



# Gewölbe eingestürzt: Was nun?

## Von der Theorie zur Stabilisierung des historischen Chorgewölbes der ehemaligen Jesuitenkirche St. Konrad in Konstanz

*„Sehen Sie diese mächtige Dulle? Da gibt es doch bereits eine Gegenkrümmung?“ So oder ähnlich waren wohl die ersten Kommentare zu den Vermessungsergebnissen des Chorgewölbes der Konstanzer Jesuitenkirche. Laserscans der Firma intermetric von oben und unten ließen keine Zweifel aufkommen: Präzise waren alle Oberflächen mit ihren Veränderungen erfasst. Die Gewölbe zeigten große Deformationen auf der Unter- und auf der Oberseite. Es gab unterschiedliche Gewölbestärken sowohl in den Gewölbesegeleln als auch in den Gurtbögen. Offensichtlich war in früherer Zeit ein Teil des Gewölbemauerwerks erneuert worden. Darauf wiederum war später eine Mörtelschicht aufgetragen worden. Auch einzelne Aufhängungen waren noch erkennbar, allerdings seit der letzten Instandsetzung ohne Funktion. Erste Diskussionen zur Lastabtragung kamen bald zu einer ziemlich hoffnungslosen Einschätzung: Das Maß der Tragreserven tendierte offensichtlich gegen null. Sicherlich vorerst nur ein „Bauchgefühl“. Doch das hieß: Einsturzgefahr! Eilig wurde das vorhandene Malergerüst verstärkt und die gemauerte Gewölbeschale mit unzähligen Kanthölzern abgestützt (Abb. 1). Ein Zeitgewinn.*

Thomas Falz/Norbert Bergmann

Wie lässt sich dieses „Bauchgefühl“, wie wir Ingenieure gerne einen mathematisch noch nicht bewiesenen Zustand nennen, letztlich dennoch qualitativ aber auch quantitativ erfassen? Im Folgenden wird versucht, diesen Weg anhand von vier Stufen nachzuzeichnen.

### Deformationsanalyse und Interpretation der Risse

Der gesamte Gewölbescheitel zwischen den aussteifenden Stichkappen war allem Anschein nach

seit der Errichtung des Gewölbes um mehrere Dezimeter abgesackt. Die Gewölbeschale hatte sich asymmetrisch verformt. Die größte Deformation war nördlich der Mittelachse. Auch die horizontalen Verformungen des aufgehenden Mauerwerks zeigten stark einseitige Bewegungen. Am nördlichen Wandpfeiler war die horizontale Verschiebung des Bauwerks am größten. Das aufgehende Bruchsteinmauerwerk war hier um mindestens 7 cm aus der Vertikalen ausgewichen. Es besteht offensichtlich eine Korrelation zwischen der Verformung der Wände und der Verformung der Gewölbe.

Die Rissekartierungen durch den Restaurator zeigten die Auswirkungen dieser Verformung (Abb. 2). Alle Deformationen waren mit Rissbildungen einhergegangen, sodass nahezu das ganze Gewölbe Risse aufwies. In der Überlagerung der Gewölbeunter- und -oberseite waren die Risse sogar deckungsgleich: Das Gewölbe war hier nahezu durchgerissen. Quer zu diesen Längsrissen konnten keine Gewölbekräfte mehr übertragen werden. Auch der mittlere Gurtbogen beteiligte sich offensichtlich nicht mehr an einer Lastabtragung in Querrichtung. Es müssen wohl im ganzen Gewölbe Umlastungen hin zu den Gewölbekämpfern

1 Gewölbeuntersicht mit Abstützungen während eines Ortstermins.



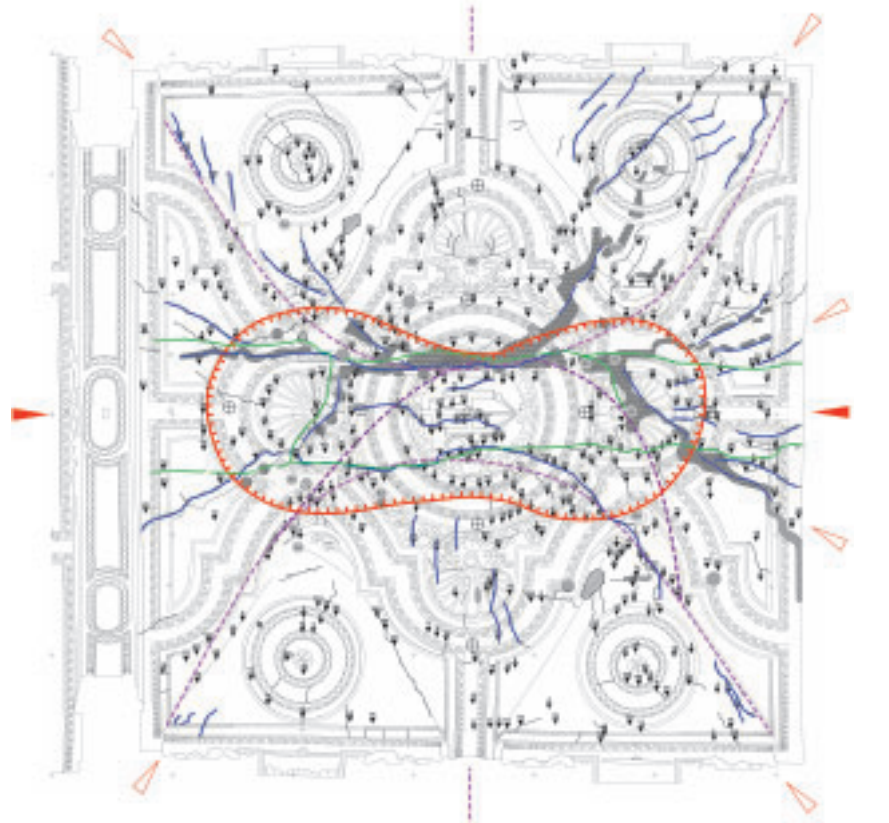
am Langhaus und am Turm stattgefunden haben. Große Gewölbeflächen waren offensichtlich an der Lastabtragung gar nicht mehr beteiligt und trugen ihr Eigengewicht nur noch über Reibung oder über Verzahnung an das benachbarte Feld ab. Das vom Baumeister Heinrich Mayer 1682 gebaute Tonnengewölbe mit Gurtbogen und Stichkappen hatte sich von seiner ursprünglichen Lastabtragung überwiegend in Querrichtung vollständig verabschiedet und trug nun als komplexes, sphärisch gekrümmtes Mauerwerkgebilde. Die Druckbögen verliefen diagonal von Ecke zu Ecke. Die Auflager des mittleren Gurtbogens hatten offensichtlich nur noch eine sehr geringe statische Funktion.

### Statische Analyse des Bestandes

Die rechnerische Modellierung diente zunächst dem Finden einer realistischen Abbildung der vorhandenen Lastabtragung und deren Schäden. Da in unserem Fall die Lastabtragung der Gewölbeschale räumlich erfolgt, haben wir ein dreidimensionales Finite-Elemente-Modell aufgebaut. Als Kontrolle dienten zweidimensionale Stabwerkmodelle im Bereich der Gurtbögen.

Zunächst extrahierten die Vermesser aus der mehrere Millionen Messpunkte umfassenden Aufnahme der Gewölbeoberseite etwa 10000 gleichmäßig verteilte Punkte. Über eine spezielle Software ließen sich daraus 2050 Knoten generieren und an ein FE-Programm übergeben (Abb. 3). Das FE-Programm berechnet so die Gewölbeschale für ein linear-elastisches Werkstoffverhalten unter Eigen-gewichtsbeanspruchung. Die Gurtbögen konnten wir dabei über eine reduzierte Steifigkeit bei gleichbleibendem Gewicht idealisieren.

Das FE-Modell wurde mehrfach modifiziert: Ausgangslage war die ungerissene Geometrie unter der Annahme einer gleichmäßigen Beanspruchung der Auflager. Danach folgte die Implementierung weiterer Besonderheiten: Berücksichtigung der Gewölbeverdickung auf der Gewölbeoberseite, unterschiedliche Auflagerverschiebungen mit variablen Auflagersteifigkeiten, Untersuchung unterschiedlicher Gewölbestärken. Zur Überprüfung der Ergebnisse der 3-D-Modellierung dienten alternative Berechnungen am 2-D-Modell nach Theorie II. Ordnung (Berücksichtigung der Tragwerksverformungen) unter Anwendung der nicht linearen Materialkennlinie für Ziegelmauerwerk. Am Ende stand ein Rechenmodell, welches die vorhandenen Schäden realistisch abbildet. Die Risse zeigten sich nun als Überbeanspruchung des Mauerwerks. Eine quantitative Aussage war zunächst noch nicht direkt zu ermitteln. Gewölbe werden in den einschlägigen Normen und den darauf aufbauenden Berechnungshilfen nicht behandelt. Definiert man aber die Standsicherheit über die Lage der Lastresultie-



renden innerhalb des zweiten Mauerwerkskerns, so ergibt sich daraus sowohl eine quantitative Aussage der Mauerwerksbeanspruchung als auch eine Aussage über die Stabilität der Gewölbeschale an dieser Stelle.

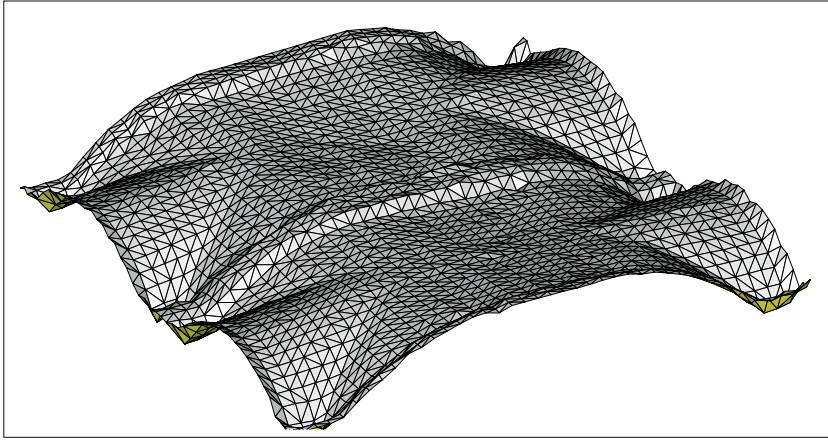
Was bedeutete dies für den damaligen Ausgangszustand? Die Gewölberänder waren offensichtlich stabil. Die Gewölbetonne zwischen den Stichkappen war jedoch großflächig instabil. In Abbildung 4 sind diese Bereiche rot gekennzeichnet. Ein rechnerischer Nachweis für die Tragfähigkeit der Gewölbetonne konnte trotz Berücksichtigung aller „helfenden“ Randbedingungen für diesen Zustand nicht geführt werden. Das Gewölbe war also akut einsturzgefährdet. Ein Versagen der Konstruktion war schon bei kleinsten Veränderungen zu erwarten. Weitere Verschiebungen der Auflager, also ein Ausweichen der Wände nach außen, hätte eine Destabilisierung des Gewölbes über seine gesamte Mittelzone zur Folge gehabt (Abb. 4). Über Simulationen konnten Eingriffe und die daraus folgende Lastabtragung abgeleitet werden. Damit waren die Voraussetzungen geschaffen, um die aktiven Veränderungen für eine Stabilisierung des Gewölbes darzustellen.



2 Fotogrammetrische Aufnahme der Gewölbeuntersicht (Plangrundlage intermetric Konstanz) mit der hier grau hinterlegten restauratorischen Kartierung und den farbigen Eintragungen der Statik zum abgesenkten Gewölbefeld (Grafik Stefanie Reiling, Stuttgart).

### Konzept zur Instandsetzung

Ziel der Instandsetzung war die Wiederherstellung des Gewölbes unter Beibehaltung der Stuckierungen. Damit schied eine Änderung der Geometrie mit einer Rückführung des Gewölbes in Richtung seiner Ausgangslage aus. Zum einen müsste für



3 Visualisierung des generierten FE-Modells.

eine ideale Gewölbeform der Gewölbescheitel um mindestens 50 cm angehoben werden, zum anderen würde eine Rückstellung von einigen Zentimetern bereits zu einer Ablösung der spröden Stuckschale vom Gewölbemauerwerk führen.

Wollte man das Gewölbe nicht vollständig seiner Funktion berauben – es sei nur an die vielen Versuche der 1980er Jahre erinnert, bei denen man zahlreiche Gewölbe flächig mit Spritzbeton überzog oder gar vollständig aufhängte –, blieb als einzige Lösung nur die Änderung der Kräfte in der Gewölbeschale. Hierbei sollte ein neuer Gleichgewichtszustand erreicht werden, der die Lastresultierende im Kern belässt.

Der Lösungsansatz lag darin, zusätzliche Stabilisierungskräfte entgegen der Schwerkraft in das Gewölbe einzuleiten, um damit die Lastresultierende zurück in den Mauerwerkskern zu führen. Die Verbesserung gegenüber dem Ausgangszustand müsste damit zu einem auch quantitativen Gewinn an Standsicherheit führen.

Am geeichten Modell der Stufe 2 wurden nun nach und nach Stabilisierungskräfte als vertikale Einzellasten angesetzt. Die maximale Lastgröße wurde

aus dem Haftscherverbund der einen Ziegel umfassenden Mörtelfuge und dem Eigengewicht der Lasteinflussfläche eines Lastpunktes mit 2,25 kN ermittelt. Die Orte der zusätzlichen Stabilisierungslasten orientierten sich zunächst an den Defiziten des Ausgangsmodells, in einer weiteren Entwicklung wurden diese Orte nochmals modifiziert. Das Ergebnis der Simulation am Rechenmodell ist in Abbildung 5 dargestellt: Die rot gekennzeichneten kritischen Gewölbeflächen waren nahezu verschwunden (Abb. 5).

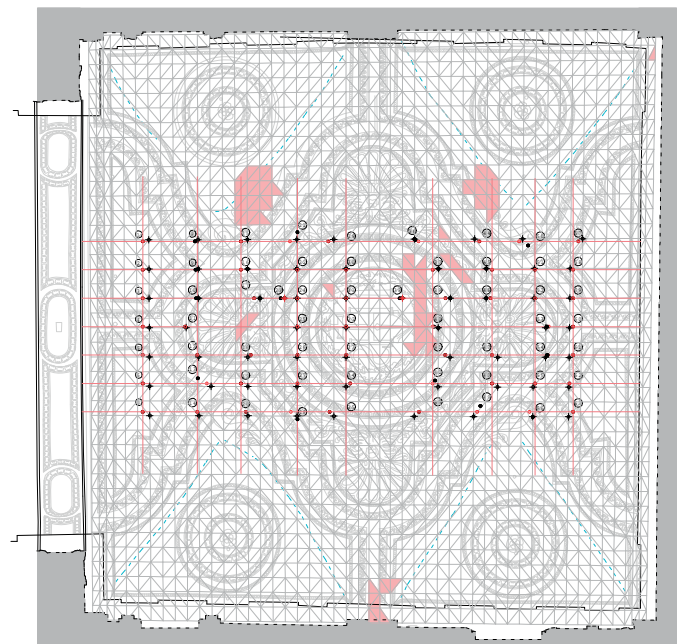
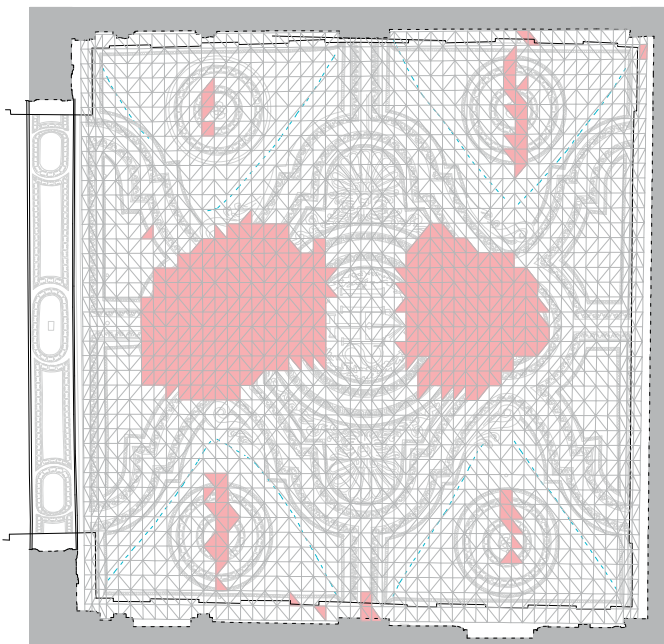
Die Lösung mit der Einleitung von zusätzlichen Einzellasten wurde nun am zweidimensionalen Rechenmodell überprüft: Während bei der Ausgangslage die Berechnung mit der nicht linear-elastischen Materialkennlinie zu keiner Konvergenz führte, konnte diese nun erreicht werden. Die Lastresultierende befindet sich dabei am Rand des zweiten Kerns, also in einer stabilen Lage. Die Formänderung der Gewölbeschale beträgt hierbei nur 12,8 mm gegenüber der Ausgangslage. Begleitet wird die Stabilisierung der Gewölbeschale mit einer deutlichen Reduzierung des Gewölbeschubs an den Kämpfern. Im Rechenmodell zeigte sich also eine Möglichkeit zur Stabilisierung des Gewölbes und damit zu einer vollständigen Erhaltung der Stuckierungen. Das Gewölbe verbleibt in seiner lastabtragenden Aufgabe einer Überbrückung eines Raums mit hauptsächlich auf Druck belastetem Mauerwerk. Die Einbringung zusätzlicher Lasten entgegen der Schwerkraft führt zu einer Reaktivierung der Gewölbetragswirkung.

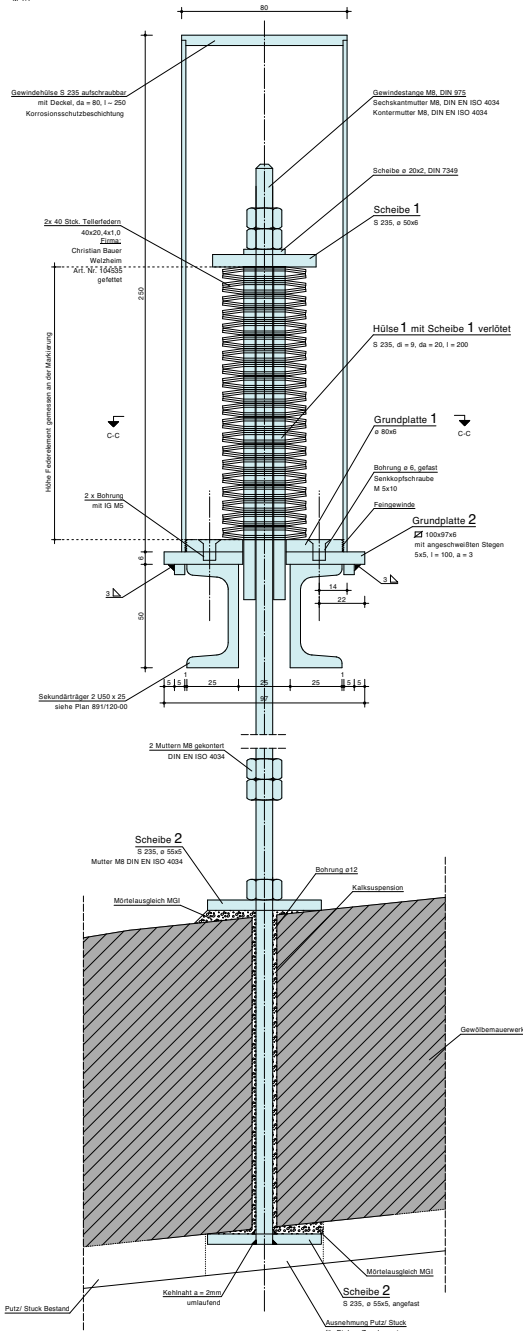
4 Spannungsauswertung der bestehenden Gewölbeschale, rot die massiv absturzgefährdeten Bereiche.

5 Spannungsauswertung der stabilisierten Gewölbeschale.

### Bauliche Umsetzung und steigende Spannung

Die Reaktivierung der Gewölbetragswirkung erfolgte kraftkontrolliert durch den Einbau elastisch-federnder Zugstabelemente. Dazu wurde die Ge-





wölbeshale für jeden Lastpunkt mit einem Durchmesser von 12 mm durchbohrt und eine Gewindestange mit angeschweißter Unterlegscheibe (Durchmesser 55 mm) von unten gegen das Gewölbemauerwerk gesetzt. Die Lage der Lastpunkte definierte sich zum einen über die erforderliche vertikale Last und deren Einflussbereich, über die Platzverhältnisse im Dachraum für den Einbau der Zugstabelemente und zum anderen über die dadurch erforderlichen Eingriffe in die Stuckierung. Am Ende waren es 69 Lastpunkte. Um einen neuen Formfindungs- und Umlastungsprozess in der Gewölbeshale zu ermöglichen, ohne dabei Überfestigkeiten eines neuen Auflagers zu erhalten, wurden die Zugstäbe an Federelemente angeschlossen. In unserem Fall besteht ein Federpaket aus 80 Teilerfedern mit definierter Federkennlinie (Abb. 6).

Die Federelemente schließen an einen neu im Dachraum eingebrachten Trägerrost aus Stahlträgern an. Dieser überspannt die gesamte Breite und leitet die Lasten aus den Federelementen zu den Mauerkronen.

Am 20. August 2013 war es dann so weit: Wir haben begonnen, die Federelemente anzuspannen. Ein genauer Ablaufplan regelte die Spannfolge der Elemente, die drei Laststufen (0,4 kN/0,8 kN/1,2 kN), die Ruhezeiten zur Relaxation des Gewölbemauerwerks über Nacht und die Messkontrollen. Der Tragwerksplaner kletterte in zahlreichen Durchgängen von Element zu Element, um mittels Hydraulik über den Federweg die jeweilige Last einzustellen (Abb. 7). Die Vermesser kontrollierten beim Anspannen permanent einen Referenzpunkt der Gewölbeoberseite und nach jeder Laststufe und Relaxationsphase 25 Festpunkte der Unterseite und 11 Festpunkte der Oberseite. Die Messgenauigkeit lag bei unter 0,3 mm.

Über allem wachte der Restaurator. Er registrierte jeden Knacks, jede Rissbreitenänderung und Veränderung im Stuck. Über ein eigens eingerichtetes Sprachrohr in den Dachraum hätte er den sofortigen Stopp aller Aktionen bewirken können.

Mit der zweiten Spannstufe lösten sich die ersten Gewölbeabstützungen. Am dritten Tag war die Gewölbeschale um bis zu 8 mm angehoben und konnte auf diesem Niveau fixiert werden. Das Gewölbe trug nun wieder frei. Die größte Elementlast war bei 1,2 kN, also weit entfernt von der maximal möglichen Last von 2,25 kN.

Erste Überwachungsmessungen sechs Wochen nach dem Anspannen zeigen keine Veränderungen der Höhenlage des Gewölbes. Das Gewölbe der ehemaligen Jesuitenkirche in Konstanz ist wieder stabil und standsicher.

**Dr.-Ing. Norbert Bergmann**

**Dipl.-Ing. Thomas Falz**

Büro Bergmann GmbH

Derbystraße 10

85276 Pfaffenhofen



6 Detail Federelement.

## Glossar

### Finite-Elemente-Methode (FEM)

Auch „Methode der finiten Elemente“ genannt. Numerisches Verfahren zur Lösung von partiellen Differentialgleichungen. Sie ist ein weitverbreitetes modernes Berechnungsverfahren im Ingenieurwesen und Standardwerkzeug bei der Festkörpersimulation. Das Verfahren liefert eine Näherungsfunktion an die exakte Lösung der Differentialgleichung, deren Genauigkeit durch die Erhöhung der Freiheitsgrade und damit des Rechenaufwandes verbessert werden kann.

### Haftscherverbund

Begriff aus der Statik: beschreibt die „Klebwirkung“ zwischen zwei Materialien.

### Lastresultierende

Begriff aus der Statik: fasst als Kraftvektor mit Größe, Lage und Richtung die Spannungsverteilung in einem beanspruchten Bauteilquerschnitt zusammen.

7 Federelement mit Anspannvorrichtung.