchhängende mittlere Brückenfeld ersetzt.

1805 erbaute der Stadtzimmermeister Josef Ritter mit seinen Zimmerleuten, anstelle der in einem schlechten Zustand bestehenden, offenen Jochbrücke von 1785, eine neue gedeckte Holzbrücke. Mit gebogenen Trägern und angehängten Hängesäulengebinde spannte er die Brücke von der Mittelinsel zu der Nördlichen Insel. Sie wurde breiter als der Südarml erbaut und diente wie zuvor als Fahrbrücke zur Erschließung der Mühlen.

Baualterspläne

Südlicher Brückenarm, Innenansicht der Unterwasserseite

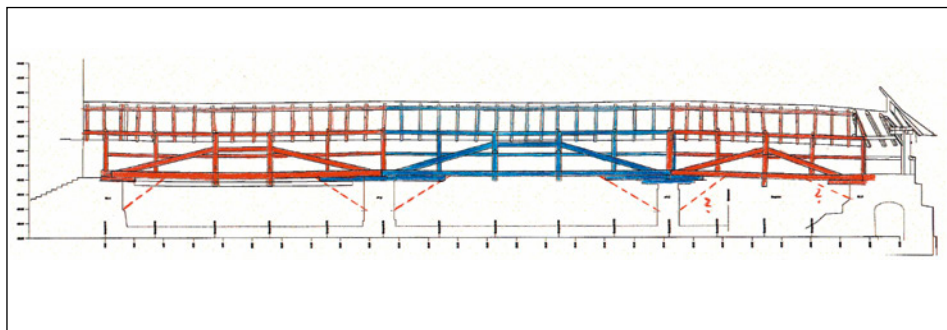


Abb. 6: Baubestand von 1568/69 und 1785/86

Nördlicher Brückenarm; Innenansicht der Unterwasserseite

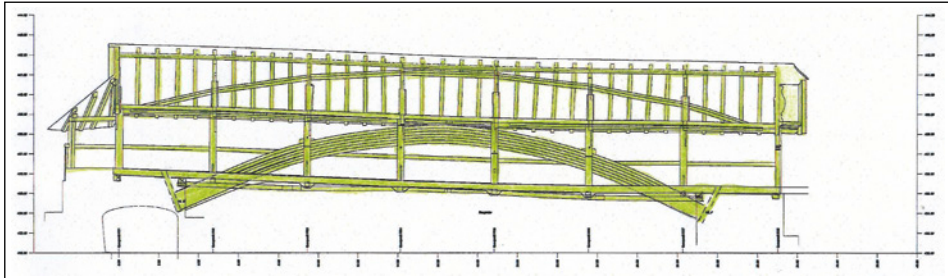


Abb. 7: Baubestand von 1805

Daten zur Geschichte der Spreuerbrücke

13. Jh. Mutmaßliche Entstehung eines ersten Steges zu den Mühlen auf der Insel vom rechten Ufer her.

4.V. 14. Jh. Mutmaßliche Entstehung der Verbindung zum linken Ufer.

1408 Explizite, erste schriftliche Erwähnung der Spreuerbrücke im Zusammenhang mit der Bauabrechnung der Museggmauer.

1493/94 Es wird von zwei Brücken gesprochen; der südliche Brückenarm wird als Spreuerbrücke und der nördliche Brückenteil als Mühlensteg angesprochen. An der nördlichen Brücke, dem Mühlensteg, wird gebaut.

1450/55d Die Brückenjoche in Holz werden erneuert.

1493/94 Ausziehen von Jochpfählen und deren mutmaßlicher Ersatz durch Steinpfeiler.

1566 Erhebliche Schäden durch ein langandauerndes Hochwasser mit Unterspülung des südlichen Widerlagers und der Steinpfeiler. Teileinbruch der Brückenfelder.

1566/67 Wiederaufbau des südlichen Widerlagers und dessen Umgebung.

1568/69 Wiederaufbau der Spreuerbrücke. Drei Brückenfelder von Süden her, zwei mit doppelten und eines mit einem einfachen Hängewerk als Haupttragwerke.

1569–1597 In der Zeit zwischen 1569 und 1597 entstand auf den südlichen Brückenpfeilern die Kapelle Maria auf der Reuss.

1591 Erneuerung des Mühlensteges von den Mühlen zum Mühlentor.

1682–1747 Verschiedene Reparaturen an den beiden Brücken, unter anderem Ersetzen der Brückenpfeiler, 1710/11 Nordpfeiler, 1718/19 Südpfeiler bei der Kapelle.

1710/11 Ersetzen des Nordpfeilers infolge massiver Schäden im Winter 1710/11.

1718/19 Ersetzen des Südpfeilers infolge massiver Schäden im Winter 1718/19.

1774 Erneuerung des südlichen Widerlagers.

1785 Erneuerung der nördlichen Brücke als geradliniger, offener und befahrbarer Brückensteg mit Pfahljochen und Geländer.

1785/86 Neubau des mittleren Brückenfeldes im südlichen Brückenarm mit doppeltem Hängewerk und Verschraubungen infolge des sehr starken Durchhangs.

1805 Erneuter Bau der nördlichen Brücke mit Dachwerk und dem Bogentragwerk durch den Stadtzimmermeister Joseph Ritter. Auch sie diente der Zufahrt zu den Mühlen auf der Insel.

1800/22 Gelangten die Mühlenwerke auf der Reuss in den Besitz der neugebildeten Stadtgemeinde und 1822 an die Korporation der Stadt Luzern.

1861–1863 Bau der Infanteriekaserne auf dem sogenannten Kurzweilplatz, bildet mit deren östlichen Teil auch den Brückenkopf.

1867 Bau der Bade-/Waschanstalt unterhalb der Spreuerbrücke auf der längs in der Reuss liegenden Scheidemauer, im Volksmund »Mississippidampfer« genannt.

1871 23. September, Brand der Gewürzmühle bei der hintersten Mühle.

1875 11. Mai, Brand der vorderen drei Mühlen. Keine Schäden an den Brücken.

1887/89 Bau des Gewerbegebäudes, an der Stelle der drei abgebrannten vorderen Mühlen.

1569–1900 Vom Neubau der Spreuerbrücke 1569 bis um 1900 war die Unterwasserseite bis zum Dachansatz (Rähm) verschalt und mit wenigen Lichtöffnungen versehen.

1932 16. September Brand des Gewerbegebäudes.

1971 Güdismontag, Abbruch des »Mississippidampfers«, Badeanstalt in der Reuss.

1971 Abbruch und Sprengung der Kaserne.

1971/72 Das südliche Widerlager der Spreuerbrücke beim Herrenkeller wird saniert und die letzten Bugstreben an der Brücke ausgebaut.

1972/73 Anstelle der ehemaligen Kaserne wurde das rekonstruierte Waisenhaus als Naturmuseum errichtet.

1994 Nach dem Kapellbrückenbrand vom 19. August 1993 wurde auch die Spreuerbrücke betreffend Tauglichkeit, Sicherheit und ihrer Geschichte untersucht. Ab 1994 steht sie unter Beobachtung.

2005 Das erste Brückenfeld von Süden her wird infolge starken Durchhangs mit zwei Stahlunterzügen unterfangen und gesichert.

2010/ 11 Restaurierung der gesamten Spreuerbrücke. Wiedereinsetzen aller fehlenden Bugstreben in den Brückenfelder 1 bis 3, südliche Brücke sowie Einbau von Windverbänden unter dem Gehbelag der einzelnen Brückenfelder und verschiedenen Verstärkungen.

Neue Erkenntnisse

Während der Restaurierung der Spreuerbrücke konnten weitere Erkenntnisse zum Bau der Spreuerbrücke gesammelt und/oder bestätigt werden. Bei den Brückenfeldern 1 und 3 von 1568/69 zeigt sich, dass sie auf der Wetterseite, Unterwasserseite, mit einer Schalung vom Untergurt bis zum Wandrähm unter dem Vordach geschlossen waren, belegt auch auf den historischen Fotos auf Seite 3 bis sicher 1902 Bestand hatte. Am Holz ist dies zu erkennen, weil an Zuggurten, Brüstungsriegeln und den Wandrähmen Rillen vorhanden sind, die die Fugen der ehemaligen Schalungsstöße kennzeichnen. Die zur Bauzeit eingebauten Brüstungsriegel sind außen konstruktionsbündig eingebaut. Sie weisen keine Beilspuren auf, die eine zurückbearbeitete Brüstungssituation wie auf der Oberwasserseite mit Vorholz und unterseitig eingelassener Nut für das Einstecken der Brüstungsschalung vorhanden war. In der Schalung auf der Unterwasserseite gab es Lichtöffnungen, die mutmaßlich mit Fenstern und/oder Läden geschlossen werden konnten. Auf dem Brückenpfeiler Nord (Pfeiler C) liegen Schwellen, welche auf der Unterwasserseite Zapfenverbindungen aufweisen, wie sie bei Eckverbindungen der Schwellen an Holzhäusern vorkommen. Mit dieser Verbindungsart war es damals üblich, auch den Verbund zu den Pfählen herzustellen und zu sichern. Somit ist es erwiesen, dass diese heutigen Schwellen auf dem gemauerten Pfeiler Nord die Jochbalken des 1450/55d erneuerten Pfahljoches sein müssen.



Abb. 8: Brüstungsriegel und Hängewerkstrebe mit den Zeichnungen der Wandschalung



Abb. 9: Brüstungsriegel mit den Zeichnungen der Wandschalung



Abb. 10: Unter dem Zuggurt und Sattelholz schauen die beiden von 1450/55 stammenden Jochbalken hervor mit den Einhalungen für das Aufliegen auf den ehemaligen Pfahljochen



Abb. 11: Pfahljochbalken als Schwelle auf Pfeiler C

Bestand

Südlicher Brückenarm

Der südliche Brückenarm wurde nach schweren Unwetterschäden 1568/69 neu erbaut. Diese, eigentlich drei eigenständige Brücken, bestehen im südlichen und mittleren Brückenteil aus doppelten Hängewerken und im nördlichen aus einem einfachen Hängewerk bestehend. Die Zuggurten/Längsträger waren im südlichen und mittleren Brückenfeld mit zusätzlichen Bugstreben abgestützt. Infolge starken Durchhanges ersetzte man das mittlere Brückenfeld 1785/86. Dies erhielt anstelle der Bugstreben überlange Sattelhölzer als Auflagerverstärkung. Mit wenigen Ausnahmen ist die gesamte Brückenkonstruktion in Nadelholz Ficht/Tanne erstellt. Die Abbundzeichen an der Spreuerbrücke sind mit römischen Zahlen an der jeweiligen Bundseite der Binderrahmen



Abb. 12: Südlicher Brückenarm ohne Bugstreben



Abb. 13: Innenansicht des südlichen Brückenarmes mit mittlerem und nördlichem Brückenfeld



Abb. 14: Nördlicher Brückenarm mit Bogenträger



Abb. 15: Innenansicht der Bogenbrücke gegen Westen

eingekerbt. Die Nummerierung beginnt mit I von Süden her. Sie endet beim Binderrahmen XV, beim Anschluss zum Nordarm der Spreuerbrücke. Im jüngeren mittleren Brückenteil bestehen keine Abbundzeichen.

Nördlicher Brückenarm

1805 erbaute der Stadtzimmermeister Josef Ritter den nördlichen Brückenarm als gedeckte, befahrbare Brücke mit Bogentragwerken. Sie ersetzte die offene Fahrbrücke von 1785. Die Nummerierung der Binderrahmen beginnt mit I auf der Nordseite.

Zustand des Tragwerkes

Zustandsbeurteilung 2004

Im August und September 2004 wurde die Spreuerbrücke betreffend ihres Zustand untersucht. Dabei wurden verschiedene Schäden festgestellt. Im Besonderen zeigte sich, dass die Brückenfelder stark durchhängen und flussabwärts Neigungen aufweisen. Zudem zeigte sich beim ersten Brückenfeld, am Brückenkopf Süd unterwasserseitig, eine ungenügende Reparaturverbindung des Untergurtes/Längsträgers. Die eingesetzten Eisenteile im mittleren Brückenfeld und jene im nördlichen Brückenarm weisen starke Rostschäden auf oder sind gar komplett durchgerostet. Holzverminderung und vereinzelte Schäden durch Fäulnis oder tierischen Befall komplettieren den Schadensumfang. Die Untersuchung ergab, dass Sofortmaßnahmen eingeleitet werden mussten.

Ursachen der Schäden

Die Ursache der Durchhängung der Brückenfelder ist insbesondere dem Ausbau der Sprengwerkstreben unter der Brücke in den Brückenfeldern 1 und 2 zuzuschreiben. Dabei ist zu erwähnen, dass das mittlere Brückenfeld von 1785/86 nie Sprengwerkstre-

ben besaß. Im Brückenfeld 1 wurden die pfeilerseitigen Sprengwerkstreben 1785/86 entfernt, jene beim Widerlager Süd 1972. Das Brückenfeld 3 besaß seit seiner Erbauung keine Sprengwerkstreben. Weiter sind die Feuchtigkeit und das Schwinden des Holzes, Querschnittminderung, in den vielen Jahrhunderten nicht außer Acht zu lassen. Die tägliche Benutzung der Brücke von Fußgängern, das Souvenirschnitzen, urinierende Zwei- und Vierbeiner und schließlich der Taubenkot trugen ebenfalls zur unbefriedigenden Situation bei. Auch hatte der südliche Brückenarm wenige (Brückenfeld 2) bis gar keine Windverbände in der Horizontalaussteifung.

Sofortmaßnahmen 2004

Nach dieser Untersuchung wurde als Sofortmaßnahme das Brückenfeld 1 mit einer Hilfskonstruktion aus Stahl, zwei Längsträgern mit Querverbindungen bei den beiden Hängewerkrahmen, unterlegt und stabilisiert. Verschiedene Holzverbindungen, wie zum Beispiel Strebenversatz beim Verbund mit den Zuggurten/Längsträgern wurden mit Spaxschrauben verstärkt. Weitere verstärkende und restaurierende Maßnahmen waren in Form einer Gesamtrestaurierung vorgesehen. Diese sollten in ca. 3 Jahren getroffen werden.



Abb. 16: Längsträger unter Brückenfeld 1



Abb. 17: Querverstärkungen



Abb. 18: Mit Stahl verstärkte ...



Abb. 19: ... Hängesäulen 3 und 4

Ergänzende Zustandsanalyse 2009 / 10

Um die Planung der Restaurierung konkret in die Hand zu nehmen, wurden im Winterhalbjahr 2009/10 Planaufnahmen und Detailuntersuchungen durchgeführt. In die erstellten Pläne mussten alle Details, wie Zapfen- und Versatzverbindungen eingetragen und vermaßt werden, um die Verbindung auch rechnerisch zu überprüfen. Der Zustandsbericht vom 1. November 2009 mit Ergänzungen gibt im Detail Auskunft über die Befindlichkeit der Spreuerbrücke.



Abb. 20:
Mit Flickzapfen abgedeckte
Spaxschraubenverstärkungen



Abb. 21: Zwei Beispiele für die Detailpläne der Statik: Hängesäule mit verdeckten Zapfen ...



Abb. 22: ... und Dachstuhlswelle in der Bogenbrücke

Die Vorarbeiten

Das Eichenholz

Das Eichenholz für die Bugstreben unter den Untergurten/Längsträgern in den Brückenfeldern 1 bis 3 und weiteren Reparaturen und Ergänzungen musste früh bestellt werden. 12 Bugstreben sind auf der Holzliste. Dazu kommen noch drei Querunterzüge der Hängewerke von 1568/69 und Reserveholz für unvorhergesehene Reparaturen. Die Querschnitte sind groß. So betragen sie zum Beispiel für die Bugstreben $26 \cdot 26 \text{ cm} \cdot 4,5 \text{ m}$ Länge. Das gesamte Volumen Eichenholz betrug $5,1 \text{ m}^3$. Das Eichenholz wurde von der Korporation Luzern aus den Waldungen am Pilatus geliefert. Beim Aufschneiden zeigte sich, dass nicht alles Holz den hohen Ansprüchen entsprach. Das Luzernerholz zeigte Verwachsungen mit Splintholz, die als Holzfehler gelten. So konnten die großen Dimensionen nicht gewonnen werden, und nur fünf der zwölf Bugstreben gesägt werden, sodass zusätzliches Holz gesucht werden musste. Mit dem Rest konnten noch kleinere Stücke gewonnen werden. Es konnte zusätzlich sehr gutes Eichenholz aus Frankreich zugekauft werden. Mit diesen Bäumen wurde das fehlende Bauholz gesägt. Danach wurde das Eichenholz geschwemmt, um die scharfe Gerbsäure herauszuholen. In einer extra für diese Aktion ausgegrabenen Badewanne, ausgelegt mit Blachen, geschah diese Aktion. Das Ganze wurde zimal wiederholt bis es für den Abbund eingesetzt wurde.



Abb. 23: Der grob zugeschnittene ...



Abb. 24: ... Eichenstamm wird halbiert

Das Tannenholz

Auch das Fichten- und Tannenholz für die Spreuerbrücke wurde von der Korporation Luzern aus den Waldungen am Pilatus geliefert. In die geforderten Dimensionen geschnitten wurde es in der Sägerei Stalder in Blatten, wofür Beat Stalder zuständig war.



Abb. 25: Der halbierte Stamm wird zu ...



Abb. 26: ... Bugstreben zugeschnitten



Abb. 27: Der aufgeschnittene Eichenstamm mit wenig Spannung



Abb. 28: Fertig geschnittene Bugstreben

Vorbereitungsarbeiten

Um die Restaurierungs- und Verstärkungsarbeiten auszuführen, bedurfte es eines Notstegs, damit der südliche Arm der Spreuerbrücke für den Personenverkehr gesperrt werden konnte. Der nördliche Arm wurde nur kurze Zeit für den Bodenneueinbau gesperrt. Für die Sicherheit der Handwerker wurde für beide Brückenarme ein starkes Arbeitsgerüst mit Wetterschutz auf der Unterwasserseite an die Brücke gehängt. Auf der Südseite der Spreuerbrücke richtete der Baumeister einen Installationsplatz mit Mannschafts-, Toiletten- und Werkzeugcontainern ein. Unter den Bögen des Herrenkellers ergab sich ein idealer Abbundplatz für die Arbeiten der Zimmerleute und Lagerplatz für die Sandsteine des Baumeisters.

Rückbauarbeiten

Um mit den Restaurierungsarbeiten beginnen zu können und auch allfällige verdeckte Schäden zu erkennen, wurden im südlichen Brückenarm die Brüstungsschalungen und teilweise auch die Böden demontiert. Erkannte Schäden wurden notiert und foto-



Abb. 29: Das Eichenholz wird gewässert



Abb. 30: Die Notbrücke auf der Oberwasserseite



Abb. 31: Das Hängegerüst an der Bogenbrücke entsteht.



Abb. 32: Die ganze Brücke ist eingestüst.

grafisch festgehalten. Die Brüstungsbretter überprüfte man auf ihre Stärke und »Gesundheit« genau und sortierte die Schlechten aus. Die Verbleibenden werden wieder eingesetzt.

Erkenntnisse weiterer Schäden

Die vorgefundenen Schäden zeigten sich alle auf der Unterwasserseite. So sind vor allem Wasserschäden mit Fäulnisfolgen zu beklagen. Diese finden sich an den Zuggurten/Längsträgern beim Kapellenpfeiler, im Brückenfeld 2, zwischen den beiden Hännergewerkkonstruktionen und im Brückenfeld 3 beim ehemaligen Zugang zur Badeanstalt. Auch die der Auflagerung des Gehbelages dienenden Falze auf der Innenseite der Zuggurte wiesen zum Teil ebenso Fäulnisschäden auf. Auch verschiedene Brüstungsriegel auf der Unterwasserseite zeigten Fäulnisschäden. Alle diese Fäulnisschäden entstanden durch Wassereinfluss, der nicht austrocknen konnte. Die Ursache lag darin, dass der obere Teil der Schalung weggeschnitten wurde und als Abschluss eine Nutleiste angebracht wurde. Kurz vor Ende der Restaurierungsarbeiten wurden noch Aufschieb-



Abb. 33: Nach Zurückschneiden der Mauerabdeckung Einsicht an die massiv geschädigten Zuggurtenkopfteile



Abb. 34: Geschädigte Zuggurte im mittleren Brückenfeld



Abb. 35:
Geschädigte Zuggurte im BF 3
Unterwasserseite

linge an der Bogenbrücke entdeckt, welche im Traufbereich massiv geschädigt waren und behelfsmäßig geflickt oder gar abgeschnitten waren.

Die Restaurierungsarbeiten

Allgemeines

Beim Installationsplatz unter den Bögen des Herrenkellers ergab sich ein idealer Ab- und Platz für die Arbeiten der Zimmerleute. Hier konnten alle einzubauenden Reparaturstücke sowie die Bugstreben angerissen und abgebunden werden. Auch die Maurer hatten hier ihren Lager- und Umschlagplatz. Bevor die Zimmerleute mit ihren Arbeiten begannen, hat der Baumeister die Fundamente in Sandstein für die Bug-/ Sprengwerkstreben eingebaut, damit die zu übertragenden Lasten auf die Wider- und Pfeilerlager



Abb. 36: Abundplatz



Abb. 37: Zimmermeister



Abb. 38: Vertiefung für die Konsole



Abb. 39: Eingesetzte Konsole

abgeben konnten. Der Pfeiler C erhielt oberwasserseitig eine Verlängerung, um auch hier den Bug-/Sprengwerkstreben ihr Auflager zu geben. Wo nötig, sanierten sie das Mauerwerk der Pfeiler und Widerlager. Damit hatten die Zimmerleute Gewähr, dass die Spreuerbrücke gute Auflager hat. Alle zu ersetzenden und neu eingesetzten Eisenteile wurden mit Chromstahl ausgeführt. Die während der Restaurierung zum Vorschein



Abb. 40: Die oberwasserseitige Verlängerung des Pfeilers C in Arbeit ...



Abb. 41: ... und nach Fertigstellung in Funktion



Abb. 42:
Restaurierter Pfeiler C, Nordseite

gekommenen zusätzlichen Schäden mit Arbeitsfolgen konnten ins Bauprogramm so integriert werden, dass am Eröffnungstermin der Spreuerbrücke vom 1. April 2011 festgehalten werden konnte. So wurden die Restaurierungsarbeiten am Brückenfeld 3 parallel zum Brückenfeld 1 ausgeführt.

Brückenfeld 1

Die Restaurierungsarbeiten an den Konstruktionen in Holz begannen im Brückenfeld 1. Am unterwasserseitigen Zuggurt mussten beide Köpfe erneuert werden. Um diese Längsträger zu reparieren und danach auch noch die Sprengwerkstreben/ Bugstreben einzubauen, mussten die beiden Hängewerkbinder gehalten und angehoben werden.



Abb. 43: Abspriegung einer Hängesäule



Abb. 44: Neu eingesetzte Bug- / Sprengwerkstrebe



Abb. 45: Ausgebauter Zuggurt



Abb. 46: Das Reparaturstück

Nach Abklärung mit dem Kantonalen Tiefbauamt betreffend Abstützung auf dem Reussgrund, konnte unter jede Hängesäule ein Baumstamm gestellt werden, an dessen Fuß eine 50 mm starke Dreischichtplatte befestigt war. Mit vier Hydraulikpressen und Zulagen konnten die Brücke angehoben und die Längsträger entlastet werden. In dieser Position wurden nun die geschädigten Bauteile am unterwasserseitigen Zuggurt herausgeschnitten und die Reparaturverbindung am Bestand abgebunden. Die Gegenstücke der Reparaturverbindungen, »stehender Scherzapfen« mit Schraubenfixierung und Passbolzenverstärkung, entstanden in der »Abbundhalle Herrenkeller«. Danach ver-



Abb. 47: Gesund geschnittener Zuggurt mit vorbereitetem Zapfen



Abb. 48: Das eingepasste Reparaturstück des Zuggurts vor der Verbohrung für die Passbolzen



Abb. 49:
Der neue Bolzen in Eichenholz

schoben die Zimmerleute diese gefertigten Reparaturstücke von ca. 6 m Länge in Position auf der Brücke und passten sie ein. Anschließend wurden sie mit Passschrauben fixiert und gemäß Holzbauingenieur mit Passbolzen verstärkt. Damit war der Zuggurt für seine Aufgabe wieder ertüchtigt. Anschließend konnten unter beiden Zuggurten die neuen Sprengwerkstreben eingesetzt werden, welche in den Verbindungen mit Schlitzblechen und Passbolzen verstärkt sind. Neu abgebunden und eingesetzt wurden auch die eichenen Tragbolzen zur Haltung der Hängewerkzangen über dem Gehbelag. Diese sind auf der Außenseite mit Eichenkeilen gegen das Herausrutschen gesichert. Nun war es soweit, dass die Sprieße unter den Hängesäulen wieder ausgebaut werden konnten. Man löste vorsichtig die Pressen auf den Holzsprießen und senkte so die Brücke langsam ab, sodass die Hängewerke und die neuen Bugstreben ihre statische Funk-



Abb. 50: Hängesäule ohne ...



Abb. 51: ... und mit den Tragbolzen und Keilen auf der Außenseite



Abb. 52: Einbauen ...



Abb. 53: ... und Fixieren der Windverbände

tion aufnehmen konnten. Die Spriëßbäume wurden danach zum Brückenfeld 2 gezügelt, um dort dieselbe Aufgabe unter den Hängesäulen aufzunehmen. Die Querunterzüge zur Fixierung der Hängewerkzangen und zur Halterung des Mittellängsträgers unter dem Gehbelag mussten ebenfalls erneuert werden. Deren Einbau erfolgte in drei Teilen, einem Mittleren, der durch die Zangen durchläuft und zwei seitlich angebrachten zwischen den inneren Zangen. Diese müssen mit fünf Passschrauben zusammengehalten werden. Auch dieses Querholz ist auf den Brückenaußenseiten mit einem Eichenkeil gesichert. Nach Abschluss dieser Arbeiten hatte das Brückenfeld 1 sein ursprüngliches komplettes Grundgefüge wieder. Nun ging es daran, einen Windverband als horizontale Aussteifung einzubauen. Dieser musste mangels Platz zwischen den Zuggurten und unter den Mittellängsträgern eingebaut werden. Dies bedingte ein Einsetzen mit Stahlblechverbindungen, da sich die Brücke nicht seitlich auseinander schieben ließ. Das fertig restaurierte und verstärkte Brückenfeld 1 konnte Ende Kalenderwoche 5 durch Herausnehmen der Spriëßungen in seine Position gelassen werden.

Anschließend erfolgten der Einbau des Taubenschutzes unter dem Brückenboden und die Sanierung der elektrischen Leitungen, um dann den neuen Gehboden einzubauen. Dieser liegt neu auf an den Längsträgern montierten starken Latten und auf dem Mittellängsträger. Vor dem Anschlagen der unterwasserseitigen Brüstungsschalung mussten die Brüstungsriegel zwischen den Binderrahmen 2 und 3 sowie 4 und 5 erneuert werden. Als letzte Arbeiten seitens des Holzbaus schlugen die Zimmerleute die neue Brüstungsschalung an. Fixiert wurde sie oberwasserseitig, oben in der Nut



Abb. 54:

Unter der Brücke mit dem neuen Querunterzug durch die Zangen des Hängewerkes im Binder 4; auf Höhe der Zuggurte die Windverbände

der Brüstung und unten auf die Distanzplatte auf dem Längsträger. Unterwasserseitig gibt es oben keine Nut, sodass die Schalung hier auf die Brüstungsriegel angeschlagen und mit einer Deckleiste die Brettstirnen abgedeckt wurden. Die Fixierung geschah analog zur Oberwasserseite. Beim südlichen Brückenkopf gab es noch drei neue Tritte vom Widerlager auf die Brücke.

Brückenfeld 2

Im Brückenfeld 2 galt es, den Südkopf des unterwasserseitigen Zuggurtes analog zum Brückenfeldes 1 zu reparieren. Zu diesem Zweck musste auch dieses Brückenfeld angehoben und abgesprießt werden. Dazu sind alle Eisenteile zur Aufhängung der beiden Zuggurte an die Hängesäulen durch solche aus Chromstahl ersetzt worden. Die so-



Abb. 55: Brückenfeld 1 mit dem Taubenschutz auf den Windverbänden



Abb. 56: Neuer Brüstungsriegel, Schalung und Boden BF 1 mit den Latten eingebaut



Abb. 57: Die drei neuen Tritte vom Widerlager Süd auf die Brücke



Abb. 58: Zurückgeschnittenes, überlanges Sattelholz bei Pfeiler B

nannten überlangen Sattelhölzer auf den beiden Brückenpfeilern wurden zurückgeschnitten, sodass die Bug-/Sprengwerkstreben als zwingende Abstützungen des Brückenfeldes 2 eingesetzt werden konnten. Nach der Absenkung galt es, die bestehenden Windverbände zwischen den Zuggurten/Längsträgern zu verstärken und zu ergänzen. Der Taubenschutz in der Unterbrücke bildete den Abschluss der Arbeiten, bevor der Gehbelag eingebaut wurde.

Brückenfeld 3

Die Arbeiten im Brückenfeld 3 unterscheiden sich von Brückenfeld 1 in dem Sinne, dass hier nur bei einem einfachen Hängewerk die sichernden großen eichenen Tragbolzen und der Querunterzug ersetzt werden mussten. Beim unterwasserseitigen Zuggurt galt es, den Nordkopfteil zu ersetzen. Der Rest der Maßnahmen ist gleich wie beim Brückenfeld 1: Verstärken der Zimmermannsverbindungen mit Schlitzblechen in Chromstahl und deren Fixierung mit Passbolzen sowie das Einbauen neuer Windverbände in der Horizontalen zwischen den Zuggurten. Der Verbindungsteil auf dem Widerlager D auf der Insel erfuhr nur kleine Reparaturen. Auch mussten die Längsträger der Bogenbrücke auf ihren Lagern befestigt werden. Von hier aus ging es daran, den neuen Bret-



Abb. 59:
BF 2 mit verstärktem Windverband und den neuen Bug-/Sprengwerkstreben



Abb. 60: Die neuen Aufhängungen in Chromstahl sind an den Hängesäulen ...



Abb. 61: ... an den Hängesäulen des Brückenfeldes 2 eingebaut



Abb. 62: Zuggurtreparaturstück Nord im Brückenfeld 3 wird eingesetzt



Abb. 63: Zusammenschluss von Bogen- und Hängewerkbrücken vor der Instandsetzung



Abb. 64:
Restauriertes Widerlager D auf der Insel mit neuen Bug-/Sprengwerkstreben des Brückenfeldes 3 auf die Sandsteinkonsolen und den Windverbänden zwischen Zuggurten und Mittellängsträger



Abb. 65: Bogenbrücke während der Instandsetzung, die Trägerbalken werden neu fixiert



Abb. 66: Neue Chromstahlteile zur Aufhängung der Unterbrücke an die Hängesäulen der Bogenbrücke

terboden des südlichen Brückenarmes einzubauen. Die seitlichen Auflager bestehen neu aus angebrachten starken Latten, anstelle der teilweise fäulnisgeschädigten alten Falze in den Zugurten.

Bogenbrücke

Die Bogenbrücke erfuhr in einer ersten Restaurierungsphase im November 2009 den Austausch aller geschmiedeten Eisenteile. Sorgfältig löste man die Schrauben, entfernte sie und die Eisenteile sowie Unterlagscheiben. Stück für Stück hat man dann die neuen Eisenteile zurechtgemacht und anschließend eingebaut. Zu diesem Zweck mussten partiell die Brüstungsschalung und teilweise auch der Brückenboden geöffnet werden. Der ganze Arbeitsvorgang erforderte keine Außengerüste. Im Januar Kalenderwoche 3, 2011, erfolgten die ersten Öffnungen in der Brüstungsschalung und im Boden, um die noch nicht ausgewechselten Schrauben und Eisenteile zu messen und anschließend fertigen zu lassen. Als Sicherung und Verstärkung der Bogenträger wurden diese mit Schrauben zusammengezogen. Bestehende Schraubenverbindungen erhielten wo



Abb. 67: Bodeneinbau, elektrische Leitungen erhielten neue Schutzrohre, Taubenschutz neu eingebaut



Abb. 68: Die neu gegen Ausknicken verschraubten Bogenträger

nötig Zusatzverschraubungen. In der Bogenbrücke waren keine Holzauswechslungen im Tragwerk nötig. Hingegen mussten im Dachwerk auf der Unterwasserseite sechs Aufschieblinge ausgewechselt werden. Dies waren die Aufschieblinge vom Sparrengebinde vor dem Binderrahmen 27 bis zu jenem vor dem Binderrahmen.

Die Brückenschalung

Der ganze Südarm der Spreuerbrücke mit den Hängewerken erhielt ober- und unterwasserseitig eine neue Brüstungsschalung. Die brauchbaren alten Brüstungsbretter wurden alle bei der Bogenbrücke auf der Oberwasserseite eingesetzt. So ergibt die Spreuerbrücke ein einheitliches Bild. Die vorstehenden Hängesäulen mit Zangen und Fixierbolzen sowie die vorstehenden Ständer wurden allesamt eingehaust, sodass sie vor Wind und Wetter geschützt sind. Auf eine Einfärbung der Schalung wurde verzichtet, da dies die Natur mit Sonneneinstrahlung und Regenwasser richten wird. Dies wird wie bei der Kapellbrücke ein paar Jahre dauern. Ende Januar 2011 wurde die unterwasserseitige Brüstungsschalung der Bogenbrücke entfernt. Anschließend reparierten die Zimmerleute die Brüstungsriegel wo dies notwendig war. Nun setzte man die neue Brüstungsschalung ein. Bei den unteren Hängesäulenanschlüssen erhielt die Schalung wieder den ursprünglichen Abschluss mit abgesetzter Rundform, wie dies auf der Oberwasserseite erhalten ist. Die vorstehenden Holzbauteile wie Schwellen wurden zudem neu eingehaust, um sie vor Wind und Wetter zu schützen. Auf der Oberwasserseite wurde



Abb. 69: Vor ...



Abb. 70: ... und nach der Einhausung der Hängewerkzangen

Tab. 1: Wochenplan

Termine	Brückenfeld	Ausgeführte Arbeiten	Mann- tage
KW 48, 29.11.– 03.12.2010	BF 1 – 3	Teildemontage der Brüstungsschalung als Sondagen betreffend Zustand Zuggurte	2
		Teildemontage der Bodenbretter als Sondagen betreffend Zustand	2
KW 49, 06.12.– 10.12.2010	BF 1 – 3	Wo möglich Brückenfelder zusammenziehen und sichern	2
		Brücke auf Stein-Widerlager richten	3
		Brüstungsschalung demontieren und nach Zustand sortieren	6
KW 50, 13.12.– 17.12.2010	BF 1 – 3	Brüstungsschalung demontieren und nach Zustand sortieren	2
		Strebenschablonen für Streben-Widerlager setzen	3
		Vorbereitungen für die Restaurierung der Konstruktionen in Holz	2
		Sattelhölzer Auflager B zurückschneiden und Kopfverzierung schnitzen	2
KW 2, 10.01.– 14.01.2011	BF 1	Unterstellen der Hängewerke in Binderrahmen 3 und 4 und hochpressen	4
		Abbund Bugstreben / Sprengwerkstreben und einbauen	6
		Schlitzblechschablonen erstellen, 4 Stk. (Zuggurt-Strebe)	4
		Bundverschraubungen	2
		AVOR Windverband	2
		Bodenbretter ausbauen	4
KW 3, 17.01.– 21.01.2011	BF 1	Boden-Auflagerlatten ersetzen	4
		Gesundschneiden der unterwasserseitigen Zuggurte, reparieren,	
	BF 3	Teilersatz der unterwasserseitigen Zuggurte Teil 1	6
		Schlitzblechschablonen Bugstreben-Zuggurt, 4 Stk.	1
		Teilersatz Zuggurte	3
	Bogenbrücke	Sondageöffnungen in Boden und Brüstungsschalung	0,5
KW 4, 24.01.– 28.01.2011	BF 1	Reparieren der unterwasserseitigen Zuggurte Teil 2	4
		Einbau Bugstrebe / Sprengwerkstreben	1
		Nuten und Schablonen für Schlitzbleche erstellen	0,5
		Abbruch Bodenbelag	3
		Beginn Einbau Windverband	4
	BF 3	Einbau Bugstrebe / Sprengwerkstreben	5
		Nuten und Schablonen für Schlitzbleche erstellen	4
KW 5, 31.01.– 04.02.2011	BF 1	Einbau Schlitzbleche	2
		Ausbau der Stahlträger	1,5
		Einbau Querunterzüge bei den Rahmenbindern 3 und 4 mit Hängewerken	2
		Einbau Windverband	4
	BF 3	Abbruch Bodenbelag	2
		Beginn Einbau Windverband	6
	Bogenbrücke	Ersetzen der Brüstungsschalung unterwasserseitig	6
KW 6, 07.02.– 11.02.2011	BF 1	Bodenlagerlatte	2
		Einbau der Bodenbretter	4
		Wand-Nut-Latte anbringen	1
		Anschlagen und einbauen der Brüstungsschalung	4
	BF 3	Taubenschutzgitter über dem Windverband einbauen	3
		Nuten und Schablonen für Schlitzbleche erstellen	3
		Einbau Windverband	6
		Bogenbrücke	6
		Verschraubungen an den Bogenträgern	6

Termine	Brückenfeld	Ausgeführte Arbeiten	Mann- tage
KW 7, 14.02.– 18.02.2011	BF 1	Brüstungsbretter anschlagen	2
	BF 2	Einbau Absprießungen für Anheben des mittleren Brückenfeldes	4
	BF 3	Windverband fertig einbauen	2
		Bodenlagerlatte und Bodenbretter	6
		Wand-Nut-Latte	1
		Wandschalung	4
		Taubenschutzgitter	3
	Bogenbrücke	Verschraubungen Bogenhölzer	2
KW 8, 21.02.– 25.02.2011	BF 1	Treppenstufen am Brückenende Süd rüsten	2
		Reinigungen der Sparrengebinde und Abschlussarbeiten	3
	BF 2	Schablone für Schlitzbleche und bohren	4
		Holzersatz und Sanierung Zuggurte	3
	BF 3	Übergang Widerlager D / E sanieren	1
		Taubenschutz unter dem Boden einbauen	1
		Bodenbretter montieren	2
	Bogenbrücke	Restaurierung und einsetzen der alten Brüstungsschalung	3
KW 9; 28.02.– 04.03.2011	BF 1	Treppenstufen am Brückenende Süd	2
		Einhausungen Hängewerkzangen und Ständer	2
		Einbau Schlitzbleche	1
		Einbau der Windverbände	7
	BF 2	Einhausungen Hängewerkzangen und Ständer	1
	BF 3	Verschraubungen	1
	Bogenbrücke	Brüstungsschalung ergänzen	1
		Vorbereiten Tag der Brücke	2
KW 10, 07.03.– 11.03.2011	BF 1 – BF 3	Reinigung der Sparrengebinde und Wandrähme	5
		Taubenschutzmontage unter dem Boden und Gebälk	2
		Auflager Latten und Boden Feld 2	6
		Eisenersatz Feld 2	2
		Fertigungsarbeiten	3
KW 11, 14.03.– 18.03.2011	BF 1 – BF 3	Reinigung der Sparrengebinde und Wandrähme	4
		Taubenschutz	1
		Fertigungsarbeiten	2
		Brücke gesperrt vom 14. – 16. März 2011	
		Ersatz des Bodens	6
	Bogenbrücke	Taubenschutzmontage unter dem Boden	2
		Reinigung der Sparrengebinde und Wandrähme	4
KW 12, 21.03.– 25.03.2011	BF 1 – BF 3	Reinigungsarbeiten Taubendreck	4
		Fertigungsarbeiten	4
	Bogenbrücke	Taubenschutz Bilder	3
		Taubenschutz auf Firstbalken	3
KW 13, 28.03.– 01.04.2011	BF 1 – BF 3 Bogenbrücke	Fertigungsarbeiten 1. April 2011, 11 Uhr Eröffnung der restaurierten Spreuerbrücke	2

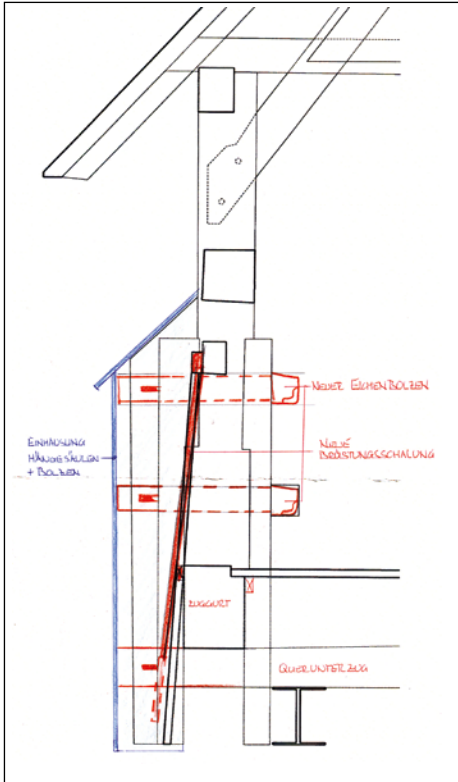


Abb. 71: Systemskizze Schalung auf der Unterwasserseite



Abb. 72: Eingekerbte Monogramme der Zimmerleute

nur jene Schalung ausgewechselt, die die geforderte Stärke nicht hatte oder die kaputt war. Ersetzt sind diese Bretter mit alten gesunden Brettern. Ein ca. 1 m breites Feld darf noch zur ältesten Schalung an der Brücke zählen und wurde auch so belassen.



Abb. 73: Westansicht mit der neuen Brüstungsschalung



Abb. 74: Unterwasserseite der Bogenbrücke



Abb. 75:
Oberwasserseite der
Bogenbrücke

Dieser Teil besteht mutmaßlich vom Bogenbrückenneubau von 1805 mit geschmiedeten Nägeln, die mit großen Köpfen angeschlagen wurden. Im Anfangsbereich, dort wo die Bogenträger unter die Zuggurten laufen und am Widerlager anstehen, bedurfte es neuer Bretter. Alte Bretter in der Länge gab es keine mehr. So mussten nur wenige Quadratmeter mit neuen Brettern auf der Oberwasserseite der Bogenbrücke verschalt werden.

Handwerkerfest

Rechtzeitig auf das Handwerkerfest wurden der Zimmermanns-Tradition folgend die neu eingesetzten Holzbauteile mit der Jahrzahl 2011, römisch MMXI, gekennzeichnet. An den Zuggurten/Längsträgern sowie an den eichenen Querunterzügen sind auch die Monogramme der mitarbeitenden Zimmerleute ES, OR RB, MB, AS, und DG angebracht.

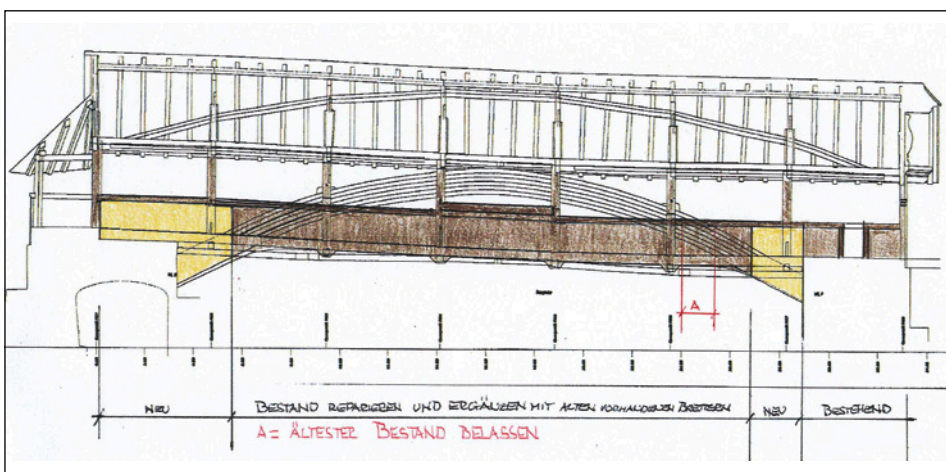


Abb. 76: Schalung Bogenbrücke mit den alten, guten und neuen Brüstungsbrettern



Abb. 77: Ein Zimmermann beim Schnitzen der Jahrzahl und Monogramme



Abb. 78: MMXI ES OR RB MB AS DG

Dachdeckerarbeiten

Brückendach

Die Ziegeleindeckung der Spreuerbrücke erfuhr eine Umdeckung. Dabei wurden alle Ziegel und Dachlatten gereinigt, und die kaputten Ziegel durch neu alte und handgefertigte aus verschiedenen Lagerbeständen ersetzt. Bei den Brückenfeldern 1 bis 3 bestand eine Einfachdeckung, welche unter den Ziegelfugen mit neuen handgespaltenen Schindeln unterlegt wurde. Bei der Bogenbrücke besteht eine Doppeldeckung.

Kapellendach

Das Kapellendach zeigte sich bei der Vorreinigung der Schindeldeckung für einen Neuanstrich in einem sehr schlechten Zustand. Daher musste das Schlimmste befürchtet werden und die Schindeldeckung wurde abgetragen. Deren Unterbau, die Bretterscha-



Abb. 79:
Ein Zimmermannsklatsch durfte nicht fehlen.



Abb. 80: Dachdecker beim ...



Abb. 81: ... Umdecken der Brückendächer

lung, zeigte sich zur Erleichterung aller in einem guten Zustand. Damit war die Grundlage für die neue Schindeleindeckung mit handgespaltenen Schindeln gegeben. Diese wurde durch den Schindelmacher geliefert und fachmännisch angeschlagen. Es erfolgten der dreifache rote Farbanstrich und am Schluss die Wiederinstandstellung des bestehenden Blitzschutzes sowie Ergänzungen im Bereich der Erdungen an den Pfeilern und Widerlagern.



Abb. 82: Der Schindeldecker ...



Abb. 83: ... an der Arbeit



Abb. 84: Angeschlagene handgespaltene Schindeln



Abb. 85: Das Schindeldach erhielt einen dreifachen roten Farbanstrich

Kapelle Maria auf der Reuss

Allgemeines

Bei der Kapelle Maria auf der Reuss zeichnen zwei Körperschaften für die Verantwortung. Das Äußere wird durch die Stadt unterhalten. Das Innere mit der Ausstattung durch die Stiftung Kapelle Maria auf der Reuss. Bei der Kapelle war nur eine kleine Restaurierung angesagt. Nachdem aber das Gerüst um die Kapelle errichtet war, zeigte sich, dass die Restaurierung größere Ausmaße annahm. Dies beinhaltete die Dachdeckung (siehe Dachdeckerarbeiten), Fassadenverschindelung, Schutz vor den Glasmaleereien und die brückenseitige reich geschnitzte Kapellenfassade. Im Inneren stand der Innenanstrich an Wänden und Decke zur Diskussion.



Abb. 86:
Nordostansicht der restaurierten Kapelle



Abb. 87: Der Doppelknauf des Dachspitzes ohne ...



Abb. 88: ... und mit Kupferhut als Schindelabschluss



Abb. 89: Schutzfenster Nord ...



Abb. 90: ... und Süd



Abb. 91: Die Schlosser beim ...



Abb. 92: ... Wiedereinbau des Gittertores



Abb. 93: Die Restauratoren beim Reinigen ...



Abb. 94: ... der geschnitzten Brückenfassade



Abb. 95:
Die zur Hälfte restaurierte Kapellenfront

Äußeres

Im gleichen Arbeitsgang wie die Kapelleneindeckung erfolgte an der Kapellenfassade die Ergänzung mit einzelnen Schindeln. Anschließend wurde auch hier ein dreifacher roter Ölfarbanstrich durch die Malerin der Firma Schlotterbeck aufgetragen. Die Schutzgitter vor den gemalten Glasfenstern wurden durch Schutzverglasungen ersetzt. Dabei konnten die bestehenden Rahmen weiterverwendet werden. Sie erhielten einen



Abb. 96: Die fertig restaurierten ...



Abb. 97: ... Schrankfronten der Kapelle

Falz eingelassen, indem die Schutzgläser stehen. Die bestehende Graufassung dieser Fensterrahmen wurde erneuert.

Die inneren Fenster erhielten Wetterschenkel. Nach Abschluss der Brückenrenovation musste festgestellt werden, dass die geschnitzte Kapellenfront mit dem bestehenden Kunstlackschutz auf der Oberfläche ein schlechtes Gesamtbild abgibt und zudem die Holzoberfläche nicht vollumfänglich schützt. So wurde die Oberfläche von einem Restaurator im Schreinerhandwerk mit Lösemittel vom Kunstlack befreit und durch einen auf Ölbasis neu aufgetragenen Oberflächenschutz ersetzt. Das große schmiedeeiserne Schiebegitter vor der Kapellenverglasung erfuhr eine gründliche Restaurierung. Der alte, mehrschichtige Farbbelag wurde durch feines Sandstrahlen heruntergenommen. Danach sind fehlende Eisenteile ergänzt und eine neue Schutzschicht durch Spritzverzinken, IPG Eisenglimmer anthrazit Pulverbeschichtung aufgebracht worden. Für diese Arbeit musste das Gitter ausgebaut und auf der Innenseite dementsprechend verschiedene Wandverkleidungen sorgfältig demontiert werden.



Abb. 98: Das neu gefasste Kapellenwandtäfer

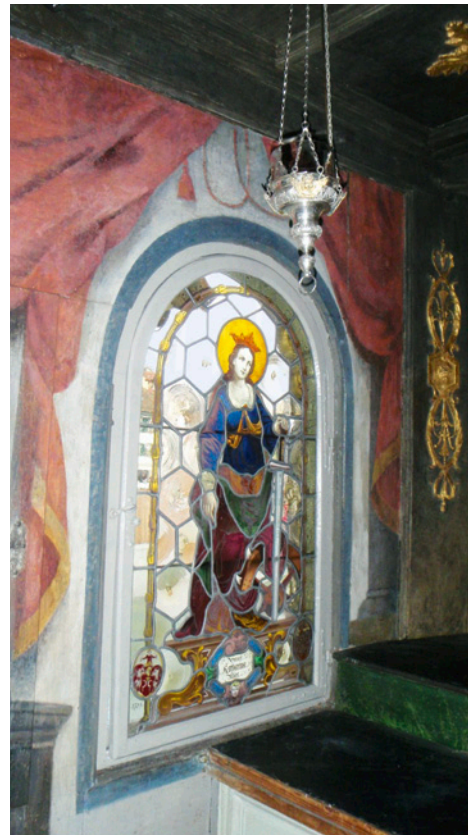


Abb. 99: Das Katharinen-Fenster



Abb. 100:
Das Leodegar-Fenster

Inneres

Im Inneren wurden Wände und Decke restauriert. Die harte graue Farbfassung der letzten Restaurierung wurde sorgfältig abgelöst. Darunter konnten Reste der Vorgängerfassungen gefunden werden. Die Restauratorin applizierte den festgelegten Farbton, der zu den bestehenden Vorhangmalereien passte, auf. Die Glasfenster wurden durch den Glasmaler gereinigt und wo nötig die Verbleiung ausgebessert. Schreinerarbeiten im Inneren beliefen sich auf das Widermontieren der ausgebauten Verkleidungen um das Eisengittertor sowie kleine Reparaturen an Schwellenbrett und Wandverkleidungen. Die sechs Schubladen im Altar konnten durch feine Behandlung wieder geläufig gemacht werden. Ein staubsicherer kleiner Schrank für verschiedene größere Figuren wurde im linken großen Außenschrank integriert.

Sanierung Holztragwerk Spreuerbrücke

Beat Lauber



Einleitung

Ausgangslage

Die Spreuerbrücke ist ein historisches Brückenbauwerk in Luzern. Sie ist eine der wichtigsten Fußgängerverbindungen zwischen der Alt- und der Neustadt. Die Einwirkungen des Wetters, der täglichen Benutzung sowie unsachgemäße Umbauten in der Vergangenheit schädeten der Brücke zusehends, sodass eine Sanierung des Tragwerks notwendig wurde.

Auftrag

Das Büro Lauber, Ingenieure für Holzbau & Bauwerkserhalt erhielt von der Stadt Luzern den Auftrag für die Sanierung des Holztragwerkes und die Fachbauleitung Holzbau. Da es sich bei der Spreuerbrücke um ein historisches und unter nationalem Denkmalschutz stehendes Bauwerk handelt, musste bei den Sanierungsmaßnahmen darauf geachtet werden, dass die bestehende Bausubstanz so weit wie möglich erhalten blieb.

Abgrenzung

Die Bemessung und Kontrolle der Widerlager und sämtlicher in Stein und Beton erstellten Bauteile wurden durch das Ingenieurbüro Schubiger AG ausgeführt. Die Tragwerkanalyse und die Ermittlung der Schnittkräfte erfolgte ebenfalls durch das Ingenieurbüro Schubiger. Die Sanierungsmaßnahmen hatten zum Ziel, die Brücke für die kommenden Generationen zu erhalten und deren Betriebssicherheit sicherzustellen. Die vorhandenen Deformationen mussten nicht rückgängig gemacht werden, da dies einen zu großen Eingriff in die Bausubstanz bedeutet hätte. Jedoch galt es weiterführende Deformationen zu verhindern.

Grundlagen und Unterlagen

Grundlagen: SIA-Normen, insbesondere SIA 260 – 266 sowie SIA 269

Unterlagen: Aufmaßpläne Trigonet, Maßstab 1 : 5

Vorarbeiten 2004

Im Jahr 2004 wurden an der Spreuerbrücke erste Überprüfungen durchgeführt, um den Zustand des Bauwerks festzustellen. Ziel der 2004 durchgeführten Untersuchungen war es, die Grundlagen für die Sanierung zu erarbeiten. Dazu wurden folgende Untersuchungen durchgeführt:

Generelle Überprüfung

1. Studium der Bauwerksakten
2. Beurteilung des Tragwerkkonzepts
3. Zustandserfassung anhand von visuellen Kontrollen und einfachen, in der Regel zerstörungsfreien Untersuchungen am Tragwerk
4. Erkennen von Schädigungen und Mängeln sowie allfälliger Schädigungsmechanismen, überschlägige Nachweise der Tragsicherheit und der Gebrauchstauglichkeit.

Visuelle Überprüfung

Diese Untersuchung war zerstörungsfrei, d.h. sie erfolgte im eingebauten Zustand ohne Verminderung der vorhandenen Tragfähigkeit. Die Untersuchung wurde mit den gängigen Werkzeugen, wie z.B. Stechwerkzeug oder Spitzhammer, durchgeführt. Mit der visuellen Untersuchung wurde Folgendes aufgenommen:

1. Verformungen, Astigkeit
2. Holzfestigkeit qualitativ, z.B. mit Spitzhammer oder Stechwerkzeug
3. frühere Reparaturen
4. Einbauzustand der Verbindungsmittel (Lockerung, Verformung, Korrosion)
5. Pilzbefall, Insektenbefall, Risse, Fugen
6. Tiefe und Lage der Schwundrisse
7. Feuchtebeanspruchung.

Holzfeuchtemessung

Mit der Feuchtigkeitsbestimmung im Holz konnten bestimmte Tendenzen erkannt werden. Zum Beispiel ließ sich erkennen, ob auf der Wetterseite eine Durchfeuchtung stattgefunden hat oder ob bei Balkenanschlüssen die Feuchtigkeit über den gesamten Bereich oder nur in der Fuge vorhanden war. Feuchte Bauteile wiesen auf undichte Stellen in der Brüstungsbeplankung oder undichte Stellen im Dach hin.

Bohrwiderstandsmessung

Die Bohrwiderstandsmessung (Resistograph) stellte die sinnvolle Ergänzung zur konventionellen Holzuntersuchung bzw. anderen Untersuchungsmethoden dar. Mit ihr konnten Fäulnis und Fraßschäden sowie die Restquerschnitte der Holzbauteile ermittelt werden. Zudem unterstützte sie die Zustandsbeurteilung von den zimmermannsmäßigen Anschlüssen und Verbindungen. Weiter hatte die Bohrwiderstandsmessung den Vorteil, dass sie:

1. als zerstörungsarmes Verfahren nur geringfügige Beschädigungen (Bohrdurchmesser: 3 mm) am untersuchten Bauteil verursachte
2. als mobile Untersuchungstechnik eine sofortige Ergebnisanzeige bzw. Aussage am Bauwerk ermöglichte (»in situ«-Methode).

Vorarbeiten 2009

Die Vorarbeiten, welche im Jahr 2009 durchgeführt wurden, bildeten zusammen mit den Untersuchungen aus dem Jahr 2004 die Grundlage für die ausgeführten Sanierungsmaßnahmen. Dazu wurden folgende Untersuchungen durchgeführt:

1. Aufmaß des Bauwerks mit einem digitalen Aufmaßgerät, das die Geometrie der Tragstruktur erfasste
2. Dokumentieren aller Querschnitte sowie deren Verbindungen
3. Holzfeuchtheitsmessungen
4. Ultraschallmessungen zur Messung des Elastizitätsmoduls der Holzbauteile.

Ultraschallmessung

Der Elastizitätsmodul der Holzbauteile wurde mit dem Messverfahren »Sylvatest« (Messung mit Ultraschallwellen auf einer Frequenz von 30 kHz) gemessen. Wie auch bei der Bohrwiderstandsmessung war dieses Messverfahren nahezu zerstörungsfrei. Die erforderlichen Bohrlöcher hatten einen Durchmesser von 5 mm und waren etwa 10 mm tief.

Zustand des Tragwerks vor der Sanierung

Holzbauteile

Allgemein

Das Tragwerk der Spreuerbrücke besteht zu einem großen Teil aus über 400 Jahre alten Balken. Diese Balken sind überwiegend in einem sehr guten Zustand. Vor allem die Hölzer, welche sich über dem Gehbelag befinden, sind sehr gut erhalten.

Holzschäden

Am gesamten Brückentragwerk konnten nahezu keine tierischen Holzschädlinge festgestellt werden. Einzig bei einer Lamelle bei der Bogenbrücke waren Spuren von einem inaktiven Hausbockbefall vorhanden. Bei den Traghölzern, welche über der Fahrbahnebene liegen, konnten keinerlei Fäulnisschäden entdeckt werden. Unterhalb der Fahrbahn wiesen einige Hölzer durch die ständige Einwirkung vom Wasserdampf in den äußersten 10 mm eine Mazerierung auf. Weiter wurden nach dem Entfernen der Brüstungsbretter auf der Unterwasserseite Fäulnisschäden an den Zuggurten im Bereich der Auflager gefunden, welche die Tragsicherheit der Brücke beeinträchtigten.

Holzfeuchtigkeit

Das gesamte Tragwerk wies erwartungsgemäß eine relativ hohe Holzfeuchtigkeit auf. Diese hohen Holzfeuchtigkeiten galt es bei der Bemessung der Sanierungsmaßnahmen zu berücksichtigen.

Holzfestigkeit

Die Durchführung von Ultraschallmessungen zeigte auf, dass sämtliche Bauteile der Sortierklasse C 24 oder höher zugeordnet werden konnten. Dies bestätigte den Eindruck der optischen Beurteilung, dass das Holz in einem guten Zustand war.

Verbindungen

Allgemein

Im ersten und dritten Brückenfeld sind ausschließlich Holz-Holz-Verbindungen zur Anwendung gekommen. Im zweiten Brückenfeld und in der Bogenbrücke wurden bereits erste Stahlteile eingebaut, was den bautechnischen Fortschritt belegt. Im Zuge früherer Sanierungsarbeiten wurden Holz-Holz-Verbindungen im ersten und dritten Brückenfeld abgeändert und mit Stahlteilen ergänzt. Sämtliche Stahlteile wiesen zum Teil starke Korrosion auf.

Auslastung

Die Berechnung der bestehenden Holzverbindungen zeigte, dass einige Verbindungen den Tragsicherheitsnachweis nach SIA 265 nicht erfüllten. Kritisch waren vor allem die

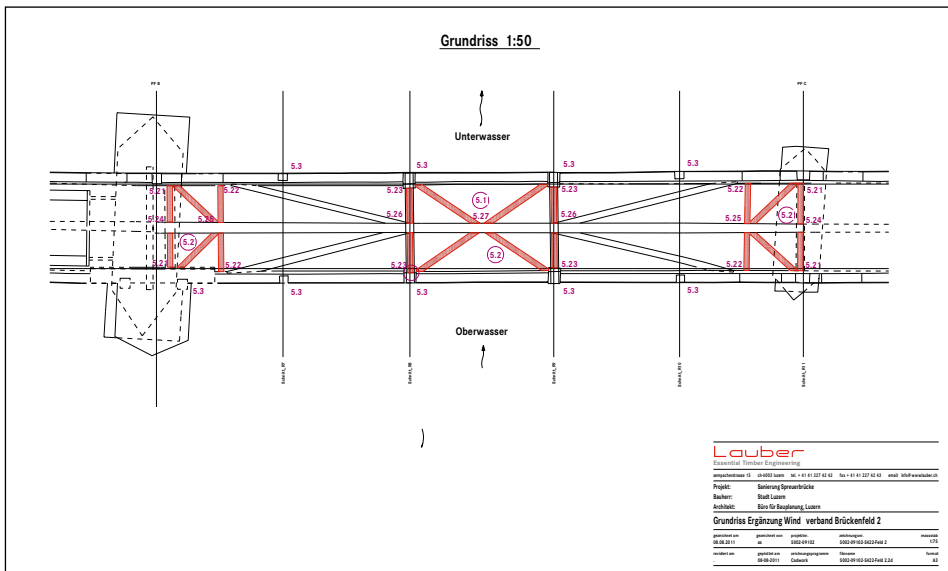


Abb. 3: Strebenverstärkung

Verbindungen

Bei der Sanierung für die Verbindungen waren verschiedene Interessen zu berücksichtigen. Zum einen mussten die ertüchtigten Verbindungsmittel die Tragsicherheit garantieren und die Nachweise gemäß SIA 265 erfüllen. Zum anderen sollten die Sanierungsmaßnahmen die bestehende Bausubstanz respektieren und die Eingriffe auf ein Minimum beschränken. Weiter mussten die Sanierungsmaßnahmen auch ästhetischen Ansprüchen gerecht werden, damit die Brücke auch nach der Sanierung ihren Charme beibehalten würde. All diese Anforderungen konnten mit dem Einsatz von Stabdübelverbindungen und eingeschlitzten Stahlblechen aus Edelstahl erfüllt werden. Da bei dieser Verbindung die Verbindungsmittel im Holz und nicht auf der Außenseite liegen, sind heute nahezu keine Stahlteile ersichtlich. Die Schlitz- und die Löcher für die Stabdübel bedeuten einen minimalen Eingriff in die bestehende Substanz. Die Verbindung der neuen Zuggurteile mit den bestehenden Zuggurten wurde mittels eines stehenden Scherzapfens, in Verbindung mit Passschrauben und Stabdübeln, ausgeführt.

Schalung | Bodenbelag

Um die Dauerhaftigkeit der Brückenkonstruktion zu erhöhen, wurden neue Anschlussdetails für die Außenschalung und die Bodenbretter erarbeitet. Diese Details ermögli-



Holztragwerk

Für die Instandsetzung konnten bezüglich der Zugänglichkeit Synergien mit der Sanierung vom Reusswehr genutzt werden. Eine Schotterpiste, oberwasserseitig bis zur Brücke, diente sowohl für die Montage und Demontage des Hilfsstegs als auch für die Absprießungen des Tragwerks beim Einbau der unterwasserseitigen Zuggurte. Bei der Bogenbrücke profitierten die Handwerker von der Trockenlegung des Seitenkanals – dadurch konnte das Auswechseln der eisernen Aufhängungen von unten erfolgen.

Als Verbindungsmittel für die Verstärkung der Strebenversätze der Hängewerke drängten sich eingeschlitzte Bleche mit zweischnittigen Stabdübeln auf. Der Vorteil

dieser Lösung bestand im minimalen Eingriff in die bestehende Substanz sowie bei der Montage. Zudem ist die Reversibilität gewährleistet. Verstärkungen unter Anwendung von Klebstoffen, wie zum Beispiel eingeklebte Gewindestangen, schieden wegen der für diese Anwendung zu hohen Holzfeuchten und der vielen Schwundrisse im alten Holz aus. Beim Injizieren würde das Harz durch die Risse entfliehen. Eine hohe Passgenauigkeit und somit eine nahezu schlupffreie Verbindung war realisierbar, indem nach dem Schlitzeln eine Sperrholzschablone des Schlitzbleches eingesetzt und die Stabdübellöcher in einem Schritt gebohrt wurden. Anschließend fertigte der Schlosser aufgrund der Schablone in der Werkstatt das Schlitzblech mit den präzisen Bohrlöchern für die Stabdübel an. Eine gleichzeitige Bohrung durch das Holz und die Schlitzbleche war wegen des hohen Bohrerverschleißes nicht realisierbar. Eine Leiste aus Altholz schloss den Schlitz im Holz. Da die Stabdübel von außen nicht ganz durchgebohrt wurden, sind diese auf der Brücke nicht sichtbar. Auf der Außenseite werden sie durch die Brüstungsbretter abgedeckt. Schlitzblech und Stabdübel bestehen alle aus nicht rostendem Stahl.

Die zu ersetzenden Abschnitte der Zuggurte auf der Unterwasserseite wurden mit einem Scherzapfen an die alten, gesunden Bauteile biegesteif angeschlossen. Nicht rostende Stabdübel verbinden die beiden Elemente und sorgen für eine einwandfreie Kraftübertragung.

Um den konstruktiven Holzschutz zu verbessern, wurde zwischen den Zuggurten und der Brüstungsbeplankung ein Luftspalt von 10 mm eingebaut. Dadurch kann Was-



Abb. 5:
Pfeiler

ser auf der Brücke seitlich ablaufen, die Zuggurte sind luftumspült und können besser austrocknen. Im Bereich der Mittelpfeiler wurden die Steine seitlich der Brüstungsbeplankung einige Zentimeter zurück geschnitten, damit das Wasser ablaufen und das Holz besser austrocknen kann. Mit diesen kleinen Eingriffen besteht nun die Gewährleistung, dass das interessante Brückenbauwerk auch für die nächsten Generationen in einem guten Zustand erhalten bleibt.



Abb. 6:
Windverband



Abb. 7:
Bugstrebenanschluss



Abb. 8:
Windverband



Abb. 9:
Stahlteil



Abb. 10:
Hängewerk Süd



Abb. 11: Hängesäule



Abb. 12: Hängesäule Eiche



Abb. 13: Auflager



Abb. 14: Brückenfeld Nord



Abb. 15:
Pfeiler Nord



Abb. 16:
Kapelle



Abb. 17:
Hänge-
werk Süd



Abb. 18:
Bogen-
brücke Süd



Abb. 19:
Strebenfuß



Abb. 20:
Nordansicht



Abb. 21:
Gesamt-
ansicht
Nord

Abb. 22:
Bogenbrücke
Nordseite



Abb. 23:
Gesamt-
ansicht Süd



Abb. 24:
Hängewerk-
brücke
Nord-
ansicht



Der Todaiji-Tempel – Das größte Holzbauwerk der Welt

Josef Theo Hein



Der Todaiji-Tempel steht im Nara-Park (525 ha groß) der berühmten Stadt Nara, die im mittleren Teil der japanischen Hauptinsel Honshu liegt. In der Blütezeit des 6. bis 7. Jahrhunderts n. Chr. entwickelte sich Nara als erste permanente Hauptstadt zu einer bedeutenden buddhistisch geprägten Kulturstätte Japans, deren Wichtigkeit bis heute anhält. In der alten, »besten« Zeit hatte Nara bereits 200 000 Einwohner. Der Tempelbereich umfasste damals 175 Gebäude, wovon viele durch Kriege in der über 1000-jährigen Geschichte zerstört wurden. Teilweise wurden sie jedoch wieder aufgebaut und sind heute sogar als Weltkulturerbe geschützt.

Der Todaiji-Tempel ist das Hauptheiligtum der Kegon-Sekte. Er beherbergt den großen Buddha (Daibutsu), ein Bronzeguss, der nach einigen fehlgeschlagenen Gussversuchen 749 n. Chr. beendet wurde. Diese Bronzeplastik des meditierenden Vairocana (kosmischer Ur-Buddha) verheißt mit der rechten Hand Frieden und mit der linken die Erfüllung der Wünsche. Das Bronzepodest hat einen Umfang von 20,70 m in der Form einer Lotusblüte mit 56 Blättern. Der sitzende Buddha hat eine Höhe von 16,20 m und ist 452 t schwer. Mit Sockel erreicht er eine Höhe von 30 m. Für die Erstellung wurden



Abb. 1: Buddhas Bronzeplastik



Abb. 2: Todaiji-Tempel

437 t Bronze, 130 kg Gold sowie 7 t Wachs verarbeitet. Der Buddha steht in einem hölzernen Gebäude mit gigantischen Ausmaßen. Für den Bau sollen 50 000 Zimmerleute und 37 000 Metallschmiede tätig gewesen sein. In der wechselvollen Zeit wurden sowohl der Buddha als auch die Halle mehrfach durch Erdbeben, Krieg und Feuer beschädigt, jedoch wurde beides immer wieder repariert und neu aufgebaut.

Die Halle wurde im wuchtigen indischen Tenjiku-yo-Stil erbaut. Nach einem Feuer wurde die Halle im Jahr 1709 n. Chr. wieder hergestellt und am Ende des Dachfirstes mit zwei goldenen Sicheln geschmückt, Shibi genannt, welche vor Feuer schützen sollen.

Der Baustil Kasuga-Zukuri unterscheidet sich von den älteren naturbelassenen Holzbauten durch den roten Anstrich der Holzkonstruktion, den weißen Verputz und eine geschwungene Dachlinie.

Die Holzkonstruktion

Das komplette Gebäude besteht aus Holz. Die Fassade des Todaiji-Tempels besteht aus einer weiß gestrichenen Holzverschalung – kein Putz.

Das Dach ist mit Ziegeln gedeckt. Große Dachüberstände sorgen für einen sehr guten baulichen Holzschutz. Die stark gegliederte Dachkonstruktion sorgt für die Abtragung der Kräfte.



Abb. 3:
Gegliederte Fassaden-Dachkonstruktion



Abb. 4: Wandverschalung Holz



Abb. 5: Fassadenkonstruktion Detail



Abb. 6: Gegliederte Dachkonstruktion



Abb. 7: Konstruktion Dachuntersicht



Abb. 8:
Deckenkonstruktion über der
Buddha-Statue



Abb. 9: Blendläden



Abb. 10: Holzständer

In den alten Gebäuden wird das Raumklima nach zwei unterschiedlichen Methoden geregelt. Bei der »Azekura-Zukuri«-Bautechnik sind dreieckige Balken ohne Nagelverbindung zusammengefügt. Bei hoher Luftfeuchtigkeit quillt das Holz und reduziert den Luftzutritt zum Innenraum. Bei Trockenheit schwindet das Holz und der Luftzutritt von außen wird erhöht. Durch diese Funktion wird das Innenraumklima gesteuert, sodass das Holz im Innenbereich keinen zu großen Holzfeuchteänderungen unterliegt und dadurch die Rissbildung sowie Schädigung durch Insekten und Pilze vermieden wird. Eine andere Methode sind eine Art drehbare Blendläden, welche durch Öffnen und Schließen das Klima im Inneren des Gebäudes regelt.



Abb. 11:
Eisenspannreifen



Abb. 12:
Eisenbolzen

Die heutige Halle ist mit 57 m Länge, 50,50 m Breite und 48,70 m Höhe zwar um ein Drittel kleiner als die ursprüngliche Halle, aber dennoch das größte Holzgebäude der Welt. Die gewaltigen Holzständer sind aus mehreren Elementen Zedernholz zusammengesetzt und mit Eisenverbindungen zusammengehalten.

In einer massiven Säule ist in Bodenhöhe ein kleiner rechteckiger Durchbruch. Nach einem alten Volksglauben findet jeder die Erleuchtung, wenn er es schafft durch diese Öffnung zu kriechen.



Abb. 13: »Erleuchtungspforte«



Abb. 14: Nio, der Wächter



Abb. 15: Traggerüst



Abb. 16: Ausgewitterte Hölzer

Das Südtor

Der Eingang zum Tempelbezirk erfolgt durch ein zweistöckiges Torgebäude auf 18 tragenden Säulen, dem großen Südtor. Das erste Tor wurde 962 n. Chr. durch einen Taifun zerstört und 1199 n. Chr. wieder neu aufgebaut. In den äußeren Seitennischen bewachen zwei Nio-Statuen aus Holz von 8 m Höhe den Tempelbezirk. Das innere Traggerüst verbindet die 18 Säulen im Tragbereich. Der Zahn der Zeit hat auch an diesem Gebäude genagt. Die Hölzer zeigen eine doch sehr starke Abwitterung mit starker Reliefstruktur und Rissbildung. Da die äußeren Säulen trotz des Dachüberstandes mit dem unteren Teil im frei bewitterten Bereich stehen, sind auch hier Holzschäden zu verzeichnen. Die Hauptschäden sind Fäulnis und zu einem geringen Teil Insektenbefall. An diesen Säulen sind etliche Spuren von »Sanierungsmethoden« zu erkennen. Die massiven Fäulnisschäden wurden im Fußbereich der Säulen durch Einsatz neuer Holzstücke repariert. Teilweise wurden aber auch mineralische Mörtelplomben zum Verfüllen der Schadstellen verwendet. Große Holzrisse wurden ausgespänt. Leider sind die eingesetzten Holzleisten geschwunden und liegen nicht mehr vollflächig an.



Abb. 17:
Fäulnis und
Insektenbefall



Abb. 18:
Fäulnissschaden



Abb. 19:
Holzergänzungen im
Fußbereich



Abb. 20: Holzergänzungen in der Fläche



Abb. 21: Holzergänzung mit mineralischem Mörtel



Abb. 22: Ausspänen von Fugen



Abb. 23: Ausspänen von Holzriszen

Literaturverzeichnis:

Baedeker Allianz Reiseführer: Japan. Ostfildern: Karl Baedeker Verlag, 2007

Sautter, Hans; Fels, Andreas; Fels, Kerstin: Japan. München: Bruckmann Verlag, 2007

Studiosus Reiseinformationen, Japan, 2009

Zollinger-Lamellendächer

Dieter Ansorge



Diese inzwischen in Vergessenheit geratenen Holzbauweise wurde vor 1920 von Friedrich Zollinger auf Grundlage der gewölbten Bohlenbinderdaches weiterentwickelt und 1921 als Dachkonstruktion aus Brettlamellen zum Patent angemeldet und 1923 patentiert. In diese Patentschrift wurde die Konstruktion als ebene oder gekrümmte, raumabschließende Bauteile festgeschrieben, die sowohl die Ausbildung gerader Dachflächen aus geraden Brettern als auch die Konstruktion der gewölbten Dachhaut aus gekrümmten Brettern ermöglicht.

Gegenüber dem klassischen Satteldach bietet das Zollingerdach einige Vorteile:

1. Die gewölbte Außenform des Daches und der Verzicht auf Balken und Stützen ergibt eine bessere Raumnutzung.
2. Die notwendige Menge Holz für den Dachstuhl verringert sich um über 40 Prozent.
3. Wegen der segmentweisen Aneinanderreihung kurzer Holzstücke wird der Bedarf an langen geraden Bohlen verringert.
4. Die Montage des Daches ist so einfach, dass Baulaien bei dessen Errichtung mithelfen und somit Kosten sparen können.

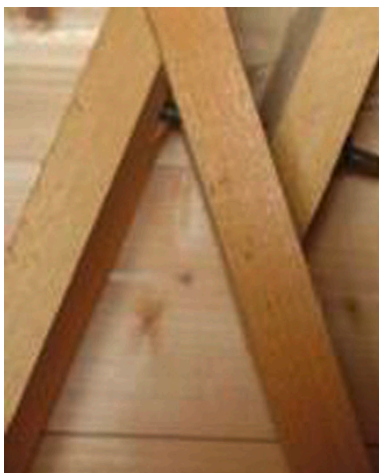


Abb. 1:
Verbindungsdetail

Was die Bauweise des Zollbau-Lamellendaches so einzigartig macht, kann man mittlerweile selbst auf Wikipedia fundiert nachlesen: »[Es] werden gleichartige Brett- oder Bohlenstücke derart im Winkel zueinander angeordnet, dass in der Mitte einer senkrecht verlaufenden Lamelle zwei andere schräg verbaute Lamellen auftreffen und mittels Schlossschraube und krallenbewehrter Unterlegscheibe durch ein Langloch miteinander verbunden werden. Die Grundelemente aus jeweils drei nur außenseitig gerundeten Lamellbrettern werden gegeneinander eingedreht verbunden, so dass ein netzartiges Flächengebilde entsteht, das den optischen Eindruck von vielen nebeneinander und übereinander angeordneten Rauten vermittelt. Die verarbeiteten Lamellen, die an beiden Enden abgeschrägt sind, haben alle dieselben Maße 3 · 20 cm bei 2,0 bis 2,5 m Länge. Durch diese Bauweise können auch besonders große Spannweiten ohne zusätzliche Abstützungen erreicht werden.«

Wegen seiner besonders einfachen Konstruktion wurde und wird die Zollinger Lamellenbauweise nicht nur, wie anfänglich geplant, im Wohnungsbau, sondern auch im Gewerbe-, Verwaltungs-, Verkehrs- und Kulturbau mit weiten Spannweiten verwendet. (Wikipedia, letzter Zugriff 01.03.2013).

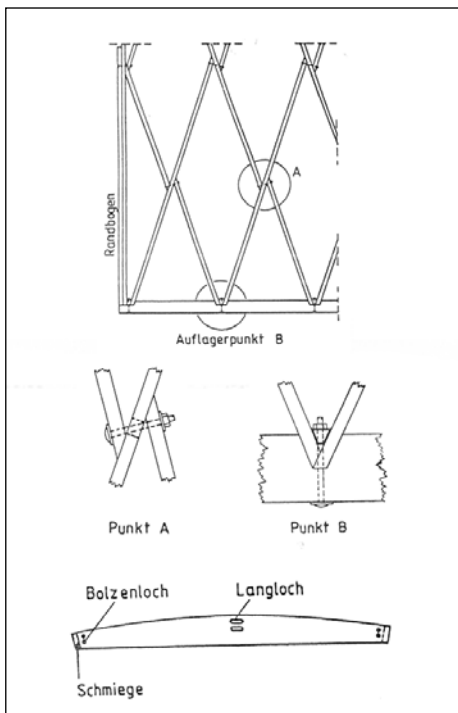


Abb. 2: Konstruktionsprinzip des Rauten-Lamellen-Daches nach Zollinger (Erler, Klaus, Alte Holzbauwerke), Schnitt ...

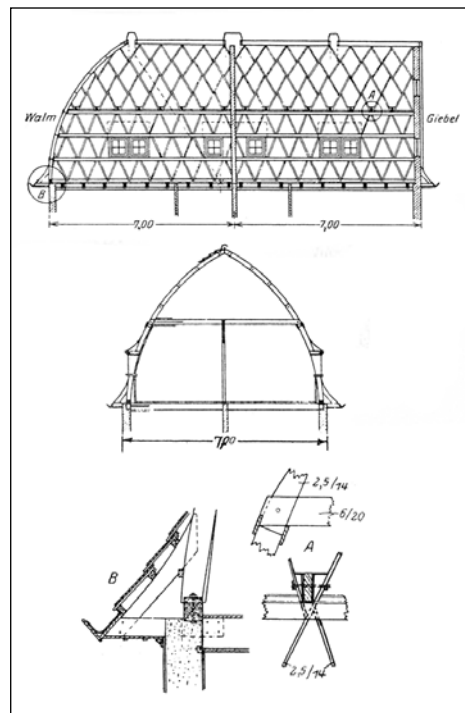


Abb. 3: ... und Details



Abb. 4: Siedlungshaus in Zgorzelec



Abb. 5: Siedlungshaus in Zgorzelec

Siedlungshäuser Zgorzelec

Im polnischen Teil Zgorzelec von Görlitz stehen in der Zamiejesko Lubanska beidseitig viele Siedlungshäuser aus den Zwanzigerjahren des vergangenen Jahrhunderts. Mit Ausnahme von geringfügigen Veränderungen und Fassadenanstrichen zeigen sich die Häuser im Originalzustand.



Abb. 6: Siedlungshaus in Zgorzelec



Abb. 7: Siedlungshaus in Zgorzelec



Abb. 8:
Zollingerhalle
Ludwigsburg von oben
[Quelle: Google Maps]

Zollingerhalle Ludwigsburg

Diese Halle in Ludwigsburg wurde 1925 bis 1928 als Produktionshalle für die Fa. Eisfink Max Maier gebaut. In der Halle wurde bis 1990 Eisschränke und Kühlgeräte für Gastronomie und Handel, zuletzt große Biertanks für Brauereien in der ganzen Welt produziert. Durch Umstrukturierung der Produktionsabläufe und Verlagerung von Betriebsstätten war eine Neuordnung des gesamten Gewerbegebietes notwendig geworden. Neben vielen Montage- und Produktionshallen und der Reithalle gab es auch die Zollingerhallen, die wegen ihrer für Ludwigsburg einmaligen Dachkonstruktion unter Denkmalschutz gestellt wurden. Im Jahr 2002 wurden sie von den Architekten Bottega+Ehrhardt umgebaut. Durch gelungene Einbauten von zusätzlichen Ebenen und Raumelementen ist eine Mehrfachnutzung durch Werbeagenturen und ein exklusives

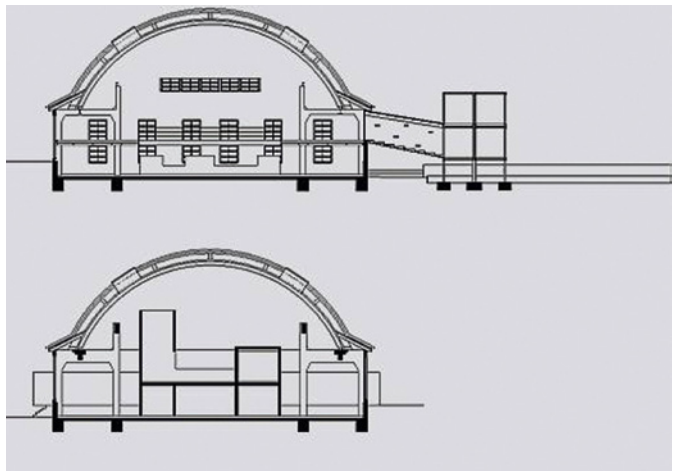


Abb. 9:
Querschnitte der
Zollingerhalle [Quelle:
urban drift e. V.]



Abb. 10:
Außenansicht

Einrichtungshaus möglich geworden. Die Halle kann während der üblichen Geschäftszeiten besichtigt werden.

Seit über 20 Jahren konnte mit dem Programm Phönix des Fabrikanten Max Maier eine Revitalisierung des gesamten Gebietes erreicht werden. Ein wirklich gelungenes Beispiel für sinnvolle Umnutzungen von historischen Industrie- und Gewerbebauten für Handel, Ideenschmieden, Unterhaltung, Sport und Kunst.

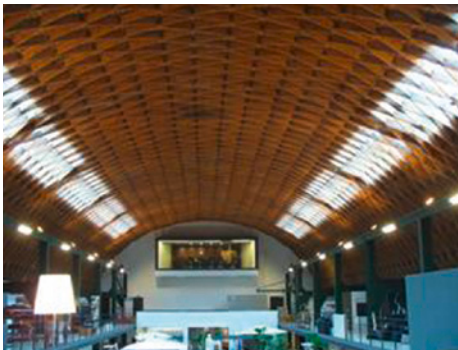


Abb. 11: Innenansicht



Abb. 12: Detail des Dachaufbaus



Abb. 13:
Brandschadendetail



Abb. 14:
An der Halle,
Nellingen
[Quelle: Sven
Kohlhoff]

An der Halle, Nellingen

In der Verlängerung der Hindenburgstraße erstreckt sich das Zentrum an der Halle. Das neue Zentrum wurde als Ersatzbaumaßnahme für die alten Straßenbahnhallen gebaut. Die neue Markthalle wurde mit einem Zollingertonnendach überspannt. Architektonischer Mittelpunkt und Namensgeber ist die 68 Meter lange und rund 14 Meter breite, offene Halle. Mit ihrem Zollingerdach erinnert sie an die einstigen Wagenhallen der Straßenbahn. Bei der Einweihung 1989 war es mit 35 Mio. Mark Baukosten das bis dahin größte Bauprojekt der jungen Stadt. Architekt war der Stuttgarter Sven Kohlhoff.



Abb. 15:
Innenansicht [Quelle: Presse, Stadt Ostfildern]



Abb. 16:
Alter Zustand
Zimmerbetrieb im
Jahr 2000
[Quelle: Lampl]

Zollingerhalle Valley

Diese Halle beherbergt heute das Orgelmuseum von Valley. Ursprünglich überspannte diese Dachkonstruktion einen Zimmerbetrieb und sollte wegen einer Betriebserweiterung abgerissen werden. Durch den damaligen Oberkonservator am Landesdenkmalamt Bayern, Dr. Sixtus Lampl, konnte 2001 die Dachkonstruktion gerettet werden und überspannt heute das neu errichtete Museum.



Abb. 17:
Neuaufbau 2002
[Quelle: Lampl]

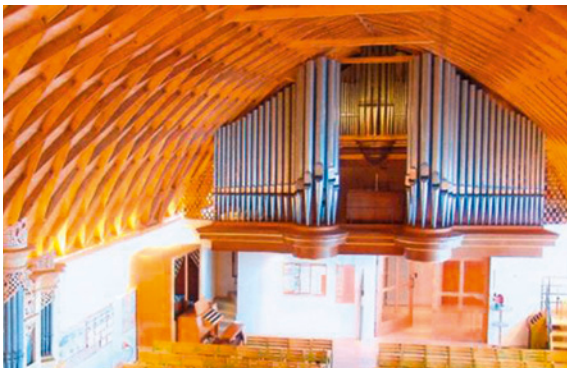


Abb. 18:
Orgelmuseum Valley
[Quelle: Lampl]



Abb. 19:
Tragwerk von unten

Halle Münsterland in Münster

Die erste Halle Münsterland entstand als landwirtschaftliche Auktionshalle ab 1925 auf dem Gelände der ehemaligen städtischen Gasanstalt im Südosten der Stadt. Neben der Stadt Münster als Bauherrin beteiligten sich die drei landwirtschaftlichen Zuchtvereinigungen Westfalens an Bau und Trägerschaft. Der moderne Gebäudekomplex war 180 Meter lang und 45 Meter breit. Über der fast 3500 Quadratmeter großen zentralen Halle, in der bis zu 6000 Personen Platz fanden, wölbte sich in 16 Metern Höhe ein geschwungenes Holzdach.

Nachdem die erste Halle dem Zweiten Weltkrieg zum Opfer fiel, entstand 1948/1949 am alten Platz die neue Halle Münsterland, die bei Messen 3000 Quadratmeter Ausstellungsfläche bzw. bei Konzerten Platz für bis zu 7000 Personen bietet.

Das neue Hallendach wurde 1947 mit einer Spannweite von 36,36 m errichtet. Wegen sehr starker Durchsenkungen wurde 1981 das Tragverhalten der Zollinger-Lamellenkonstruktion untersucht und ein Konzept für den Erhalt der größten Zollinger-Lamellenkonstruktion entwickelt. Die große Halle wird heute als Mehrzweckhalle für Messen, Kongresse, Sportveranstaltungen und Radrennen verwendet.

Tragverhalten eines hölzernen Zollbau-Lamellendaches am Beispiel der Halle Münsterland

Hans-Jürgen Niemann und Elmar Krabbe

Einführung

Zollbau-Lamellendächer, benannt nach ihrem Erfinder Baurat Zollinger, waren vor der Entwicklung des Holzleimbau eine Möglichkeit, mit Holzkonstruktionen stützenfrei relativ große Räume spitzbogenförmig oder tonnenförmig zu überspannen. Das Konstruktionsprinzip besteht darin, z. B. eine kreisförmige Tonne aus gleichlangen, 30 bis 50 mm dicken Brettern bzw. Bohlen (hier auch Lamellen genannt) als tragendes Netzwerk auszubilden. Die hochkant gestellten Bretter bilden in der gewölbten Dachfläche ein Rautenmuster und werden in den Knotenpunkten jeweils durch ein oder zwei Bolzen zusammengefasst. Lamellendächer sind in der Regel an den Traufen und Giebeln kontinuierlich unterstützt und besitzen überwiegend bogenförmiges Tragverhalten. Die Dachflächen werden durch eine aufgenagelte, statisch wirksame Schalung geschlossen. Für das Tragverhalten und für die Wirtschaftlichkeit der Konstruktion ist die Ausführung der Knoten von entscheidender Bedeutung. Die Knotenverschieblichkeit summiert sich über den Umfang und kann schnell zu unzuträglichen Verformungen führen.

Das Tonnendach der Halle Münsterland ist mit einer Bogenspannweite von 36,36 m, einem planmäßigen Bogenstich von 8,135 m und einer Länge von 81,25 m wohl das größte Bauwerk dieser Art. Es wurde 1947 über einer Auktions- und Versammlungshalle errichtet. Nach Fertigstellung zeigten sich bald merkliche Durchsenkungen der Firstlinie, die bereits 1958 Größtwerte von 44 cm erreichten. Die Überprüfungen des baulichen Zustandes ließen kein Abklingen der Verformungen erkennen, sondern zeigten eine ständige Vergrößerung. Im Juni 1981 wurden Firstdurchsenkungen gegenüber den Giebeln von maximal 70 cm beobachtet. Dieses Verhalten gab schließlich Anlass zu einer umfassenden Untersuchung der Standsicherheit, die das statische und dynamische Tragverhalten, die Stabilität und die Windwirkungen umfasste. Gleichzeitig wurden in einer Sofortmaßnahme die Einbaulasten vermindert oder gleichmäßiger verteilt, um die Beanspruchungen günstig zu beeinflussen, und eine kontinuierliche Überwachung des Spannungs- und Verformungszustands durchgeführt. Im Folgenden soll über die Ergebnisse berichtet werden, soweit sie von allgemeinerem Interesse sind.

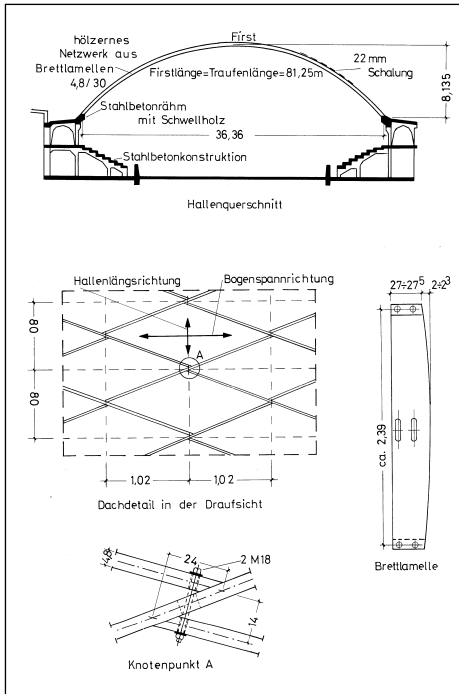


Abb. 1: Halle Münsterland – Übersicht und Hauptabmessungen

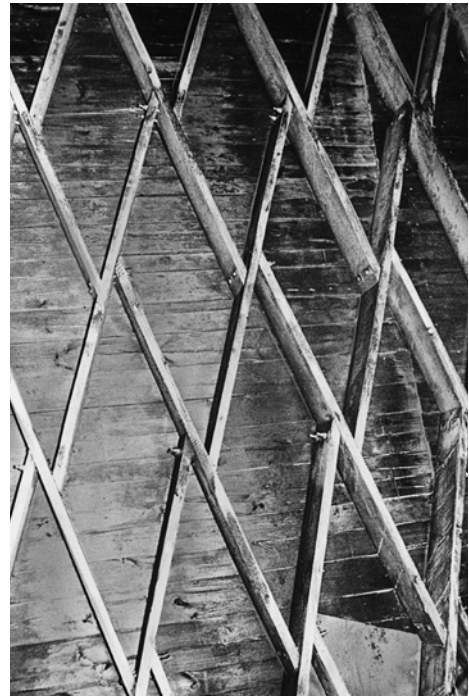


Abb. 2: Untersicht

Beschreibung der Konstruktion

Geometrie

Abb. 1 gibt einen Überblick über die Hauptabmessungen des Daches und über die Unterkonstruktion, die aus Stahlbetonrahmen der Betriebsgebäude besteht. Das Netzwerk des Daches besteht aus 100 Rauten in Hallenlängsrichtung und 20 Rauten in Hallenquerrichtung (Bogenlängsrichtung).

Abb. 2 zeigt einen Blick auf die Rautenfelder. Die Auflagerkraft des Daches wird über Fußschwellen 24/24 an die relativ steife Unterkonstruktion abgegeben. Im Abstand von 43,20m vom Ostgiebel ist das Dach mit einem dreiteilig-vernagelten Zwischenbogen $3 \cdot 4,8/30$ versehen. Die Dachfläche ist mit 22m dicken, genuteten und gefederten Brettern zugeschalt.

Ursprünglich waren elf in Bogenlängsrichtung verlaufende Lichtbänder vorhanden, die 1978 entfernt und zugeschalt wurden. Dadurch liegt an 22 Stellen des Daches ein über den Bogenumfang verlaufender Stoß der Dachschalung vor.

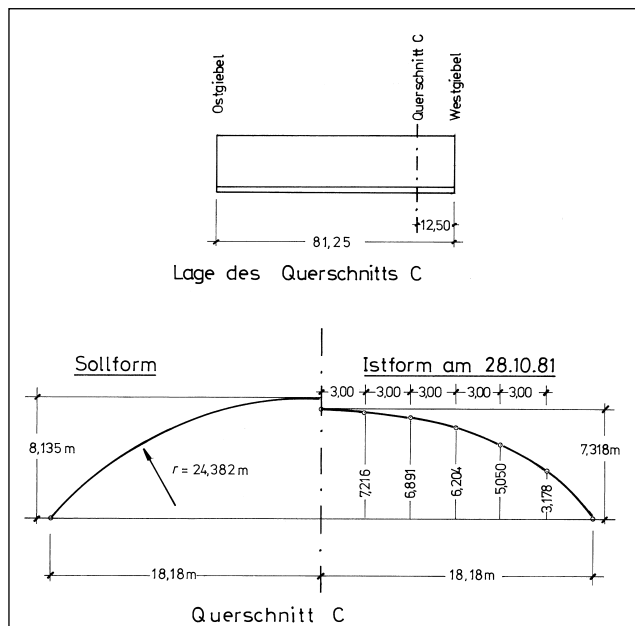


Abb. 3:
Systemmaße
des Querschnitts C
für die rechnerischen
Untersuchungen

Der Dachbogen war als Kreisbogen geplant und ausgeführt worden. Diese Sollform war inzwischen nicht mehr gegeben, sondern der Bogenfirst flachte im Laufe der Zeit zunehmend ab, und die Bogenseiten beulten nach außen aus, bei gleichzeitiger Verkürzung der Bogenlänge. Das hatte eine Verminderung der Bogensteife zur Folge.

Die Ist-Form des Bogens ändert sich in Hallenlängsrichtung und hat für den in Abb. 3 dargestellten Querschnitt C nach Aufmaß (vgl. Abschn. über zeitabhängiges Verformungsverhalten) besonders ungünstige Abweichungen von der Sollform und bei Belastung die größten Verformungen. Es handelt sich um die mittlere Geometrie beider Bogenhälften. Bei den folgenden statischen Untersuchungen wurde diese Bogenform zugrunde gelegt. Gewisse Unsymmetrien bleiben dabei außer Betracht.

Materialgüte

Die herkömmliche visuelle Klassifizierung der Holzgüte ergibt kein einheitliches Bild. Zwar können die Lamellen überwiegend der Güteklasse I nach DIN 4074 zugeordnet werden, aber es treten auch Lamellen mit einer geringeren Materialgüte auf. Für die Beurteilung der Biege-Bruchfestigkeit wird von Nadelholz der Güteklasse I ausgegangen. Dabei treten folgende systematische Einflussgrößen auf, deren Wirkung anhand einer empirischen Untersuchung von Glos [1] abgeschätzt wird:

1. Bei anwachsender Querschnittshöhe der Versuchsstäbe sinkt die Biegefestigkeit ab.
Im vorliegenden Fall ist zusätzlich zu berücksichtigen, dass der Querschnitt einer

- zweiachsialen Beanspruchung unterliegt, wobei die Biegespannung infolge Belastung in Richtung der Querschnittsbreite bis zu 40 % der Gesamtspannung ausmacht.
2. Bei anwachsender Temperatur sinkt die Biegefestigkeit nach [1] um 0,5 % pro 1 °C. Für das Dach wird eine ungünstigste Temperatur von 25 °C angenommen.
 3. Bei anwachsender Holzfeuchte u sinkt die Biegefestigkeit um 3,5 % je 1 % Holzfeuchte im Bereich $5\% \leq u \leq 25\%$ ab. Es wird die gemessene Holzfeuchte von 13 % zugrunde gelegt.

Weiterhin vermindert sich die Holzfestigkeit mit der Einwirkungsdauer der Last. Über diesen holzspezifischen Effekt liegen nur globale Angaben vor. Eine Festigkeitsminderung ist demnach nur dann zu erwarten, wenn die dauernd wirkende Beanspruchung 50 % der Kurzzeitfestigkeit übersteigt.

Eine Auswertung der in [1] angegebenen Biegefestigkeiten für europäisches Nadelholz der Güteklasse I liefert unter Berücksichtigung der genannten Einflussgrößen Mittelwerte von

$m_R = 41 \text{ N/mm}^2$ bei Biegung um die starke Achse, h 29 cm und

$m_R = 53 \text{ N/mm}^2$ bei Biegung um die schwache Achse, h 5 cm.

Diese Werte entsprechen etwa der 85 %-Fraktile der in [1] vorgeschlagenen statistischen Verteilung für die Holzfestigkeit (3-parametrische Weibull-Verteilung)

Zeitabhängiges Verformungsverhalten des Hallendaches

Allgemeines

Geodätische Einmessungen der Firstlinie und einzelner Querprofile wurden seit 1957 vereinzelt, seit 1978 zusammenhängend dokumentiert. Seit 1981 erfolgten wöchentlich systematische Messungen.

Die Scheitelpunkte der Giebelwände haben sich nur geringfügig im Rahmen der Messunsicherheit verschoben. Sie werden deshalb für die Auswertung als Festpunkte benutzt. Als Firstdurchsenkungen werden die Abstände der Messpunkte von einer gedachten geraden Verbindungslinie zwischen den Messpunkten 1 und 12 betrachtet. Man kann davon ausgehen, dass sich die Bogenwiderlager nicht merklich verschoben haben. Die oben definierten Firstdurchsenkungen sind also ein charakteristisches Maß für die Veränderung der Bogengeometrie. Die Firstdurchsenkungen sind die Folge von Bogenverkürzungen einerseits und von Auswanderungen der Bogenachse aus der planmäßigen Kreisform andererseits. Der letztgenannte Einfluss führt zu einer Zunahme der Biegebeanspruchungen. Die Firstdurchsenkungen sind insoweit ein Indiz für auftretende Zusatzbeanspruchungen der Lamellen und ihrer Verbindungen.

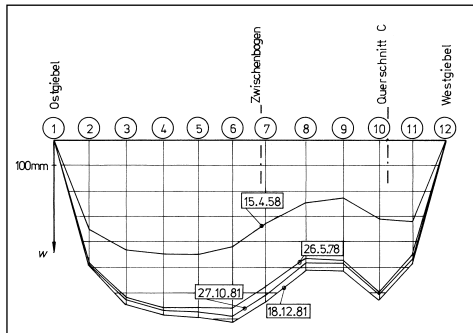


Abb. 4:
Durchsenkungen der Firstlinie

Zeitlicher Verlauf der Firstdurchsenkungen

In Abb. 4 sind die Durchsenkungen w der Firstpunkte 2 bis 11 gegenüber der Verbindungsgeraden der Giebelkanten 1 und 12 für verschiedene Messzeitpunkte dargestellt. Die »Wellenform« ist nach [2] charakteristisch für Zollbau-Lamellendächer ohne Schalung. Hier führte vermutlich das Fehlen der Schalung unter den 11 Oberlichtbändern zu ähnlichen Formen der Firstlinie.

In Abb. 5 ist der zeitliche Verlauf der Firstdurchsenkungen für einige Messpunkte dargestellt. Es fällt auf, dass die Verformung des Daches mit der Zeit nicht zur Ruhe kommt, sondern weiter anwächst. Gewisse Unstetigkeiten der Kurvenverläufe sind überwiegend auf Änderungen der Einbaulasten oder zwischenzeitliche Windeinwirkungen zurückzuführen. Auch ein Zusammenhang mit Temperatur- und Feuchteänderung ist zu vermuten, konnte aber nicht nachgewiesen werden.

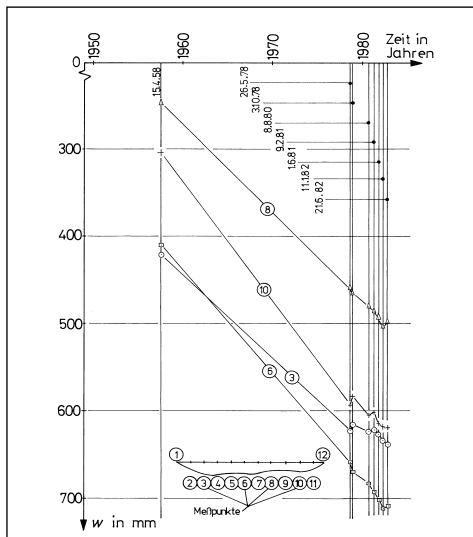
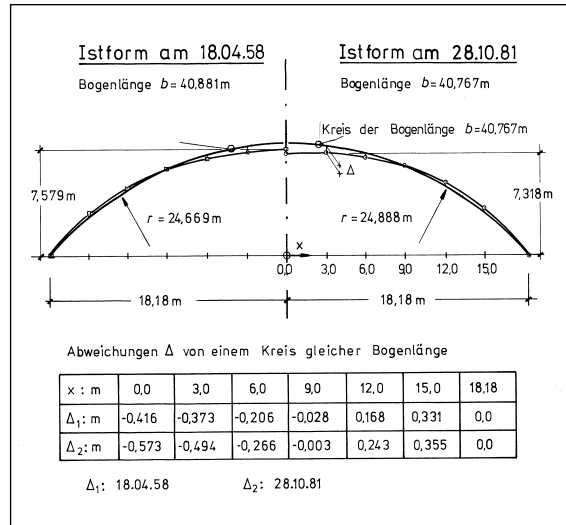


Abb. 5:
Zeitabhängigkeit der Durchsenkung einiger Firstpunkte

Abb. 6:
Abweichungen des Querschnitts C
von der Kreisform



Bogenverformungen

Die Durchsenkungen der Firstlinie bedeuten eine Veränderung der Bogengeometrie, die im Laufe der Zeit zunimmt. Näheren Aufschluss über die Ursachen gewinnt man aus dem Aufmaß von Querprofilen. In Abb. 6 ist eine typische Bogenverformung des Querschnitts C gezeigt. Tab. 1 enthält eine Zusammenstellung charakteristischer Werte für verschiedene Zeitpunkte. Man erkennt die Abnahme des Bogenstichs gegenüber dem geplanten Wert von 8,135 m. Die Messwerte der Firstabsenkungen gegenüber den Giebelfestpunkten sind geringer als gegenüber dem planmäßigen Bogen. Vermutlich wurden die Giebelscheiben errichtet, nachdem die Lamellenkonstruktion abgebunden war, und -unter der Wirkung des Eigengewichts eine Anfangsverformung aus elastischem Verhalten und Schlupf der Verbindungsmittel von etwa 20 cm eingetreten war. Die Bogenlänge hat sich gegenüber dem planmäßigen Wert in den ersten elf Jahren um 15,3 cm verringert und in den folgenden 23 um weitere 12,8 cm. Die derzeitige Gesamtbogenverkürzung von 28,1 cm ist im Wesentlichen auf eine Verkleinerung der Lamellenbreite zurückzuführen, die einerseits einer Verkürzung der Stäbe entspricht und andererseits zu einem zusätzlichen Schlupf in den Knoten führt. Die Verkleinerung der Lamellenbreite rührt aus Querswinden des Holzes und aus elastischen Querverformungen her. Rechnerisch erhält man aus Querswinden (Schwindmaß: $\epsilon = 0,24\%$, Abnahme der Holzfeuchte: 16 %) eine Bogenverkürzung von 15 cm; für elastische Verformung und Schlupf infolge Passungenauigkeit ergibt sich ein plausibler Wert von 13 cm. Das kontinuierliche Anwachsen der Verkürzung erklärt sich also zu einem wesentlichen Teil aus der Abnahme der Holzfeuchte, wobei zwischenzeitliche Quellvorgänge keine Rückstellung der Verkürzung bewirken können.

Die Änderung der Bogenform wird am deutlichsten durch Vergleich mit einem Kreisbogen, der insoweit nicht mehr dem Ausgangsbogen entspricht, als die Bogenverkürzung berücksichtigt werden muss. Die aktuelle Bogenform wird daher mit einem Kreis gleicher Bogenlänge verglichen (Abb. 6 und Tab. 1).

Tab. 1: Veränderungen der Bogengeometrie am Beispiel des Querschnitts C

Datum	Bogenstich	Firstabsenkung gegenüber		Bogenlänge	Abweichung vom Kreisbogen
		Planzustand	Giebfestpunkten		
	m				
Planzustand	8,135	–	–	41,034	–
18.04.1958	7,579	0,556	0,324	40,881	0,146
28.10.1981	7,318	0,817	0,585	40,767	0,573
30.11.1981	7,304	0,831	0,599	40,753 (Aufmaß)	0,574

Man erkennt deutlich das Anwachsen dieser Abweichungen mit der Zeit, insbesondere im First (nach unten) und in Kämpfernähe nach oben. Betrachtet man die Firstdurchsenkungen gegenüber dem Planzustand, so zeigt sich, dass sie überwiegend auf die Bogenverformung – 1958 zu 75 %, 1981 zu 70 % – und zum kleineren Teil auf die Bogenverkürzung zurückzuführen ist. Die Auswanderung der Systemlinie aus einem Kreisbogen bedeutet eine wesentliche Zunahme der Biegebeanspruchungen. Die Frage nach der Ursache für diesen Vorgang ist nicht so einfach zu beantworten wie im Falle der Bogenverkürzung. Vermutlich führt die einmal eingeleitete Überbeanspruchung zu einer langsamen, dem Kriechen vergleichbaren Verformung, die ihrerseits neue Spannungen erzeugt. Näheren Aufschluss liefert die Spannungsuntersuchung.

Schnittgrößen und Beanspruchungen

Allgemeines

Die Lamellen werden im Wesentlichen durch Normalkräfte N und Biegemomente M_y (Momentenvektor parallel zur Querschnittsbreite) beansprucht. Biegemomente M_z werden bei ausreichender Verbindung mit der Schalung durch deren Scheibenwirkung aufgenommen. Einzelne Lamellen zeigen jedoch eine s-förmige Verbiegung in Richtung der Querschnittsbreite. Hier reichte die Nagelung nicht aus und es sind im durchlaufenden Stab Momente M_z wirksam geworden, die aus der Exzentrizität der Normalkräfte in den angeschlossenen Stäben herrühren. Sie werden bei den Spannungsnachweisen berücksichtigt.

Die Schnittgrößen wurden mit dem Programmsystem MESY [3] ermittelt, und zwar nach Theorie zweiter Ordnung (geometrisch nicht linear), weil ein merklicher Einfluss der Verformungen auf die Spannungen zu erwarten war. Zur Beschränkung des Rechenaufwandes wurde dabei das Tragwerk zunächst als Zweigelenkbogen idealisiert. Die zusätzliche Längsabtragung wird durch einen Korrekturfaktor anhand von in [2] mitgeteilten Ergebnissen annähernd berücksichtigt. Die Aufbereitung des gesamten Stabwerkes hätte keine prinzipiellen Schwierigkeiten bereitet. Jedoch würde die Iteration bei nicht linearer Theorie unangemessen große Rechenzeiten erfordern. Die korrigierten Bogenschnittgrößen werden in herkömmlicher Weise (nach Otzen [4]) in Lammellschnittgrößen umgerechnet. Die Querbiegemomente M_0 erhält man dabei aus den Stabkräften unter Berücksichtigung der Exzentrizität mit der Annahme, dass die Lamellenenden horizontal frei drehbar gelagert sind und die Schalung nicht mitwirkt. Diese bisher übliche Art der Schnittkraftermittlung gibt ein annähernd zutreffendes Bild der Beanspruchungsgröße. Für eine Bemessung im Einzelnen ist ein genaueres Bild des Tragwerks besser geeignet.

Als Bogengeometrie wurde der Hallenquerschnitt vom 28.10.1981 zugrunde gelegt (Abb. 3). Das bedeutet eine konservative Abschätzung der Schnittgrößen in doppelter Hinsicht: Zum einen treten auch weniger ungünstig verformte Querschnitte auf, zum anderen enthält diese Bogengeometrie bereits die elastischen Verformungen aus ständiger Last. Rechnerisch tritt im First unter ständiger Last eine Zusatzdurchbiegung von 8,4 cm auf, die gegenüber der Abweichung von der Kreisform (Abb. 6) 15 % ausmacht. Die Einmessungen der Firstlinie zeigen, dass bis Mitte 1982 die Durchsenkung um weitere 3 cm angewachsen ist (Abb. 5, Messpunkt 10). Die berechneten Schnittgrößen beschreiben also einen etwas ungünstigeren Zustand als Mitte 1982.

Zur Kontrolle der Vorgehensweise wurden die Spannungen unter einer Streckenlast längs der Firstlinie experimentell bestimmt. Dazu wurde die Biegeranddehnung der im First durchlaufenden Lamelle des Bogens *C* unter einer im First wandernden Last von 0,69 kN gemessen, in Spannung umgerechnet und ausgewertet. Abb. 7 zeigt die Einflusslinie der Spannung unter einer Einheitslast.

Ihr ungleichförmiger Verlauf erklärt sich aus der Veränderlichkeit der Bogensteifigkeit längs der Firstlinie: Bei Laststellung im Bereich geringer Firstdurchsenkung (s. Abb. 7 unten), d. h. größerer Steifigkeit, sinken die Spannungen sprunghaft ab. Die Auswertung der Einflusslinie ergibt eine experimentell ermittelte Spannung von 0,29 kN/cm² unter einer Streckenlast im First von 1 kN/m. Der Rechenwert der Spannung beträgt unter Berücksichtigung der Lage des Messpunkts 0,38 kN/cm², d. h. die wirklichen Spannungen sind etwa 25 % geringer als die rechnerischen.

Weiterhin wird für die Schnittkraftberechnung die Steifigkeit des Ersatzsystems benötigt. Sie hängt von der Elastizität der Lamellen, der Mitwirkung der Schalung und den Knotensteifigkeiten ab. Eine rechnerische Analyse der letztgenannten Anteile ist

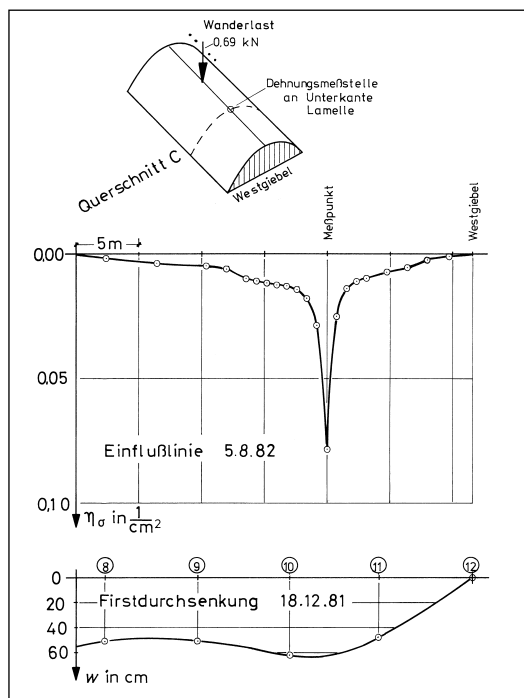


Abb. 7:
Experimentelle Einflusslinie für die Spannung an Unterkante der Firstlamelle im Querschnitt C

unsicher. Die Bogensteifigkeit wird deshalb experimentell anhand einer Probelastung beurteilt. Belastungen von 3,15 kN und 2,25 kN wurden 16 m vom Westgiebel im First aufgebracht (Lastaufstandsfläche 1 m²). Es ergaben sich Verschiebungen des Firstpunktes von 8 mm bzw. 5 mm. Die Last wirkt am First auf zwei Knoten ein. Zur Abschätzung der Biegesteifigkeit wird angenommen, dass sie sich zu den Widerlagern hin auf eine linear anwachsende Breite verteilt, die durch die Stabzüge begrenzt ist, die von den Lasteinleitungspunkten ausgehen. Auf dieser Grundlage ergeben sich Schätzwerte von $E \cdot J = 4,3 \cdot 103 \text{ kN} \cdot \text{m}^2$ und $E \cdot F = 654 \cdot 103 \text{ kN}$ für eine Bogenbreite von 1 m. Eine rechnerische Überprüfung nach [5] zeigt, dass diese Werte innerhalb der Grenzen liegen, die man ohne Mitwirkung und bei voller Mitwirkung der Dachschalung erhält.

Lasten aus Wind

Zur Ermittlung der Winddruckverteilung wurde ein Windkanalversuch im Grenzschichtwindkanal des Instituts für Konstruktiven Ingenieurbau der Ruhr-Universität Bochum durchgeführt. Abb. 8 zeigt die Anströmbedingungen in Form des Windprofils, das mit seinem Profilexponenten von $\alpha = 0,30$ den Verhältnissen in flacher, städtischer Bebauung entspricht. Mit \bar{u} ist der zeitliche Mittelwert der Geschwindigkeit bezeichnet. Der Turbulenzgrad der Windkanalströmung, bezogen auf die ungestörte Strömung, ist annähernd konstant über die Höhe und beträgt 14%. Das Modell der Halle liegt mit

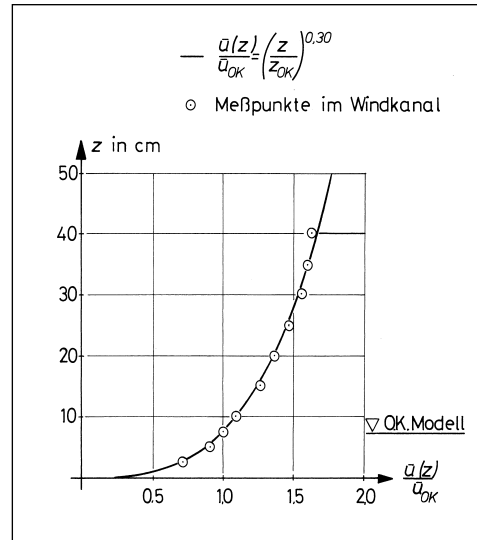


Abb. 8:
Windprofil im Grenzschicht-Windkanal

7,5 cm Höhe (Maßstab 1 : 200) im unteren Bereich der Grenzschicht. Die angrenzenden Gebäude wurden ebenfalls maßstäblich nachgebildet, um ihren Einfluss auf die Windlast mit zu erfassen. Abb. 9 zeigt den Aufbau im Windkanal.

Für die Bestimmung der Windlasten in Anlehnung an das Vorgehen der Norm DIN 1055-4 genügt es, die Mittelwerte der Drücke zu betrachten. Die aus der Windturbulenz überlagerten Druckschwankungen werden dabei durch eine angemessene Vergrößerung der mittleren Windgeschwindigkeit entsprechend dem Böenwindprofil erfasst. Die lokal einwirkenden Drücke p werden mit dem mittleren Geschwindigkeitsdruck q der ungestörten Strömung normiert und in Form von Druckbeiwerten c_p angegeben.

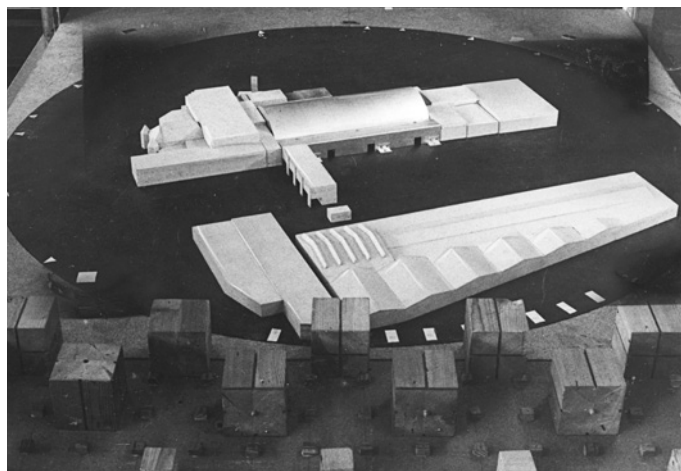


Abb. 9:
Modell der Halle
Münsterland im
Grenzschicht-Windkanal

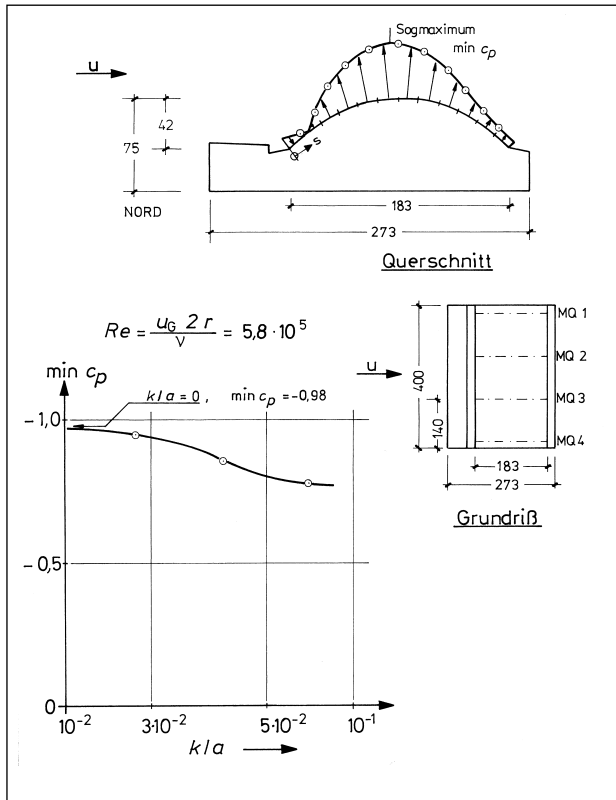


Abb. 10:
Einfluss der
Oberflächenrauigkeit auf
das Sogmaximum
(k, a = Höhe, Abstand der in
Meridianrichtung verlaufenden
Windrippen)

Wegen des Windprofils können für q unterschiedliche Werte gewählt werden. Hier wird der Geschwindigkeitsdruck q_{OK} an Oberkante Dach benutzt. Diese Festsetzung hat den Vorteil, dass die Druckbeiwerte – bei Anwendung des Potenzgesetzes zur Beschreibung des Windprofils – unabhängig von der Gebäudegröße sind, also eine stärkere Allgemeingültigkeit haben.

Hinsichtlich der Übertragbarkeit der Ergebnisse des Windkanalversuchs auf die Natur sind die Einflüsse der Oberflächenrauigkeit, der Dachhaut und der Verletzung der strömungsmechanischen Ähnlichkeit (Reynoldszahl-Unterschied) zu untersuchen, die bei gerundeter Kontur eine merkliche Wirkung haben können. Die Reynoldszahl Re wird hier mit dem doppelten Krümmungsradius des Daches, d.h. mit $d = 2r$, und mit der mittleren Geschwindigkeit \bar{u}_G ($\bar{u}_G = 1,6 \cdot \bar{u}_{OK}$) außerhalb der Grenzschicht gebildet. Für $Re \geq 4 \cdot 10^5$ ergeben sich die Druckbeiwerte geschwindigkeitsunabhängig und können auf die Natur übertragen werden. Die folgenden Ergebnisse wurden bei $Re = 6 \cdot 10^5$ gewonnen. Die Oberflächenrauigkeit der Dachhaut wurde durch in Hallenlängsrichtung verlaufende Rippen simuliert. Ihre Größe wird durch die Kennzahl Rippenhöhe k /Rippenabstand a erfasst. Die Wirkung der Oberflächenrauigkeit prägt sich besonders

beim Sogmaximum aus, das in einem Querschnitt auftritt (Abb. 10): der maximale Sogbeiwert $\min c_p$ wächst an, je glatter die Dachhaut ist. In der Natur ist k/a 10^{-2} . Die Versuche wurden daher mit glatter Oberfläche gefahren. Die Druckverteilungen werden wesentlich durch die Anströmrichtung beeinflusst, wobei die Nachbarbebauung keine merkliche Rolle spielt. Die ungünstigste Verteilung hinsichtlich der resultierenden Horizontalkräfte stellt sich bei einer Anströmrichtung von 10° gegenüber der Hallenquerachse ein (Abb. 11). Als Entwurfsdruckverteilung werden die jeweils größten, der in den beiden mittleren Messquerschnitten gemessenen, Druckbeiwerte benutzt. Bei Anströmung in Hallenlängsachse stellt sich ein ziemlich gleichförmiger Sog ein mit einem mittleren Beiwert $c_p = -0,15$.

Tab. 2: Extremwerte der Spannungen

Lastfall	σ_{M_x}	σ_{M_y}	σ_N	$\max \sigma $	
	N / mm ²				
$g + \Delta g$	+– 4,1	+– 4,0	– 0,5	8,6	Kreisbogen
$g + \Delta g = g^*$	+– 13,5	+– 4,1	– 0,5	18,1	verformter Bogen
$g^* + w$	+– 22,9	–	+ 0,1	23,0	
$g^* + w + \min p_i$	+– 20,7	+– 0,4	– 0,1	21,2	
$g^* + w + \max p_i$	+– 25,9	–	+ 0,4	26,3	
$g^* + s_{\text{voll}}$	+– 35,8	+– 9,4	– 1,2	46,4	

Der Wind erzeugt in der Halle zusätzlich einen Innendruck, der als Sog nach innen, als Druck nach außen gerichtet auf das Dach einwirkt. Der Innendruck ist praktisch konstant verteilt. Seine Größe schwankt je nach Lage der Öffnungen in Wänden und Dachhaut zur Windrichtung und je nach Größe und Verteilung dieser Öffnungen. Die Extremwerte ergeben sich im vorliegenden Fall bei Queranströmung (Abb. 11), wenn die geöffneten Hallentore luvseitig (Innendruck) bzw. leeseitig (Innensog) liegen.

Für die Bestimmung der Winddrücke $p = c_p \cdot q_{OK}$ ist noch ein Entwurfs-Geschwindigkeitsdruck zu wählen. Er wird in Anlehnung an DIN 1055-4 zu

$$q_{OK} = 0,98 \text{ kN/m}^2$$

angenommen. Dieser Wert gilt für offenes Gelände in Windzone II in $z = 15 \text{ m}$ Höhe. Er ist konservativ, weil in vorstädtischer Bebauung in dieser Höhe eine Verminderung der Windgeschwindigkeit gegenüber offenem Gelände auftritt. Hinsichtlich einer dynamischen Belastung durch periodische Wirbelablösungen zeigte sich bei spektraler Analyse der Drücke im First eine Wirbelfrequenz f_w entsprechend einer Strouhal-Zahl Sr von

$$Sr = f_w \cdot 2r / \bar{u}_{OK} = 0,11.$$

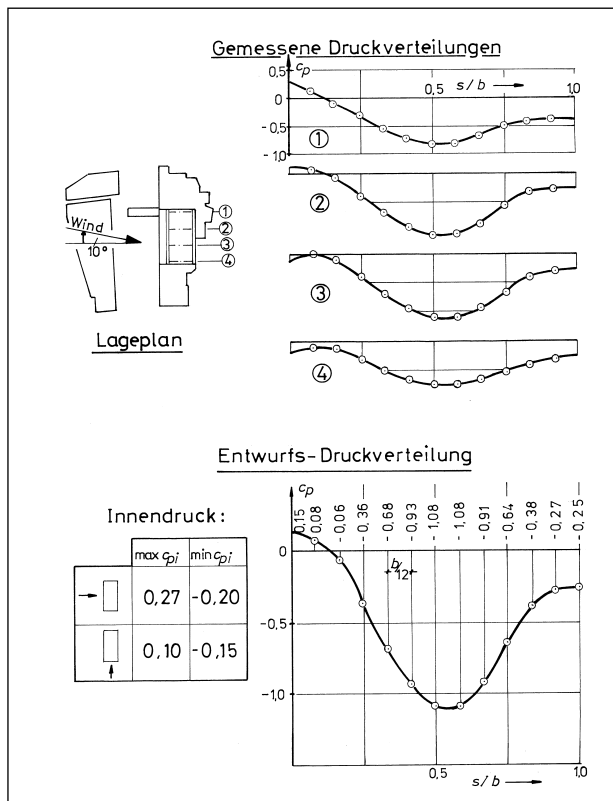


Abb. 11:
Messergebnisse für den
Außen- und Innendruck

Das bedeutet bei extremer Windgeschwindigkeit in der Natur von $\bar{u}_{OK} = 30 \text{ m/s}$ eine Wirbelfrequenz von

$$f_w = \text{Sr} \cdot \bar{u}_{OK} / 2r = 0,11 \cdot 30 / 2 \cdot 25 = 0,07 \text{ Hz.}$$

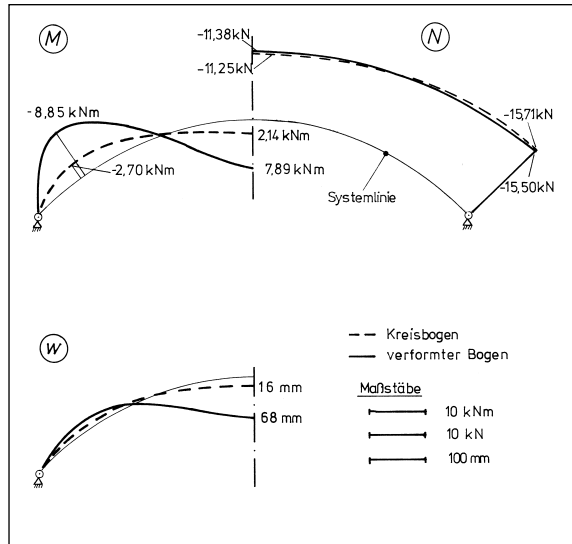
Diese liegt weit unterhalb der kleinsten Eigenfrequenz des Daches, Wirbelresonanz tritt also nicht ein.

Schnittgrößen und Spannungen

Die Schnittgrößen eines Zweigelenkbogens von 1 m Breite, berechnet nach geometrisch nichtlinearer Theorie, werden zunächst benutzt, um die Wirkung einiger Einflussgrößen auf die Beanspruchungen zu diskutieren.

Abb. 12 zeigt den Einfluss der Bogenform am Beispiel des Lastfalls Eigengewicht $g + \Delta g = 0,47 + 0,07 \text{ kN/m}^2$. Mit Δg werden kleinere angehängte Lasten abgedeckt. Kreisbogen und verformter Bogen unterliegen praktisch den gleichen Normalkräften. Dagegen sind die Momente des verformten Bogens beträchtlich größer: sie erreichen in den Extrema das 3,3fache des Kreisbogenmoments. Ähnliches gilt für die Spannungen

Abb. 12:
Schnittgrößen und
Vertikalverformungen des
Ersatzbogens unter
Eigengewicht



(Tab. 2) und die Vertikalverschiebungen. Beim Lastfall Winddruck + Innendruck + Eigengewicht zeigt sich ein bemerkenswerter Einfluss des Innendrucks (Abb. 13). Die größten Momente ergeben sich bei positivem Innendruck, d.h. Kraftwirkung nach außen. Sie sind 30 % größer als bei Innensog. Die Normalkraft ist positiv unter der Wirkung von äußerem Winddruck und Eigengewicht (ohne Innendruck, $c_{pi} = 0$), d.h. der äußere Winddruck wirkt gegenüber der negativen Normalkraft aus Eigengewicht entlastend. Ein positiver Innendruck verstärkt die Entlastung: Man erhält vergrößerte Zugkräfte im Bogen. Bei negativem Innendruck stellen sich geringe Druckkräfte ein. Übrigens zeigt die Momentenänderung durch den Innendruck deutlich die Nichtlinearität des Tragverhaltens. Mit linearer Theorie werden die Momente um bis zu 15 % zu gering berechnet.

Die Holzspannungen werden aus den Lamellenschnittgrößen bestimmt, die wie oben beschrieben aus den Bogenschnittgrößen ermittelt sind. Bei der Flächen und den Widerstandsmomenten wird eine Mitwirkung der Dachschalung vernachlässigt. Zwar ergab die experimentelle Spannungsuntersuchung kleinere Spannungen als die Rechnung, was u. a. auch auf die Mitwirkung der Schalung zurückzuführen ist. Andererseits kann aber durch örtlich ungenügende Nagelung der Fall eintreten, dass die Dachschalung nicht mitwirkt. Liegt eine positive Lamellennormalkraft vor, wird keine Spannung aus Querbiegung angegeben. Eine Zugkraft kann nicht im Knoten übertragen werden, sondern wird von der Dachschalung übernommen ohne eine errechenbare Querbiegung der durchlaufenden Lamelle. Tab. 2 zeigt, dass die Spannungen des Kreisbogens unter den zulässigen Werten nach DIN 1052-1 hegen. Die Konstruktion ist ausreichend bemessen, wenn sichergestellt wird, dass die planmäßige Kreisform erhalten bleibt, z.B. durch eine angemessene Überhöhung beim Abbinden.

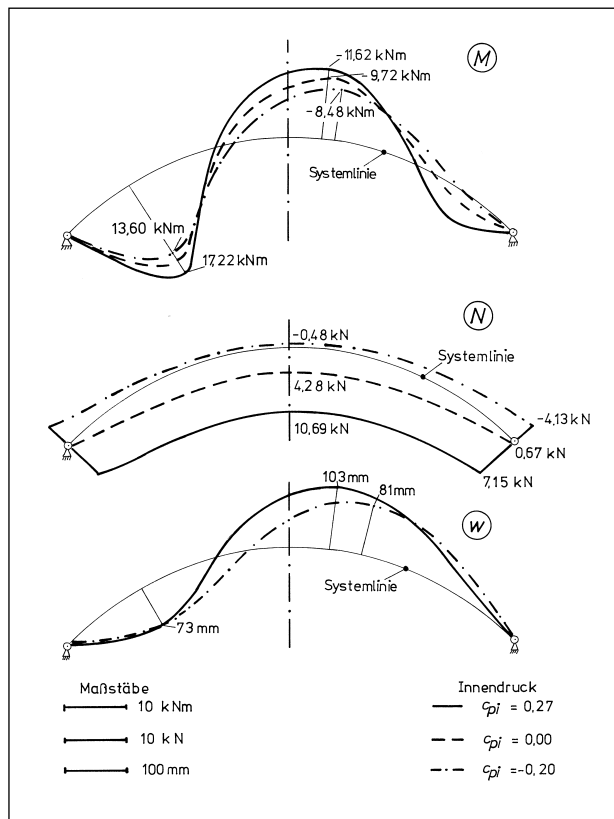


Abb. 13: Schnittgrößen und Vertikalverformungen des Ersatzbogens unter Eigengewicht und Windlast (Außen- und Innendruck)

Der wirklich vorhandene Bogen zeigt deutliche Überbeanspruchungen. Unter ständiger Last $g + \Delta g$ erreichen die Spannungen nahezu 50 % der mittleren Bruchfestigkeit von 41 N/mm^2 (für Biegung in Richtung der Querschnittshöhe). Dieses Ergebnis liefert eine Erklärung für das fortschreitende Auswandern des Bogens aus der Kreisform, wie es oben beschrieben wurde: Nach Versuchen von Graf und [6] zeigen sich unter konstanter Dauerlast, bei einem Spannungsniveau von etwa 50 % der Biegebruchspannung (Kurzzeitversuch), Kriechverformungen in der Größenordnung der elastischen Verformungen, die nach 200 bis 300 Tagen zum Stillstand kommen. Bei der Bogenkonstruktion bedeutet ein Verformungszuwachs gleichzeitig einen Spannungszuwachs, sodass der Kriechvorgang nicht unter konstanter Spannung, sondern unter ständig steigender Spannung stattfindet. Er kommt daher nicht zur Ruhe, sondern die Biegeverformungen wachsen ständig an. Bei Windbelastung ergeben sich Spannungen, die doppelt so groß sind wie die zulässigen, wobei sich zeigt, dass der Innendruck – er wird bisher in der Windlastnorm DIN 1055-45 nicht angegeben – einen deutlichen Einfluss auf die Beanspruchungen hat. Bei Einwirkung einer Schneelast von $0,75 \text{ kN/m}^2$ Grundfläche treten Spannungen auf, die größer sind als der Mittelwert der Bruchspannungen.

Man kann die Frage stellen, ob eine Netzwerkschale der vorgestellten Art durch die Holzbaunormen erfasst wird. Die zulässigen Spannungen der Norm beruhen auf langen Erfahrungen mit stabartigen Tragwerken, kaum mit Netzwerken, und der übliche Nachweis der Standsicherheit ist deshalb problematisch. Es kommt hinzu, dass die Konstruktion der Knoten mit tragenden Bolzen nicht normgerecht ist.

Davon abgesehen liefert die Spannungsuntersuchung folgende Aussagen:

1. Die Spannungen sind – wenn Schneeräumung vorgenommen wird – hinreichend klein, d. h. das Tragwerk ist ausreichend bemessen, solange die planmäßige Kreisform eingehalten wird.
2. Durch eine Abweichung von der Kreisform, entsprechend der Formänderung unter Eigengewicht, tritt ein erheblicher Spannungszuwachs auf. Dadurch wird ein Kriechvorgang eingeleitet, bei dem die Anfangsverformungen und gleichzeitig die Spannungen ständig anwachsen.

Zwar hat die Konstruktion bisher nicht versagt, aber ein Versagen ist wegen des fortschreitenden Anwachsens der Beanspruchungen mit unzulässig großer Wahrscheinlichkeit zu erwarten. Das Bauwerk ist also insgesamt konstruktiv problematisch und hinsichtlich des Spannungsniveaus im heutigen Zustand nicht ausreichend standsicher.

Schwingungsverhalten und Stabilität

Das Schwingungsverhalten des Daches wurde experimentell untersucht, indem impulsartige Belastungen aufgebracht und die Wege des Ausschwingvorganges registriert wurden. Die größten Schwingungsamplituden traten bei Belastung im Punkt 10 der Firstlinie auf, also in unmittelbarer Nähe des Querschnitts *C*. Auch hier zeigte sich, dass dieser Querschnitt die geringste Steifigkeit aufweist. Die Analyse des Messschriebs ergab, dass im Wesentlichen zwei Teilschwingungen mit Frequenzen von $f_1 = 1,52 \text{ Hz}$ und $f_2 = 1,89 \text{ Hz}$ angeregt wurden, die als die kleinsten Eigenfrequenzen angesehen werden können. Aus dem Abklingverhalten der Amplituden konnten zusätzlich die Dämpfungseigenschaften abgeschätzt werden. Das logarithmische Dekrement δ ist für die erste Teilschwingung $\delta_1 = 0,35$, für die zweite $\delta_2 = 0,15$. Der zweite Wert entspricht dem in DIN 1055-4 für Holzkonstruktionen angegebenen.

Die ungewöhnlich starke Frequenzabhängigkeit hängt vermutlich damit zusammen, dass in den entsprechenden Eigenformen je nach Art der zugehörigen Verformungen ganz unterschiedliche Dämpfungsmechanismen wirksam werden, zusätzlich zur Materialdämpfung z. B. auch Dämpfungskräfte aus Reibung in den Knoten. Diese Fragen sollen nicht eingehender untersucht werden. Es genügt in diesem Zusammenhang festzuhalten, dass die Eigenfrequenzen und die Dämpfungskapazität vergleichsweise groß sind. Zusatzbeanspruchungen infolge von Windschwingungen und eine merkliche Wind-schwingungsempfindlichkeit können also ausgeschlossen werden.

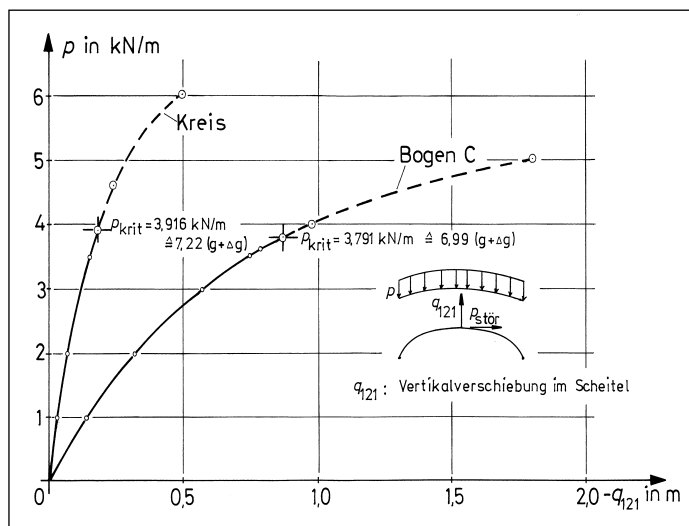


Abb. 14:
Bogenstabilität
unter Eigengewicht:
Vertikalverschiebung
des Firstpunkts in
Abhängigkeit von der
Lastintensität

Die Stabilität wurde gleichfalls am Ersatzbogen untersucht. Die folgenden Ergebnisse beziehen sich auf das Knicken des Bogens, nicht der Einzelstäbe und auf den Lastfall Eigengewicht. In der Berechnung mit dem Programmsystem MESY wurde die Last inkrementell gesteigert und für jeden Zustand die Determinante der Steifigkeitsmatrix des Systems ausgeworfen. Ihr Vorzeichenwechsel definiert die kritische Last. In ihrer unmittelbaren Nähe waren zur Iteration des verformten Zustands 21 Berechnungszyklen erforderlich, sonst genügten fünf.

Abb. 14 zeigt die Verschiebungen des Firstpunktes in Abhängigkeit von der Lasthöhe. Dabei wird die Steifigkeit $E \cdot J = 4272 \text{ kNm}^2$ benutzt, die einer weitgehenden Mitwirkung der Dachschalung entspricht. Die physikalische Nichtlinearität bleibt unberücksichtigt. Die Rechnung ergibt, dass die Knicklast im Lastfall $g + \Delta g$ etwa das 7fache der vorhandenen Last ausmacht. Versagen durch Knicken kann also ausgeschlossen werden, weil vor Erreichen der Knicklast Versagen durch Überschreitung der Materialfestigkeit eintreten würde. Es fällt auf, dass sich der verformte Bogen hinsichtlich der Knicklast nicht wesentlich ungünstiger als der Kreisbogen verhält. Wird zum Vergleich unterstellt, dass die Dachschalung keinen Beitrag zur Steifigkeit liefert, so erhält man für den verformten Bogen eine kritische Last von $2,3 \cdot (g + \Delta g)$. Dieser untere Grenzwert kann als unrealistisch angesehen werden.

Zusammenfassung und Schlussfolgerungen

Das Dach der Halle Münsterland ist mit seinen beachtlichen Abmessungen ein herausragendes Beispiel für eine hölzerne Netzwerkschale vom Typ der Zollinger-Lamellenkonstruktion. Unter ständiger Last stellten sich im Laufe von 34 Jahren merkliche Ver-

formungen in der Größenordnung von 10 % des Bogenstichs ein, die eine Untersuchung der Standsicherheit erforderlich machten. Die Ergebnisse können wie folgt zusammengefasst werden:

1. Die Verformungen setzen sich aus einer Bogenverkürzung und einer Veränderung der ursprünglich kreisförmigen Bogenkontur zusammen. Der erste Anteil entsteht durch Querschwinden der Hölzer beim Trocknen und durch Schlupf in den Knoten, der zweite aus der Biegewirkung der ständigen Last.
2. In der verformten Kontur wachsen die Biegespannungen erheblich an, während die Normalspannungen praktisch gleich bleiben.
3. Durch das hohe Spannungsniveau wird ein Kriechvorgang eingeleitet, bei dem die Biegeverformung und damit auch die Biegespannung ständig zunehmen, mit der Folge, dass nach einiger Zeit keine ausreichende Standsicherheit mehr gewährleistet ist.
4. Das Stabilitäts- und Schwingungsverhalten wird durch den Verformungsvorgang kaum ungünstig beeinflusst.

Die Zollinger-Lamellenbauweise hat sich insgesamt bei großer Spannweite als erheblich verformungsempfindlich erwiesen. Die Einhaltung der planmäßigen Bogenform – etwa durch entsprechende Überhöhungen bei der Herstellung – ist deshalb von besonderer Bedeutung. Ebenso sollten die Verformungen beschränkt und der Verformungseinfluss auf die Spannungen rechnerisch erfasst werden (geometrisch nicht lineare Theorie). Die im vorliegenden Fall gewählte Knotenkonstruktion ist ungünstig, weil sie Querbiegung erzeugt und ein beachtlicher Schlupf auftritt. Aber auch wenn die genannten Forderungen eingehalten werden, und zusätzlich eine günstigere Bogenkontur gewählt wird, ist zu bezweifeln, ob diese Bauweise zur Überspannung größerer Spannweiten geeignet ist und bei den heutigen Möglichkeiten des Holzbaus eine optimale Lösung darstellt. Ihr Vorzug ist die sparsame Materialverwendung durch die gleichmäßige Ausnutzung der Festigkeit und dadurch eine besondere Leichtigkeit der Konstruktion. Dieser Vorteil wird erkaufte mit einem Arbeitsaufwand, der je nach Knotenausführung erheblich sein kann. Der moderne Holzbau, insbesondere die Holzleimbauweise dürfte in der Regel bessere Lösungen bieten.

In der Zwischenzeit ist das Dach der Halle Münsterland saniert worden. Dabei wurde die Holzkonstruktion u. a. wegen ihrer hervorragenden Akustik erhalten. Das vorhandene Dach ist zusätzlich mit einem MERO-Raumfachwerk überspannt, an dem die hölzerne Netzwerkschale abgehängt wurde, sodass sie keine tragende Funktion mehr hat.

Die Verfasser sind den Herren Dr.-Ing. J. Ruhwedel und Dr.-Ing. J. Welsch für ihre Mitwirkung bei den experimentellen Untersuchungen und Berechnungen sowie beim Windkanalversuch zu besonderem Dank verpflichtet.

Literatur

- [1] Techn. Universität München (Hrsg.); Glos, P.: Zur Modellierung des Festigkeitsverhaltens von Bauholz bei Druck-, Zug- und Biegebeanspruchung. Band 61. München: Laboratorium f. d. konstruktiven Ingenieurbau (LKI), Technische Universität, 1981
- [2] Scheer, C.: Holzgerechte Konstruktionen gezeigt am Beispiel der Zollinger-Lamellenbauweise. In: Beiträge zur Bautechnik, R. v. Halacz-Festschrift. Berlin, München: Ernst & Sohn, 1980
- [3] Schrader, Karl-Heinz; Hartmann, Bernd; Winkel, Gerd: MESY Ein Programmsystem zur Untersuchung von Tragwerken. Konstruktiver Ingenieurbau (1975), Nr. 22
- [4] Otzen, Robert: Die statische Berechnung der Zollbau-Lamellendächer. Der Industriebau (1923)
- [5] Nowak, S.; May, B.: Zur Berechnung kreiszyklischer Netzwerkschalen. Stahlbau 40 (1971), Nr.8, S. 234-238; 311-316
- [6] Graf, Otto; Egner, Karl: Versuche mit Sparbalken. Mitteilung des Fachausschusses für Holzfragen 31 (1941)

Über die hölzerne Kuppel von St. Blasien

Marc Ellinger



»Die Erfindung der künstlichen Hänge- und Sprengwerke macht dem menschlichen Verstande Ehre«

Friedrich Nicolai formulierte die obige Aussage im Band 12 seiner »Beschreibung einer Reise durch Deutschland und die Schweiz« [1]. Sie steht im Zusammenhang mit seinen Betrachtungen zur Kuppel des Doms in St. Blasien. Diese Kuppel ist Thema dieser Veröffentlichung. Die kuppelüberwölbte Rotundenkirche der ehemaligen Benediktinerabtei St. Blasien wurde im Auftrag von Fürstabt Martin II Gerbert (1720 – 1793), dem Abt der Benediktinerabtei St. Blasien errichtet. Sie entstand nach den Entwürfen von Architekt Michael d'Ixnard (1723 – 1795) in den Jahren 1772 bis 1783, nachdem das Konvent und das bis dahin als Klosterkirche dienende »neue« Münster 1768 einer Brandkatastrophe zum Opfer gefallen war. D'Ixnard hatte in seinem klassizistischen Entwurf mit dem Pantheon als Vorbild eine großartige Kuppelkirche entworfen. Diese im Gegensatz zu den bestehenden antiken Vorbildern zweischalige Kuppel erhielt ihre Form durch ein von Zimmermeister Müller entwickeltes und erstelltes Hängesprengwerk. Leider fiel auch dieses gewaltige und großartige Tragwerk 1874 einem erneuten Großbrand zum Opfer, sodass heute nur noch die Aussagen damaliger Zeitzeugen über die Konstruktion Auskunft geben. Nach einer undatierten Aussage von Zimmermeister Müller wurden für die Kuppelkonstruktion 1800 Klafter Holz verwendet »... und nochmal so

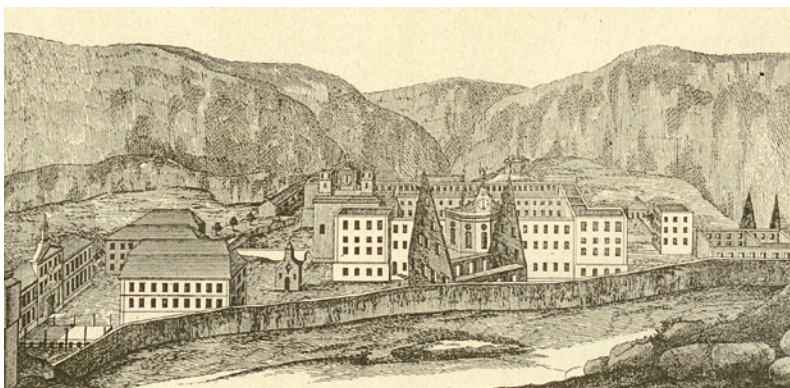
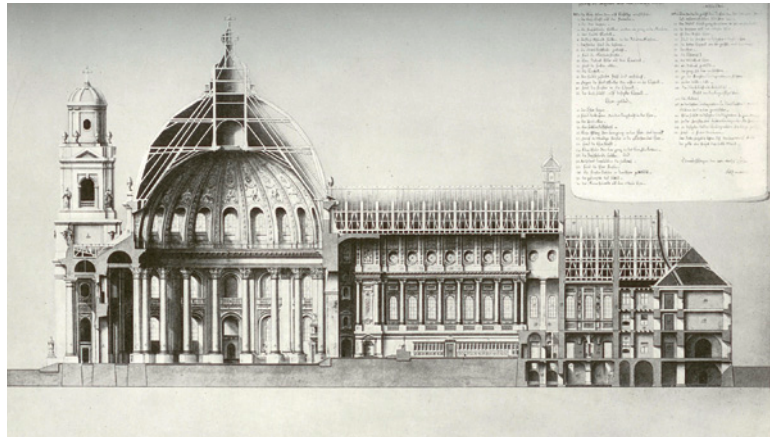


Abb. 1:
Darstellung
der
Kloster-
ruine nach
dem Brand
von 1768 [3]

Abb. 2:
Längs-
schnitt aus der
Salzmann'schen
Mappe [2]



viele in den Spänen.« Das Tragwerk überwölbte die darunter befindliche Rotunde mit ihrem Durchmesser von 32 m. 32 m hoch ist auch der Scheitel der inneren Kuppel, die heute nach umfangreichen Restaurierungsarbeiten in den 1970er-Jahren das Bildnis Maria Himmelfahrt trägt (Abb. 6). Friedrich Nicolai beschreibt dieses untergegangene Tragwerk im 12. Band seines bereits erwähnten Reiseberichtes [1]. Er hat den Aufbau der Konstruktion studiert und sie in einem Kupferstich dargestellt. Diese Darstellungen und seine Äußerungen sollen dazu dienen, uns die technische und handwerkliche Meisterleistung dieses Schwarzwälder Zimmermeisters vor Augen zu führen.

Auszüge aus dem Reisebericht

»Die Kirche (zu St. Blasien) ... ist nicht ein Gewölbe von Steinen, sondern hölzern, verschalt, mit Gyps überzogen, und wird von einem großen Hängewerke getragen.« »Dieser gehängte und gesprengte Dachstuhl ist ein sehr merkwürdiges Stück der Zimmermannskunst, und ich bekenne, daß ich mit sehr großem Vergnügen alle Theile desselben betrachtet habe. Er ist vom dem Zimmermeister Joseph Müller, der nie aus St. Blasien gekommen ist, im Jahre 1777 angeben und wirklich aufgerichtet.« »Es sind zwey Balken ins Kreutz gelegt, unverzahnt, jeder 118 Fuß lang, und 24 Zoll kubisch dick, Balken wie man sie nur vielleicht im Schwarzwalde finden kann. ... Mit diesem Kreutze von Balken ist die ganze Zulage und das Hängende des Dachstuhls gehörig verbunden, in der Mitte durch eine große und rund herum durch zwey Reihen von zwanzig kleineren Säulen, mit dreyfachen Kehlbalken verzapft, alles gehörig gehängt und gesprengt, und mit sehr starken eisernen Bändern und Schrauben befestigt.«

»Die Erfindung der künstlichen Hänge- und Sprengwerke macht dem menschlichen Verstande Ehre. ... Ich habe daher bey dem Hängewerke zu St. Blasien mit großem Vergnügen betrachtet, wie da eine ungeheure Masse von Holz sich selbst zusammenhält und selbst trägt.«

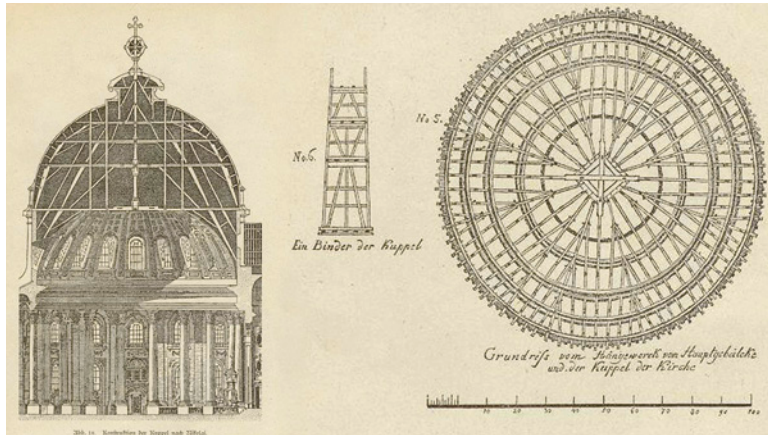


Abb. 3:
Darstellungen
Nicolai;
Schnitt (links),
Aufriss
(rechts) [3]

Die Sanierung des Doms

Nach dem Brand dauerte es vier Jahrzehnte, den Dom wieder instand zu setzen. Man erstellte dem Zeitgeist folgend 1880 bis 1883 eine filigrane, nicht brennbare Konstruktion aus 20 stählernen Meridianträgern, die die hölzerne Beplankung der Kuppelschale tragen sollte. Als Schutz vor der Witterung wurde die Kuppel, wie schon zur Bau- und Nutzungszeit, wieder mit Kupferblech bekleidet. Zunächst wurde nur der Chorraum als Pfarrkirche in der alten Form wieder erstellt. Die große Öffnung zwischen Rotunde und



Abb. 4:
Bild der
Domruine
nach dem
Brand [4]

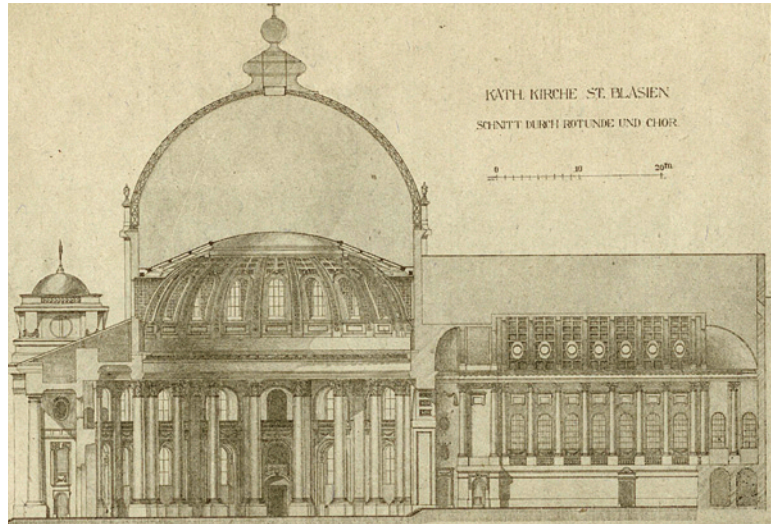


Abb. 5:
Bild des
heutigen
Tragwerks [2]

Chorraum wurde zugemauert, die Rotunde wurde zur Vorhalle der St. Blasier Stadtkirche. Das Anwachsen der Stadtbevölkerung führt nach 1905 dazu, dass der Chorraum die Anzahl der Gläubigen nicht mehr fassen konnte. Ein 1909 vom bautechnischen Referenten des badischen Finanzministerium Professor Ostendorf verfasstes Gutachten führte dazu, dass die Rotunde als Kirchenraum wiederhergestellt wurde. Dies führte zu einem öffentlich ausgeschriebenen Wettbewerb, den die Firma Dyckerhoff und Wittmann mit ihrem Vorschlag eines flach gewölbten Zeltdachs aus Eisenbeton für sich entschied. Die innere – von der Rotunde aus sichtbare – Zierkuppel wurde erst 1910 wieder erstellt. Sie wurde an dieser Eisenbetonschale aufgehängt.

Noch heute, 131 Jahre nach seiner Erstellung, prägt die von filigranen Fachwerkbögen getragene äußere Kuppel das Stadtbild St. Blasiens. Wer als Ansässiger mit Gästen nach St. Blasien kommt, erlebt das, was Baurat Dr. h.c. Ludwig Schmieder in seinem 1929 erschienen Buch »Das Benediktinerkloster St. Blasien« feststellt: »Wer den badischen Schwarzwald, einen der landschaftlich schönsten Teile Deutschlands, bereist, ist erstaunt, tief in seinem Herzen eine große Klosteranlage mit einer herrlichen Kuppelkirche zu finden ...« Das in den 1980er-Jahren sanierte Innere des Doms beeindruckt die Besucher mit seiner Weite und strahlenden Helligkeit, das Bauwerk selbst mit schierer, wohlproportionierter Größe (Abb. 6). Noch immer gehört die Kirchenkuppel des Doms zu St. Blasien zu den größten Kuppeln Europas. Die Abbildungen 7 und 9 zeigen das Innere des oberen Kuppelraumes; unten die gedämmte Eisenbetonschale der Firma Dyckerhoff und Widmann; darüber das stählerne Tragwerk aus Fachwerkträgern und die Holzbekleidung als Unterkonstruktion der Blechbekleidung; senkrecht in der Mitte der Aufstieg zum goldenen Knopf. Auf Abb. 8 ist die Fußpunktverankerung der Fachwerkträger mit den spannungsfrei gestellten Dilatationslagern zu sehen. Die Abbildungen 7



Abb. 6:
Innenansicht

und 9 zeigen das Kuppelinnere mit dem Kronenkranz als oberer Abschluss der Trägerkonstruktion. Leider ist das großartige Innere der oberhalb der Zierkuppel liegenden Stahlkonstruktion seit einigen Jahren den Besuchern verschlossen. Zur notwendigen Sanierung – Entfernung der als Wärmedämmung frei aufliegenden Glaswolle – fehlen die Mittel, und auch die Zugänglichkeit entspricht nicht im Geringsten den Sicherheitsanforderungen, die ein auch nur mäßiger Publikumsverkehr stellen würde.

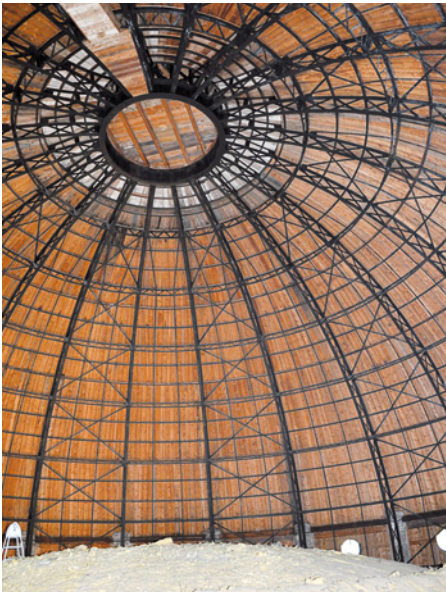


Abb. 7:
Das Kuppelinnere mit dem Kronenkranz

Abb. 8:
Fußpunktverankerung
der Fachwerkträger



Abb. 9:
Ansicht des oberen
Kuppelraumes



Literatur:

- [1] Nicolai, Friedrich: Beschreibung einer Reise durch Deutschland und die Schweiz, im Jahre 1781. Band 12.
- [2] Schmieder, Ludwig: Das Benediktinerkloster St. Blasien – Eine baugeschichtliche Studie. Augsburg: Dr. Benno Fildner Verlag GmbH, 1929
- [3] Landesverein Badische Heimat (Hrsg.); Schmieder, Ludwig: Das ehemalige Benediktinerkloster St. Blasien. Karlsruhe: F. Müller'sche Hofbuchhandlung Karlsruhe, 1921
- [4] Heimatblätter ›Vom Bodensee zum Main‹
- [5] Kloster St. Blasien 1983 e. V. (Hrsg.): Das Tausendjährige St. Blasien. Festschrift zum 200-jährigen Domjubiläum. Band II Aufsätze. Karlsruhe: Badenia Verlag und Druckerei GmbH, 1983
- [6] Gilly, David: Ueber Erfindung, Construction und Vortheile der Bohlen-Dächer. www.library.vetmed.fu-berlin.de/digbib/dachbohlen/index.html [15.10.2012]
- [7] Kirchengemeinde St. Blasius. www.dom-st-blasien.de [15.10.2012]

Pißdorfer Kirchturm wieder in historischer Form

Kornelia Horn



Einleitung

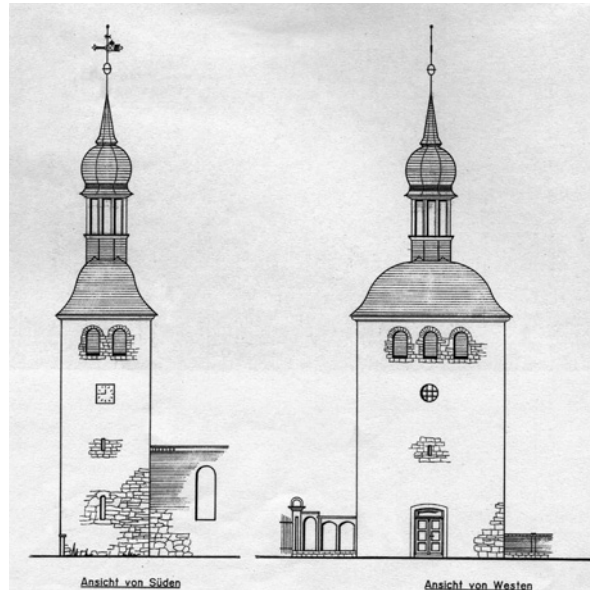
Prägend für das Bild eines Ortes sind oft die Sakralbauten. Kirchen bilden gerade in kleinen, ländlichen Ortschaften den Mittelpunkt und bereits aus der Ferne zeigt der Kirchturm die Lage eines Ortes an.

Viele dieser Gebäude waren und sind sanierungsbedürftig, einige Kirchen mussten bereits aufgegeben werden. Bei anderen Kirchen zeigten sich im Inneren massive Schäden durch eindringende Feuchtigkeit, der Hausschwamm war oft ein ungebeter Gast, die Dächer bzw. die Türme waren zerstört oder undicht.



Abb. 1:
Historische Aufnahme der Kirche auf einer
Postkarte [Quelle: www.pissdorf.de]

Abb. 2:
Ansicht Kirchturm von Süden
(links) und von Westen (rechts)
[Quelle: Architektur- und
Ingenieurbüro Helmut Schultze]



So war das auch in Pißdorf, einer kleinen Gemeinde in der Nähe von Köthen (Sachsen-Anhalt) seit vielen Jahren der Fall. Dem Kirchenschiff fehlte das Dach, dem Turm die Spitze.

Doch wie in zahlreichen anderen Dörfern gab es in Pißdorf Bürger, die ihr Schicksal bzw. das der Kirche in die eigenen Hände nahmen und sich dem Kampf um den Erhalt und Wiederaufbau des Bauwerks stellten.

In diesem Beitrag wird nachvollzogen, wie aus der Idee, dem Gotteshaus im Ort wieder ein würdiges Aussehen zu geben, Realität wird und in einem ersten Bauabschnitt die Errichtung der Turmhaube mit Laterne und Kuppel in ihrer historischen Form vollzogen werden konnte.

Zur Geschichte des Bauwerks

Die Kirche

Die Pißdorfer Kirche (Abb. 1). wurde Anfang des 13. Jahrhunderts, wahrscheinlich auf den Resten einer noch älteren Kirche erbaut. Das Aussehen des Bauwerks hat sich seitdem mehrmals geändert.

Zum Turm ist im Kirchenbuch zu lesen, dass dieser viele Jahre alt sein kann und mehrmals erneuert worden ist. Im Jahr 1791, ein für dieses Bauwerk bedeutsames Jahr, erfolgte ein Umbau der Kirche und mit diesem auch die Errichtung des noch jetzt vor-

handenen Turmes. Der Turm ist aus Bruchsteinen hergestellt und ohne Verputz geblieben. Auf einen baulichen Verband zum Kirchenschiff durch eine Steinverzahnung ist verzichtet worden. Er wurde mit dem Kirchenschiff bündig gemacht. Der Turm weist mit etwa 10 m Breite und etwa 6 m Tiefe einen rechteckigen Querschnitt auf. Das Bruchsteinmauerwerk schließt in seiner Höhe von etwa 15 m mit dem jetzigen Glockenraum ab, zu dem man über einen hölzernen Treppenaufgang gelangt.

Die Dachstuhlkonstruktion lässt den Schluss zu, dass damals ein hölzernes, mit Tonziegeln bedecktes Walmdach den Abschluss des Turmes bildete. Bei dem großen Umbau im Jahre 1791 wurde der obere Teil des Turmes mit einer barocken Haube ausgestattet. Auf den Dachstuhl ist die große Laterne aufgesetzt worden, die in einer Höhe von etwa 23 m endete. Die Laterne hatte einen ca. 7 m hohen Aufsatz mit einer Wetterfahne (vgl. auch www.pissdorf.de/html/wetterfahne.html).

1972 sollte das erneut notwendige Auswechseln einer Säule, was im Jahr 1910 schon einmal erfolgreich praktiziert wurde, nach Ansicht der Arbeiter der beauftragten Firma nicht möglich sein und sie rissen die Säulen mit der gesamten Haube ab. Der Turm wurde mit einem sattelförmigen Wellasbestdach abgedeckt. [1]

Zustand- und Schadensermittlung am Kirchturm

Die Beschreibung und Bewertung des baulichen Zustandes eines Bauwerkes und der vorhandenen Bauschäden bilden die Grundlage zur Ermittlung der Ursachen und der sich daraus ableitenden erforderlichen Maßnahmen zur Schadensbeseitigung. Sie dienen außerdem zur Analyse der vorhandenen Baustoffe und Konstruktionsmerkmale.

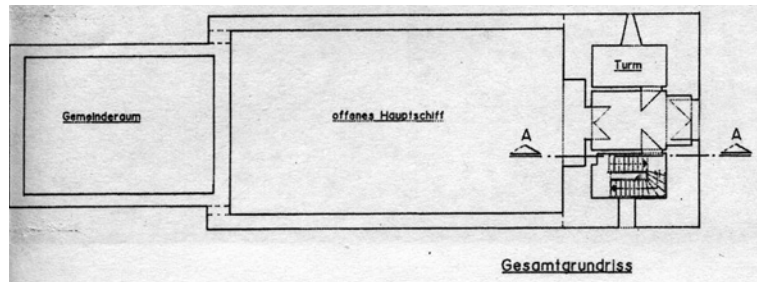
Anhand der durch die Bauwerksanalyse ermittelten Schäden am Kirchturm in Pißdorf wurden folgende wesentliche Maßnahmen geplant:

1. Sanktionierung und Sanierung des Risses an der Nordwand des Turmsockels
2. ordnungsgemäße Ableitung des Niederschlagswassers weg vom Bauwerk zur Vermeidung weiterer Setzungen
3. Instandsetzung des Bruchsteinmauerwerks am Turmsockel
4. holzschutztechnische Arbeiten im Bereich der obersten Deckenbalkenlage des Turmes.

Vorbereitungs- und Planungsphase

Im Jahr 2006 gründete sich der Bauverein Kirche Pißdorf mit der Zielsetzung, das Gotteshaus zu sanieren. Seine erste Aufgabe sah der Verein in der Ertüchtigung und Komplettierung des Kirchturmes. Dafür wurde 2009 der Bauantrag gestellt, für den schließlich im März 2011 die Genehmigung vorlag. Mit der Genehmigung verbanden sich einige Auflagen seitens der zuständigen Unteren Denkmalbehörde: Die nur anhand von Fotografien und einiger erhaltener Baudetails konstruktiv und gestalterisch nach-

Abb. 3:
Gesamtgrundriss
[Quelle:
Architektur- und
Ingenieurbüro
Helmut Schultze]



empfundene Turmhaube stellte sich im Nachhinein um 1,32 m kürzer als das Original heraus. Seitens der Denkmalschutzbehörde wurde daraufhin besonderer Wert auf die proportionale Verteilung der Minderlänge bzw. -höhe auf alle Elemente (untere Haube, Laterne, Kuppel, Wetterfahne) gelegt.

Somit stand vor dem beauftragten Architekten als Erstes die Aufgabe zur konkreten Planung der Ertüchtigung des Turmschaftes und der Wiederherstellung der Turmhaube mit Laterne und Kuppel in ihrer historischen Form. Dies bedeutete den vollständigen Neuaufbau der Dachkonstruktion oberhalb der Traufe (siehe Abb. 2 bis 4). [2, 4]

Ablauf des ersten Bauabschnitts

Im August 2011 begann die praktische Umsetzung des ersten Bauabschnitts. Zur Sicherung des Turmschaftes wurde der Riss im Mauerwerk der Nordwand durch Einziehen von Spannankern sanktioniert. Nach dem Abbruch des Notdaches wurde sichtbar, dass die doppelt liegenden Mauerlatten untereinander verkämmt (zugfest verbunden) waren und mit den aufliegenden Deckenbalken eine stabile Scheibe bildeten. In Anbetracht dessen konnte auf den geplanten Einbau eines Stahlbetonringankers verzichtet werden.

Holzschutztechnische Arbeiten im Bereich der obersten Deckenbalkenlage

Festgestellt wurden an der Holzkonstruktion der obersten Deckenbalkenlage:

1. Schäden durch holzerstörende Insekten (Altbefall)
2. stellenweise Fäulnis, vor allem an den Hölzern vom Sims, aber auch an tragenden Balken
3. Rissbildungen.

Die Behebung der Schäden umfasste nachfolgend benannte Arbeiten:

1. Das außen liegende Kantholz wurde umlaufend saniert.
2. Am Traufgesims wurden auf ca. 2 m Länge geschädigte Hölzer ersetzt.
3. Ein geschädigter Deckenbalken wurde auf 1 m Länge ausgeschnitten und ein 10 cm starkes Blatt eingesetzt (Abb. 5).

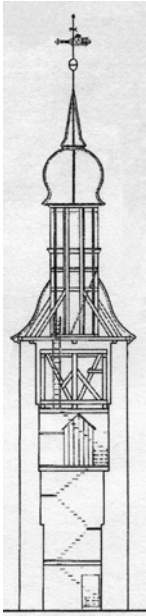


Abb. 4: Schnitt A-A [Quelle: Architektur- und Ingenieurbüro Helmut Schultze]

Abb. 5: Verstärken und Verblatten der Deckenbalkenlage [Quelle: Architektur- und Ingenieurbüro Helmut Schultze]

4. Im Aufstellbereich der Laterne erfolgte die Verstärkung von vier Balken mit acht Stahlträgern im U-Profil (2 Stahlträger je Balken). [3, 5]

Der Neuaufbau der Dachkonstruktion des Turmes (Abb. 6 und 7), bestehend aus geschweiftem Walmdach, Laterne, Kuppel und der Turmspitze mit Wetterfahne, erfolgte in den nachstehend im Detail erläuterten einzelnen Arbeitsschritten.

Arbeitsschritte für den Aufbau der neuen Dachkonstruktion

Alle Hölzer für die einzelnen Bauteile wurden zunächst in der Zimmerei auf Grundlage von Zeichnungen zugeschnitten und anschließend entsprechend weiter bearbeitet.

– Konstruktionsteil: Laterne

Die Laterne besteht aus acht Eichenholzstielen mit je einer Länge von 8 m. Das Gewicht des Holzgestells beträgt 5,5 Tonnen. An bzw. auf den Stielen lehnen die geschweiften Gratsparren und jeweils dazwischen sind die geschweiften Normalsparren und Schifter eingebaut. Die Stiele sind fünfmal mit einer umlaufenden horizontalen Balkenlage verbunden und im unteren Teil mit Fachwerkstielen ausgekreuzt. Die Laterne wird im Inneren durch einen zweiläufigen Leiterngang zu einer Klappe im Boden der Laterne begehbar gestaltet.

Abb. 6:
Grundriss Sparrenlage
unter Haube
(A: Gratsparren,
B: Sparren und
Schifter,
C: Zwischendeckel)
[Quelle: Architektur-
und Ingenieurbüro
Helmut Schultze]

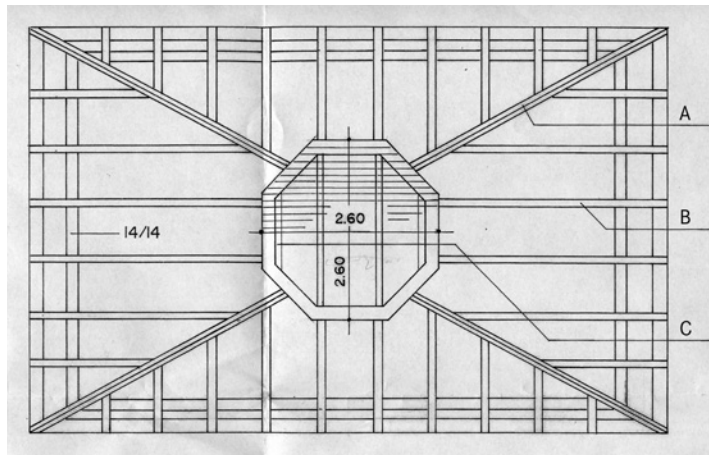


Abb. 7:
Turmschnitt
West - Ost
[Quelle: Architektur-
und Ingenieurbüro
Helmut Schultze]

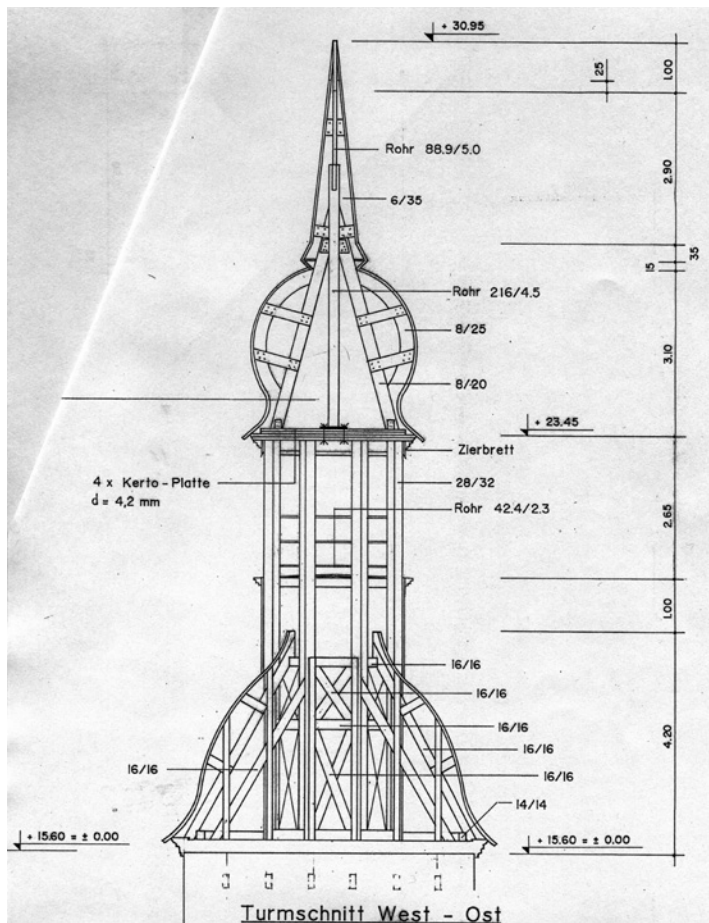




Abb. 8:
Vorbereitung
der Laterne
in der Werkstatt
[Quelle:
Zimmerei und
Holzbau
Meissner
GmbH]

Die Vorfertigung und ein Probeaufbau erfolgen in der Werkstatt der Zimmerei. Nach Abbau und Transport nach Pißdorf wurde das Holzgestell auf einem, neben dem Kirchturm eingerichteten Montageplatz zimmermannsmäßig zusammengebaut. Zum Anheben des Laternengestells und Aufsetzen auf der vorhandenen Deckenbalkenlage kam ein Mobilkran zum Einsatz. Die Befestigung und Fertigstellung wurde vor Ort, also auf dem Turm, vorgenommen.

Als oberen Abschluss wurde eine 8 cm starke Leimholzplatte montiert. Diese entspricht dem Querschnitt der Laterne, ist jedoch 20 cm größer. Die Platte ist gleichzeitig die Aufstellfläche für die Kuppel.



Abb. 9:
Das Gestell
der Laterne
vor dem Turm
montiert
[Quelle: www.
kirche.
pißdorf.de]



Abb. 10:
Der Kran hebt Laterne
auf den Turmschaft
[Quelle: [www.kirche-
pissdorf.de](http://www.kirche-pissdorf.de)]



Abb. 11:
Das Walmdach ist
angepasst
[Quelle: [www.kirche-
pissdorf.de](http://www.kirche-
pissdorf.de)]



Abb. 12: Zimmermannsmäßiger Zusammenbau der Turmspitze [Quelle: www.kirche.pissdorf.de]



Abb. 13: Die auf dem Montageplatz fertiggestellte Turmspitze ist bereit für den Kran [Quelle: www.kirche.pissdorf.de]

– Konstruktionsteil: Walmdach

Das Walmdach ist geschweift und bildet den unteren Teil der Turmhaube. Die geschweiften Sparren wurden in der Zimmerei grob vorgefertigt. Die Aufstellung musste vor Ort erfolgen, da die Hölzer zum einen den rechteckförmig angeordneten Deckenbalken und zum anderen an die Laterne angepasst werden mussten. Bedingt durch die vorhandenen Differenzen in Länge, Breite und Höhe der Deckenbalkenlage und vor allem wegen einer Differenz von etwa 40 cm in der Diagonale gestaltete sich die Anpassung recht schwierig.

Eingedeckt ist das Walmdach in altdeutscher Schieferdeckung auf einer 3 cm starken Holzschalung mit Vordeckung.

– Konstruktionsteil: Turmkuppel mit Spitze

Da sich die Vorbereitung und ein Probeaufbau in der Zimmereiwerkstatt bei der Laterne bewährt hatten, wurde dieses Vorgehen auch für die Fertigung der Turmkuppel und der Spitze gewählt. Für die Turmhaubenkonstruktion wurden nach dem Aufriss Schab-



Abb. 14:
Der in
historischer Form
wieder errichtete
Kirchturm von
Pißdorf
[Quelle:
www.kirche.
pißdorf.de]

lonen gefertigt. Anhand dieser konnten die Rundsparren, für die Nadelholz verwendet wurde, in der Werkstatt zugeschnitten und zusammengefügt werden.

Für den Aufbau der Kuppel mit Spitze nutzte man wieder den Montageplatz neben der Pißdorfer Kirche. Zum Anstellen und Befestigen der Sparren war auf der Grundplatte aus Schichtleimholz ein stählernes Mittelrohr verschraubt. Dieses Bauteil, der sogenannte Kaiserstiel, bestand früher aus Holz. An diesen sind die runden und spitz profilierten Sparren segmentförmig zusammengeführt und befestigt. Die Stabilisierung wurde durch das Einziehen von geraden Grundsparren und das Verbinden mit Brettlaschen erreicht.

Die auf diese Weise vormontierte Kuppel mit Spitze erhielt wie die untere Haube eine 3 cm starke Holzschalung mit Vordeckung und wurde dann ebenfalls mit Schiefer eingedeckt.

Durch eine im Mittelrohr verschraubte Montage-Öse konnte mithilfe des Mobilkrans die komplette Konstruktion angehoben und auf dem oberen horizontalen Balkenkranz der Laterne aufgestellt und befestigt werden.

– Konstruktionsteil: Wetterfahne

Die Wetterfahne wurde nach historischem Vorbild aus Metall in einer Schlosserei gefertigt. Sie ist mit einem springenden Hund – dem Wahrzeichen von Pißdorf – ausgestattet. Am 2. Dezember wurde das Richtfest gefeiert und am 22. Dezember 2011 konnte man glücklich verkünden: »Was für ein schöner Tag – Die Fahne ist aufgesetzt. Die Kirche hat ihren Kirchturm wieder.« [2, 4]

Ausblick

So wird nach und nach aus der Kirchenruine in Pißdorf wieder das Bauwerk, welches von den Denkmalschützern als von besonderer geschichtlicher, kulturell-künstlerischer und städtebaulicher Bedeutung bezeichnet wird. Und das war nur möglich durch das Engagement und den großen persönlichen Einsatz der Mitglieder der Kirchengemeinde, des Bauvereins Kirche Pißdorf, vieler helfender Hände aus dem Ort und des Planungsbüros sowie der behördlichen Unterstützung, der sorgfältigen Arbeit der beteiligten Fachfirmen und die zahlreichen kleinen und großen Geldspenden.

Man kann sicher sein, dass die Einwohner des kleinen Dorfes Pißdorf zu einem Zeitpunkt X voller Stolz auf das komplett wiederhergestellte Gebäudeensemble Kirche blicken. Die neue Turmspitze mit dem springenden Hund auf der Wetterfahne weisen deutlich darauf hin.

Literatur

- [1] Kultur- und Heimatverein Pißdorf e. V. www.pißdorf.de [25.08.2011]
- [2] Architektur- und Ingenieurbüro Helmut Schultze, Aken; Dorfkirche Pissdorf
 - Rissanierung an der Nordwand des Turmsockels
 - Sanierung des Bruchsteinmauerwerkes am Turmsockel
- [3] Mündliche Informationen; Zimmerei und Holzbau Meissner GmbH; 2011
- [4] Mündliche Informationen; Bauverein Kirche zu Pissdorf e.V.
- [5] Ingenieur-Technische Leistungen Kornelia Horn; Hinweise zum Holzschutz im Rahmen der Sanierung des Kirchturms in Pißdorf, 2011

Der Schlesische Eiffelturm und andere Holzfachwerktürme

Dieter Ansorge

Bis zum Aufkommen von seilabgespannten Stahlsendemasten in den mittleren Jahren des vergangenen Jahrhunderts, verwendeten fast alle Rundfunksender Holzfachwerktürme als Antennenträger für die unterschiedlichen Sendewellen. Je nach Sendeleistung und Frequenzen mussten besonders für Mittelwellensender unterschiedlich hohe Sendetürme gebaut werden, an denen die Antennendrähte aufgehängt waren. Im Innern der Türme war ein Antennendraht bzw. an seiner Außenseite Antennendrähte aufgehängt. Die Fachwerktürme wurden aus witterungsresistenten Lärchen- oder Kiefernholzern errichtet.

Als Verbindungselemente wurden nichteisenhaltige Bolzen aus Bronze oder, wie bei den Messtürmen in Brück, phenolharzverpresste Sperrholzbolzen verwendet.

Leider wurden alle in den 1930er-Jahren erbauten Türme, mit Ausnahme des Gleiwitzer Turms, abgerissen. Maßgebend für die Turmkonstruktionen waren die ehemalige Deutsche Reichspost und die Siemens Bauunion. Die Fachwerktürme wurden als freistehende, 4-beinige Türme mit aufgesetzten schlanken Turmaufsätzen errichtet. Die horizontale Aussteifung erfolgte durch Horizontalverbände oder Holzpodeste und von der Turmspitze bis zu den Fundamenten geführte Diagonalverbände. Dieses Konstruktionsprinzip wurde für alle freistehenden Sendetürme in Holzbauweise von der damaligen Reichspost verwendet. Der letzte, aus dieser Zeit stammende Holzsendeturm steht in Gliwice (Gleiwitz).

Der Schlesische Eiffelturm in Gliwice (Gleiwitz)

Vom 1.8.1934 bis zum 23.12.1935 wurden im schlesischen Gleiwitz (heute Gliwice) eine neue Mittelwellensendeanlage und der neue Funkturm aus Holz errichtet. Wegen seiner Ähnlichkeit mit dem Pariser Eiffelturm erhielt er seinen Spitznamen »Schlesischer Eiffelturm«.

Der Turm ist 110 m hoch, mit dem 8 m hohen Antennenmast erreicht er die Gesamthöhe von 118 m. Die Konstruktion besteht aus Lärchenholz, als Verbindungselemente wurden Stabbolzen aus Bronze verwendet. Der Turm wird durch drei begehbare Plattfor-





Abb. 1: Turm 2009



Abb. 2: Turm 2009

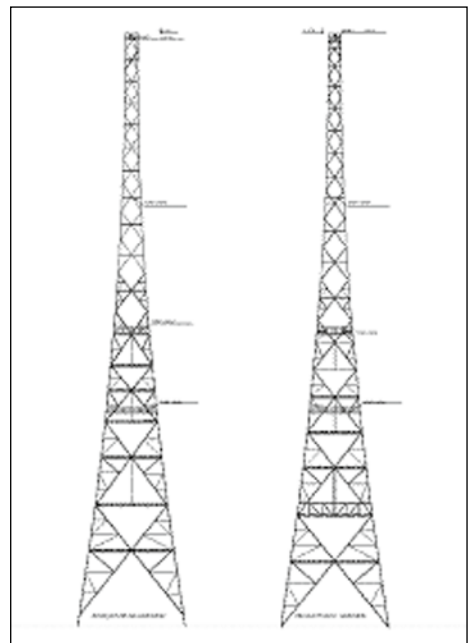


Abb. 3:
Konstruktionsskizze [Quelle: Leszek]



Abb. 4:
Detailansicht 2009

men unterteilt. Er kann nur über eine fest installierte Leiter bestiegen werden. Gebaut wurde er von der ehemaligen Siemens-Bauunion im Auftrag des Reichsrundfunks. Der Turm überlebte den 2. Weltkrieg unbeschadet und war bis 1955 als Sendemast für den Polnischen Rundfunk in Betrieb. Seit dem Januar 2005 wird der ehemalige Sender als Museum erhalten. Die Neugestaltung der Außenanlagen erfolgte 2009.

Nach dem gleichen Bausystem wurden noch höhere Türme in Mühlacker und Ismaning gebaut, die jedoch in den Achtzigerjahren des vergangenen Jahrhunderts abgebrochen wurden.



Abb. 5:
Knotenpunkt
2009

Sendeturm Ismaning

1934 wurde aus zwei vorhandenen Holztürmen ein einziger Turm mit 156 m Höhe (mit Spitze 163 m) gebaut, der für Jahrzehnte das Wahrzeichen von Ismaning war. Im Turm war der Antennendraht angehängt. Diese Antenne war bis zum 3. März 1966 in Betrieb und wurde nach Inbetriebnahme des neuen 171,5 m-Sendemastes 1969 abgebaut. Bis 1977 wurde der Holzturm als Träger für UKW-Antennen genutzt. Da die Holzkonstruktion infolge der Alterung des Holzes immer instabiler wurde und eine Sanierung des denkmalgeschützten Bauwerks einen Neubau mit frischem Holz bedeutet hätte, wurde der Turm am 16. März 1983 gesprengt.

Konstruktionsunterlagen und Bildmaterial befinden sich im Archiv des Bayerischen Rundfunks und zum Teil im Heimatmuseum Ismaning.



Abb. 6: Turm vor der Sprengung 1983
[Quelle: Bayerischer Rundfunk/Historisches Archiv (Fotograf: Paul Sessner)]



Abb. 7: Zündung der ersten Ladung
[Quelle: Bayerischer Rundfunk/Historisches Archiv (Fotograf: Paul Sessner)]



Abb. 8: Abknicken der Turmspitze
[Quelle: Bayrischer Rundfunk/ Historisches Archiv (Fotograf: Paul Sessner)]



Abb. 9: Abfallen der Turmspitze
[Quelle: Bayrischer Rundfunk/ Historisches Archiv (Fotograf: Paul Sessner)]



Abb. 10:
Zündung der unteren
Ladungen
[Quelle: Bayrischer
Rundfunk/
Historisches Archiv
(Fotograf: Paul
Sessner)]

Abb. 11:
Einknicken der
Turmfüße
[Quelle:
Bayrischer
Rundfunk/
Historisches
Archiv (Fotograf:
Paul Sessner)]



Abb. 12:
Ende des
monumentalen
Holzturmes 1983
[Quelle:
Bayrischer
Rundfunk/
Historisches
Archiv (Fotograf:
Paul Sessner)]





Abb. 13: Fertiger Turm 1935
[Quelle: Stadtarchiv Mühlacker]

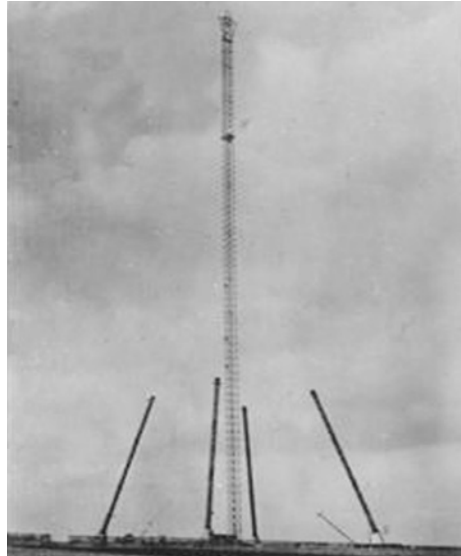


Abb. 14: Baubeginn
[Quelle: Stadtarchiv Mühlacker]

Sendeturm Mühlacker

Der 190 m hohe Holzsendeturm wurde 1933/34 in Mühlacker gebaut. Planung und Ausführung erfolgten durch die Siemens Bauunion. Als Konstruktionshölzer wurden feuchteresistente Nadelhölzer wie Lärche oder Kiefer verwendet, für die Bolzen und sonstigen Metallteile Bronze. Der damals höchste Sendemast der Welt hatte seinen Draht im inneren und einen Ring von 10 m Durchmesser am oberen Ende. Am 6. April 1945 wurde dieser Turm gesprengt. Im Stadtarchiv Mühlacker befinden sich die voll-

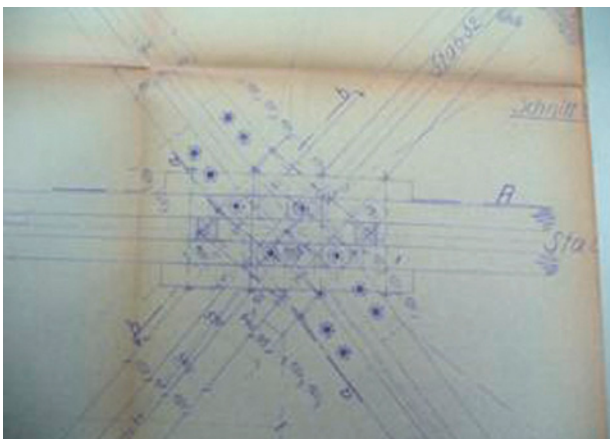


Abb. 15:
Tragwerksplanung 1933
Knotenpunkt (Siemens Bauunion)
[Quelle: Stadtarchiv Mühlacker]



Abb. 16: Bauablauf
[Quelle: Stadtarchiv Mühlacker]



Abb. 17: Montage
[Quelle: Stadtarchiv Mühlacker]



Abb. 18: Ruhepause
[Quelle: Stadtarchiv Mühlacker]

ständigen Bauakten mit allen Konstruktionsunterlagen, wie statische Berechnung, Konstruktionspläne, Genehmigungsunterlagen und viele Fotos vom Bau des höchsten Sendeturms in Holzbauweise.



Abb. 19: Blick in den fertigen
Turm
[Quelle: Stadtarchiv Mühlacker]



Abb. 20: Prost zum Richtfest
[Quelle: Stadtarchiv Mühlacker]



Abb. 21: Tragwerk-
positionsplan 1933 Siemens
Baunion
[Quelle: Stadtarchiv Mühlacker]



Abb. 22: Einzelturn



Abb. 23: Doppelturm

Messtürme Brück

Drei Holzfachwerktürme, von denen zwei durch eine aufgesetzte Fachwerkbrücke verbunden sind, stehen auf dem ehemaligen Antennenmessplatz in Brück, Kreis Potsdam-Mittelmark. Die Türme wurden von der Deutschen Post 1958 und 1963 errichtet und als Antennenmessanlagen verwendet.

Der Einzelturn hat eine Grundfläche von 12 m^2 und ist 54 m hoch. Die Doppeltürme sind ebenfalls 54 m hoch und an der Spitze mit einer 5 m breiten und 35 m langen Fachwerkbrücke verbunden. Alle Türme wurden mit Fichtenholz aus Thüringen gebaut, die Verbindungsbolzen bestehen aus Phenolverpresstem Buchensperrholz. Als Holzschutzmittel wurde ein Teeranstrich angebracht.

Das Einmalige an den Türmen ist, dass diese mit Ausnahme der Gründung vollständig aus Holz bestehen. Die Türme sollten 2009 von der Bundespost gesprengt werden, konnten jedoch durch eine Privatinitiative gerettet werden. Die Türme werden von dem Verein Brücker Türme e.V und der Beuth-Hochschule für Technik in Berlin betreut.





Abb. 24: Turmfachwerkdetail



Abb. 25: Turmverschraubungsdetails

Beschreibung der Beuth-Hochule für Technik Berlin

»Der Antennenmessplatz in Brück, im heutigen Landkreis Potsdam-Mittelmark, wurde von 1936 bis 1945 mit verschiedenen Antennenanlagen von der Firma Telefunken AG betrieben. Die Wahl des Standortes am Rande Brücks, gegenüber dem Ort Groß-Ziethen, begründet sich vor allem in Vorteilen bezüglich der für Antennenmessungen wichtigen Bodenleitfähigkeit, dem flachen Gelände sowie der niedrigen Bebauung. Nach dem Kriegsende 1945 wurden die Messeinrichtungen durch die Sowjetische Militäradministration (SMAD) demontiert, die Laborbaracken aber weiterbetrieben.«

»In dem Zeitraum von 1957 bis 1963 wurde der Standort als »Betriebslaboratorium für Rundfunk und Fernsehen« (BRF) durch die Deutsche Post wieder in Betrieb genommen. 1958 wurde Turm I fertiggestellt. Dieser wurde als Einzelturm mit einer Grundfläche von 12 m · 12 m und einer Höhe von 54 m errichtet. Bis zum Jahr 1963 wurden Turm II, ebenfalls als Einzelturm, und Turm III erbaut. Die Besonderheit bei diesem Turm besteht darin, dass er aus zwei Einzeltürmen besteht, die an der Spitze über eine 5 m breite und 35 m lange Holzbrücke miteinander verbunden sind. In der Mitte dieser Brücke war lange Zeit eine Seilwinde mit einer maximalen Tragkraft von 6 t installiert. Wie auch Turm I sind die Türme II und III 54 m hoch und wurden aus thüringischem Fichtenholz durch einen Teeranstrich imprägniert und erbaut, ohne dass metallische Verbindungsmittel zur Verwendung kamen – alle Türme bestehen, bis auf die Gründungen, komplett aus Holz.«



Abb. 26: Turmverschraubungsdetails



Abb. 27: Bolzenschrauben mit Mutter

»Am 20. April 1979 wurde Turm I durch einen Brand, der auf eine Verkettung unglücklicher Umstände zurückzuführen ist, vollständig zerstört. Kurze Zeit vor dem Brand wurde der teerhaltige Schutzanstrich der Türme erneuert, wobei die umliegenden Wiesen durch Wind ebenfalls mit der brennbaren Lasur in Berührung kamen. An besagtem Tag wurden die umliegenden Wiesen gemäht, das trockene Heu angehäuft und anschließend verbrannt. Starker Wind trieb das Feuer auseinander und steckte Turm I in Brand, der, weil nicht sofort die Feuerwehr alarmiert wurde, bis auf die Fundamente komplett abbrannte.«

»Wieder kehrte lange Zeit Ruhe um den Antennenmessplatz in Brück ein, bis die Deutsche Telekom AG den Standort nach der Deutschen Wiedervereinigung übernahm und Turm II aus funktionstechnischen Gründen, nicht wegen baulicher Mängel, auf eine Höhe von 30 m einkürzte. Überhaupt bleibt festzustellen, dass die Deutsche Telekom AG versucht hat einen Käufer für das Areal zu finden, was allerdings bis ins Jahr 2010 nicht gelang. Im Jahr 2001 wurde der Doppelturm, Turm III, vom Brandenburgischen Landesamt für Denkmalpflege schließlich unter Denkmalschutz gestellt.«

»In jüngerer Vergangenheit häuften sich die Ereignisse um den Brücker Antennenmessplatz, insbesondere die zwei verbliebenen Türme, wieder. Am 09. Dezember 2009 wollte die Deutsche Telekom AG den eingekürzten Turm II sprengen lassen, was durch das Engagement des kurzfristig gegründeten Vereins Brücker Türme um Zimmermeister Eike Siedschlag verhindert werden konnte. Die Deutsche Telekom AG beauftragte



Abb. 28: Bolzenkopf mit Unterlagsscheiben



Abb. 29: Mutter mit eingedrehtem Bolzen

daraufhin eine Immobilienfirma mit der Abwicklung des Verkaufs des Geländes bis zum 22. Januar 2010. Indes stellte der Sachverständige des Brandenburgischen Landesamtes für Denkmalpflege, Dr. Matthias Baxmann, in Aussicht, auch den eingekürzten Turm unter Denkmalschutz zu stellen. Letztendlich wurde das Gelände von dem Seddiner Pferdezüchter Lutz Vollstädt gekauft. Neuer Eigentümer der deutschlandweit einzigartigen Türme ist inzwischen allerdings Thomas Schielicke, ein Bauunternehmer und Hotelier aus dem benachbarten Ort Beelitz.»

»Seit Beginn des Sommersemesters 2010 ist auch die Beuth Hochschule für Technik Berlin in die Ereignisse um die Brücker Türme involviert. Unter Regie ihres Professors für Holzbau und Tragwerksplanung, Prof. Dr. Jens Kickler, analysieren die Studenten des Masterstudienganges Konstruktiver Ingenieurbau den Zustand der Konstruktion und prüfen deren Substanz.« [Quelle: <http://public.beuth-hochschule.de/antennenmessplatz/index.html>]

Der erhaltene Doppelturm wird von der Beuth Hochschule Berlin, im Masterstudiengang konstruktiver Ingenieurholzbau, als Ausbildungsprojekt junger Bauingenieure verwendet: <http://public.beuth-hochschule.de/antennenmessplatz/index.html>.

Die einmalige Besonderheit der Türme sind die Verbindungsbolzen aus Kunstharz-Pressholz. Alle Einzelteile, Schrauben, Unterlegscheiben und Muttern wurden aus diesem Material hergestellt. Seit über 50 Jahren sind diese Dübel frei bewittert im Einsatz und haben sich nicht verändert, sondern voll bewährt.



Abb. 30:
Plastefol-Holzdübel

Holzdübel aus Kunstharz-Pressschichtholz »Plastefol«

Die Holzdübel sind aus phenolharzverpressten Buchenfurnieren hergestellt und besitzen hervorragende elastomechanische Eigenschaften.

Rohdichte Holzdübel: bis ca. 1300 kg/m^3

Zum Vergleich:

Rohdichte Buche: bis ca. 910 kg/m^3

Rohdichte Tanne: bis ca. 710 kg/m^3



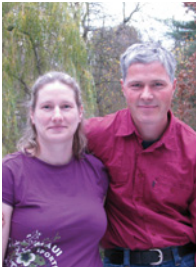
Rolf Dürschner, Möhrendorf
Dipl.-Ing. (FH)
Jahrgang 1940



Hermann Wirth, Weimar
Prof. i. R. Dr. phil. habil. Dr.-Ing.
Jahrgang 1940



Holger Schmidt-Schuchardt,
Dipl.-Ing.,
Sachverständiger für Holzschutz
Mitinhaber der Planungsgemeinschaft Schmidt & Partner
Leiter der Zimmerei Bennert GmbH Klettbach
Jahrgang 1961



Conny und Martin Wernicke, Kyhna
Zimmerermeister



Manuela Kramp, Lemgo
Dipl.-Ing. Architektin
Jahrgang 1966



Reiner Dinger, Gäufelden

Vorsitzender des Vereins zur Förderung des Radsports in
Gäufelden e. V.



Thomas Altmann,

Dipl.-Ing. Bauingenieur
tätig als Redakteur für Baufachzeitschriften



Ambrosius J. R. Widmer, Sarnen CH

Zimmermeister / Restaurator im Holzbau
Jahrgang 1961



Beat Lauber,

Dipl. Holzbauing. FH
Jahrgang 1967



Dr. Josef Theo Hein,

Diplomphysiker und Malermeister
Jahrgang 1948



Kornelia Horn, Söder
Dipl.-Ing. für Verfahrenstechnik
Jahrgang 1959



Hans-Jürgen Niemann, Bochum,
Prof. Dr.-Ing.
Jahrgang 1953



Elmar Krabbe (†)



Marc Ellinger, Bernau
Dipl. Ing. (FH), Bausachverständiger
Jahrgang 1964



Dieter Ansorge, Bietigheim-Bissingen
Dipl. Ing., Gutachter
Jahrgang 1941

Dieter Ansorge (Hrsg.)

Historische Holzbauwerke und Fachwerk

Instandsetzen – Erhalten

Teil 2: Ausgewählte Objekte und Konstruktionen

Historische Holzbauwerke sind eindrucksvolle Beispiele der Ingenieur- bau- und Handwerkskunst. Sie sind Zeugnisse einer längst vergangenen Zeit, die auch noch nach Jahrhunderten die Menschen faszinieren. Im zweiten Teil von »Historische Holzbauwerke und Fachwerk« haben sich 16 Autoren zum Ziel gesetzt, den Charme dieser Zeit, die kulturelle Bedeutung der Bauwerke und die besonderen konstruktiven Feinheiten der Holzbauweise nicht in Vergessenheit geraten zu lassen.

An optisch reiz- und technisch anspruchsvollen Objekten in Deutschland, Europa und Japan erläutern die Autoren die zum Erhalt durchgeführten Maßnahmen oder zeigen an Neubauten im Stil der Vorgängerbauten auf, dass frühere Bautechnologien auch heute noch ihre Berechtigung haben. Ausgewählte Gebäude, aufwendig restaurierte Brücken, geschichtsträchtige Sendetürme, instand gesetzte Wasser- und Windmühlen sowie klassische Sportstätten aus Holz werden ausführlich gewürdigt.

Der Herausgeber:

Dipl.-Ing. Dieter Ansorge, freiberuflich tätig als Architekt und Bauingenieur; seit 1976 Freier Sachverständiger für Sicherung und Erneuerung historischer Bauten und Schäden an Gebäuden; seit 1996 Mitarbeit in der WTA (Wissenschaftlich-Technische Arbeitsgemeinschaft für Bauwerkserhaltung und Denkmalpflege e.V.); Seminar- und Lehrtätigkeiten; Autor diverser Fachveröffentlichungen.



ISBN 978-3-8167-8614-6



9 783816 786146