

Norbert Bergmann

Stuck und Verformung – Betrachtungen zur Dauerhaftigkeit von Stuck

Stuck entsteht aus einem Gemisch von Kalk oder Gips oder Zement mit Sand und Wasser. Um Stuck anzutragen, bedarf es einer bestimmten Mischung und einer bestimmten Konsistenz. Die Handwerker haben über viele Jahrhunderte gelernt, die Mischungsverhältnisse zu optimieren. Gips und Kalk tauchen eher im Inneren eines Gebäudes auf, Zement dagegen eher außen. Die Zuschlagstoffe variieren je nach Ort und Anwendung, manchmal auch in Abhängigkeit von der Zeit. Man kann alle Bindemittel miteinander mischen. Und es gibt viele organische Zusatzstoffe: Eiweiß oder Leim, Quark oder Bier. Manches ist Tatsache, manches eher Phantasie. Im Folgenden soll die Frage beantwortet werden, wann und warum Stuck mechanisch versagt und, dem Gesetz der Schwerkraft folgend, herunterfällt.

Als Ingenieure werden wir oft gebeten, Schäden am Stuck und Putz zu beurteilen. In der Klosterkirche Maria Himmelfahrt in Fürstenzell zeigten sich einige Jahre nach der großen Restaurierung erneut Risse und aufstehende Farbschichten [Abb. 1 und 2]. In der Pfarrkirche Maria Heimsuchung in Willprechtzell waren große Teile eines Medaillons abgestürzt [Abb. 3 und 4]. In der Klosterkirche Schäftlarn fiel ein Stück Putz aus dem Gewölbe. Bei all diesen Schäden geht es um die Frage nach dem Warum. Und es gibt fast immer eine Gemeinsamkeit in den Antworten: Das Bauwerk hat sich bewegt. Die Frage nach dem Schaden am Stuck ist also in erster Linie eine Frage nach der Verformung des Putzuntergrundes, d. h. des Gewölbes, der Flachdecke oder des aufgehenden Mauerwerks, bzw. nach den Interaktionen zwischen diesen Bauteilen.

Für die folgenden Überlegungen können stellvertretend für eine Vielzahl von Mörtelzusammensetzungen zwei Proben herangezogen werden: Bei der ersten Probe [Abb. 5] handelt es sich um einen Romankalk-Mörtel. Romankalk kann den hochhydraulischen Kalken zugeordnet werden. Die Probe wurde im Labor hergestellt und in einer Prüfpresse auf Druck bis zum Bruch beansprucht. Die Bruchspannung auf Druck beträgt ca. $2,5 \text{ N/mm}^2$ bei einer Stauchung von $0,18\%$. Der E-Modul, also das signifikante Verhältnis von Spannung zur Dehnung, beträgt ca. $2,7 \text{ kN/mm}^2$. Die Verformung beginnt sehr steil und flacht dann bis zum Bruch etwas ab. Danach fällt die Spannung abrupt ab. Die theoretisch zuordenbare Zugspannung beträgt etwa $0,4 \text{ N/mm}^2$ bei einer Dehnung von ca. $0,015\%$. Die Stauchung bis zum Bruch beträgt etwa das Zwölfwache der maximalen Dehnung.

Bei der zweiten Probe [Abb. 6] handelt es sich um einen Sumpfkalkmörtel mit einem Anteil von Weißzement. Die Bruchspannung auf Druck beträgt ca. $2,9 \text{ N/mm}^2$ bei einer Stauchung von $0,4\%$. Der E-Modul beträgt ca. $2,0 \text{ kN/mm}^2$. Die Verformung beginnt steil und nimmt dann kontinuierlich bis zum Bruch ab. Nach dem Bruch fällt die Spannung langsam ab. Die theoretisch zuordenbare Zugspannung beträgt

etwa $0,2 \text{ N/mm}^2$ bei einer Dehnung von ca. $0,010\%$. Die Stauchung bis zum Bruch beträgt also das Vierzigfache der maximalen Dehnung.

Der Romankalk-Mörtel kann bei einer Beanspruchung auf Druck als spröde, der Kalkmörtel eher als plastisch bezeichnet werden. Beurteilt man beide Mörtel aus Sicht ihrer Verträglichkeit, Bauwerksbewegungen schadensfrei zu ertragen, so zeigt der Kalkmörtel ein deutlich anderes Verhalten: Während der Romankalk-Mörtel bei einer Verformung von $0,18\%$ reißt und versagt, ist der Sumpfkalk-Mörtel bei gleicher Dehnung erst bei der Hälfte seiner Bruchdehnung. Der Romankalk-Mörtel wird bei Druckbeanspruchungen plötzlich versagen, der Sumpfkalkmörtel hat nach dem Versagenspunkt plastische Eigenschaften. Bei Zugbeanspruchungen hält der Romankalk-Mörtel etwa die doppelte Beanspruchung gegenüber dem Sumpfkalkmörtel aus. Das Verhalten auf Zug ist bei beiden Mörteln ähnlich: Sie versagen schlagartig bei einer Dehnung von $0,015\%$ bzw. $0,010\%$.

Besitzt der Stuck eine andere Zusammensetzung, so ändern sich seine mechanischen Eigenschaften nur quantitativ, nicht jedoch qualitativ:

- Ist der Anteil an hydraulischem Bindemittel höher, steigt der E-Modul und die Bruchspannung wird etwas höher sein; die Dehnung jedoch dürfte in einer ähnlichen Größenordnung wie beim Romankalk-Mörtel liegen.
- Gips wird den Mörtel spröder machen, aber nicht höher beanspruchbar.

Abb. 1: Fürstenzell, Klosterkirche, Untersuchung der Gewölbeuntersicht vom Hubsteiger aus



– Nimmt das Mischungsverhältnis von Bindemittel und Zuschlag ab, sinkt auch der E-Modul.

Im Folgenden sollen die beiden genannten Mörtel-Zusammensetzungen auf ihr Verhalten im Bauwerk untersucht werden. Wann treten Bauwerksbewegungen auf, und wann überschreiten diese die Grenze der für den Stuck noch erträglichen Verformungen? Für die weiteren Überlegungen wird davon ausgegangen, dass der Stuck und das Bauwerk zusammen verformt werden, dass also keine Trennung zwischen Putz bzw. Stuck und putztragendem Bauteil stattfindet.

Betrachtet man eine Holzbalkendecke (Nadelholz 16/20 cm, $a=1,0$ m, $L=6,5$ m) eines Wohngebäudes mit unterseitiger Putzdecke und darauf angebrachter Stuckierung [siehe Abb. 7], so ergeben sich bei einer üblichen Beanspruchung infolge der Nutzung als Wohnung vertikale Durchbiegungen in Feldmitte von etwa 3 bis 6,5 cm. Die Dehnung des Stucks auf der Deckenunterseite beträgt damit etwa 0,006% bis 0,012%. Die Bruchdehnung von Romankalk-Mörtel beträgt in unserem Beispiel etwa 0,015%, die von Sumpfkalk-Mörtel etwa 0,010%. Ermittelt man daraus die zulässigen Belastungen [siehe Abb. 8], so ergeben sich diese zu etwa 1 kN/m² bzw. ca. 1,4 kN/m². Dies liegt zwar deutlich unter dem Wert der heutigen Normen, hier wären 2 kN/m² erforderlich, dürfte aber in den allermeisten Fällen die übliche Belastung für Altbauten realistisch wiedergeben. Die üblichen Verformungen einer stuckierten Holzbalkendecke entsprechen also der Bruchdehnung eines Stucks. Risse werden sehr wahrscheinlich eintreten, jedoch keine nennenswerte Größe erreichen. Ein Versagen des Stucks infolge der Durchbiegung bei normaler Beanspruchung der Decke ist deshalb eher unwahrscheinlich.

Betrachtet man ein aus Ziegeln gemauertes (1/2 Stein stark) Tonnengewölbe ähnlicher Spannweite, so ergibt sich bei einer gleichen Belastung eine vertikale Durchbiegung im Scheitel von ca. 3 cm bei einer gleichzeitigen Verformung der äußeren Gewölbeteile nach oben von ca. 1,5 cm. Die so genannten Drittelpunkte bleiben nahezu unverformt [siehe Abb. 9]. Ermittelt man nun aus den Bruchdehnungen von Romankalk-Mörtel von 0,015% und Sumpfkalkmörtel von ca. 0,010% die zugehörigen Belastungen [siehe Abb. 10], so ergeben sich hierfür zulässige Werte von ca. 0,6 bis 0,85 kN/m². Würde man die gleiche Last wie bei einer Holzbalkendecke aufbringen, würden die Stuckierungen im Gewölbescheitel reißen, möglicherweise sogar sich vom Untergrund ablösen. Einfache Tonnengewölbe oder Bögen werden also infolge einer Belastung eher Schäden am Stuck aufweisen als vergleichbare Holzbalkendecken.

Einfache Tonnengewölbe oder Bögen verformen sich linear elastisch. Werden diese zusätzlich durch seitliche Kappen ausgesteift, so ergeben sich für die Verschneidungslinien zwischen Kappe und Tonne lokale dreidimensionale Steifigkeiten, mit der Folge, dass dort die Verformungen deutlich geringer eintreten werden als in den freien Feldern dazwischen. Die Verformung der Tonne wird überlagert mit den Zwängungen der Kappen in den Verschneidungslinien [Abb. 11]. Eine Prognose der zu erwartenden Verformungen bzw. der zulässigen Belastungen lässt sich hier nur noch bei exakter Kenntnis von Geometrie und Ausführung des Mau-



Abb. 2: Fürstenzell, Klosterkirche, aufstehende Farbschichten im Scheitel des Chorbogens auf der Seite des Langhauses; die Risse sind wohl bereits bauzeitlich bei der Ausschalung des Gewölbes entstanden; die Rissöffnungsweite folgt der jahreszeitlichen Beanspruchung und kann nicht dauerhaft geschlossen werden.



Abb. 3: Pfarrkirche Willprechtzell, die Medaillons und die umrahmenden Stuckierungen wurden in einer zweiten Ausstattungsphase eingefügt. Die Stuckierung der Gewölbegrade ist bauzeitlich. Das Spantengewölbe ist durch zahlreiche Schäden und Zerstörungen der Dachwerke großflächig deformiert.

Abb. 4: Pfarrkirche Willprechtzell, das Medaillon nach dem Absturz: restaurieren oder rekonstruieren?



erwerks abgeben. Generell gilt jedoch: Tonnengewölbe mit seitlichen Kappen können deutlich höhere Belastungen ertragen als ohne Kappen.

Viele Stuckierungen finden sich in sakralen Räumen. Meist sind diese eingewölbt. Betrachtet man die Verformungsverhalten zwar weiterhin, jedoch kommt zur Beurteilung der Belastungen auf das Gewölbe auch die Beurteilung der aus dem Tragverhalten des gesamten Gebäudes resultierenden Verformungen hinzu. Diese Verformungen werden durch Verschiebung der Auflager nach außen, also z. B. durch nach außen kippendes Mauerwerk, verursacht. Die Verformungen treten meist ein, wenn das für die Standsicherheit, also auch für das Verformungsverhalten, so maßgebende Dachwerk in seinen Fußpunkten zerstört wird.

Abb. 12 zeigt die Abhängigkeit der Verformung auf der Unterseite des Gewölbescheitels von der Auflagerverschiebung am Beispiel des Abb. 10 zugrunde gelegten Tonnengewölbes. Für das Beispiel des Romankalk-Mörtels ergibt sich eine rechnerische Auflagerverschiebung von ca. 3,3 mm bis zum Erreichen der Bruchdehnung bzw. bei Kalkmörtel von 2,2 mm. In der Praxis werden diese Werte durch die geringe Geschwindigkeit der Auflagerverschiebung und die dadurch möglichen plastischen Umlagerungen im Putz größer sein. Für eine praktische Anwendung ist diese rechnerische Simulation jedoch ausreichend: Bereits geringe Auflagerverschiebungen von wenigen Millimetern genügen, um im Gewölbescheitel den auf der Unterseite angebrachten Putz reißen zu lassen. Sind im Gewölbescheitel auf der Unterseite Risse vorhanden, dürfte dies ein signifikanter Hinweis auf eine Veränderung des statischen Systems sein, möglicherweise auch ein Hinweis auf einen umfangreichen Schaden in dem darüber liegenden Dachwerk.

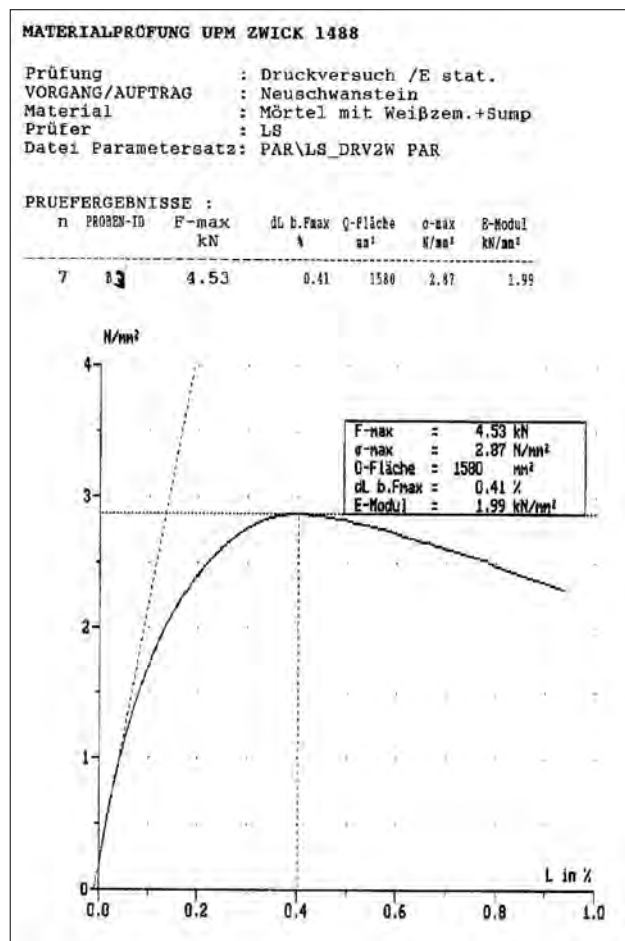
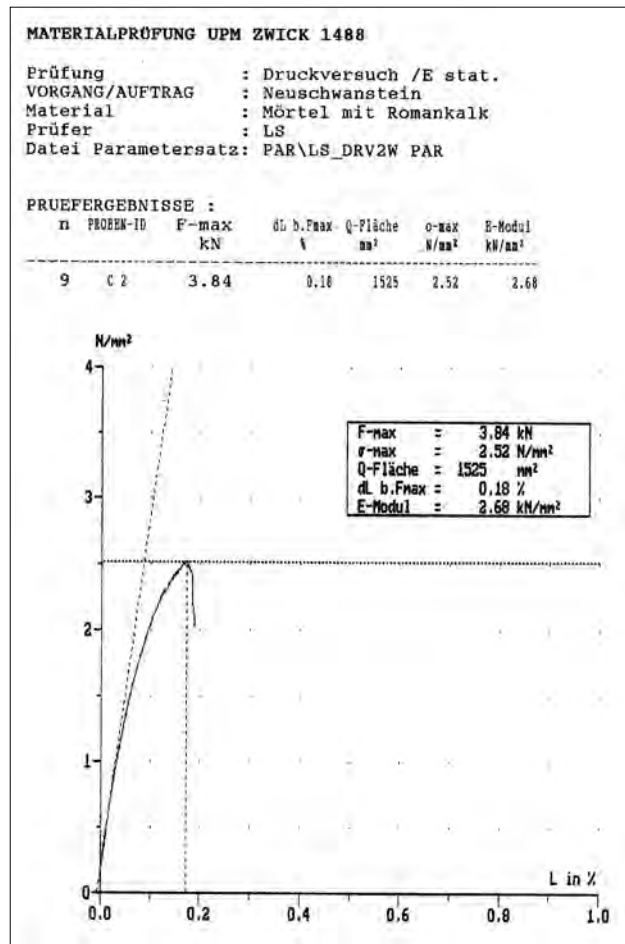
Soweit die theoretischen Zusammenhänge von Bauwerksverformungen bzw. Verformungen von Bauteilen und der Beanspruchung von Putzen und Stuckierungen. Im Folgenden werden Beispiele aus der Praxis gezeigt, die den Zusammenhang von Bauwerksverformungen und massiven Schäden am Putz und an der Stuckierung veranschaulichen.

Die Pfarrkirche St. Michael in Berg am Laim, München

Die Pfarrkirche St. Michael in München-Berg am Laim wurde 1735 bis 1751 durch Johann Michael Fischer erbaut. Die Stuckierung und auch die Ausmalung erfolgten durch Johann Baptist Zimmermann in den Jahren 1743 und 1744.

Abb. 5: Protokoll eines Druckversuchs für eine Mörtelprobe aus Sand und Romankalk; die zugehörige Bruchspannung bei einer Beanspruchung auf Zug kann mit 0,4 N/mm² und einer Bruchdehnung von 0,015% abgeschätzt werden.

Abb. 6: Protokoll eines Druckversuchs für eine Mörtelprobe aus Sand und Sumpfkalk mit Teilen von Weißzement; die zugehörige Bruchspannung bei einer Beanspruchung auf Zug kann mit 0,2 N/mm² bei einer Bruchdehnung von 0,010% abgeschätzt werden.



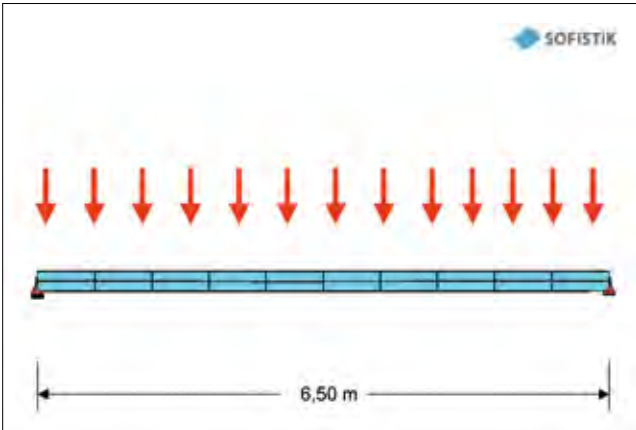


Abb. 7.: Beanspruchung einer Holzbalkendecke durch eine gleichmäßige Verkehrslast

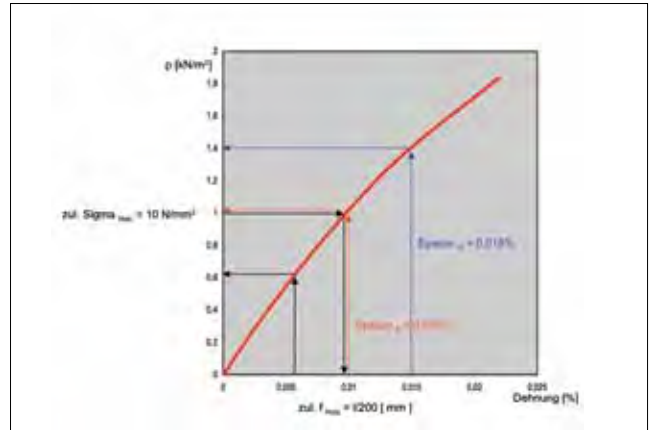


Abb. 8: Last-Verformungs-Diagramm der Holzbalkendecke mit Eintragung der maximalen Verformung des Romankalk-Mörtels (blau) und des Sumpfkalk-Mörtels (rot) sowie der Verformung bei einer Ausnutzung der zulässigen Beanspruchung der Holzbalken; die Verformungsgröße bezieht sich auf eine Dehnung auf der Balkenunterseite.

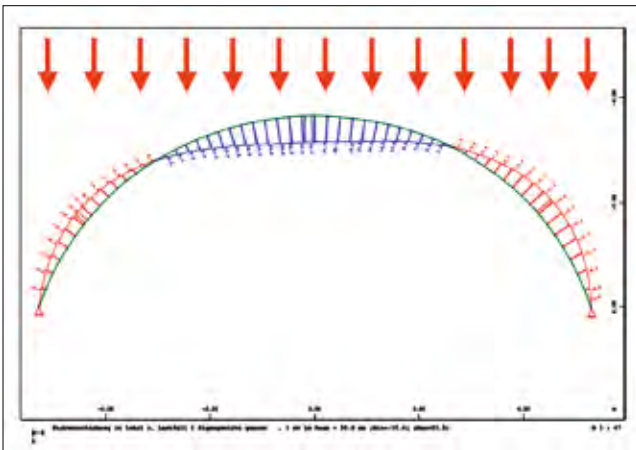


Abb. 9: Beanspruchung eines Tonnengewölbes bei gleicher Spannweite wie die Holzbalkendecke in Abb. 7; dargestellt sind die Verformungen senkrecht zur Achse bei einer Beanspruchung durch Eigengewicht und durch eine Verkehrslast von 2 kN/mm².

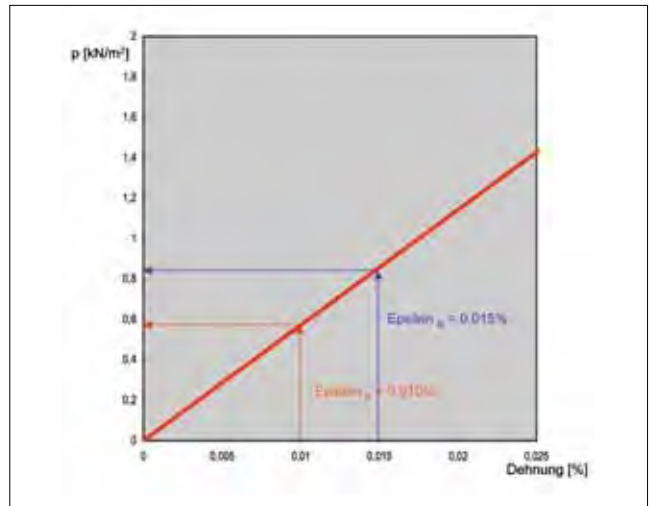


Abb. 10: Last-Verformungs-Diagramm des Tonnengewölbes mit Eintragung der maximalen Verformung des Romankalk-Mörtels (blau) und des Sumpfkalk-Mörtels (rot); die Verformungsgröße bezieht sich auf eine Dehnung auf der Gewölbeunterseite.

Abb. 11: Idealisierung eines Tonnengewölbes mit seitlich aussteifenden Kappen



Abb. 12: Gegenüberstellung der Verformungen auf der Unterseite im Gewölbescheitel und der Auflagerverschiebung; Eintragung der maximalen Verformung des Romankalk-Mörtels (blau) und des Sumpfkalk-Mörtels (rot)

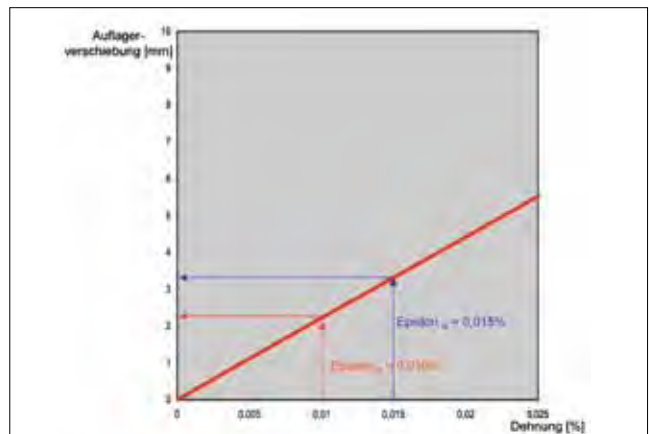




Abb. 13: München, Berg am Laim, Pfarrkirche St. Michael, zerstörtes Spantengewölbe, Seitenansicht der Spanten in der Gewölbetrompe Süd-West über dem Zentralraum

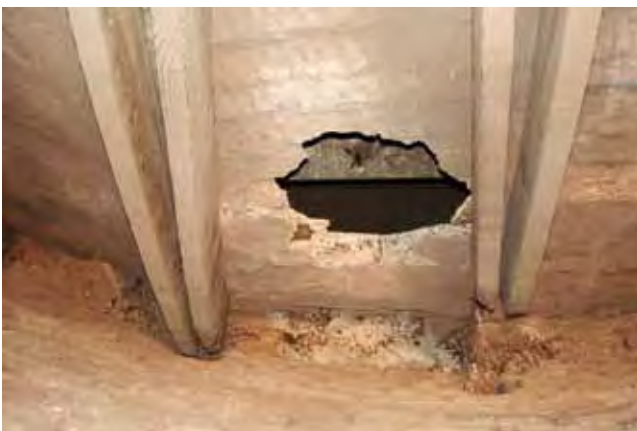


Abb. 14: München, Berg am Laim, Pfarrkirche St. Michael, zerstörtes Spantengewölbe, Blick von oben in die Gewölbetrompe Süd-West über dem Zentralraum

Abb. 15: München, Berg am Laim, Pfarrkirche St. Michael, zerstörtes Spantengewölbe, Blick von oben in die Gewölbetrompe Süd-West über dem Zentralraum; im rechten Bildfeld die bereits reparierten Spanten aus Abb. 13



Die Architektur ist durch große Fenster geprägt. Demzufolge ist die Aussteifung des Bauwerks wesentlich durch die räumliche Anordnung der Wände und der Dachwerke gegeben. Die Gewölbe sind als Spantengewölbe konstruiert, tragen also nicht all zu viel für die Lastabtragung bzw. die Aussteifung des Bauwerks bei. Die Dachwerke lassen sich als Kehlbalkendächer beschreiben, sind jedoch aus der räumlichen Verschränkung der Konstruktionen stark überlagert mit zahlreichen nachträglichen Aussteifungen.

Das aufgehende Mauerwerk zeigt nur geringe Risse. Im Bereich der südwestlichen Gewölbetrompe des Zentralraums waren jedoch großflächige Hohlstellen vorhanden. Nach der Beräumung der Gewölbezwicke von oben zeigte sich eine nahezu vollständige Zerstörung des Spantengewölbes durch eindringende Feuchte mit nachfolgendem Pilzbefall [Abb. 13]. Bereits mit geringem Druck konnte ein Teil der Putze und der den Putz tragenden Latten entfernt werden [Abb. 14]. Dass der Putz noch nicht abgestürzt war, dürfte an der dreidimensionalen Lastabtragung der Putzschale gelegen haben.

Die Reparatur erfolgte von oben in handwerklicher Technik. Wichtigstes Kriterium hierfür war die Erhaltung des noch intakten Putzes und der daran befestigten Stuckierung. Durch die Lastumlagerung von der Spante auf die Putzschale stand der Putz unter Vorspannung. Geringste weitere Verformungen hätten nach dem Beräumen des Schutts in den Gewölbezwicken neue Schäden verursacht. Die Reparatur der Spanten erfolgte mit Holzbrettern, Holzleisten und Schnellbauschrauben. Alle Arbeiten wurden von einem Hänegerüst aus durchgeführt [Abb. 15].

Der Hubertussaal von Schoss Nymphenburg in München

Der Hubertussaal von Schoss Nymphenburg in München wurde 1753 bis 1759 durch Johann Baptist Gunetzhainer erbaut. Der zweigeschossige Flügelbau beherbergte im Erdgeschoss des westlichen Teils eine Orangerie, darüber einen Theater- und Festsaal. Er hatte eine Länge von etwa 33 m bei einer Breite von fast 11 m. Um eine lichte Höhe von etwa 6,50 m zu erreichen, verzichtete der Baumeister auf ein konventionelles Kehlbalkendach und konstruierte stattdessen verschränkte Binder mit einem hoch liegenden Zerrbalken. Die Orangerie war unterschiedlich tief gegründet. Der Baugrund kann als setzungsempfindlich eingestuft werden.

Die nördliche Saalwand musste bereits kurz nach der Errichtung des Bauwerks nachgebessert werden. Ein paar Jahre später spricht man bereits von umfangreichen Sicherungsarbeiten. Die Archivalien berichten auch in späterer Zeit immer wieder von Schäden im Hubertussaal. Die heute noch im Dachwerk vorhandenen Verstärkungen der Binder-Sparren mit verzahnten Beilaschungen dürften aus barocker Zeit stammen. Die zusätzlichen Stahl-Spannanker wurden wohl Anfang des 20. Jahrhunderts eingebaut. Doch alle zusätzlichen Verstärkungen konnten weitere Verformungen der Nordwand nicht verhindern. Einzig eine Notsicherung mit einem außen liegenden Abstützungsgerüst zeigte Erfolg

[Abb. 16]. Doch dies sollte nur ein Provisorium sein, von dem sich der Bauherr gerne wieder verabschieden wollte.

Zu Beginn der jetzigen Instandsetzung in den Jahren 2000 bis 2005 hatte die Nordwand eine Ausbauchung von bis zu 24 cm. Nach Freilegung der Deckenuntersicht zeigte sich das ganze Spektrum der Zerrüttungen [Abb. 17 und 18]. Viele Putze waren mit großen Rissen durchzogen, insbesondere an den Stoßstellen der Putzträger (Brettschalung mit aufgenagelten gespalteten Haselnussruten). Das Gesims drohte abzustürzen. Eine statische Analyse zum Verformungsverhalten des Dachwerks mit seiner daran befestigten Flachdecke und dem aufgehenden Mauerwerk zeigt sehr deutlich, dass bei nachgebendem Untergrund das Dachwerk nicht in der Lage war, die Mauerkrone zu halten. Die durch das Gewicht des Dachs über Reibung erzeugte Rückankerungskraft war viel zu gering, um das kippende Mauerwerk rückzuankern. Wäre die Reibungskraft größer gewesen, hätte das Dachwerk versagt.

Das zur Ausführung freigegebene Konzept sah eine massive Versteifung des Dachwerks vor [Abb. 19]. Hierzu wurden zunächst alle geschädigten Balken erneuert oder verstärkt. Danach wurden entlang der Traufen und der Querwände Stahlbetonringanker eingebaut. Die eigentliche Verstärkung der Dachkonstruktion erfolgte durch zusätzliche Sperrholzplatten auf der Sparrenlage mit form- und kraftschlüssigen Verbindungen untereinander und zum aufgehenden Mauerwerk. Es entstand ein Falzwerk.

Sechs Jahre nach dem massiven Eingriff in die Lastabtragung zeigt die Raumschale erwartungsgemäß wieder kleine Risse. Mit Öffnungswerten von wenigen Zehntel Millimetern sind diese aber weder für den Putz noch für den Stuck relevant. Der Raum wird heute wieder als Festsaal für Konzerte, Vorträge und sonstige Feierlichkeiten genutzt [Abb. 20].

Die Klosterkirche St. Dionys in Schäftlarn

Die Klosterkirche St. Dionys in Schäftlarn wurde 1733 bis 1740 durch François de Cuvilliers d. Ä. erbaut und 1751 bis 1760 durch Johann Baptist Gunetzhainer vollendet. Baumeister der zweiten Bauphase war Johann Michael Fischer. Die Stuckierung und das Deckengemälde stammen von Johann Baptist Zimmermann. Von der an gleicher Stelle stehenden Vorgängerkirche blieb nur der Turm stehen, der Rest wurde vollständig rückgebaut. Die Gründung der neuen Klosterkirche galt als sehr schwierig: Es stehen weiche und setzungsempfindliche Böden an, die Schichten sind hängend, folgen also den alten Böschungen des Isarbetts. Die Fundamentierung folgte dem Geländeverlauf, im Osten entstanden dadurch umfangreiche Keller.

Das Bauwerk wurde in Ziegelmauerwerk errichtet, ebenso die Einwölbungen. Die Kirche entspricht dem Typus einer Wandpfeilerkirche. Die Gewölbe sind eine Abfolge von Tonnengewölben und Kuppeln, gegliedert durch Gurtbögen. Das Dachwerk kann als Kehlbalckendach eingestuft werden. Die Vertikallasten aus dem Dachwerk über dem Langhaus



Abb. 16: München, Schloss Nymphenburg, Rückseite der ehem. Orangerie (Erdgeschoss) und des Hubertussaaes (Obergeschoss) im nördlichen Seitenflügel, provisorische Abstützung der Nordwand



Abb. 17: München, Schloss Nymphenburg, Blick nach Osten in den Hubertussaal nach Abschluss der statischen Maßnahmen und vor Beginn der Restaurierung der Raumschale

Abb. 18: München, Schloss Nymphenburg, Hohlkehle im Nord-Ost-Eck des Hubertussaaes, Zustand der Putze nach Ausbau der Kittungen und nach der mechanischen Sicherung der Stuckierungen



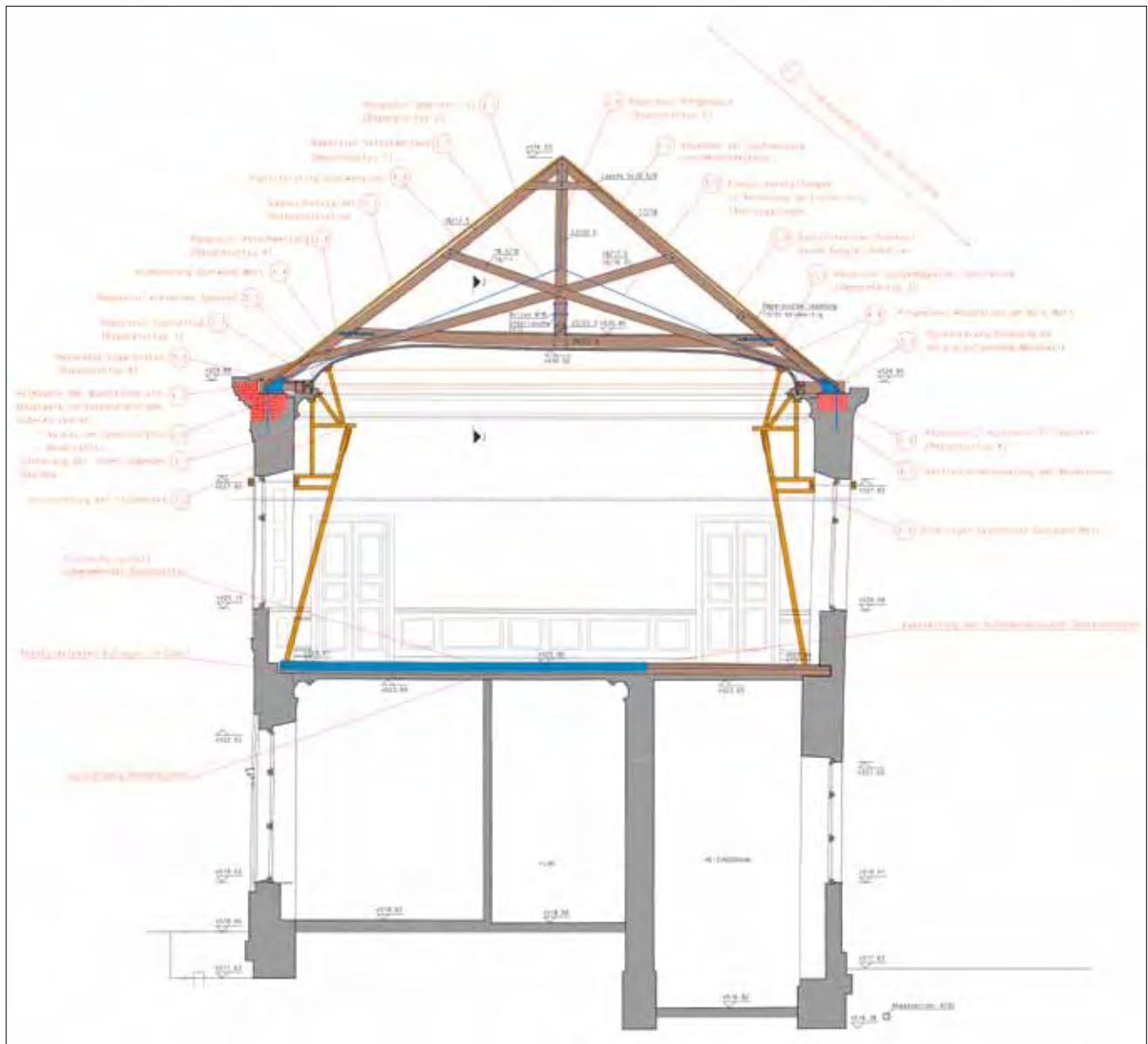


Abb. 19: München, Schloss Nymphenburg, Aufmaß Querschnitt, Blick nach Westen, Darstellung der statisch-konstruktiven Maßnahmen zur Wiederherstellung der Standsicherheit

werden weitgehend über Stützen und Sprengwerke auf der Innenseite der Wandpfeiler eingeleitet. Im Westen befindet sich der wohl noch der Vorgängerkirche zuzuordnende Glockenturm.

Im Sommer 2000 wurde die Kirche gesperrt. Ein Stück Stuck war aus dem Gewölbe des Chors heruntergefallen. So oder ähnlich fangen fast alle großen Instandsetzungen von Kirchen an. Ein eigentlich kleiner Anlass zeigt die Probleme eines ganzen Bauwerks, so auch in der Klosterkirche Schäftlarn. Zwar konnte durch den Einbau von Schutznetzen [Abb. 21] die Gefährdung der Kirchenbesucher kurzfristig ausgeschlossen werden, doch eine mittel- oder gar langfristige Lösung der Probleme war damit nicht möglich.

Umfangreiche Untersuchungen des Bauwerks zeigten zahlreiche Deformationen der Stuckierung, ausgeprägte Risse zwischen Gurtbögen und Gewölbekuppeln sowie zahlreiche Hohlstellen zwischen Putz und Mauerwerk [Abb. 22]. Das Rissbild auf der Gewölbeunterseite signalisierte ausge-

Abb. 20: München, Schloss Nymphenburg, Blick nach Westen in den Hubertussaal nach Abschluss der Maßnahmen



prägte Verformungen in den Übergängen der Gewölbekuppeln zu den Gurtbögen, deutlicher ausgeprägt in der Querschnittsrichtung. Freilegungen der entsprechenden Risse zeigten eine nahezu vollständige Ablösung des Gewölbemauerwerks von dem Mauerwerk der Gurtbögen [Abb. 23 und 24].

Das aufgehende Mauerwerk wies Verkippungen nach außen auf. Eine geodätische Vermessung der Außenwand zeigte sehr anschaulich die Deformation: Abweichungen von der Lotrechten um 9,4 cm auf der Nordseite und 7,9 cm auf der Südseite [Abb. 25]. Die größte Verformung war in Höhe der Gewölbeauflager vorhanden.

Die Dachwerke waren in den Kehlen nahezu vollständig zerstört. Im Bereich der Traufen waren einzelne Fußpunkte geschädigt. Statische Berechnungen zum Tragverhalten des Bauwerks ergaben für das Dachwerk keine großen Defizite. Um die Standsicherheit auf Dauer zu gewährleisten, war eine Reparatur der vorhandenen Konstruktionen vollkommen ausreichend. Nur über dem Chor musste ein zusätzliches Sprengwerk eingebaut werden.

Die statische Überprüfung des Bauwerks ergab jedoch auch ein großes Defizit: Das aufgehende Mauerwerk hatte keine ausreichende Steifigkeit, um den Horizontalschub der Gewölbe schadensfrei bis zum Dachwerk weiterzuleiten. Das von Gunetzhainer und Fischer errichtete Bauwerk war offensichtlich zu weich. Es hatte sich der Belastung aus dem Gewölbeschub entzogen und sich soweit verformt, dass die Hauptkuppel in der nördlichen und südlichen Auflagerzone durchgerissen war. Dem folgte eine Umlastung in die Längsachse.

Theoretische Überlegungen zum Tragverhalten einer Gewölbekuppel und eines Gurtbogens ergeben deutliche Hinweise auf unterschiedliches Verformungsverhalten: Während der Gurtbogen annähernd zweidimensional seine Lasten abträgt und bei einer horizontalen Auflagerverschiebung deutliche Bewegungen im Scheitel nach unten und in den Viertelpunkten nach oben zeigt, ergeben sich bei einer Auflagerverschiebung einer Gewölbekuppel durch das stark



Abb. 21: Schäftlarn, Klosterkirche, Blick in das Langhaus, Schutznetze mit einer Maschenweite von 5x5 cm, Verankerung der Netze mit Schwerlastdübel und umlaufenden Stahlseilen

räumliche Tragverhalten nur geringe vertikale Verformungen, jedoch ein verzweigtes Rissesystem im Randbereich. Bei einer gemeinsamen Auflagerverschiebung von Gurtbogen und Gewölbekuppel kommt es also zu Unverträglichkeiten der Verformungen zwischen Gurtbogen und Gewölbekuppel: Sie werden sich voneinander ablösen.

Zur Überprüfung wurden die Gewölbeuntersichten geodätisch erfasst und aus den Messpunkten ein Netz generiert. Über die Finite-Elemente-Methode nach Theorie 1. Ordnung konnte dann das Tragverhalten simuliert werden [Abb. 26]. Die in den statischen Berechnungen erkennbaren Zugbeanspruchungen korrelieren mit den vorhandenen Rissen und den gemessenen Deformationen. Die Standsicherheit der Gewölbe ist gegeben. Die Unverträglichkeit der Deformationen an den Übergängen von Gewölbekuppeln und Gurtbogen bzw. Tonnengewölbe führt zu lokalen Überlastungen der Putze und Stuckierungen: Die Verkehrssicherheit ist offensichtlich nicht mehr gegeben.

In den Jahren 2005 und 2006 wurden die Dachwerke vollständig instand gesetzt, das aufgehende Mauerwerk ver-

Abb. 22: Schäftlarn, Klosterkirche, Grundriss mit Darstellung der Gewölbeuntersichten, Kartierung der für die Beurteilung der Standsicherheit wesentlichen Schäden

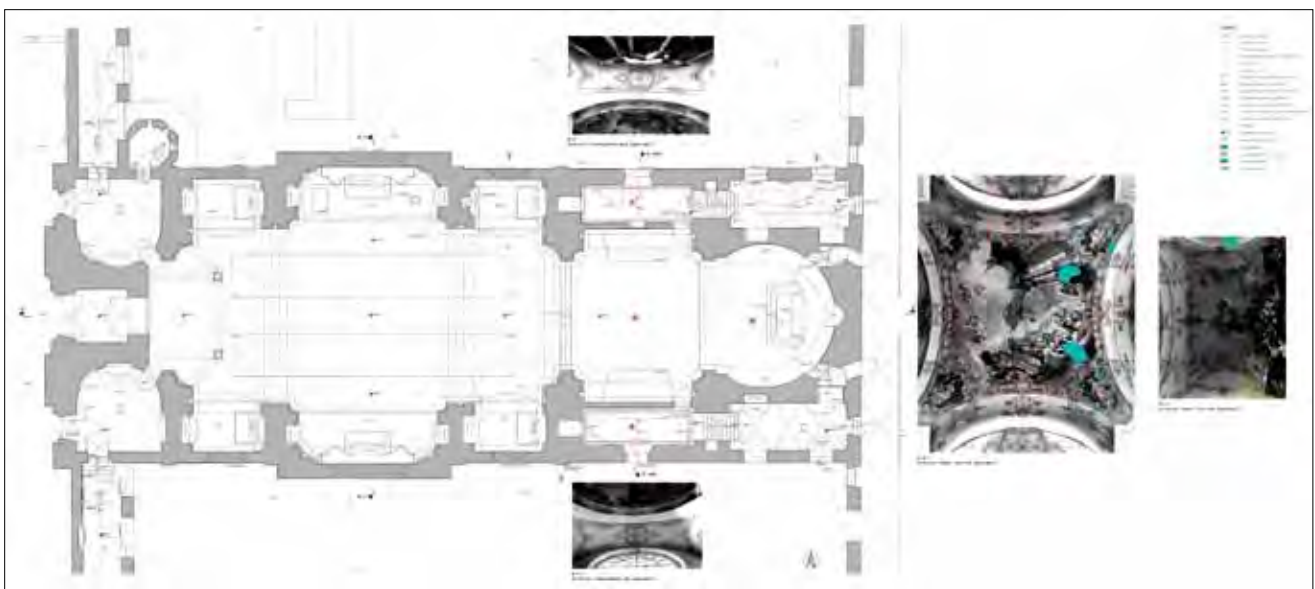




Abb. 23. Schäftlarn, Klosterkirche, Relativverformung zwischen mittlerer Gewölbekuppel (Hauptraum) und westlichem Gurtbogen



Abb. 24. Schäftlarn, Klosterkirche, Relativverformung zwischen östlicher Gewölbekuppel (Chor) und westlichem Gurtbogen

presst und vernadelt sowie die Gewölbe über zusätzliche Baukonstruktionen stabilisiert. Die seit der Erbauung vorhandene Bauwerksbewegung müsste somit gestoppt sein. Elastische Verformungen im Laufe des Jahresgangs und/oder Relaxationen des Materials werden jedoch zu weiteren, wenn auch geringen Rissen in den Übergangsstellen führen. Bei der Instandsetzung der Putze und Stuckierungen wurde systematisch unterschieden zwischen Rissen innerhalb der jeweiligen Konstruktion, also in Gewölbekuppen, in Tonnengewölben oder in Gurtbögen und Rissen in den Übergangsstellen zwischen den Konstruktionen. Im ersten Fall wurden die Risse geschlossen und die Hohlstellen gesichert, im letzten Fall wurden die Risse offen gelassen und nur soweit gesichert, dass bei weiteren Bewegungen kein Absturz zu befürchten war. Diese Risse bilden die notwendigen Bewegungsfugen.

Nachzutragen sei noch, dass trotz setzungsempfindlicher Baugrundsichten das Bauwerk nicht nachgegründet wurde. Die langsam ablaufenden Setzungen führen nach Einschätzung der Experten zu deutlich geringeren Folgeschäden, als dies bei einer Nachgründung systembedingt zu erwarten gewesen sein wäre. Das Bauwerk wird künftig regelmäßig geodätisch überwacht.

Das Galeriegebäude Herrenhausen in Hannover

Das Galeriegebäude Herrenhausen in Hannover wurde 1694 bis 1698 durch den Hofbaumeister J. P. Wachter erbaut. Die Stuckierung stammt von Dossa Grana und Pietro Rosso und wurde wohl 1695 ausgeführt. Die Ausstattung des Gebäudes geriet so prächtig, dass die zunächst geplante Nutzung als Orangerie aufgegeben wurde und das Bauwerk von Kurfürstin Sophie als Festsaal mit Privatgemächern genutzt wurde [Abb. 27 und 28]. Das Galeriegebäude wurde im 2. Weltkrieg von Bomben getroffen, jedoch nicht zerstört. Im Gegensatz zu dem schwer beschädigten Schloss unmittelbar nebenan wurde das Galeriegebäude nicht aufgegeben.

Durch die Kriegsschäden, aber auch durch große Schäden infolge eindringender Feuchtigkeit und nachfolgendem Pilzbefalls war die stuckierte Decke im Bereich des Mittelrisalits wohl um ca. 25 cm abgesackt. In den 1970er Jahren wurde ein umfangreicher Befall der Dachfußpunkte durch den Echten Hausschwamm festgestellt. In der sich daran anschließenden Instandsetzung wurden alle Sparrenfüße und die Zerrbalkenköpfe bis in den nicht mehr befallenen Bereich zurückgeschnitten und mit Stahlträgern beigelascht. Die form- und kraftschlüssige Verbindung zwischen Sparren und Zerrbalken wurde mit Beton hergestellt [Abb. 29]. Zur Gewährleistung der Regendichtigkeit der Schieferdeckung wurden alle Fugen innenseitig mit einem PU-Schaum geschlossen.

1997 wurde im Zuge einer routinemäßigen Überprüfung eine Lockerung der Stuckierung festgestellt. Die gesamte Flachdecke erhielt eine Absturzsicherung mittels einer darunter aufgehängten Sperrholzdecke. Dies konnte nur ein Provisorium sein, doch keine Lösung auf Dauer. Nun folgten umfangreiche Untersuchungen zur Ursache und Auswirkung. Die Decke hatte eine Dicke von 4 bis 7 cm. Das Bindemittel war Gips. Als Putzträger war Schilfrohr mit einem Draht von unten gefasst und mit Nägeln an den Latzen bzw. den Deckenbalken befestigt. Die Stuckbänder besaßen einzelne geschmiedete Nägel [Abb. 30 und 31]. Aus einer Restaurierungsphase in den 1970er Jahren stammten die zusätzlichen Verschraubungen und so genannten Kippdübel. Der Zustand der Drahtbindungen und der Nägel war Besorgnis erregend. Die Nägel hatten nur noch einen geringen Teil ihrer ursprünglichen Dicke, der Draht war vielfach durchgerostet. Mit einem Absturz der Decke war jederzeit zu rechnen.

Auf die Frage nach den Einflussgrößen auf die Decke ergaben sich mehrere Antworten:

- Die stuckierte Flachdecke hatte außer ihrem Eigengewicht nichts zu tragen, die Deckenbalken dienen fast ausschließlich der Lastabtragung aus dem Eigengewicht der stuckierten Flachdecke.
- Der Dachraum oberhalb der Flachdecke hat keine Wärmedämmung. Das Klima im Dachraum folgt im Wesent-

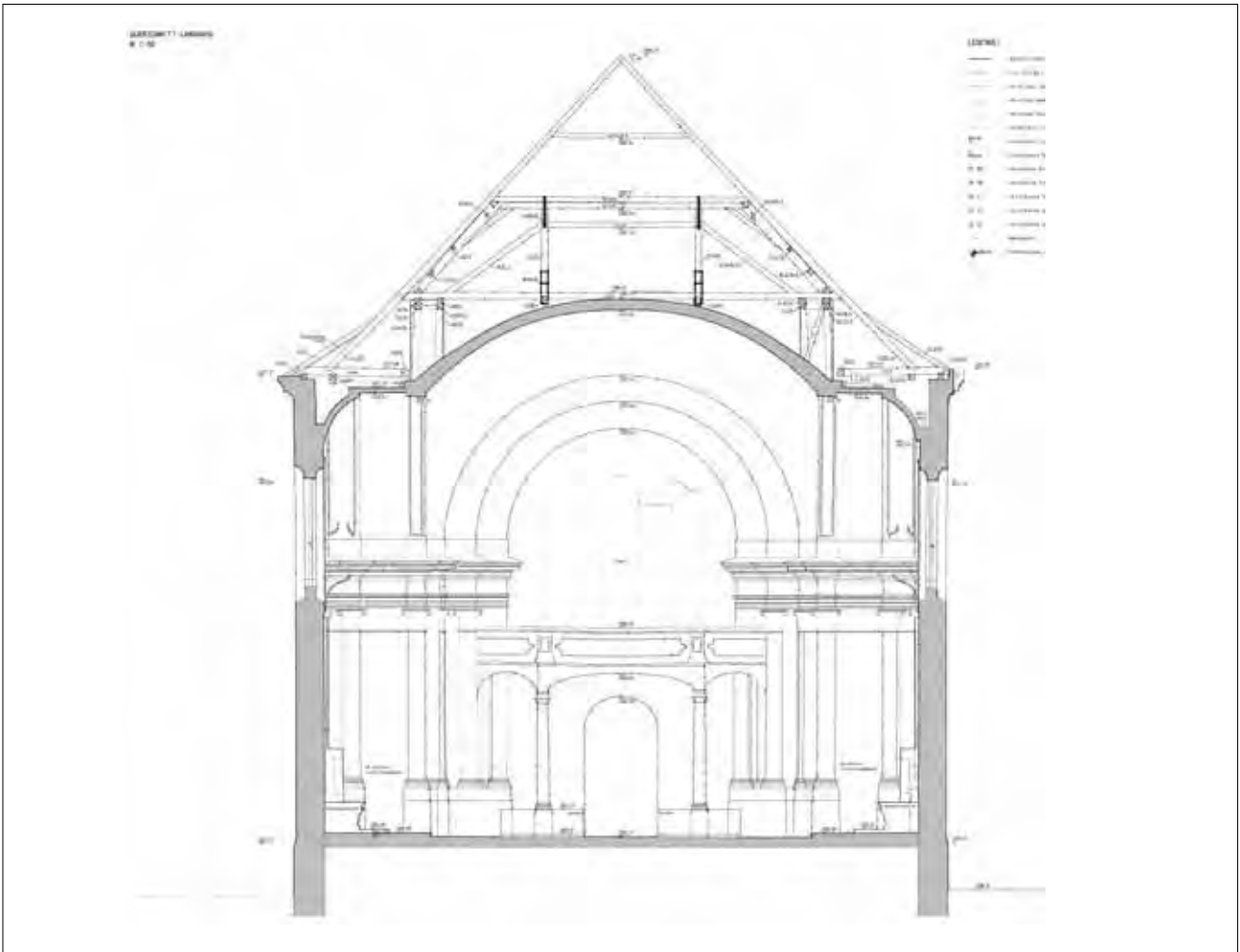


Abb. 25: Schäftlarn, Klosterkirche, Querschnitt Langhaus, mittlere Gewölbekuppel (Hauptraum), Blick nach Westen

Abb. 26: Schäftlarn, Klosterkirche, FEM-Berechnung des Kuppelgewölbes über dem Hauptraum, linear-elastisch, ohne Berücksichtigung der Risse, Darstellung der Haupttrandspannungen auf der Gewölbeunterseite: rot = Druck, blau = Zug

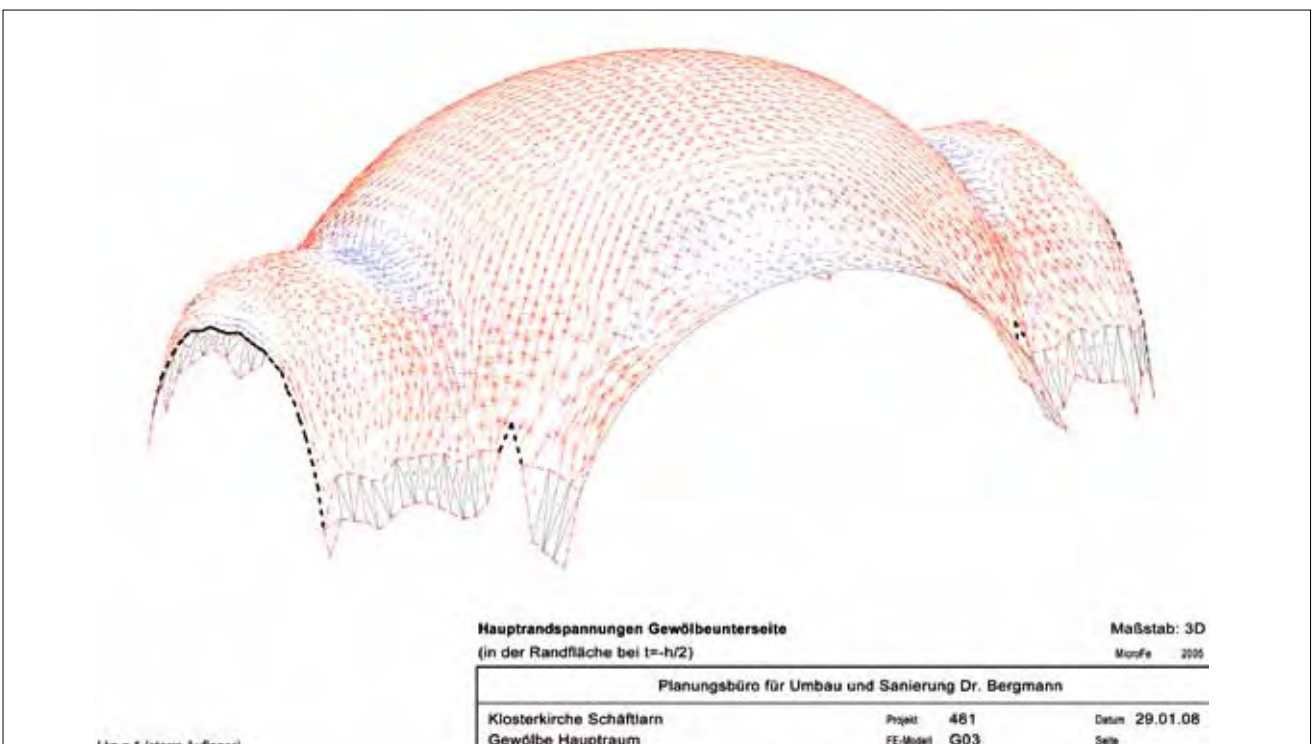




Abb. 27: Herrenhausen, Galeriegebäude, Gartenansicht, Zustand 2009, zehn Jahre nach der umfassenden Instandsetzung der Dachwerke und der Sicherung der stuckierten Flachdecke



Abb. 28: Herrenhausen, Galeriegebäude, Innenansicht, Zustand 2000, unmittelbar nach Abschluss der Instandsetzung

lichen dem Außenklima. Durch die intensive Nutzung des Saales für Veranstaltungen kommt es zu einem sehr großen Kondensatanfall in der Flachdecke.

- Die stuckierte Flachdecke wird über einen Überzug und Hängesäulen im Dachwerk aufgehängt. Durch die Feuerwerkswettbewerbe in den Herrenhäuser Gärten kommt es zu erheblichen dynamischen Beanspruchungen der Dachwerke und der Decke.
- Die Dachdeckung ist undicht, daher wird die Flachdecke durchfeuchtet.

Der drohende Absturz der stuckierten Flachdecke hatte offensichtlich mehrere Ursachen: Lang anhaltende Durchfeuchtungen von oben, aber auch von unten hatten die Drähte und Nägel durch Korrosion zerstört; Bomben, aber auch der Echte Hausschwamm haben die Dachwerke nachhaltig geschädigt; dynamische Belastungen mit überproportionalen Schwingungen haben die Lebensdauer der verwendeten Materialien signifikant reduziert.

Die statische Analyse ergab für die Dachwerke keine wesentlichen Defizite. Auch die Deckenbalken waren ausreichend dimensioniert. Die eigentliche Decke mit ihren Rohrmatten, Drähten, Nägeln und Zwischenlattungen jedoch hatte keine Tragreserven. Sie stand offensichtlich unmittelbar vor einem Einsturz.

Alle Stuckierungen und Putze wurden vollflächig mechanisch gesichert. Dabei wurde ein neues federndes Auflager entwickelt [Abb. 32]. Die Federn erhielten eine degressive Federkennlinie: Bei geringer Änderung der Kräfte konnten große Federwege genutzt werden. Alte und neue Aufhängung wirken miteinander. Versagt die Drahtaufhängung, kann die federnde Aufhängung die Decke halten. Es wurden zwei Arten von Aufhängungen entwickelt und eingebaut [Abb. 33]:

Typ A: direkte Verankerung des Stuckprofils durch die Decke an die Deckenbalken. Hierbei wirkt das Stuckprofil als Lastverteiler. Zunächst wurde der Stuck durchbohrt, der untere Teil der Bohrung erweitert und eine Gewindestange M8 mit einer Unterlegscheibe und Mutter eingebaut. Danach wurde das Stuckprofil wieder geschlos-

sen, die Aufhängung montiert und provisorisch ange-spannt.

Typ B: Verankerung der Putze über von oben eingemörtelte Gewindestangen M6. Hierzu wurde der Putz von oben bis zur Rohrmatte aufgebohrt: Durchmesser 30 mm, danach wurde eine Gewindestange mit einer so genannten Rampamuffe eingemörtelt. Die Rampamuffe dient der Vergrößerung der Lasteinleitungsfläche in den Verankerungsmörtel. Als Verankerungsmörtel wurde ein mit einem Acrylat modifizierter Gips-Mörtel verwendet. Zuvor wurden die Oberflächen des Altputzes mit einem Acrylat vorbehandelt. In Ausnahmefällen, wenn der Rücklagenputz sehr dünn war, erfolgte die Verankerung mit einem Epoxidharz. Zum Typ B zählte auch eine direkte Verschraubung der Gewindestangen in die Spanten der Hohlkehle.

Die Aktivierung der Aufhängungen erfolgte in mehreren Schritten bis zu einer Umlastung von ca. 60% der zu erwartenden Last. Eingebaut wurden 752 Aufhängungen vom Typ A und 1257 Aufhängungen vom Typ B. Nach zehn Jahren wurden alle Aufhängungen detailliert überprüft und einzelne Aufhängungen repariert. Die Schadensquote über einen Zeitraum von zehn Jahren betrug 0,75 %.

Dynamische Messungen des Dachwerks und der Flachdecke zeigten deutliche Überschreitungen der für Baudenkmäler noch schadensfrei zu ertragenden Erschütterungen [Abb. 34a]. Die Analyse ergab sowohl eine sinusförmige Schwingung über die gesamte Spannweite der Flachdecke mit einer Frequenz etwa 11 Hz als auch für die halbe Spannweite [Abb. 34b]. Feuerwerkswettbewerbe können nicht abgesagt werden, also wurde das Schwingungsverhalten der Flachdecke angepasst: Zwei neue Überzüge in den Viertelpunkten der Decke versteifen die Balkenlage untereinander. Schwingungsdämpfer zwischen Mauerwerk und Flachdecke [Abb. 35] reduzieren die Amplituden der Schwingungen. Inzwischen beträgt die Beanspruchung der Decke bei einem Feuerwerk nur noch ca. 40% [Abb. 34c].

Zur Vermeidung von Kondensat in der Flachdecke wurde das Klima im Dachraum dem Klima im Saal angeglichen: Die alten Lüftungsöffnungen in der Flachdecke wurden wieder geöffnet, damit ist ein Luftaustausch möglich. Die

Dachhaut erhielt eine umfangreiche Wärmedämmung zwischen den Sparren und einer darunter liegende Diffusionssperrebahn. Damit können die Lufttemperaturen im Dachraum bis auf zwei Grad an den Saal angeglichen werden. Steigt die Luftfeuchtigkeit im Saal um 10% gegenüber dem Dachraum, wird der Dachraum über die wiederhergestellten Kamine zwangsentlüftet und die Luft kann aus dem Saal in den Dachraum nachströmen. Die Erfahrungen der letzten zehn Jahre zeigen, dass diese Steuerung der Luftfeuchte nur bei Großveranstaltungen erforderlich wird, bei kleineren Veranstaltungen gleicht das Gebäude das Klima von alleine aus.

Für das Galeriegebäude wurde ein Wartungskonzept erarbeitet. Alle Funktionen werden regelmäßig kontrolliert.

Das Treppenhaus in der Würzburger Residenz

Das Treppenhaus in der Würzburger Residenz wurde 1749 durch Balthasar Neumann erbaut und von 1750 bis 1753 durch Giovanni Battista Tiepolo ausgemalt [Abb. 36].

Im Vorfeld der umfangreichen Restaurierung in den Jahren 2005 bis 2009 sollte von ingenieurtechnischer Seite das Gewölbe überprüft und eine Gefährdung der Putze hinsichtlich statisch relevanter Veränderungen beurteilt werden.

Das Gewölbe überspannt das gesamte Treppenhaus. Das Gewölbemauerwerk besteht aus behauenen Tuffquadern und Kalkmörtel mit auf der Oberseite ausgebildeten Rippen in Form eines Spantengewölbes [Abb. 37]. Musste in dem Auflagermauerwerk der Wände eine Öffnung überbrückt werden, so findet sich im Mauerwerk des Gewölbes ein entsprechender Entlastungsbogen. Das Mauerwerk der beiden Gebäudequerwände war bauzeitlich verschludert. Das bauzeitliche Dachwerk fiel dem 2. Weltkrieg zum Opfer, wie so vieles andere in der Residenz. Das Gewölbe über dem Treppenhaus stürzte jedoch nicht ein. Ein Notdach verhinderte danach größere Schäden durch eindringende Feuchtigkeit.

Für die statische Analyse standen ein vollständiges Aufmaß des Treppenraums und die diskreten Koordinaten der Gewölbeuntersicht zur Verfügung [Abb. 38]. Aus den Koordinaten wurde ein Netz generiert [Abb. 39] und dieses dann für eine statische Berechnung mittels Finite-Elemente-Methode nach Theorie 1. Ordnung genutzt. Als Werkstoff-Kennlinie diente ein linear-elastisches Verhalten. Abb. 40 bis 42 zeigen die Haupttrandspannungen auf der Gewölbeoberseite und -unterseite sowie die zugehörigen Verformungen. Zur Überprüfung dieser Ergebnisse wurde das Gewölbe auch in einzelnen Querschnitten analysiert, diesmal mit einer nicht-linear-elastischen Werkstoffkennlinie und nach Theorie 2. Ordnung. Beide Rechenergebnisse waren identisch. Das Gewölbe wird bis auf geringe Bereiche fast ausschließlich durch Druckkräfte beansprucht. Damit entspricht die Formgebung des gesamten Gewölbes über dem Treppenhaus der Würzburger Residenz fast an jeder Stelle dem Ideal eines Gewölbes, also der Form, bei der die geringsten Biegebeanspruchungen auftreten.

Für die anstehende Restaurierung ergaben sich aus statischer Sicht keine Hinweise auf eine Gefährdung der Putze.

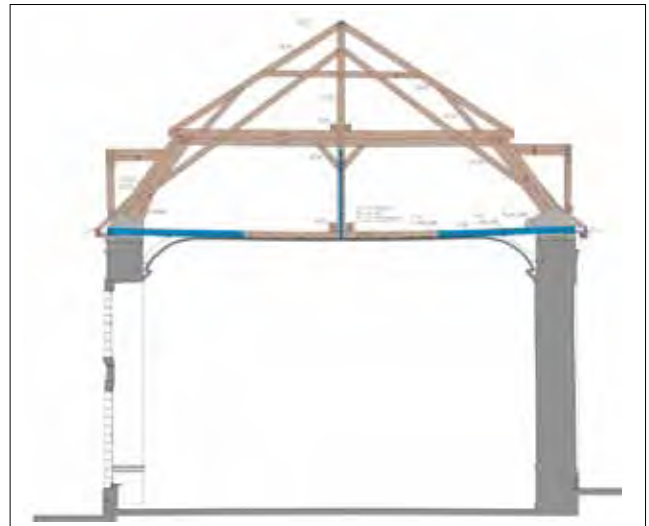


Abb. 29: Herrenhausen, Galeriegebäude, Querschnitt des Zustandes bis 1997

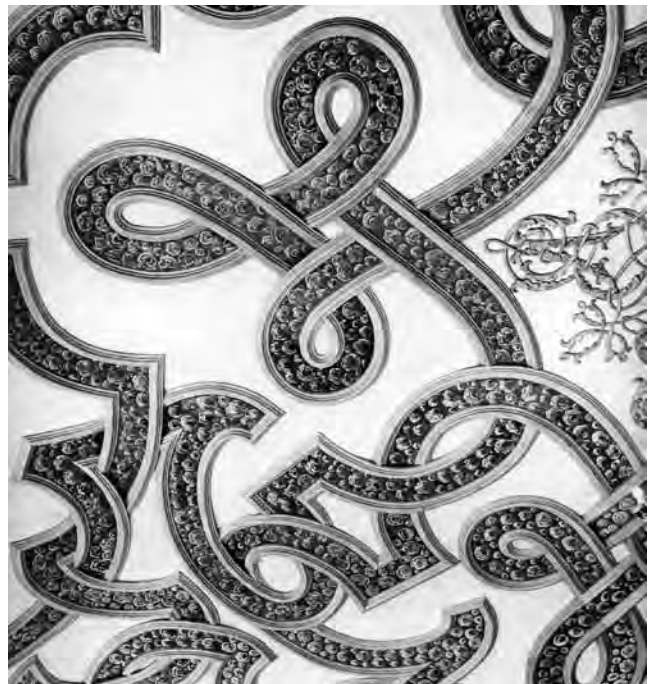


Abb. 30: Herrenhausen, Galeriegebäude, Deckenuntersicht, Zustand vor der Zerstörung im 2. Weltkrieg

Abb. 31: Herrenhausen, Galeriegebäude, Reststück bei der Wiederherstellung nach dem 2. Weltkrieg



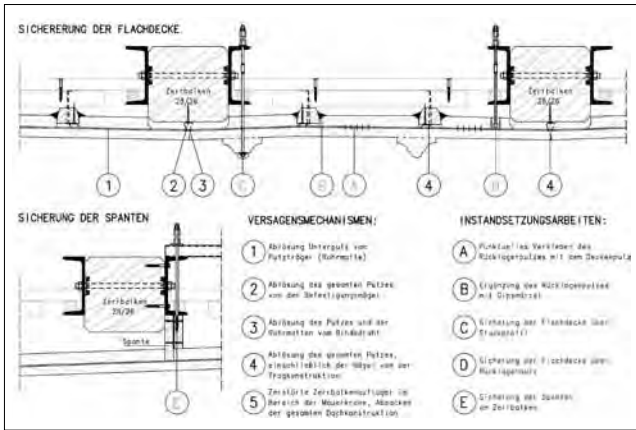


Abb. 32: Herrenhausen, Galeriegebäude, Konzept zur elastischen Sicherung der Flachdecke



Abb. 33: Herrenhausen, Galeriegebäude, ausgeführte Feder-Sicherung, links Typ A einer Verankerung im Stuckprofil, rechts Typ B einer Verankerung in der Putzschicht mittels kunststoff-modifiziertem Gips-Mörtel

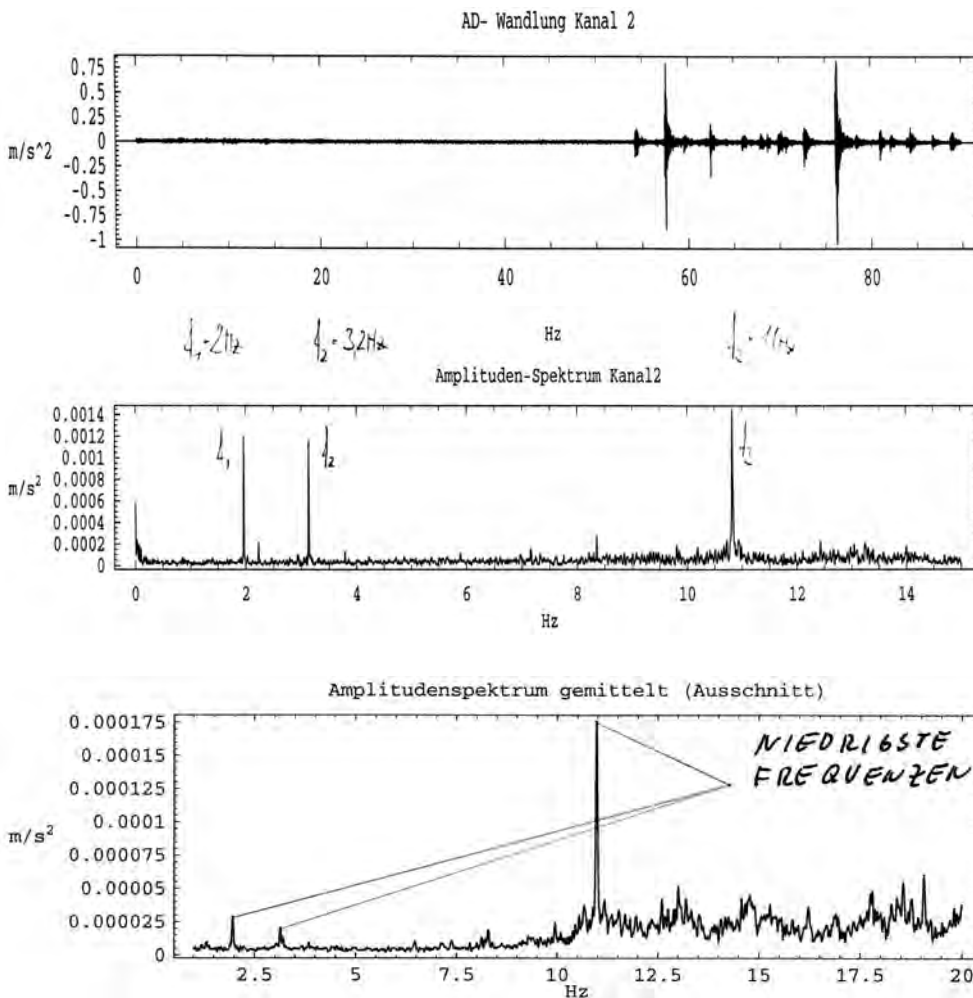


Abb. 34a. Herrenhausen, Galeriegebäude, Beschleunigung der Flachdecke bei einer Erschütterung des Bauwerks durch ein Feuerwerk; maximale Beschleunigung etwa $0,8 m/s^2$

Abb. 34b. Herrenhausen, Galeriegebäude, Analyse der Beschleunigungswerte hinsichtlich ihrer Frequenzen vor der Instandsetzung: f_3 mit 11 Hz entspricht der Schwingung der Deckenbalkenlage über die halbe Spannweite, f_2 mit 2 Hz steht für eine Schwingung über die gesamte Spannweite, f_3 mit 3,2 Hz dürfte eine gekoppelte Schwingung von Deckenbalkenlage und Aufhängung an den Kehlbalken charakterisieren.

Abb. 34c: Herrenhausen, Galeriegebäude, Analyse der Beschleunigungswerte hinsichtlich ihrer Frequenzen für den Zustand der Flachdecke nach der Instandsetzung: Die Veränderung ist auf die Bedämpfung der langwelligen Schwingformen und auf die Versteifung durch den neuen querverteilenden Überzug zurückzuführen.



Abb. 35: Herrenhausen, Galeriegebäude, Blick nach Norden in den Dachraum, Zustand 2009



Abb. 37: Würzburg, Residenz, Draufsicht auf das Gewölbe über dem Treppenhaus; die eiserne Verankerung gehört zu den Kreuzstreben der Dachbinder des im 2. Weltkrieg zerstörten Dachwerks.



Abb. 36: Würzburg, Residenz, Treppenhaus von Balthasar Neumann

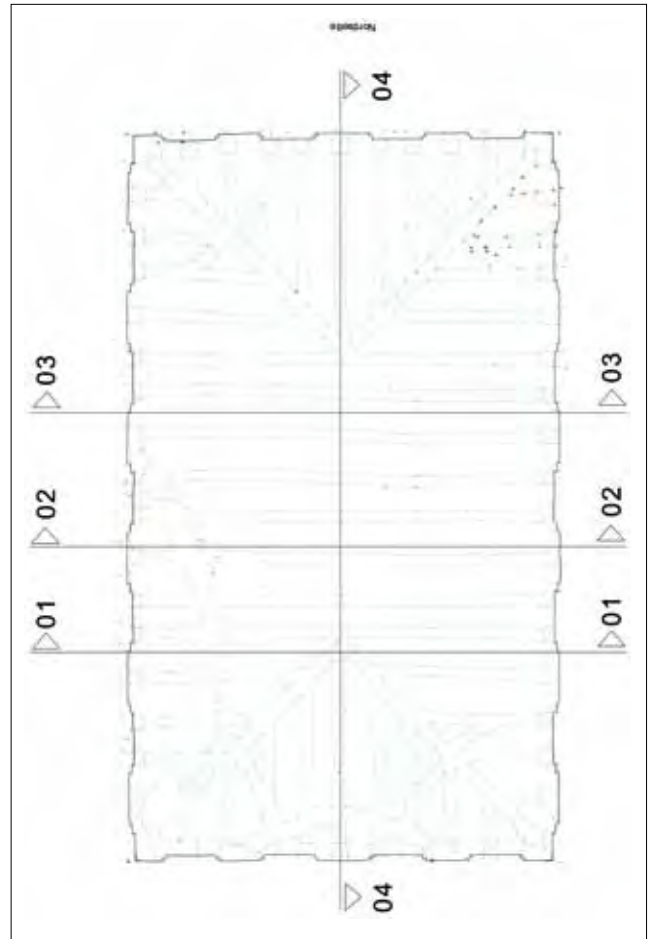


Abb. 38: Würzburg, Residenz, geodätisches Aufmaß der Gewölbeoberseite

Epilog

Die statischen Fragen zum Tragverhalten räumlicher Gewölbe wurden 1735 gelöst und publiziert. Der Konstrukteur des Gewölbes über dem Treppenhaus in der Würzburger Resi-

denz war Militär-Ingenieur. Man kann davon ausgehen, dass er dieses Wissen hatte und möglicherweise auch die Veröffentlichung von 1735 kannte.

Es war Balthasar Neumann.

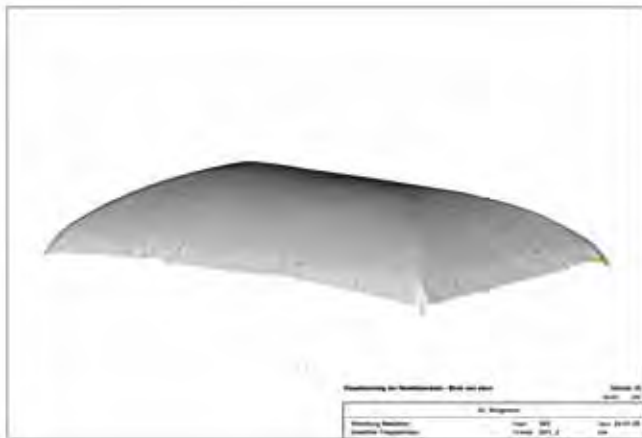


Abb. 39: Würzburg, Residenz, geodätisches Aufmaß der Gewölbeunterseite, daraus generiert das Netz für die weiterführenden statischen Berechnungen

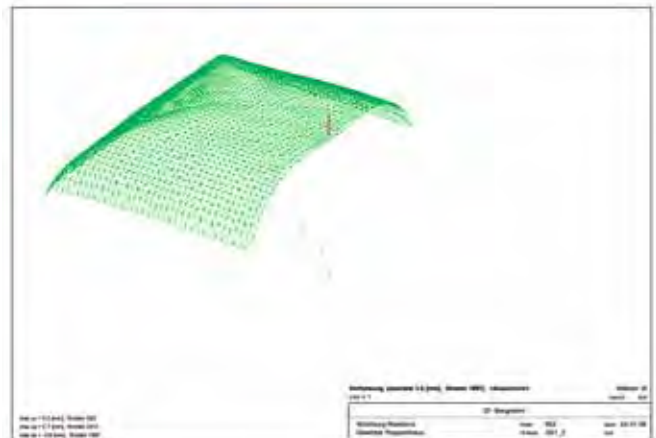


Abb. 40: Würzburg, Residenz, Verformung des Gewölbes unter Eigengewicht

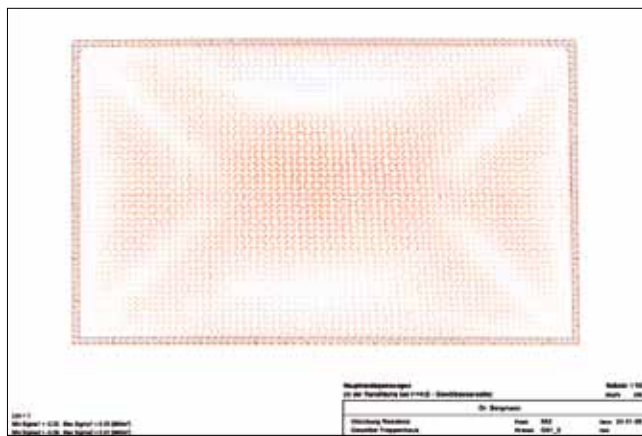


Abb. 41: Würzburg, Residenz, FEM-Berechnung des Gewölbes, linear-elastisch, Darstellung der Hauptrandspannungen auf der Gewölbeoberseite: rot = Druck, blau = Zug

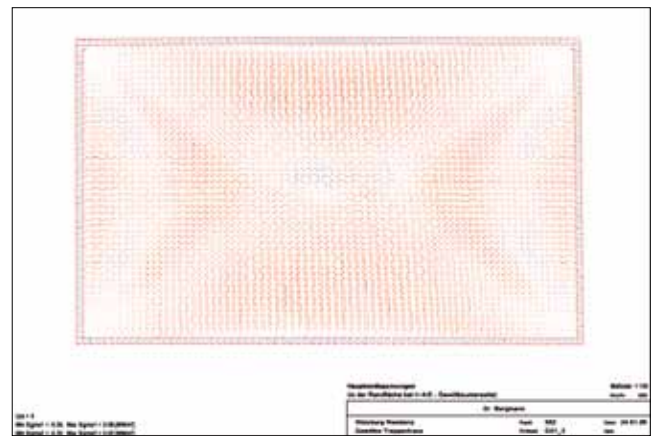


Abb. 42: Würzburg, Residenz, FEM-Berechnung des Gewölbes, linear-elastisch, Darstellung der Hauptrandspannungen auf der Gewölbeunterseite: rot = Druck, blau = Zug

Abbildungsnachweis

Abb. 5, 6: Labor Dr. Hans Ettl & Dr. Horst Schuh, Imhofstraße 3, 80805 München
 Abb. 13, 15, 31: Restaurierungswerkstätten Wiegerling, Erlenstraße 12, 83646 Bad Tölz/Gaissach
 Abb. 18: Firma Preis & Preis oHG, Werkstätten für Restaurierung, Eglwanger Straße 1, 92331 Parsberg
 Abb. 20, 36: Bayerische Verwaltung der staatl. Schlösser, Gärten und Seen, Schloss Nymphenburg 1, 80638 München

Abb. 28: Herr Tobias Trapp, Fotodesign, Bürgerstraße 39, 26123 Oldenburg
 Abb. 30: Niedersächs. Landesamt für Denkmalpflege, Scharnhorststraße 1, 30175 Hannover
 Abb. 38: Ingenieurbüro Grindel, An der Aspel 29, 97359 Schwarzach-Gerlachshausen
 Alle anderen: Büro Bergmann GmbH, Derbystraße 10, 85276 Pfaffenhofen/Ilm