

Diploma Thesis

Robustness of historical roof structures using the Austrian National Library as a case study

submitted in satisfaction of the requirements for the degree of
Diplom-Ingenieur
of the TU Wien, Faculty of Civil Engineering

Diplomarbeit

Robustheit historischer Dachkonstruktionen am Fallbeispiel der österreichischen Nationalbibliothek

ausgeführt zum Zwecke der Erlangung des akademischen Grades eines
Diplom-Ingenieurs
eingereicht an der Technischen Universität Wien, Fakultät für Bauingenieurwesen

von

Lukas Gräf, BSc

Matr.Nr.: 01325144

unter der Anleitung von

Dipl.-Ing. Dr.techn. **Georg Hochreiner**

Institut für Mechanik der Werkstoffe und Strukturen
Forschungsbereich Holzbau
Technische Universität Wien
Karlsplatz 13/202, 1040 Wien, Österreich

Wien, im Februar 2023





Die approbierte gedruckte Originalversion dieser Diplomarbeit ist an der TU Wien Bibliothek verfügbar
The approved original version of this thesis is available in print at TU Wien Bibliothek.

Kurzfassung

Diese Arbeit befasst sich mit der Robustheit der Dachkonstruktion über dem Kuppelsaal der österreichischen Nationalbibliothek aus dem 19. Jahrhundert. Die aktuell vorliegende Konstruktion ist eine einzigartige Mischung aus traditioneller Zimmermannsarbeit und für die damalige Zeit echten Innovationen wie zum Beispiel dreiecksförmige Schubkeilverbindungen, vergleichbar mit Dübeln besonderer Bauart.

Aufbauend auf einer vorangegangenen Bachelorarbeit, welche eine generelle Charakterisierung sowie Strukturanalyse des Dachtragwerks beinhaltet, soll die Arbeit Interessierten das Thema *Tragfähigkeit einer historischen Konstruktion* näherbringen. Die Arbeit beginnt mit der Diskussion von Grundproblemen im Kontext historischer Tragwerke. Daran anschließend werden Ergebnisse einer örtlichen Begehung dargelegt, welche die nachfolgenden statischen Berechnungen und Betrachtungen beeinflussen.

Im Mittelteil der Arbeit werden thematisch getrennt die Holzkonstruktion und die darunterliegende Mauerwerkskuppel im Detail behandelt. Dies Untersuchungen thematisieren Einflüsse der Begehung auf die Modellbildung, eine Charakterisierung sämtlicher Verbindungen und Anschlüsse und einen Ausblick auf die Tragsicherheit spezifischer Bauteile. In diesem Kontext werden auch Betrachtung der Spannungen innerhalb der Mauerwerkskuppel und eine Analyse der Wirksamkeit des nachträglich eingezogenen Ringankers näher spezifiziert. Anschließend werden Szenarien der Herstellung, nach Bauphasen gegliedert diskutiert.

Der Endteil der Arbeit thematisiert die Interaktion von Mauerwerkskuppel und Holzkonstruktion und die Evaluierung von möglichen Versagensszenarien inklusive deren Auswirkungen mit dem Ziel einer fundierten Empfehlung für Monitoring- beziehungsweise Ertüchtigungsmaßnahmen. Abschließend wird der aktuelle Stand der bisherigen bautechnischen Befundung dargelegt.



Die approbierte gedruckte Originalversion dieser Diplomarbeit ist an der TU Wien Bibliothek verfügbar
The approved original version of this thesis is available in print at TU Wien Bibliothek.

Abstract

The objective of this thesis is to analyse the issue of robustness of historical structures, using the roof structure above the dome hall of the Austrian National Library as a case study. This part of the roof structure, which was built in the 19th century, is a quite extraordinary example for the use of traditional carpentry and innovative techniques such as triangular shear block connections, which are comparable to the typology of modern special dowels.

In line with a preceding Bachelor's thesis, which includes the general characterisation and structural assessment of the roof structure, this Master's thesis evaluates the load carrying capacity of this historical structure. For this purpose fundamental problems in terms of the structural safety of historical buildings are stated. In addition, results of subsequent local inspections of the structure and their impact on updates of the initial structural calculations are shown.

The timber structure and the subjacent masonry dome are discussed in detail in the intermediate section of the thesis. This includes updates of the structural models considering results of on-site observations, a specification of all connections and an estimation of load bearing capacity of specific structural elements. The section also includes the structural assessment of stresses in the masonry dome and the efficiency of the later installed reinforcements in form of rings made of flat iron tie rods. Subsequently, the conceptual evolution of the cupola is discussed and optional building stages are shown.

With the aim of producing sound recommendations for monitoring and strengthening measures the final part of the thesis evaluates the interaction between the timber structure and the masonry dome, related possible modes of failure and their consequences. Finally the current state of research is summarized.

Inhaltsverzeichnis

1	Einleitung	8
1.1	Grundproblematik der Tragsicherheit historischer Tragwerke	8
1.2	Vorarbeit im Rahmen einer Bachelorarbeit	9
1.3	Normative Grundlagen	12
1.4	Zum Thema „Robustheit historischer Konstruktionen“	12
1.5	Ergebnisse einer erneuten Begehung	14
1.5.1	Erste Begehung 2017	14
1.5.2	Zweite Begehung 2022	14
1.6	Kurzübersicht der Arbeit	16
2	Holzkonstruktion	17
2.1	Definitionen und Achsbezeichnungen	17
2.2	Erkenntnisse der 2. Begehung	17
2.2.1	Sortierklassen – Festigkeitsklassen – Materialkennwerte	17
2.2.2	Hinweise auf unterschiedliche Lieferanten und gezielte Sortierung	18
2.2.3	Schwindrisse in Schubkeilen	19
2.2.4	Spezifikation der Verbindungen	19
2.3	Modellbildung - Update	31
2.3.1	Kraftschluss der Holzkonstruktion mit der Mauerwerkskuppel	31
2.3.2	Reduktion der Beanspruchbarkeit von Bauteilen durch Risse	32
2.3.3	Tragsicherheit relevanter Verbindungen	34
2.3.4	Ergebnisse der Strukturanalyse	42
3	Mauerwerkskuppel	53
3.1	Modellbildung	54
3.1.1	Mögliche Tiefen der baustatischen Modellbildung	54
3.1.2	Schwierigkeiten bei der 3D-Modellbildung mit Dlubal RFEM	54
3.1.3	Aktuelles Modell	56
3.2	Spannungen innerhalb der Mauerwerkskuppel	60
3.2.1	Zusatzbeanspruchung durch herabfallende Holzteile	66
3.3	Systemverhalten mit nachträglicher Verstärkung durch Ringanker	67
3.3.1	Spannungen im Ringanker	68
3.3.2	Theoretische Tragfähigkeit des Ringankers	71
3.3.3	Bewertung des Ringankers	72
3.4	Aspekte der Baugeschichte	73
4	Interaktion von Mauerwerkskuppel und Holzkonstruktion	76
4.1	Evaluierung von Versagensszenarien	76
4.2	Maßnahmen zur Ertüchtigung und Monitoring	83
4.2.1	Monitoring	83
4.2.2	Ertüchtigung	84

5	Zusammenfassung	87
5.1	Stand der aktuellen Forschung	87
5.2	Feedback an die Betreibenden	88
5.3	Nächste Schritte	88
5.4	Schluss – Robustheit historischer Konstruktionen	89

Die approbierte gedruckte Originalversion dieser Diplomarbeit ist an der TU Wien Bibliothek verfügbar
 The approved original version of this thesis is available in print at TU Wien Bibliothek.



Kapitel 1

Einleitung

1.1 Grundproblematik der Tragsicherheit historischer Tragwerke

Historische Bauwerke haben die erstaunliche Eigenschaft, seit langer Zeit, teilweise seit mehreren Jahrhunderten, zu bestehen, obwohl sie aus heutiger Sicht eine unzureichende statische Planung aufweisen. Was das Tragwerksverständnis angeht, entziehen sie sich dadurch aber auch unserer Aufmerksamkeit. Ein treffendes Beispiel wäre die aufwändige Renovierung des Prunksaals der österreichischen Nationalbibliothek, welche ohne Beachtung der darüberliegenden Dachkonstruktion vonstatten ging.

Warum also Zeit und Geld für Forschung und Ertüchtigung investieren, wenn diese historischen Konstruktionen ohne Zutun bereits die längste Zeit überdauert haben? Warum versuchen, ein Tragwerk verstehen zu lernen, wenn es bereits sichtlich effizientere moderne Vergleichskonstruktionen gibt? Zur Beantwortung dieser Fragen sind im Folgenden einige Punkte angeführt, welche Probleme im Umgang mit historischer Bausubstanz aus Tragwerksplanersicht darlegen sollen:

- Eine grundlegende Problematik bei der bautechnischen Betrachtung von historischen Gebäuden ist der *Mangel an Baudokumentation*. Oftmals gibt es wenig bis gar keine Niederschriften von grundlegenden Aspekten des Planungs- und Bauhergangs. Das Fehlen von damaligen Planungsüberlegungen, Berechnungen und Bauablaufdokumentationen erschwert eine Bewertung der Tragfähigkeit aus heutiger Sicht immens. Hier muss auf komplexe Methoden der Materialbetrachtung und der Tragwerkssimulation zurückgegriffen werden, um die Gedankengänge unserer Vorfahren erahnen zu können.
- Ein weiterer wichtiger Punkt ist die *Änderung der Bausubstanz mit der Zeit*. Passende Beispiele wären die Reduktion des statisch beanspruchbaren Querschnitts aufgrund von Verwitterung, variierende Materialeigenschaften durch Feuchteänderung bzw. Degradation in Form von Vermoderung oder auch Setzungen verursacht durch Grundwasserschwankungen oder angrenzende Tiefbautätigkeiten. Historische Holzkonstruktionen aus geflößten Hölzern sind oft anfällig für Schwindrisse aufgrund von Nachtrocknung. Dies soll im Bezug auf die Kuppel der österreichischen Nationalbibliothek auch später in dieser Arbeit noch thematisiert werden. Generell ist Verwitterung von nicht vor Niederschlag geschützter Bausubstanz im Lauf der Zeit ein Thema. Auch sind mögliche Schäden durch unsachgemäße Nutzung oder fehlende bzw. falsch durchgeführte Wartung nicht außer Acht zu lassen. Unzureichend bautechnisch fundierte An- und Umbauten können zu massiven Änderungen der Lastableitung von historischen Konstruktionen führen. In diese Sparte fällt auch der immer wieder vorkommende Vandalismus.
- Ein weiterer Punkt ist die *Änderung der Belastung*. Oftmals erfahren historische Bauwerke erhöhte Nutzlasten aufgrund von Touristenströmen durch eine Nutzungsumwidmung. Vormals unzugängliche Bereiche werden breiteren Massen zugänglich gemacht, sei es für touristische Zwecke oder die Schaffung von zusätzlichem Stau- und Lebensraum. Die dadurch

entstehenden höheren veränderlichen Lasten verursachen auch eine stärkere Ausreizung der vorhandenen Traglastreserven. Neben neuen Nutzlasten sollen hier auch möglicherweise größere äußere Einwirkungen angeführt werden. Der Klimawandel macht auch vor historischen Konstruktionen keinen Halt. Starkregen- und Schneeereignisse, heftiger werdende Stürme oder Erdbeben können diesen stark zusetzen und im schlimmsten Fall Versagen herbeiführen.

- Auch eine *verringerte Nutzung von historischen Gebäuden* kann Probleme hervorrufen. Kaum genutzte Keller oder schlecht zugängliche Dachstühle geraten in Vergessenheit. In Kombination mit den oben genannten Punkten entstandene Veränderungen wie z.B. Risse oder Verformungen in den Tragwerken werden dann möglicherweise nicht erkannt. Die betroffenen Bauwerke können durchaus zu einem erheblichen Sicherheitsrisiko werden.
- Im Rahmen dieser Arbeit soll auch die *Diskrepanz von Sicherheitsstandards damals und heute* diskutiert werden. Historische Konstruktionen basieren oft auf Erfahrungswerten, „Versuch und Irrtum“-Bauprinzipien oder auf heute als unzulänglich erkannten statischen Berechnungen. Im Vergleich dazu weisen Tragwerke mit einer Bemessung nach dem aktuell gültigen semiprobabilistischen Sicherheitskonzept wahrscheinlich weitaus größere Sicherheiten auf. Bei der Betrachtung von historischen Tragwerken nach aktuellem Stand der Technik kann es daher durchaus vorkommen, dass Designwerte von Widerständen deutlich überschritten werden. Um eine realistische (Rest-)Tragsicherheit zu bestimmen, sind daher detaillierte Analysen zum Thema Robustheit und Versagens-Szenarien nötig.

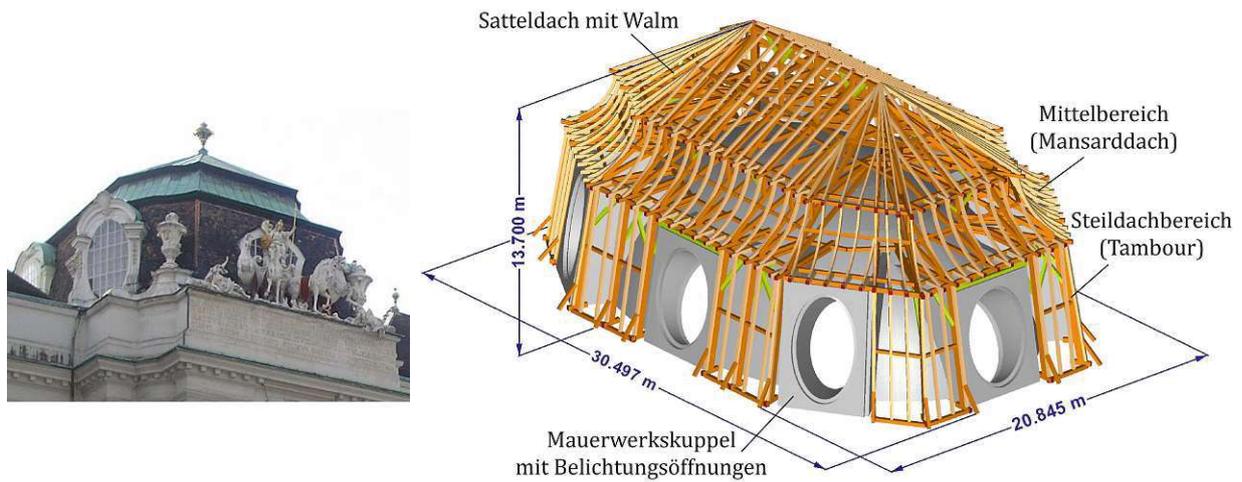
1.2 Vorarbeit im Rahmen einer Bachelorarbeit

Grundlage für diese Arbeit bildet die, vom Autor selbst verfasste Bachelorarbeit „Bautechnische Betrachtung der Dachkonstruktion über dem Kuppelsaal der österreichischen Nationalbibliothek“ [1]. Im Rahmen dieser wurde vor allem die Geometrie und Konzeption der vorliegenden Tragkonstruktion untersucht. Sie enthält eine generelle Charakterisierung der Dachkonstruktion, Aspekte der baustatischen Modellbildung und die Ergebnisse der Strukturanalyse der Bauteile, welche die grundlegende Wirkungsweise und Lastabtragung des Tragwerks darlegen. Abb. 1.1 zeigt eine Übersicht des Dachtragwerks. Pläne der Konstruktion befinden sich im Anhang.

Zur *Unterstützung des allgemeinen Verständnisses* sollen an dieser Stelle Aufbau und Wirkungsweise der Dachkonstruktion *nochmals kurz zusammengefasst* werden. Alles Weitere kann in der vorangegangenen Bachelorarbeit [1] im Detail nachgelesen werden.

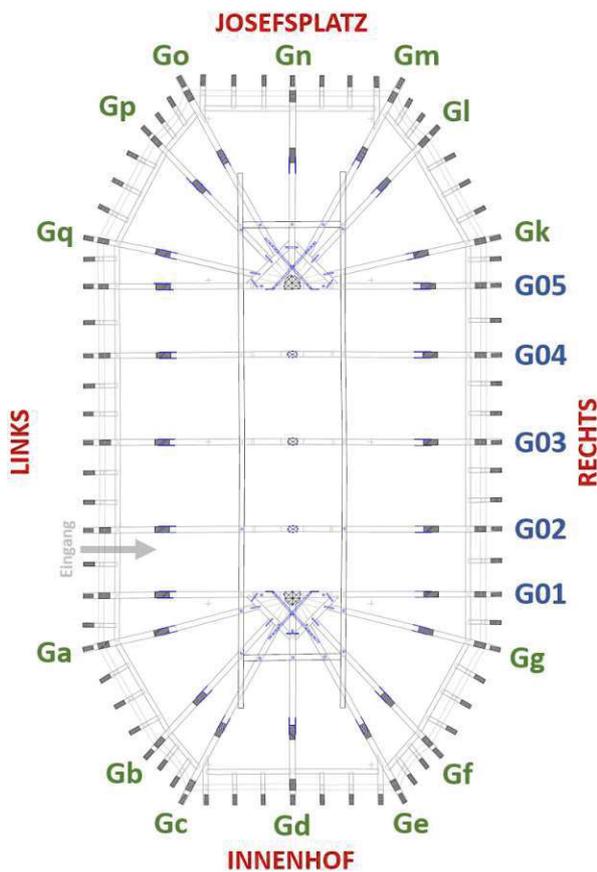
Die Konstruktion lässt sich in folgende Teile gliedern:

- Lastenleitende Bauteile direkt unter der Dachhaut sind gerade Vollholzbalken oder gebogene Sparren nach der von de l’Orme propagierten Bauweise. Darunter liegen ringförmig angeordnete Pfetten in horizontalen Ebenen. Da die Endverbindungen der Pfetten nicht dazu konzipiert sind Zugkräfte aufzunehmen, kann sich kein Ringzug ausbilden.
- Die darunterliegende Holzkonstruktion lässt sich grob in zwei Geschosse einteilen:
Die Tragkonstruktion des *oberen Geschosses* gemäß Abb. 1.1d, *Ebene 2 und darüber*, besteht aus einem Rost aus fachwerkartigen Tragstrukturen, welche sowohl parallel zueinander etwa im dreifachen Sparrenabstand als auch in den Apsiden des elliptischen Grundrisses (halbiert und) radial angeordnet sind. Die fachwerkartigen Tragstrukturen gemäß Abb. 1.1d entsprechen einstieligen Hängwerken mit mittig platzierten Hängesäulen und aufgrund von Kollision mit der Mauerwerkskuppel hochgelegten Untergurten. Die Zugverbindung

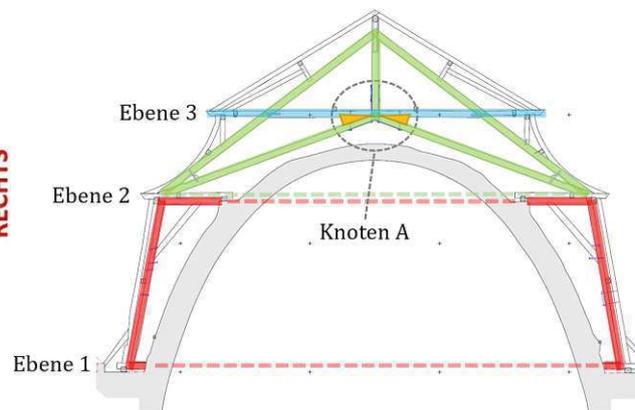


(a) Außenansicht, Sicht vom Josefsplatz; über dem Bibliothekseingang [24]

(b) Baukonstruktion und Bezeichnungen, RFEM-Modell im Rendering Modus [1]



(c) Bezeichnung Gespärreebenen, Grundriss Ebene 3; in Anlehnung an [5]



(d) Querschnitt Tragkonstruktion, in Anlehnung an [5]; Oberes Geschoss: grün = Fachwerkdreieck, blau = Kehlbalken, orange = Schubkeil, Unteres Geschoss: rot = Reste liegender Stuhl

Abb. 1.1: Übersicht der Dachkonstruktion

der demnach geneigten Untergurteile wird durch horizontale Kehlbalken auf Höhe des Knickpunktes und für die damalige Zeit innovativen Verbindungen mittels Schubkeilen realisiert.

Das *untere Geschoss* gemäß Abb. 1.1d, *Ebene 1 bis 2*, besteht aus Resten von liegenden Stühlen in den Ebenen der darüber liegenden Fachwerke. Die Bereiche zwischen den Belichtungsöffnungen stellen eine frühe Version von aussteifenden Schubwänden, gebildet durch schräge Stuhlsäulen, Kopf- und Fußschwellen in der Doppelfunktion als Pfetten bzw. Mauerbänke und Kopfbänder in der Ebene der Dachhaut dar.

- Die genannten Verbindungen mittels Schubkeilen aus Eichenholz gemäß Abb. 1.2 stellen eine Schubverbindung dar, welche von der Bauweise mit Blockdübeln wie z.B. für verdübelte Vollholzbalken übernommen wurde. Die anfallenden Normalkräfte werden mittels Versätzen in die Keile eingeleitet und über Schub in unterschiedlichen Kraft-Faser-Winkeln transferiert. Mittig angeordnete Klemmbolzen sollten ein Aufklaffen der Verbindung aufgrund eines durch exzentrische Einleitung der Schubkräfte auftretendes Kippmoment verhindern. Die vertikale Zugkraftkomponente des geknickten Untergurts wird von zusätzlichen Hängebolzen gemäß Abb. 1.2 übernommen und in die Hängesäule geleitet.

Knoten A:

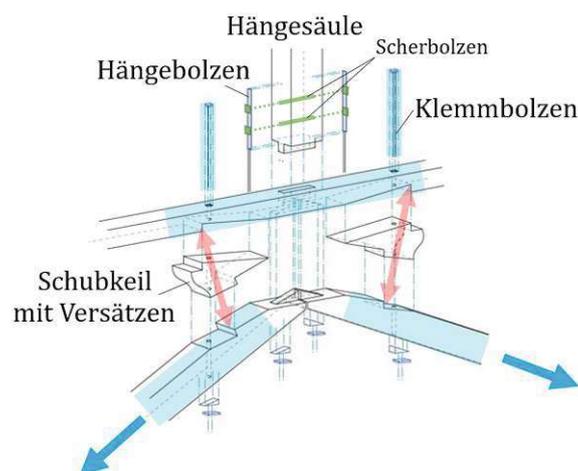


Abb. 1.2: Verbindung Knoten A gemäß Abb. 1.1d; *in Anlehnung an* [5]
blau = Zug, rot = Druck/Schub

- Im Inneren der Holzkonstruktion befindet sich gemäß Abb. 1.1b eine Mauerwerkskuppel mit ovalen Belichtungsöffnungen. Die Holzkonstruktion ist an den Fußpunkten (*Ebene 1*) auf Wänden aus Mauerwerk aufgelagert.

Auf etwa $\frac{2}{3}$ der Höhe der Kuppel gemäß Abb. 1.1d, *Ebene 2* befinden sich weitere Auflagerpunkte:

Die Belichtungsöffnungen einfassenden Wände dienen als Auflager für die Kopfschwellen der *Ebene 2*. Diese sind im Bereich der Öffnungen entweder kontinuierlich direkt oder punktuell mittels eingeschobenem Hängewerk mit extrem flacher Strebenneigung auf den entsprechenden radial angeordneten Seitenwänden gelagert.

Ebenfalls auf der *Mauerwerksstufe* in *Ebene 2* ist ein Ring aus lose aneinander gereihten Mauerbänken gelagert. Auf der Stufe liegen ebenfalls die Reste der Druckriegel der liegenden

Stühle auf. Trotz augenscheinlicher Anbindung der Holzkonstruktion an das Mauerwerk ist die Interaktion von Kräften nach Vorzeichen und Größenordnung unterschiedlich wirksam.

1.3 Normative Grundlagen

Die Kuppeldachkonstruktion der österreichischen Nationalbibliothek wurde im Jahr 1726 errichtet. Im Jahr 1848 wurde die Holzkonstruktion durch einen Brand vollständig zerstört. Die bestehende Mauerwerkskuppel überlebte den Brand vermutlich und ist daher auf das Jahr 1726 zu datieren. Der neuerliche Wiederaufbau der aktuell vorliegenden hölzernen Dachkonstruktion im Jahr 1848 fällt in die Anfänge der Gründerzeit.

Das deterministische Sicherheitskonzept hatte seinen Ursprung im Zusammenhang mit dem Beginn international koordinierter Materialuntersuchungen etwa 1880. Bauteildimensionierungen davor basierten auf Erfahrungswerten nach dem Prinzip „Versuch und Irrtum“. Dies betrifft sicher auch die, in dieser Arbeit betrachtete Dachkonstruktion [3, 4].

Mit der traditionellen Dimensionierung nach Erfahrungswerten geht einher, dass Angaben für Lastannahmen von äußeren Einwirkungen, Nutzlasten, etc. ebenso fehlen. Dies erschwert natürlich die realitätsnahe Festlegung von Eingangsdaten wie Belastung, Materialkennwerte, etc. für die statische Berechnung. Die statischen Modelle als Schwerpunktthema dieser Arbeit wurden daher nach modernen Gesichtspunkten und nach aktuellem Stand der Technik erstellt und unter Zuhilfenahme folgender einschlägiger Normen mit möglichst realistischen Materialkennwerten versehen:

- Lastannahmen: *ÖNORM B 1991, Teil 1-4* [8–10, 18–20]
- Materialkennwerte Holz: *DIN 4047, DIN EN 338* [14, 22]
- Bemessung von Holzbauteilen: *ÖNORM B 1995* [11]
- Materialkennwerte Mauerwerk: *ÖNORM B 4008, ÖNORM B 1996* [12, 13, 21]

Für diese Arbeit wurde im Zusammenhang mit Materialkennwerten historischer Bausubstanz die *ÖNORM B 4008 - „Bewertung der Tragfähigkeit bestehender Tragwerke“* [13] verwendet. Die genauen Werte befinden sich in den kommenden materialspezifischen Kapiteln.

Da die Berechnungen der Dachkonstruktion unter Verwendung aktueller Normen somit auch nach aktuell gültigem Sicherheitskonzept durchgeführt wurden, kann an dieser Stelle schon vorab gesagt werden, dass *nach aktuellem ECO geforderten Sicherheiten stellenweise nicht eingehalten* werden können.

1.4 Zum Thema „Robustheit historischer Konstruktionen“

Robustheit ist ein Thema, welches sowohl für Neu- als auch für Altbauten gleichermaßen Bedeutung hat. Doch was genau ist *Robustheit*? Wie lässt sich Robustheit im Sinne der Tragwerksplanung verstehen? Bekannte Synonyme für Robustheit wären „Beständigkeit“, „Widerstandsfähigkeit“, „Festigkeit“ oder auch „Stabilität“ [7]. Diese sind zur Beschreibung des Themas Robustheit im Rahmen von bautechnischen Betrachtungen natürlich absolut unzureichend.

In dem Report „Robust planen - kontrolliert bauen - Qualitätssicherheit im mehrgeschossigen Holzbau“ [7] versucht sich A. Müller an einer Definition der Robustheit für das Bauwesen generell:

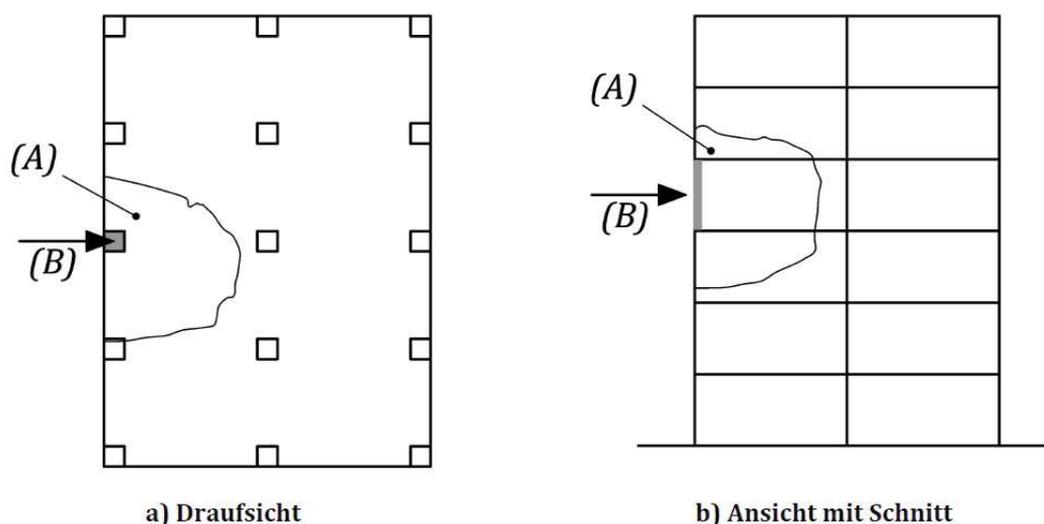
Die Robustheit stellt [...] ein umfassendes Qualitätsmerkmal dar. Deshalb sei in diesem Beitrag die Verbindung von Robustheit mit der Qualität erlaubt.

Unter Robustheit versteht man in Bezug auf die Tragsicherheit eines Gebäudes, „die Unempfindlichkeit eines Tragwerkes gegenüber einem lokalen Versagen“ [...]. Robustheit ist aber auch die Fähigkeit einer Tragkonstruktion, unvorhergesehene Ereignissen und Einwirkungen aber auch aussergewöhnlichen klimatischen Anforderungen „gutmütig“ Widerstand zu leisten [sic!].

Hierzu ist eine gewisse Reserve notwendig. Robuste Bau- und Tragkonstruktionen führen in der Regel zu geringeren Unterhaltskosten. Oft hat sich gezeigt, dass „unnötig komplizierte“ Konstruktionen und Detailausbildungen welche die Planer bereits vor fast unlösbare Probleme bei der statischen Nachweisführung und zeichnerischen Darstellung gestellt haben, auch in der Ausführung problematisch und kaum umsetzbar sind [sic!]. Dies sind dann letztendlich keine robusten Lösungen.

Nun stellt sich die Frage, wie Robustheit für diese Arbeit definiert werden kann. Ziel speziell dieser Arbeit ist es, die Funktionsweise und die etwaige vorhandene Traglastreserve dieser historischen Konstruktion zu verstehen. In diesem Sinne umschreibt die Robustheit also, was das Tragwerk nach Jahren bzw. Jahrhunderten des Bestehens mit potentiell verringerten Widerständen und möglicherweise veränderten Einwirkungen überhaupt noch aushält. Erst anhand der Robustheitsbetrachtung soll die Sinnhaftigkeit von Monitoring- und Ertüchtigungsmaßnahmen bewertet werden.

Im Sinne der EN 1990 (2021, Draft) [17] ist Robustheit die „Fähigkeit eines Tragwerks, unvorhergesehenen unerwünschten Ereignissen standzuhalten, ohne dabei in einem Ausmaß beschädigt zu werden, das in keinem Verhältnis zur Schadensursache steht“. Dies bedeutet, dass bei einem robusten Tragwerk mit Entfernen (bzw. Versagen) eines tragenden Bauteils Schäden nur bis zu einer tolerierbaren Schadensgrenze gemäß exemplarischer Darstellung in Abb. 1.3 auftreten. Dies lässt sich in anderen Worten folgendermaßen beschreiben: Eine hohe Robustheit



Legende

- (A) beträgt 15 % der Bodenfläche oder 100 m², je nachdem, welcher Wert kleiner ist, in jedem der beiden benachbarten Stockwerke
- (B) ist die fiktiv entfernte Stütze

Abb. 1.3: Beispiel einer tolerierbaren Schadensgrenze (A) an einem Tragwerk bei Entfernen eines tragenden Bauteils aus dem Tragwerk [17]

eines Tragwerks bedeutet, dass Versagen von Einzelbauteilen oder Verbindungen nur ein möglichst kleines, lokales Versagen verursacht, also eine ausreichende Lastumlagerung auf andere Bauteile, oder die Aktivierung von Sollbruchstellen stattfindet. Der Entwurf der EN 1990 beschreibt ebenfalls folgende mögliche Entwurfs- und Bemessungsstrategien zur Steigerung der Robustheit einer Konstruktion [17]:

- *Alternative Lastpfade*: Diese Funktionalität kann erreicht werden durch ausreichende Redundanz, Verformungsvermögen und Duktilität von Bauteilen.
- *Erhöhung des Widerstands von Haupttragelementen*: Dies dient der Schaffung größerer Reserven für unerwartete Ereignisse.
- *Segmentierung des Tragwerks*: Eine Planung in Segmenten stellt sicher, dass jeder Bauteil für sich unabhängig von den anderen und ohne deren Sicherheit zu beeinträchtigen versagen kann. Eine Mögliche Strategie wäre die Einplanung von Sollbruchstellen, welche im Versagensfall Lasten kontrolliert auf andere Bauteile aufteilen.

1.5 Ergebnisse einer erneuten Begehung

Im Rahmen der Bachelorarbeit fand im Dezember 2017 eine Begehung des Dachtragwerks statt. Damals lag der Fokus auf der korrekten Ermittlung der Geometrie, um mit Hilfe derselben ein aussagekräftiges statisches Modell erstellen zu können.

Gestützt durch die Erkenntnisse der im Anschluss durchgeführten Berechnungen fand im Rahmen der Diplomarbeit im November 2022 eine erneute Begehung statt. Der diesmalige Fokus lag auf der Ermittlung von Zustand und Dimensionen von Verbindungsmitteln. Darüber hinaus brachte die Begehung auch noch einige unerwartete Erkenntnisse.

1.5.1 Erste Begehung 2017

Bei der ersten Begehung wurden vor allem Querschnittdimensionen und die Anordnung der Holzträger dokumentiert. Ebenfalls wurde die Lage und Funktionsweise bzw. Art der Anschlüsse untersucht. Besonderes Augenmerk lag auf der Wirkungsweise der Schubkeile aus Eichenholz und der generellen Identifizierung von rein druckfesten zimmermannsmäßigen Anschlüssen.

1.5.2 Zweite Begehung 2022

Motivation für die zweite Begehung war in erster Linie die Dokumentation des Zustands von Verbindungen. Besonderes Hauptaugenmerk wurde hier auf Schwindrisse im Rahmen der Schubkeilverbindungen und die Abmessungen von Versätzen, Bolzen und Flacheisen gelegt. Ebenfalls wurden die Anschlüsse der Holzkonstruktion an die Mauerwerkskuppel, zu sehen in Abb. 1.1d, untersucht. Hierbei sollte die Frage geklärt werden, ob bzw. wie weit die Holzträger bei den Anschlüssen als im Mauerwerk eingespannt angenommen werden können.

Es folgt eine Kurzübersicht der Ergebnisse:

1.5.2.1 Veränderungen im Tragwerk

- Die *Dimensionen der Verbindungsmittel* wurden dokumentiert. Dies beinhaltet Versätze, Zapfen, Bolzen, Klammern und Eisenbänder. Ebenso wurden rein druckfeste Verbindungen lokalisiert. An einigen Stellen wurden offensichtlich *nachträglich angebrachte Klammern* gefunden, welche keine Zugverbindung im herkömmlichen Sinne darstellen, aber eine gewisse Resttragfähigkeit besitzen, welche womöglich die Robustheit der Konstruktion erhöht.

- Die Anschlüsse zwischen Holzträgern und Mauerwerk wurden mittels Betrachtung vor Ort und Wärmebildkamera untersucht. Hierbei wurde gemäß Abb. 3.14 von innerhalb der Kuppel auf das Mauerwerk gefilmt. Bei hoher Temperaturdifferenz zwischen dem beheizten Innen- und dem kalten Außenraum würde ein vollkommen im Mauerwerk eingespannter Holzträger als Wärmebrücke agieren und somit in der Wärmebildausgabe deutlich sichtbar sein. Die Betrachtung vor Ort zeigte, dass die *aktuell vorliegende Holzkonstruktion nicht ins Mauerwerk hineinragt*, sondern gemäß Abb. 2.15 nur von außen daran herangeführt ist. Die Fotos der Wärmebildkamera deuten dennoch auf Fremdkörper, möglicherweise Reste der alten Holzkonstruktion vor dem Brand 1848, im Mauerwerk hin.
- Im Vergleich zur Begehung 2017 waren *auch Veränderungen im Tragwerk* sichtbar. Das Holz war augenscheinlich um einiges trockener als damals. Dadurch vergrößerten sich Schwindrisse. Diese Schwindrisse sind vor allem bei Trägern mit hoher Beanspruchung zu beobachten, wie z.B. bei einigen Untergurten. Gemäß Abb. 1.4 findet bei manchen Trägern vermutlich auch eine Rissvergrößerung durch Belastung statt.
- Die Vorschädigung durch Schwindrisse betrifft auch die Schubkeile. Diese sind in stark unterschiedlichen Zuständen festzustellen. Vereinzelt ist knapp der halbe Querschnitt bereits gerissen. Die Beschaffenheit der Schubkeile wurde für die weiteren Berechnungen dokumentiert.
- Ebenfalls war *Bewegung im Tragwerk* zu beobachten. Die Mauerbänke, welche auf etwa $\frac{2}{3}$ der Höhe der Mauerwerkskuppel aufliegen, verschoben sich stellenweise um bis zu 4cm horizontal. Dies war deutlich sichtbar durch die nun klaffende Fuge zwischen Holzbalken und Mauerwerk gemäß Abb. 1.5. Im Jahr 2017 waren hier keine bzw. Fugen mit Breiten von weniger als 1cm vorhanden. Die Verschiebung und Verdrehung der Mauerbänke entspricht den Verformungsergebnissen im Rahmen der statischen Berechnungen der Bachelorarbeit.



(a) Riss in Druckstrebe, 2017

(b) Riss in Druckstrebe, 2022

Abb. 1.4: Risse, Vergleich 2017 – 2022



(a) Fuge Mauerbank, 2017



(b) Fuge Mauerbank. 2017



(c) Fuge Mauerbank, 2022



(d) Verdrehung Mauerbank, 2022

Abb. 1.5: Bewegung Mauerbank, Vergleich 2017 – 2022; Maße [mm]

1.6 Kurzübersicht der Arbeit

Im Vorangegangenen wurden nun einige Eigenheiten der Dachkonstruktion angesprochen und diverse Probleme aufgeworfen. Die weitere Arbeit ist in folgende Abschnitte aufgeteilt. Zunächst wird die Holzkonstruktion betrachtet. Es werden Materialkennwerte und Verbindungen spezifiziert, Tragsicherheiten ermittelt und die Weiterentwicklung des statischen Modells aus der vorangegangenen Bachelorarbeit erläutert.

Der anschließende Abschnitt widmet sich der Mauerwerkskuppel. Hier liegt der Fokus auf der problembehafteten Modellierung der Kuppel als 3D Volumen und der Strukturanalyse inklusive Spannungsbetrachtung innerhalb der Kuppel. Ebenfalls wird die Wirksamkeit des im Nachhinein angebrachten, verstärkenden Eisenzugsrings diskutiert und es wird auf Aspekte der Baugeschichte und des Bauablaufs eingegangen.

Zum Schluss werden in Form einer Robustheitsanalyse Versagensszenarien der Gesamtkonstruktion evaluiert und es wird aus diesen auf potentielle Monitoring- und Ertüchtigungsmaßnahmen geschlossen. Ebenso wird ein Ausblick auf mögliche zukünftige Forschung gewährt.

Kapitel 2

Holzkonstruktion

2.1 Definitionen und Achsbezeichnungen

Im Sinne einer besseren Lesbarkeit und eindeutigen Zuordnung wurden die vertikalen Gespärrebenen der Holzkonstruktion gemäß Abb. 1.1c und die Tragwerksebenen gemäß Abb. 1.1d bezeichnet. In den folgenden Abschnitten wird immer wieder darauf verwiesen.

2.2 Erkenntnisse der 2. Begehung

2.2.1 Sortierklassen – Festigkeitsklassen – Materialkennwerte

Vor der erneuten Begehung im Jahr 2022 wurde für die statische Berechnung für alle Holzträger die *Sortierklasse S10* gemäß DIN 4074 [14] und somit die *Festigkeitsklasse C24* gemäß EN 338 [22] und EN 1912 [15] angenommen. Bei der visuellen Untersuchung der Träger nach relevanten Sortierkriterien erwies sich diese Annahme für rund 85% der Träger als richtig. Relevante Bedingungen für die Sortierklasse S10 bei Nadelholz sind in Tab. 2.1 gelistet. Erläuternde Abbildungen zu Tab. 2.1 sind in Abb. 2.1 und in den Gleichungen 2.1 und 2.2 zu finden.

Tab. 2.1: Sortierkriterien für Kanthölzer bei der visuellen Sortierung gemäß DIN 4074 [14]

Sortiermerkmale	Sortierklasse S10	Anmerkungen
Äste	bis $\frac{2}{5}$	der Länge des Querschnittmaßes
Faserneigung	bis 12%	Abweichung vom Querschnitttrand
Schwindrisse	bis $\frac{1}{2}$	der Länge des Querschnittmaßes

$$A = \max.\left(\frac{d_1}{b}; \frac{d_2}{h}; \frac{d_3}{b}; \frac{d_4}{h}\right) \quad (2.1)$$

$$R = \frac{r_1}{b} \quad \text{bzw.} \quad R = \frac{r_1 + r_2}{b} \quad (2.2)$$

Mehrere Träger weisen Ast- beziehungsweise Rissmaße auf, welche die zulässigen Werte gemäß Tab. 2.1 überschreiten. Dies betrifft unter anderem auch kritische Träger wie zum Beispiel manche Untergurte und Druckstreben der fachwerkartigen Dreiecke im oberen Bereich der Dachkonstruktion. Beispiele für solche Überschreitungen sind in Abb. 2.2 abgebildet. Die mit einer geringeren Sortierklasse einhergehenden verringerten Festigkeiten der betroffenen Balken wurden anschließend im statischen Modell mit der *Sortierklasse S7* und der *Festigkeitsklasse C18* berücksichtigt.

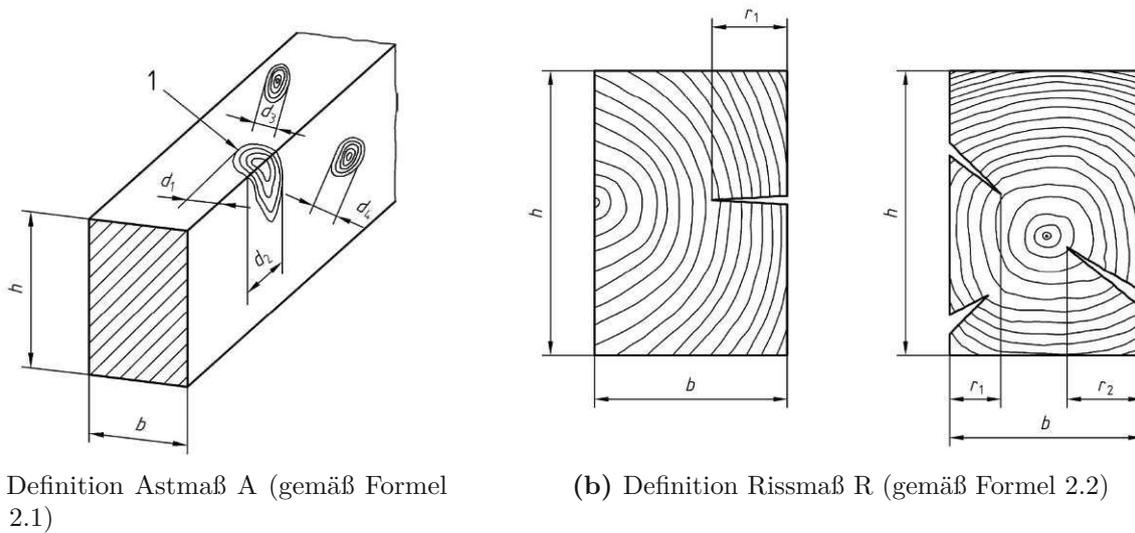


Abb. 2.1: Erläuterungen zu Tab. 2.1 gemäß DIN 4074 [14]

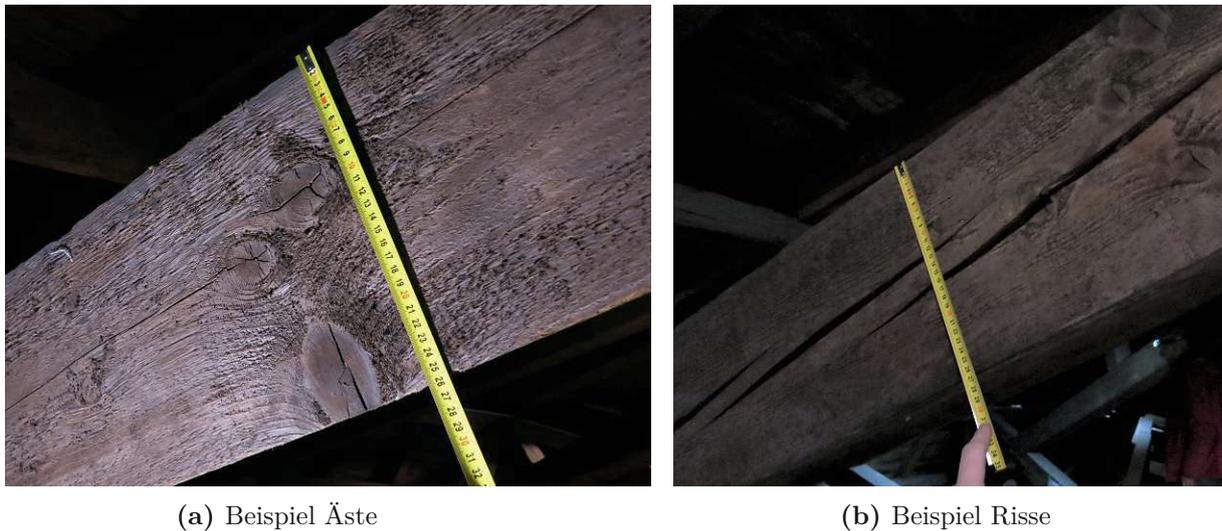


Abb. 2.2: Beispiele für Träger mit geringerer Sortierklasse

2.2.2 Hinweise auf unterschiedliche Lieferanten und gezielte Sortierung

Wie bereits im Vorangegangenen erwähnt, weisen einige Träger Risse auf. Es handelt sich dabei überwiegend um Schrägfaserrisse, welche bei Trägern auftreten, deren Fasern in einem Winkel zum Querschnitttrand verlaufen. Der vorhandene Drehwuchs ist dabei erst anhand der Rissbildung zu erkennen. Eine nähere Betrachtung lässt folgende Systematik erkennen:

- Das für die Dachkonstruktion genutzte Holz dürfte mehreren Chargen entstammen. Die Balken des unteren Bereichs der tragenden Holzkonstruktion, zu welchen auch alle Stuhlsäulen im Steildachbereich zählen, weisen Faserverläufe parallel bzw. mit äußerst geringer Abweichung zum Querschnitttrand auf.

Im Gegensatz dazu besitzen mehrere Träger (gemäß Abb. 2.19) im Bereich der Fachwerke mit hochgelegtem Untergurt Faserverläufe schräg zum Querschnitttrand. Dies betrifft vor allem die außenliegenden, schrägen Druckstreben. Die Betrachtung der Träger lässt ver-

muten, dass diese beim Bau der Kuppel von verschiedenen Händlern eingekauft wurden. Generell scheint der untere, also der zuerst verbaute, Bereich gemäß Abb. 1.1d, *Ebene 1 bis Ebene 2*, der Konstruktion eine bessere Holzqualität aufzuweisen.

- Schrägfaserrisse gemäß Abb. 2.3a sind vor allem bei den schrägen Druckstreben und den hochgelegten Untergurten der Fachwerkstrukturen im oberen Bereich der Dachkonstruktion (*Ebene 2 und darüber*) zu beobachten.

In einige Balken wurden Reste von Flößerkeilen eingeschlagen, welche sich nach wie vor dort befinden. Es sind sowohl längliche Flachkeile als auch Weidenruten in der Ausführung mittels Doppelbohrung gemäß Abb. 2.3b vorhanden. Von mehreren Flößerkeilen gehen Risse aus. In der Ausführungsvariante mit Doppelbohrung erreicht die Rissbreite dabei teilweise ein Maß, bei dem eine der Weidenruten nicht mehr eingeklemmt ist, sich also einfach per Hand entfernen lässt.



(a) Schrägrisse



(b) Doppelbohrung mit Weidenrute

Abb. 2.3: Schrägrisse & Flößerkeile

2.2.3 Schwindrisse in Schubkeilen

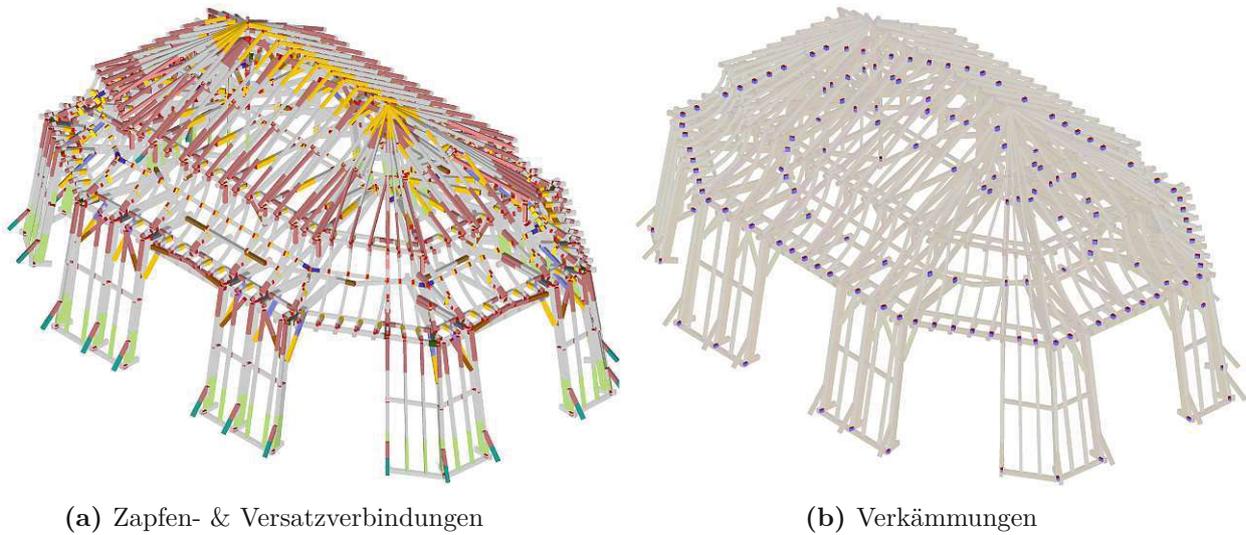
Die Funktionstüchtigkeit mehrerer Schubkeile ist durch Schwindrisse erheblich beeinträchtigt. Diese ist teilweise so groß, dass sich eine potentielle Überbeanspruchung vermuten lässt. Im Rahmen der Begehung wurde eine Fotodokumentation des Zustands der Schubkeile erstellt. Auf den Zustand und die Tragfähigkeit kritischer Keile wird in Kapitel 2.3.3.4 eingegangen.

2.2.4 Spezifikation der Verbindungen

In der aktuell vorliegenden Kuppeldachkonstruktion kommen überwiegend traditionelle zimmermannsmäßige Verbindungen zum Einsatz. Generell sind diese als nicht zugfest zu bewerten. Die einzigen Ausnahmen stellen die in Kapitel 1.2 erwähnten Schubkeilverbindungen und die Verbindungen zwischen Hängesäulen und Untergurten dar. An mehreren Knotenpunkten befinden sich nachträglich angebrachte Eisenklammern mit noch ungeklärter Wirkung. Übersichten der jeweiligen Verbindungen zeigen Abb. 2.4, Abb. 2.5, Abb. 2.11 und Abb. 2.16.

2.2.4.1 Zimmermannsmäßige Verbindungen mit Druckkontakt

Die gemäß Abb. 2.4a in der Konstruktion am häufigsten vorkommende Verbindung ist eine klassische *Zapfenverbindung*, welche baustatisch als druck- und schubfest angesehen werden kann.



(a) Zapfen- & Versatzverbindungen

(b) Verkämmungen

Abb. 2.4: Übersicht zimmermannsmäßige Verbindungen mit Druckkontakt

Vermutlich wurde diese Art von Verbindungsmittel aufgrund der zusätzlichen Lagesicherheit durch Schubtragfähigkeit aus der Tragwerksebene in großer Zahl verbaut. Es wird angenommen, dass die Zapfenbreite etwa einem $\frac{1}{3}$ der Balkenbreite entspricht.

Bei den kehlbalkenartigen Horizontalträgern im Zentrum der Fachwerke und an den Fußpunkten der Druckstreben der Fachwerke sind diese *Zapfenverbindungen mit Versätzen kombiniert*. Die Versatzeinschnitte betragen in der gesamten Konstruktion jeweils rund 3cm. Dies betrifft auch die Versätze der Schubkeile, welche im folgenden Abschnitt noch genauer beschrieben werden.

Sich kreuzende, horizontal angeordnete Balken sind im Sinne einer schubfesten Verbindung gemäß Abb. 2.4b generell mittels *Doppelkamm* mit parallel zueinander angeordneten Schmiegeflächen verbunden. Der Einschnitt je Seite der Balken ist dabei rund 3cm tief, die gesamte Höhe des Doppelkamms beträgt also rund 6cm.

Im Mittelbereich der Schubwände im unteren Geschoss der Holzkonstruktion besitzen die *Stuhlsäulen Aussparungen* für die horizontalen Pfetten. In den Randbereichen der Schubwände sind die Pfetten wiederum mit Zapfen an die Stuhlsäulen angeschlossen.

2.2.4.2 Schubkeilverbindungen

Schubkeilverbindungen sind gemäß Abb. 2.5 an den Enden der Fachwerksuntergurte (*Ebene 2*) und in den Zentren der Fachwerke am Knickpunkt der Untergurte (*Ebene 3*) vorhanden.

Wie bereits in Abschnitt 1.2 beschrieben, agiert ein Schubkeil als Verbindungsglied mit der Aufgabe der Übertragung von Knotenscherkräften zwischen Untergurt und Kehlbalke bzw. zwischen Untergurt und Druckstrebe der Fachwerke. Die Verbindung stellt für den Stand der Technik des 19. Jahrhunderts eine einzigartige Innovation dar. Die spezielle Wirkungsweise wird im Folgenden in zwei Schritten beschrieben. Im ersten Schritt wird die grundlegende Funktionsweise eines Schubkeils erläutert. Im zweiten Schritt wird auf dessen spezielle Kinematik und das zugehörige Wechselspiel mit der Aufhängung der Hängesäule eingegangen.

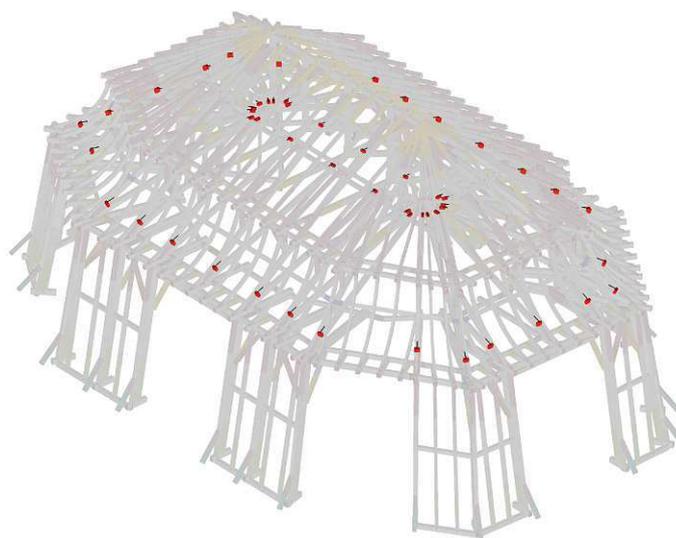


Abb. 2.5: Übersicht Schubkeilverbindungen inkl. Klemmbolzen

Funktionsweise des Schubkeils

Die grundlegende Wirkungsweise gemäß Abb. 2.6 lässt sich wie folgt beschreiben:

- Die anfallenden Zugkräfte der angrenzenden Balken werden mittels 30mm tief eingeschnittenen Versätzen in den Schubkeil geleitet. Die Lasteinleitung erfolgt hierbei parallel zur Faser an der Schmiegefläche von Kehlbalken und Schubkeil (V_{KB}) und mit einem Kraft-Faser-Winkel von etwa 21° an der Schmiegefläche von Schubkeil und Untergurt (V_{UG}). Durch den abweichenden Winkel kann es zu Zug quer zur Faser beim unteren Versatz (V_{UG}) im Schubkeil und Untergurt kommen. Die Querzug-Thematik im Rahmen der Schubkeil-Kinematik wird in einem anschließenden Abschnitt noch diskutiert.
- Die Kraftübertragung innerhalb des Schubkeils erfolgt durch Schub und Druck in verschiedenen Winkeln zur Faserrichtung. Aufgrund ihrer kurzen Länge und potentiell gleichzeitig wirkender Querzugspannungen ist hier die Schubfuge am unteren Versatz (V_{UG}) gemäß Abb. 2.6, „Schubfläche A“ maßgebend. Im Idealfall hat diese Maße von rund 180x300mm. Aufgrund der bereits erwähnten Schwindrisse wird diese teilweise jedoch drastisch auf bis zu 40% der Ursprungsfläche verkleinert.
- Durch die Exzentrizität der anfallenden Zugnormalkräfte in den Balken wird ein Kippmoment erzeugt und der Schubkeil verdreht sich bis er an den in Abb. 2.6 rot markierten Bereichen ansteht. Die Druckfläche zwischen Schubkeil und Kehlbalken gemäß Abb. 2.6, D_{KB} , wird hierbei grundsätzlich nur gering belastet. Um ein anschließendes Aufklaffen der gesamten Verbindung zu verhindern, befindet sich im Inneren ein eiserner Klemmbolzen (K_{SK}) mit Durchmesser $\varnothing 24\text{mm}$, welcher im Normalfall auf Zug belastet wird. Die anfallende Vertikalkomponente der Zugkraft des Untergurtes verteilt sich auf den Klemmbolzen (K_{SK}) im Inneren des Schubkeils und die Aufhängung (A_{HS}) des Untergurtes an die Hängesäule.

Anmerkung: Die vorliegenden Klemmbolzen sind nicht immer auf Zug belastet. Dies ist erkennbar durch teilweise lose Muttern. Ebenso lässt dies ein entsprechendes Rissbild mit Querzugrissen im Schubkeil vermuten. Je größer die Querzugspannungen im Schubkeil, desto geringer ist der Schubwi-

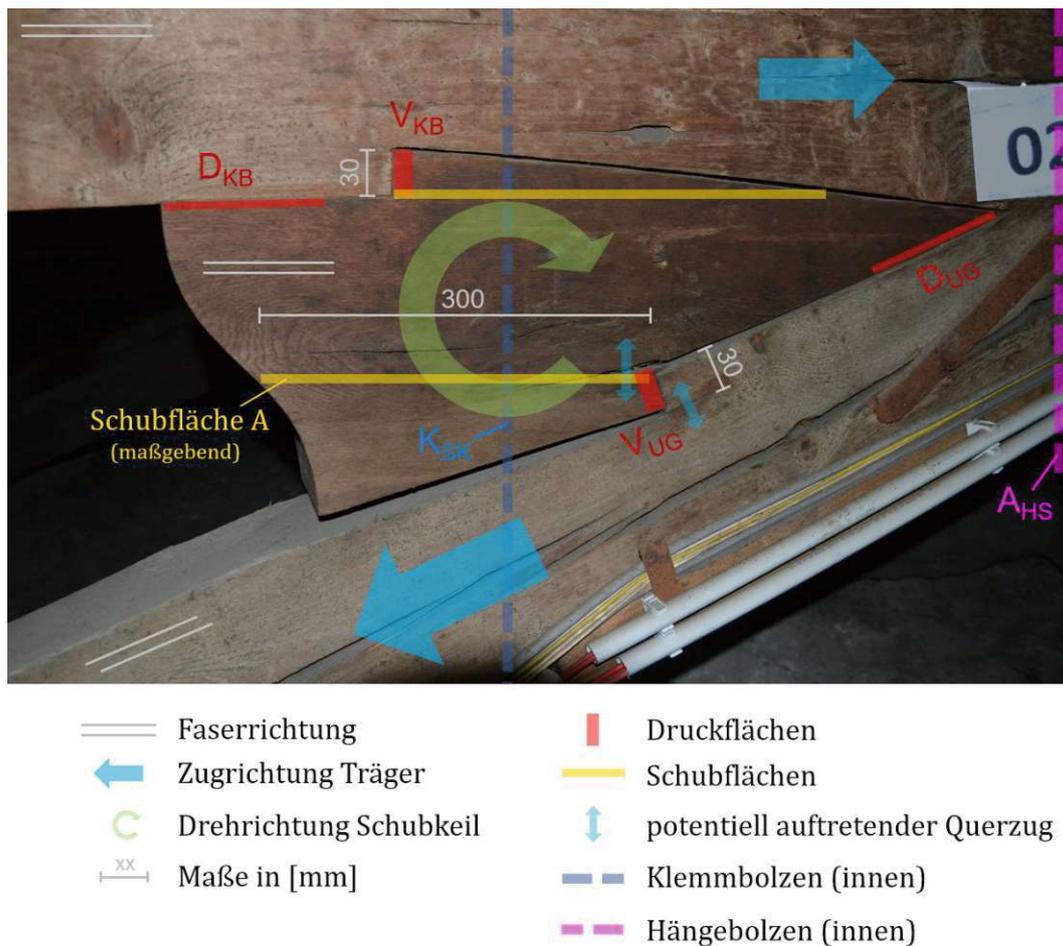


Abb. 2.6: Funktionsweise Schubkeil

derstand in der „Schubfläche A“. Das Wechselspiel der im Schubkeil wirksamen Querzugspannungen mit dem vertikalen Klemmbolzen wird daher in einem anschließenden Abschnitt noch diskutiert.

Bei großer Verformung des Schubkeils würde der Klemmbolzen horizontal auf Abscheren belastet werden. Die Tragfähigkeit auf Abscheren ist jedoch im Vergleich zu den restlichen Traglasten der Verbindung äußerst gering und stellt daher keinen wesentlichen Teil der Verbindungsmechanik dar. Ebenfalls zu vernachlässigen sind nachträglich angebrachte Eisenklammern.

- Bei den zentralen Schubkeilverbindungen im Zentrum der Fachwerke befindet sich an der Unterseite der Untergurte ein geknicktes Flacheisenband gemäß Abb. 2.7, welches mittels der Klemm- und Hängebolzen befestigt ist. Vermutlich sollte dieses ebenfalls zur horizontalen Zugkraftübertragung zwischen den Untergurthälften dienen. Augenscheinlich übernimmt dieses jedoch keine Zugkräfte, da es im Verlauf immer noch geknickt ist.

Anhand der vorangegangenen Erläuterungen lässt sich für die Schubkeilverbindung folgende *Steifigkeitsreihenfolge* festlegen (beginnend mit höchster Steifigkeit):

1. *Schubkeil* – Druck/Schub unter verschiedenen Kraft-Faster-Winkeln
2. *Versätze* – Druckkraftübertragung
3. *Weitere Druckkontaktflächen* – aktiviert durch Verdrehung des Schubkeils
4. *Bolzen auf Zug* – als Sicherung gegen Aufklaffen der Blockscherverbindung
5. *Bolzen auf Abscheren* – mit der Konsequenz großer Schubverformung der Versätze zwischen den Fachwerkskomponenten
6. *Geknicktes Flacheisen an der Unterseite* – Zug
7. *Seitliche Flacheisenklammer* - Zug/Abscheren



Abb. 2.7: Geknicktes Flacheisen

Nähere Betrachtung der Kinematik des Schubkeils

Für die nähere Betrachtung der Kinematik wurde die Schubkeilverbindung als ebenes Stabsystem gemäß Abb. 2.8 realisiert. Der Schubkeil an sich besteht hierbei aus einem Kreuz von biegesteif verbundenen Starrstäben. Diese sind an den Orten der tatsächlichen Lastübergabe, d.h. bei den Versätzen (V_{KB} , V_{UG}) und den Druckflächen (D_{KB} , D_{UG}) gelenkig an die Träger angeschlossen. Die Abstände zwischen Trägerachsen und den jeweiligen Druckkontaktflächen werden dabei realitätsnahe durch Starrstäbe überbrückt. Der Klemmbolzen (K_{SK}) im Inneren des Schubkeils und die Aufhängung der Hängesäule (A_{HS}) sind durch Zugstäbe realisiert.

Zur Unterstützung des allgemeinen Verständnisses der speziellen Kinematik der Schubkeilverbindung werden an dieser Stelle drei Betrachtungsfälle eingeführt:

1. *Standardfall*: Dieser Fall entspricht einem „normalen“, also ohne weitere Besonderheiten verbauten Schubkeil. Der Standardfall trifft vermutlich auf einen Großteil der in der Dachkonstruktion verbauten Keile zu.
2. *Fall: Schraube der Aufhängung fest angezogen*: Es wird angenommen, dass die Schraube des Hängebolzens (A_{HS}) fest angezogen ist. Dadurch wird der Schubkeil zwischen Kehlbalcken und Untergurt fest eingeklemmt und in seiner Rotation behindert.
3. *Fall: Schraube der Aufhängung locker*: Im Fall einer lockeren Schraube des Hängebolzens (A_{HS}) ist eine gewisse Rotation des Schubkeils möglich.

Standardfall

Gemäß Abb. 2.8 wird die Druckfläche zwischen Schubkeil und Kehlbalke (D_{KB}) im „Standardfall“ praktisch nicht aktiviert. Dies bedeutet, dass sich infolge der Eigensteifigkeit der an den Schubkeil angrenzenden Träger keine ausreichende Rotation des Keils einstellen kann. Aufgrund der geringen Rotation und einem damit geringem Aufklaffen der Verbindung erfährt auch der Klemmbolzen nur kleine Zugkräfte. Die Kraftübertragung innerhalb des Schubkeils erfolgt durch Schub und Druck mit verschiedenen Kraft-Faser-Winkeln.

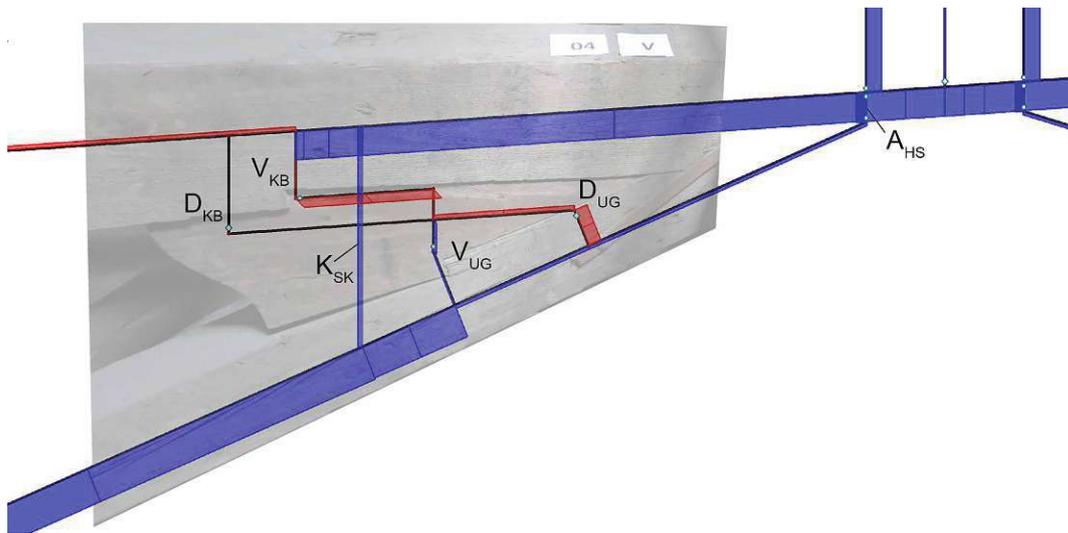


Abb. 2.8: Kinematik Schubkeil, „Standardfall“, Normalkräfte;
rot = Druck, blau = Zug

Fall: Schraube der Aufhängung fest angezogen

Der Fall einer fest angezogenen Schraube des Hängebolzens wurde im Modell gemäß Abb. 2.9 durch eine Längenversetzung von -3mm der Aufhängung (A_{HS}) realisiert ($\hat{=}$ Stab wird verkürzt). Der Schubkeil wird hierbei von Kehlbalke und Untergurt eingeklemmt und in seiner Rotationsfähigkeit

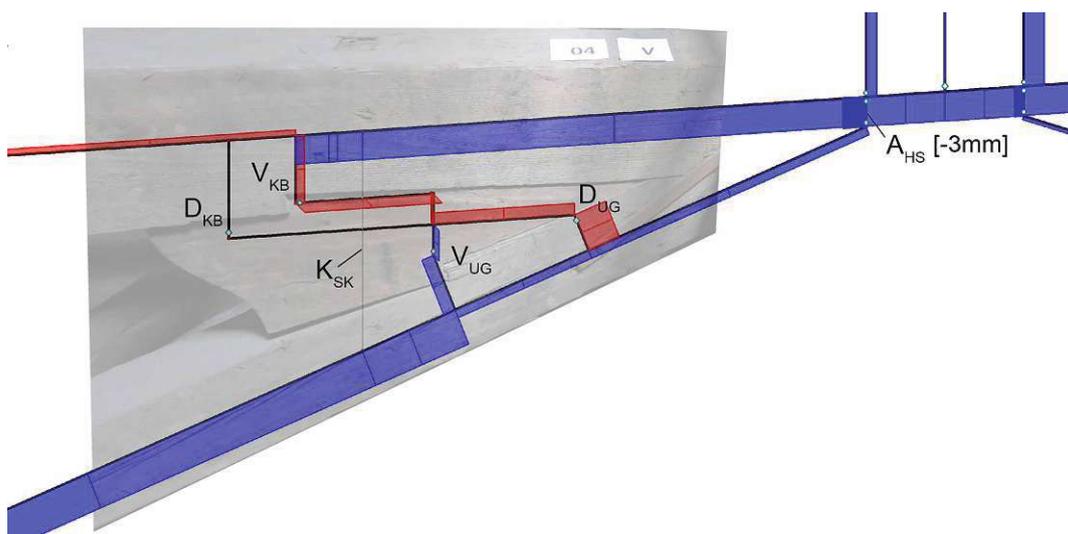


Abb. 2.9: Kinematik Schubkeil, Aufhängung fest angezogen, Normalkräfte;
rot = Druck, blau = Zug

behindert. Bei festem Anziehen der Schraube übernimmt die Aufhängung (A_{HS}) den gesamten anfallenden vertikalen Anteil der Zugkraft des Untergurts. Der Klemmbolzen (K_{SK}) wird nicht mehr aktiviert. Aufgrund der fehlenden Rotation des Keils wird die Druckfläche zwischen Schubkeil und Kehlbalken (D_{KB}) nicht aktiviert. Infolge einer Krafteinleitung in einem Winkel zur Faser zusätzlich zur Rotationsbehinderung bildet sich Querzug am Versatz zwischen Schubkeil und Untergurt (V_{UG}) aus. Der auftretende Querzug kann wiederum drastisch die Schubtragfähigkeit des Keils verringern.

Fall: Schraube der Aufhängung locker

Der Fall einer lockeren Schraube des Hängebolzens wurde im Modell gemäß Abb. 2.10 durch eine Längenversetzung von +3mm der Aufhängung (A_{HS}) realisiert ($\hat{=}$ Stab wird verlängert). Dies hat eine im Vergleich zu den vorangegangenen Fällen größere Rotation des Schubkeils zur Folge. Die Schubkeilverbindung agiert in diesem Fall ähnlich einer Verbindung im Sinne von verdübelten Balken. Die Druckrichtung stellt sich zwischen den Versätzen (V_{KB} , V_{UG}) ein. Es kommt zu Querdruck am Versatz zwischen Schubkeil und Untergurt (V_{UG}). Aufgrund der größeren Rotation und einem damit einhergehenden Aufklaffen der Verbindung erfährt der Klemmbolzen im Inneren des Schubkeils (K_{SK}) nun weit größere Zugkräfte als der Hängebolzen (A_{HS}). Die weiteren Druckflächen (D_{KB} , D_{UG}) werden gering auf Druck belastet.

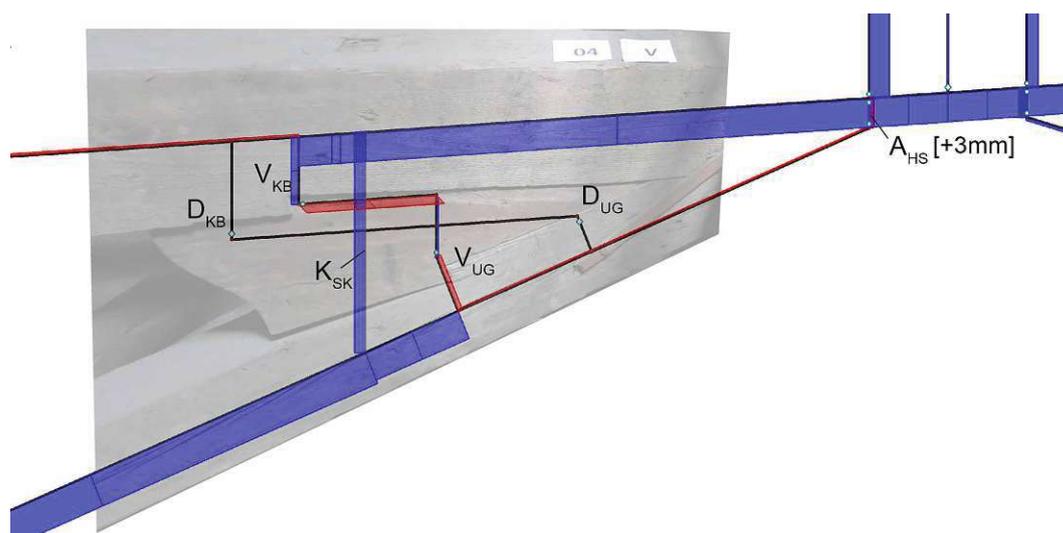


Abb. 2.10: Kinematik Schubkeil, Aufhängung locker, Normalkräfte;
rot = Druck, blau = Zug

Der potentiell im Schubkeil auftretende Querzug und die damit eng verbundene Schubtragfähigkeit des Schubkeils sind gemäß der vorangegangenen Erläuterungen stark vom Wechselspiel der Schubkeilverbindung mit der Aufhängung der Hängesäule abhängig. Aufgrund der möglicherweise stark verringerten Tragfähigkeit von durch Querzug beanspruchten Schubkeilen wird an dieser Stelle empfohlen, die Thematik des Querzugs im Rahmen einer weiterführenden Forschung genauer zu untersuchen und durch Querzug beanspruchte Schubkeile zu lokalisieren.

2.2.4.3 Neuzeitliche zugfeste Verbindungen

Die einzigen dezidierten Zugverbindungen des Tragwerks sind gemäß Abb. 2.11 die Anschlüsse der Hängesäulen an die Untergurte über die kehlbalkenartigen Horizontalträger in den Zentren der Fachwerke. Die Anschlüsse erfolgen gemäß Abb. 1.2 jeweils mittels zweier Flacheisen an den Seiten

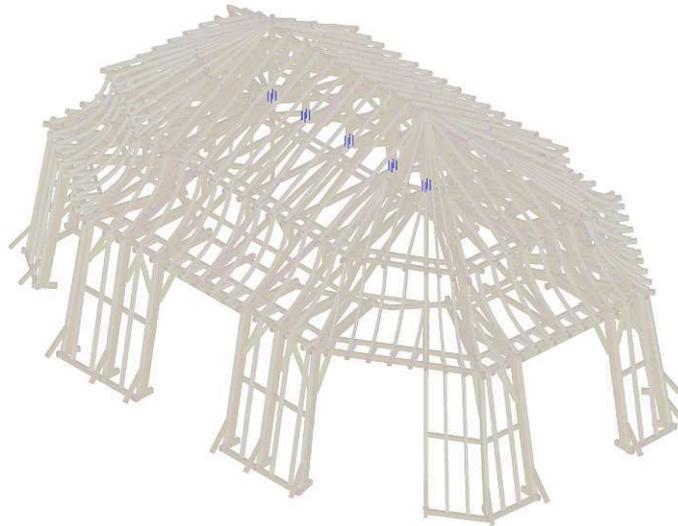


Abb. 2.11: Übersicht Zugfeste Verbindungen

der Hängesäule. Diese sind gemäß Abb. 1.2 und Abb. 2.12a im Sinne einer zweiseitigen Stahl-Holz-Stahl-Verbindung in Kombination mit Schraubmuttern verbunden. Bei den mehrteiligen Hängesäulen der Gespärrebenen G01 und G05 (gemäß Abb. 1.1c) werden diese Verbindungen noch um Blockdübel aus Eisen gemäß Abb. 2.13 ergänzt. Am Fußpunkt der Hängesäule sind gemäß Abb. 2.12b besagte Flacheisen durch Rundeisen verlängert, welche mittig durch den Kehlbalcken und den Untergurt geführt und mittels Schraubmutter und Keilbeilagscheibe an der Unterseite befestigt sind. Es stellt sich die Frage, ob das Rundeisen angeschweißt oder ob Flach- und Rundeisen zusammen als ein Stück geschmiedet wurden. Die Verbindungsmittel haben folgende Maße:

- Flacheisen seitlich der Hängesäule: 15x45mm
- Rundeisen im Untergurt: Ø24mm
- Scherbolzen der Hängesäule (Zweiseitige Stahl-Holz-Stahl-Verbindung): Ø24mm
- Muttern: rund 50x50x20mm



(a) Oben: Flacheisen + Scherbolzen durch Hän-
gesäule

(b) Unten: Rundeisen durch Kehlbalken bzw. Un-
tergurt

Abb. 2.12: Zugverbindung Hängesäule

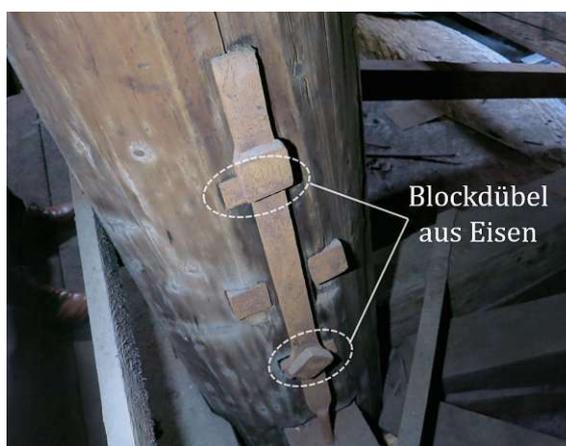


Abb. 2.13: Zugverbindung Hängesäule mittels Blockdübeln in Gespärreebene G05

2.2.4.4 Anbindung ans Mauerwerk

Anschlüsse der Holzkonstruktion an die Mauerwerkskuppel erfolgen gemäß Abb. 2.14 an der Traufe (gemäß Abb. 1.1d, *Ebene 1*) und auf etwa $\frac{2}{3}$ der Höhe der Kuppel (*Ebene 2*). Bei der erneuten Begehung 2022 konnte verifiziert werden, dass die Bundtram- bzw. Druckriegelreste der liegenden Stühle nicht ins Mauerwerk eingebunden, sondern nur an dieses herangeführt sind. Abb. 2.15b zeigt deutlich die Fuge zwischen Bundtram und Mauerwerk. Der anfallende Horizontalschub kann hier nur durch Reibung aufgrund von Auflast übertragen werden. Die Reste des Druckriegels gemäß Abb. 2.15a enden rund 2cm hinter der Mauerwerkskante (*gelb gestrichelte Linie*). Der Versatz, welcher ausschließlich Druckkräfte übertragen kann, besitzt eine Höhe von rund 6cm und ist stellenweise nicht vollflächig mit dem Mauerwerk verbunden. An dieser Stelle können daher nur geringe horizontale Druckkräfte in die Kuppel geleitet werden. Die ringförmig angeordneten Mauerbänke auf Höhe der Druckriegel liegen eben auf einer Stufe im Mauerwerk auf etwa $\frac{2}{3}$ der Höhe der Kuppel (*Ebene 2*). Sie sind nicht weiter mit dem Mauerwerk verbunden. Aufgrund der geringen Auflast kann horizontale Kraftübertragung durch Reibung hier ausgeschlossen werden. Die Mauerbänke sind mittels Verblattung und kleinen Eisenklammern

verbunden. Da die Klammern augenscheinlich unterdimensioniert sind, kann sich kein Ringzug ausbilden. Dies wurde bei der Begehung 2022 durch die deutlich sichtbare Horizontalbewegung der Mauerbänke bestätigt (vgl. Abb. 1.5).

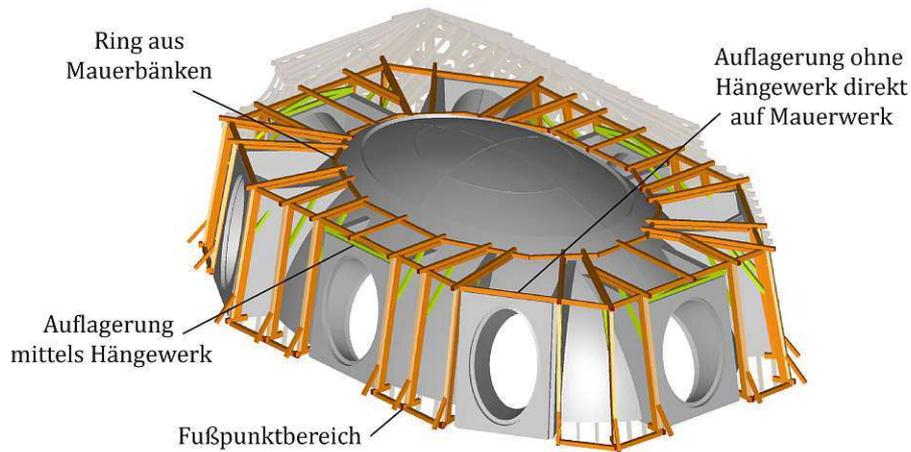


Abb. 2.14: Übersicht Auflager- und Anbindungsbauteile [1]



(a) Anbindung Druckriegel, Ebene 2

(b) Anbindung Bundtram, Ebene 1

Abb. 2.15: Dokumentation der Anbindung der Reste des liegenden Stuhls, Begehung 2022

2.2.4.5 Nachträgliche Ertüchtigung mittels Eisenklammern

Übersicht

An mehreren Knotenpunkten des Tragwerks wurden gemäß Abb. 2.16 nachträglich Eisenklammern von außen angebracht. Die Klammern sind Flacheisen mit angeschmiedeten Endzacken von unbekannter Länge.

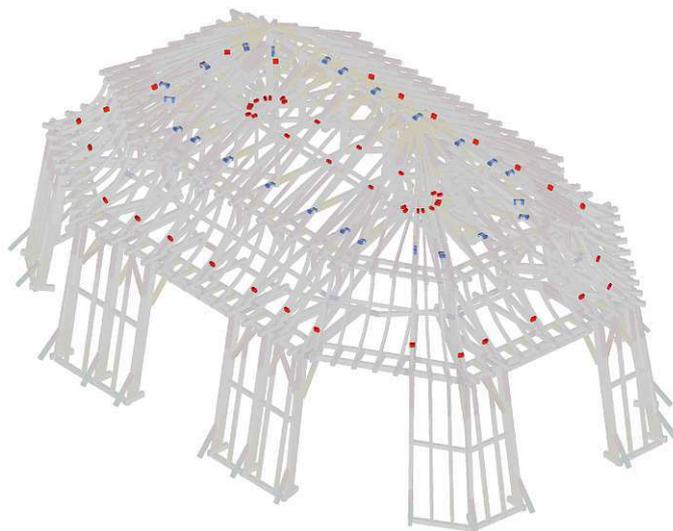


Abb. 2.16: Übersicht nachträglich angebrachte Eisenklammern, rot: Schubkeilverbindungen, blau: Druckstrebenverbindungen



(a) Äußerer Schubkeil, Ebene 2

(b) Mittige Schubkeilverbindung, Ebene 3

(c) Kehlbalken zu Druckstrebe, Ebene 3

Abb. 2.17: Beispiele von nachträglich angebrachten Klammern

Folgende Verbindungen wurden mit Klammern versehen:

- Äußere Schubkeilverbindung (Abb. 2.17a), Querschnittmaße: 8x32mm; G01–G05: beiseitig, inkl. Bolzen; Ga–Gg & Gk–Gq: einseitig inkl. Nägeln
- Mittige Schubkeilverbindung (Abb. 2.17b), Querschnittmaße: 8x32mm; G01–G05: einseitig, inkl. Nägeln
- Verbindung Kehlbalken–Druckstrebe, außen (Abb. 2.17c, linke Klammer); Querschnittmaße: 7x25mm; G01–G05: beidseitig

- Verbindung *Kehlbalken-Druckstrebe, innen* (Abb. 2.17c, *rechte Klammer*);
Querschnittmaße: 8x50mm; G01–G05: beidseitig, inkl. Bolzen

Die Klammern sind in ein- oder beidseitiger Ausführung vorhanden. Klammern in beidseitiger Ausführung sind grundsätzlich zusätzlich durch zwei Bolzen gegen Herausziehen gesichert. Die einzige Ausnahme stellen die Klammern an der Außenseite der Verbindung zwischen Kehlbalken und Druckstrebe dar. Klammern in einseitiger Ausführung besitzen zwei Nägel welche zusätzlich zu den Endzacken auf Abscheren beansprucht werden. Zerstörungsfrei lässt sich nicht herausfinden, welche Dimensionen die Bolzen in den Klammern, bzw. die Stifte an den Enden der Klammern haben. Für die weitere Betrachtung wurde für diese Bauteile ein Durchmesser von $\varnothing 10\text{mm}$ angenommen.

Vermuteter Zweck

Augenscheinlich wurden die Eisenklammern an Stellen verbaut, an denen sich aufgrund von Zug oder Rotation der angrenzenden Bauteile wie z.B. der Schubkeile Fugen ausbildeten. Es liegt die Vermutung nahe, dass die Ingenieure des 19. Jahrhunderts aufgrund von Furcht vor dem Versagen der Konstruktion nach Ausbildung oder Vergrößerung der besagten Fugen die Klammern als zusätzliche Verstärkung anordneten.

Abgrenzung der Leistungsfähigkeit

Bis zur Begehung im Jahr 2022 wurden die Klammern sichtlich nie aktiviert, da im angrenzenden Holz keine Bettungsverformung auf Lochleibung als Konsequenz von Bettungskräften jenseits der elastischen Grenze erkennbar war. An dieser Stelle stellt sich die Frage, welche Resttragfähigkeit die nachträglich angebrachten, eisernen Verbindungsmittel im Falle großer Verformungen oder gar lokalem Tragwerksversagen besitzen. Dies wird in späteren Abschnitten noch diskutiert.

2.3 Modellbildung - Update

Das grundlegende statische Modell der Bachelorarbeit [1] erfuhr aufgrund neuer Erkenntnisse durch Forschung und Begehung im Rahmen der Diplomarbeit weitreichende Änderungen. Diese sollen im Folgenden genauer beschrieben werden.

2.3.1 Kraftschluss der Holzkonstruktion mit der Mauerwerkskuppel

Bei statischen Modellen, welche ausschließlich die Holzkonstruktion betrachten, stellt sich die Frage, mit welchen Auflagern das angrenzende Mauerwerk realisiert werden kann. Gemäß Abschnitt 2.2.4.4 sind die an die Mauerwerkskuppel anschließenden Holzbalken nur von außen an diese herangeführt und nicht eingebunden. Es kann daher nicht von Einspannungen ausgegangen werden. Für die Fußpunkte der Holzkonstruktion (*Ebene 1*) gilt folgende Argumentation:

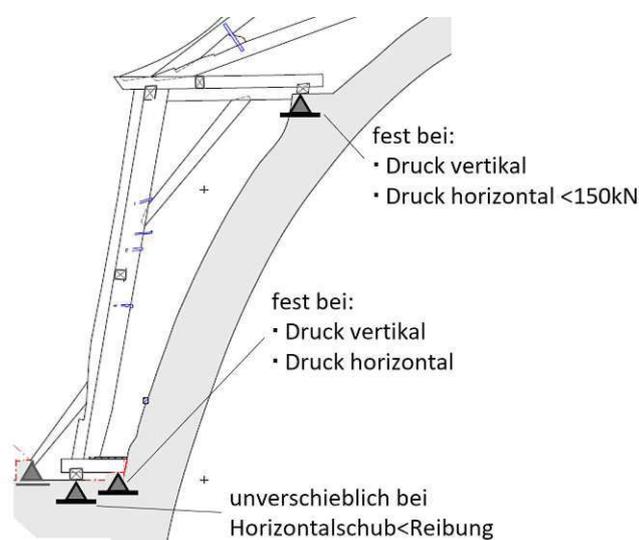


Abb. 2.18: Auflagerkonzept; *in Anlehnung an* [3]

Unter Annahme eines Reibbeiwertes von $\mu=0,40$ zwischen Holz und Mauerwerk wird die Haftreibung gemäß Glg. 2.3 & 2.4 bei einer Druckstrebenneigung von $\alpha \leq 68^\circ$ durch die Horizontalkomponente der Druckkraft in der Strebe übertroffen.

$$N * \sin(\alpha) * \mu = N * \cos(\alpha) \quad (2.3)$$

$$\alpha = 68^\circ \quad (2.4)$$

- $\mu = 0,40$... Reibbeiwert Holz-Mauerwerk
- α ... Druckstrebenneigung
- N ... Druckkraft

Für Lastkombinationen mit reiner vertikaler Belastung kann bei der im aktuellen Tragwerk vorhandenen Strebenneigung von $\alpha=80^\circ$ daher angenommen werden, dass Horizontalschub des Bundtramrestes durch genügend von der Auflast verursachten Haftreibung verhindert wird. Die

Auflager an den Fußpunkten der Holzkonstruktion wurden daher gemäß Abb. 2.18 unverschieblich modelliert.

Lastkombinationen mit horizontaler Belastung durch Wind wurden einzeln betrachtet. In allen charakteristischen Lastfällen wird anfallender Horizontalschub durch die große Auflast durch das Eigengewicht der Konstruktion verhindert. Ab einem Teilsicherheitsbeiwert von $\gamma_Q \geq 1,40$ statt der laut ÖNORM EN 1990 geforderten 1,50 wird im Fall *Wind quer zum First* der auftretende Horizontalschub zu groß [16]. Die Bundtramreste unter den Stuhlsäulen werden verschoben und die Konstruktion dadurch kinematisch. Da eine Design-Berechnung mit nach aktuellem Stand der Technik geforderten Teilsicherheitsbeiwerten jedoch generell an mehreren Stellen potentielles Versagen herbeiruft und die nach modernen Gesichtspunkten geforderten Widerstände von der vorliegenden Konstruktion nicht erreicht werden, werden die Bundtramreste für die weitere Betrachtung für alle Lastfälle als unverschieblich angenommen.

Die in Abschnitt 2.2.4.4 beschriebenen Anschlüsse auf $\frac{2}{3}$ der Höhe der Kuppel (*Ebene 2*) wurden gemäß Abb. 2.18 als fest bei Vertikaldruck und fest bei Druck in Richtung der Trägerachse bis zu einem Grenzwert angenommen. Rein rechnerisch können unter der Annahme einer intakten Druckfläche von 180x60mm gemäß Abb. 2.15a (Druck \parallel Faser, C24, $f_{c,0} = 21 \text{ N/mm}^2$, gemäß ÖNORM B 1995 [11]) hier Druckkräfte von rund 150kN (*design*) in das Mauerwerk übertragen werden. Dieser Wert wird bei der aktuellen Modellierung bei allen Lastkombinationen weit unterschritten. Da die Stirnfläche der Holzbalken im generellen nicht plan am Mauerwerk anliegt, kann grundsätzlich jedoch angenommen werden, dass an diesen Punkten nur sehr geringe Kräfte in die Mauerwerkskuppel geleitet werden können. Bei Zug agiert das Auflager horizontal verschieblich. Die daraus resultierende Verformung deckt sich mit der beobachteten horizontalen Verschiebung der Mauerbänke gemäß Abb. 1.5.

2.3.2 Reduktion der Beanspruchbarkeit von Bauteilen durch Risse

Die in Kapitel 1.5.2.1 beschriebenen Vorschädigungen der Träger und Schubkeile, meist verursacht durch Schwindrisse, wurden auf folgende Arten in der aktuellen statischen Modellierung berücksichtigt:

2.3.2.1 Balken

Balken, welche gemäß der in Kapitel 2.2.1 beschriebenen Kriterien in die geringere Sortierklasse S7 einzuordnen sind, wurden mit der Festigkeitsklasse C18 versehen. Dies betrifft gemäß Abb. 2.19 folgende Träger:

- Untergurt Ge
- Untergurte G02, links + rechts
- Untergurt G1
- Untergurt G05, links
- Druckstrebe Gg
- Druckstrebe G02, rechts
- Druckstreben G03, rechts + links
- Stummelbalken G03, links

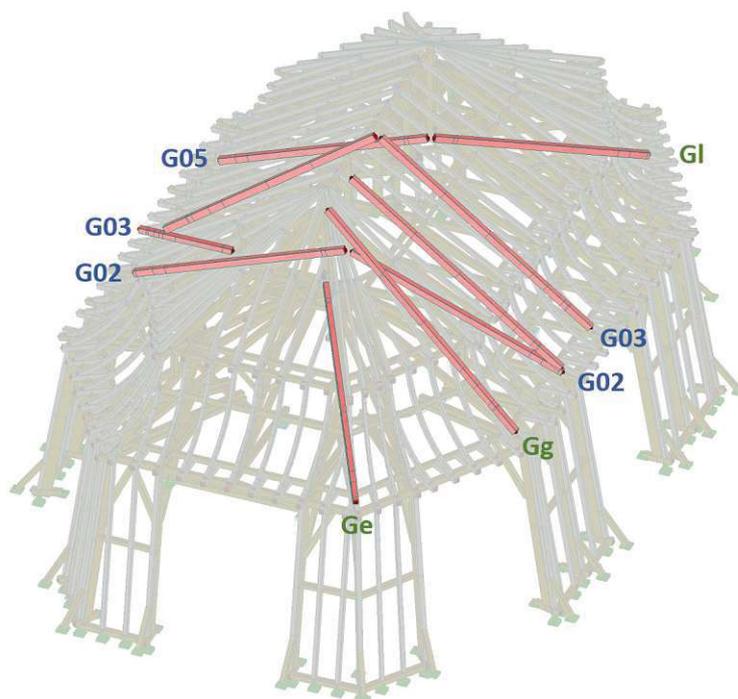


Abb. 2.19: Übersicht C18 Träger

Die Einarbeitung der neuen C18 Festigkeit verursacht bei betroffenen Trägern im Vergleich zu C24 jedoch nur geringfügig höhere Ausnutzungsgrade. Aufgrund der generell geringen Ausnutzung von <70% der betroffenen Träger verursacht diese Festigkeits- und Steifigkeitsänderung nur sehr geringe Abweichungen bei Lastableitung, Schnittgrößen und Verformungen.

2.3.2.2 Verbindungen

In der Statiksoftware Dlubal RFEM 5 können für die Steifigkeiten von Gelenken Arbeitsdiagramme eingegeben werden. Es kann festgelegt werden, dass beim Überschreiten eines gewählten Grenzwertes einer Last aus einer bestimmten Richtung Versagen der Verbindung auftritt. Nach einer manuellen Berechnung und Eingabe der Tragfähigkeiten der einzelnen Verbindungsmittel zeigt also die nachfolgende numerische Systemberechnung eindeutig Stellen, welche kinematisch werden, d. h. Verbindungen, welche im jeweiligen gewählten Lastfall versagen.

Diese Vorgehensweise mag auf den ersten Blick sinnvoll erscheinen. Für die Berechnung der vorliegenden historischen Konstruktion nach aktuellem Stand der Technik ist sie jedoch nicht zielführend, da eine Design-Berechnung gleich bei mehreren Verbindungen zum Versagen führt. Da ein kinematisches Modell nicht berechnungsfähig ist, lassen sich auf diese Weise auch keine weiteren Untersuchungen von Verformungen, Lastumlagerungseffekten, etc. durchführen. Die Verbindungen der Holzkonstruktion wurden daher gemäß der vorangegangenen Bachelorarbeit „starr“, d.h. sie versagen nicht bei einer vordefinierten Last, mit folgenden Kriterien modelliert [1]:

- Die Definition der Stabverbindung in Form von Gelenksettings befindet sich am *Ort der tatsächlichen Lastübergabe*, meist also am Rand des Querschnittes. Zwischen Querschnittachse und -rand sitzt ein Starrstab.

- *Rein druckfeste Verbindungen* sind im Sinne der Verschiebung nur fest bei Druck parallel zur Stabachse. Bei Zapfenverbindungen ist zusätzlich keine Verschiebung normal zur Stabachse möglich. Es können parallel zur Stabachse keine Zugkräfte aufgenommen werden.
- Systemrelevante *Zugelemente* wie z.B. Schraubbolzen wurden mittels überdimensionierten Flachstahlquerschnitten modelliert. An diesen können relevante Schnittgrößen direkt abgelesen werden.
- *Schubkeilverbindungen* wurden durch ebene Starrstab-Systeme abgebildet. Diese wurden so realisiert, dass Druck/Schub normal bzw. quer zur Faser im Schubkeil und die Zugbeanspruchung des innenliegenden Bolzens direkt angezeigt werden kann.

Schnittgrößen relevanter Verbindungen wurden im Anschluss mit den entsprechenden Traglasten verglichen und die Auswirkungen von potentiellm Verbindungs-Versagen im Zuge einer Robustheitsanalyse gemäß Abschnitt 4 durch dezidiertes Deaktivieren einzelner Anschlüsse untersucht. Diese Methodik liefert neben der Aussage, welche Verbindungen versagen, auch Erkenntnisse über die Folgen eines solchen Ausfalls. Dadurch können kritische Stellen des Tragwerks im Sinne der Robustheit erkannt werden.

2.3.3 Tragsicherheit relevanter Verbindungen

Die erste Abschätzung der Ausnutzung im Rahmen der Strukturanalyse der vorangegangenen Bachelorarbeit zeigt, dass die Verbindungsmittel im Generellen größere Ausnutzungsgrade aufweisen als die Träger. Es ist daher wahrscheinlich, dass die Anschlüsse vor den Trägern versagen würden.

Der folgende Abschnitt befasst sich mit der Tragfähigkeit einiger ausgewählter, relevanter Verbindungsmittelkategorien.

Die maßgebende Lastkombination für die Holzkonstruktion ist der *Grenzzustand der Tragfähigkeit (GZT)* bestehend aus *Eigengewicht + Schneelast* und Teilsicherheitsbeiwerten von $\gamma_G=1,35$ und $\gamma_Q=1,5$. Sämtliche Berechnungen wurden gemäß ÖNORM B 1995 durchgeführt [11]:

- Nutzungsklasse: 2
- Einwirkungsdauer: kurz (Schneelast)
- $k_{mod} = 0,9$
- $\gamma_M = 1,3$

2.3.3.1 Theoretische Tragsicherheit Fachwerkträger + Stuhlsäulen

Um einen Vergleich bezüglich der *Größenordnungen* der Tragsicherheiten von Verbindungen und Trägern zu schaffen werden im Folgenden beispielhaft Druck- bzw. Zugfestigkeiten zweier Balken der tragenden Holzkonstruktion angeführt. Eine genauere Betrachtung der Ausnutzung der Balken wird in Abschnitt 2.3.4 diskutiert.

Druckfestigkeit Druckstrebe (Fachwerk)

- Festigkeitsklasse: C24, $f_{c,0,k} = 21N/mm^2$
- Querschnitt: 260x180mm

$$\text{Druck} \parallel \text{Faser} : R_{c,0,k} = 983kN, R_{c,0,d} = 680kN \quad (2.5)$$

Zugfestigkeit Untergurt (Fachwerk)

- Festigkeitsklasse: C24, $f_{t,0,k} = 14,5 \text{ N/mm}^2$
- Querschnitt: 240x180mm

$$\text{Zug} \parallel \text{Faser} : R_{t,0,k} = 626 \text{ kN}, R_{t,0,d} = 433 \text{ kN} \quad (2.6)$$

Die Festigkeiten gemäß Glg. 2.5 und Glg. 2.6 dienen dazu, den grundsätzlichen Größenunterschied der Tragsicherheiten von Trägern und Verbindungsmitteln zu verdeutlichen. In der Realität fallen diese aufgrund des Einflusses von Momentenbeanspruchung und Nettoquerschnitten geringer aus.

2.3.3.2 Zapfenverbindungen

Da es zerstörungsfrei nicht möglich ist, die in der Konstruktion vorliegenden Zapfendimensionen zu ermitteln, wurde angenommen, dass die Zapfenbreite rund $\frac{1}{3}$ der Querschnittbreite beträgt. Im Folgenden wird beispielsweise der Druckwiderstand der Zapfenverbindung am Fußpunkt einer Stuhlsäule (*Ebene 1*) gemäß Abb. 2.20 ohne Berücksichtigung des danebenliegenden Sparrens berechnet.

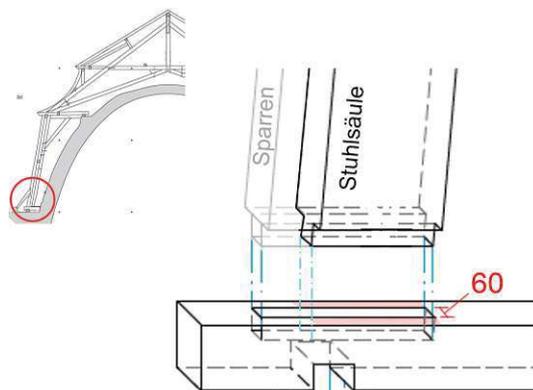


Abb. 2.20: Skizze Zapfenverbindung, in Anlehnung an [5]

- Querschnitt Stuhlsäule = 370 x 180mm
- Druckfläche (ohne Zapfen) = 370 x 120mm
- Anschlusswinkel Stuhlsäule–Bundtram = 80°
- Festigkeitsklasse: C24
- $f_{c,0,k} = 21 \text{ N/mm}^2$, $f_{c,90,k} = 2,5 \text{ N/mm}^2$

$$\text{Bundtram, Kraft-Faser-Winkel } 80^\circ : R_{c,80,k} = 114 \text{ kN}, R_{c,80,d} = 78 \text{ kN} \quad (2.7)$$

2.3.3.3 Verbindungen mit Versatz

Die in der Konstruktion angewandten Einschnitttiefen betragen rund 30mm. Im Folgenden wird beispielsweise der Druckwiderstand eines Versatzes am Fußpunkt eines Fachwerks gemäß Abb. 2.21 berechnet:

- Trägerbreite = 180mm

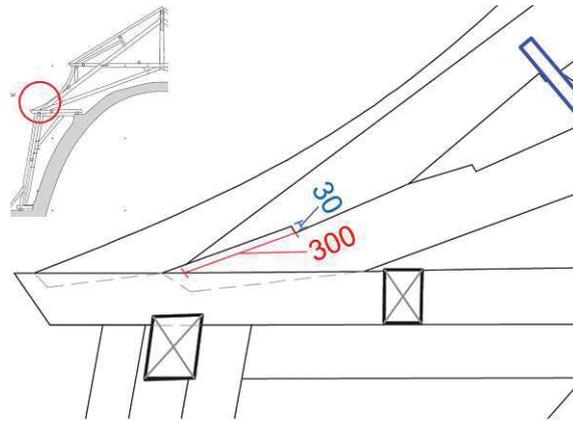


Abb. 2.21: Skizze Versatz, in Anlehnung an [5]

- Versatz = 180 x 30mm
- Festigkeitsklasse: C24
- $f_{c,0,k} = 21\text{N/mm}^2$, $f_{c,90,k} = 2,5\text{N/mm}^2$, Berechnung der Abminderung nach Hakinson (EC5)

$$\text{Druck} \parallel \text{Faser} : R_{c,0,k} = 113\text{kN}, R_{c,0,d} = 78\text{kN} \quad (2.8)$$

$$\text{Kraft-Faser-Winkel } 20^\circ : R_{c,20,k} = 61\text{kN}, R_{c,20,d} = 42\text{kN} \text{ (gro\ss e Abminderung n. Hakinson)} \quad (2.9)$$

Der besagte Versatz weist auch die bei den Balken geringste vorkommende Vorholzlänge auf. Im Folgenden wird die maßgebende Schubtragfähigkeit des Vorholzes bemessen:

- Trägerbreite = 180mm
- Vorholzlänge = 240mm
- Schubfläche = 54000mm²
- $f_{v,k} = 4\text{N/mm}^2$

$$\text{Schubwiderstand} : R_{v,k} = 173\text{kN}, R_{v,d} = 120\text{kN} \quad (2.10)$$

2.3.3.4 Schubkeile inkl. Zustand der Schubkeile

Im Folgenden wird beispielsweise die Tragfähigkeit eines intakten Schubkeils in Fachwerksmitte gemäß Abb. 2.22 berechnet (vgl. auch Abb. 2.6, *Schubfuge A*):

Versätze

- Versatzhöhe = 30mm
- Schubkeilbreite = 180mm

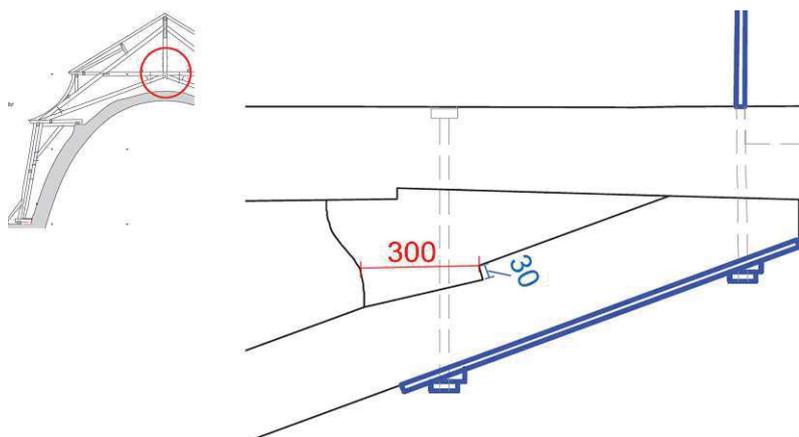


Abb. 2.22: Skizze Schubkeil, in Anlehnung an [5]

- Festigkeitsklasse: D30
- $f_{c,0,k} = 24N/mm^2$, $f_{c,0,k} = 2,7N/mm^2$

Abb. 2.23 zeigt die Tragfähigkeiten der Schubkeilversätze unter Druck parallel bzw. in einem Winkel zur Faser:

Druck Faser		Druck ≠ Faser: 20°	
Versatz Schubkeil-Kehlbalken V_{KB}		Versatz Schubkeil-Untergurt V_{UG}	
$R_{c,0,k}$	130 kN	$R_{c,20,k}$	67 kN
$R_{c,0,d}$	90 kN	$R_{c,20,d}$	47 kN

Abb. 2.23: Tragfähigkeiten Schubkeil Versätze;

Schubfugen

- Maße intakte Schubfuge = 180 x 300mm (vgl. Abb. 2.6, „Schubfläche A“)
- Intakte Schubfläche = 54000mm²
- Festigkeitsklasse: D30
- $f_{v,k} = 4N/mm^2$

Abb. 2.24 zeigt den Schubwiderstand eines intakten Schubkeils:

Schubfläche 180x300mm

$R_{v,k}$	216 kN
$R_{v,d}$	150 kN

Abb. 2.24: Schubwiderstand intakter Schubkeil

An dieser Stelle soll vorweggenommen werden, dass die maximal auftretende Druck-/Schublast, welche auf den Schubkeil wirkt, rund 170kN im Lastfall *GZT: Eigengewicht + Schnee* (Gespärreebene G02 & G04) beträgt. Es ist klar ersichtlich, dass die Widerstände der Schubkeile unter

Vollast hierbei klar überschritten werden. Im Lastfall *GZT: Eigengewicht* erfahren die Schubkeile eine maximale Belastung von rund 80kN.

Schubkeile mit vorhandener Vorschädigung durch Schwindrisse

Gemäß Abschnitt 1.5.2.1 weisen mehrere Schubkeile eine Vorschädigung durch Schwindrisse auf. Die Flächen zur Schubübertragung wurden dabei teilweise drastisch verkleinert. Da die Schubkeile in den Außenbereichen der Fachwerke sowohl im Sinne von Belastung als auch von Schwindrissen nicht maßgebend sind, wird im Folgenden nur auf die Schubkeilverbindungen unter den Hängesäulen in den Zentren der Fachwerke eingegangen. Von diesen werden wiederum nur die Parallelgespärre (G01–G05, laut Abb. 1.1c) betrachtet, da die radial angeordneten Gespärre (Ga–Gq) weit geringere Belastungen erfahren und daher ebenfalls nicht maßgebend sind.

Abb. 2.25 zeigt den Zustand, die Einwirkung und die Schubtragfähigkeit maßgebender Schubkeile. Alle nicht angeführten Schubkeile weisen *intakte Schubflächen* auf.

Laut der statischen Berechnung werden sowohl die *design-* als auch die *charakteristischen Schubwiderstände* der Schubkeile der Gespärreebene G02 überschritten. Sollten die Schwindrisse weiter anwachsen, ist hier mit einer potentiellen Überbeanspruchung zu rechnen.

Verringerung der Schubtragfähigkeit durch Querzug

Gemäß Abschnitt 2.2.4.2 tritt in manchen Schubkeilen gemäß Abb. 2.8–2.10 Querzug auf. Es gilt zu beachten, dass die Schubtragfähigkeit unter vorhandenem Querzug verringert wird. Nach ÖNORM B 1995-1-1 (Abschnitt 6.4.3 Satteldachträger) [11] wird die Ausnutzung der Schubfuge unter zusätzlich auftretendem Querzug gemäß Glg. 2.11 berechnet:

- Schubfläche = 180x300mm
- $k_{vol}=1$
- $f_{v,d} = 2,76N/mm^2$
- $f_{t,90,d} = 0,25N/mm^2$

$$\eta = \frac{\tau_d}{f_{v,d}} + \frac{\sigma_{t,90,d}}{k_{vol} * f_{t,90,d}} \leq 1 \quad (2.11)$$

Der tatsächlich auftretende Querzug ist gemäß Abschnitt 2.2.4.2 stark vom Wechselspiel der Schubkeilverbindung mit der Aufhängung der Hängesäule abhängig. An dieser Stelle soll darauf hingewiesen werden, dass potentiell auftretender Querzug die Schubtragfähigkeit der Schubkeile stark verringern kann. Die verringerte Tragfähigkeit wurde im Rahmen dieser Arbeit bei der folgenden Strukturanalyse noch nicht berücksichtigt.

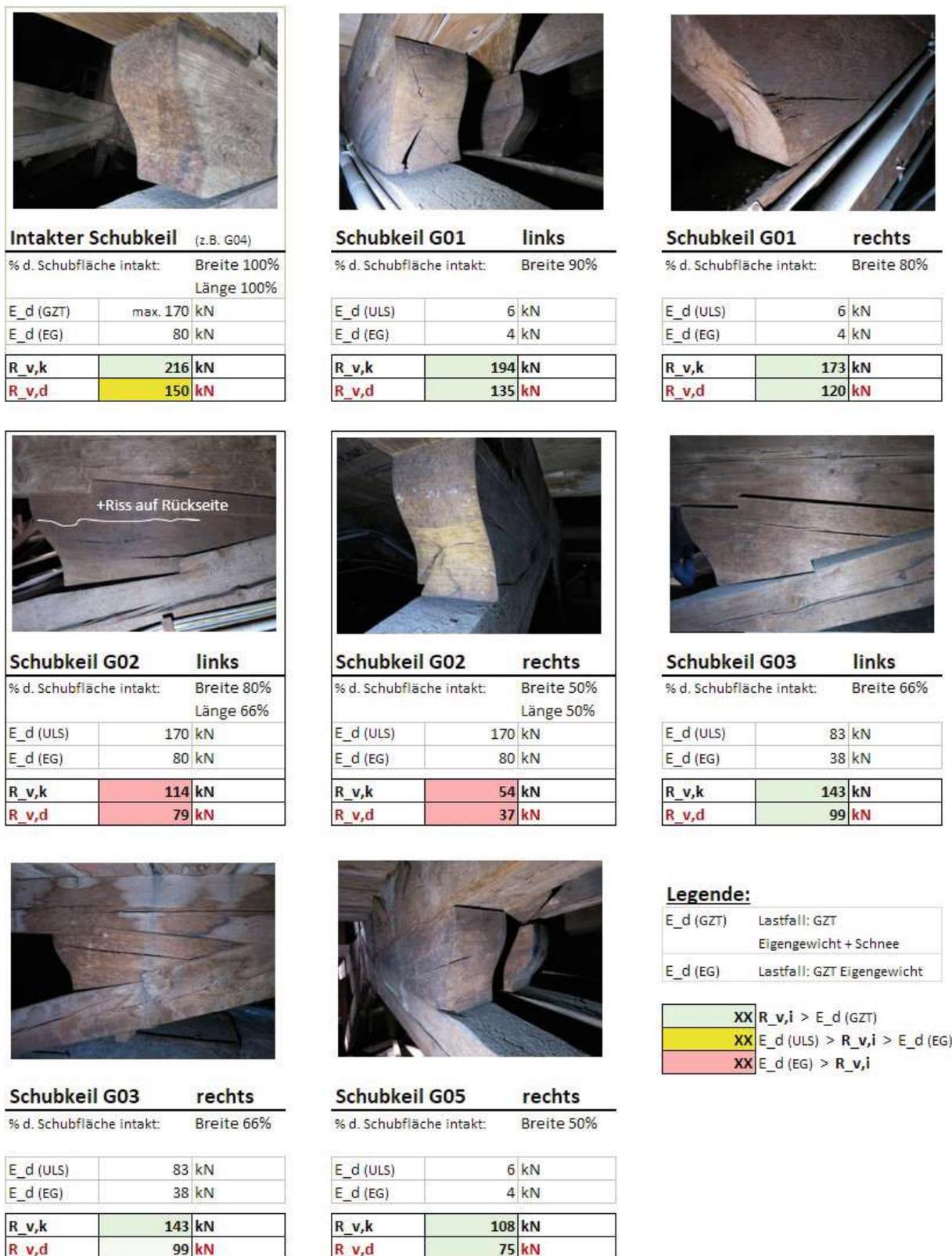


Abb. 2.25: Schubwiderstände maßgebender Schubkeile, Bezeichnungen gemäß Abb. 1.1c

Resttragfähigkeit innenliegender Bolzen auf Abscheren

Gemäß Abschnitt 2.2.4.2 werden die innenliegenden Bolzen bei großen Verformungen oder Versagen der Versätze bzw. Schubkeile auf Abscheren beansprucht. Bei Berechnung nach Johansen mit einer nachgiebigen Zwischenschicht ($\hat{=}$ nicht mehr tragfähigem Schubkeil zwischen Kehlbalken und Untergurt) lässt sich eine Resttragfähigkeit des Bolzens auf Abscheren gemäß Glg. 2.12 von rund 15kN (*design*) ermitteln. Es ist jedoch fraglich, ob diese Resttragfähigkeit tatsächlich als zusätzliche Sicherheit der Verbindung bewertet werden kann, da diese erst bei großen Verformungen in Kraft tritt. Durch besagte Verformungen könnten Kraftumlagerungen entstehen, welche wiederum eine Überbeanspruchung anderer Verbindungen, z.B. in den Nebengesparren verursachen könnten.

- Seitenhölzer: C24, Dicke = 240mm
- Zwischenschicht, nachgiebig, Dicke = 200mm
- Bolzen Durchmesser = Ø24mm, $f_{y,k} = 220\text{N/mm}^2$ (Eisen vor 1900, [13])

Resttragfähigkeit Bolzen auf Abscheren (ohne Zusammenwirken mit Schubkeil):

$$\text{Resttragfähigkeit Bolzen auf Abscheren} : R_d = 15\text{kN} \quad (2.12)$$

Hinweis: Glg. 2.12 bezieht sich auf die Tragfähigkeit des Bolzens unter der Annahme, dass kein Zusammenwirken zwischen Bolzen und Schubkeil stattfindet. Über einen Seileffekt könnte die Tragfähigkeit noch gesteigert werden.

2.3.3.5 Nachträglich angebrachte Eisenklammern und Flacheisen

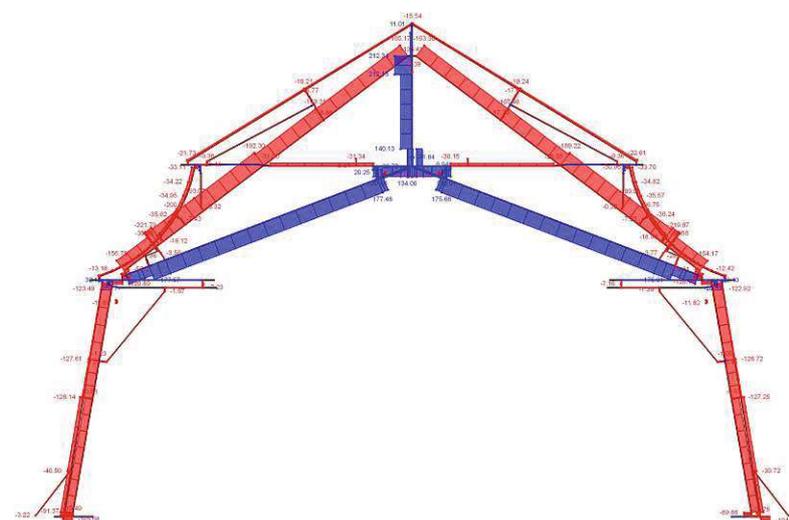
Gemäß Abb. 2.26 beträgt die noch nicht aktivierte Tragfähigkeit, bemessen nach Johansen-Theorie (*Versagensmodus a*) bzw. *b*) der nachträglich angebrachten Klammern rund 5-6kN (*design, Abscheren*). Die Eingangswerte bezüglich Querschnitt- und Verbindungsmittelmaßen, Eindringtiefen und Kraft-Faser-Winkel sind ebenfalls in Abb. 2.26 dargestellt.

ERGEBNISSE:	Klammer Druckstrebe außen	Klammer Druckstrebe innen	Aufhängung Hängesäulen	Flacheisen Schubkeile außen	Klammer Mauerbank	Flacheisen Schubkeil seitlich	Flacheisen geknickt Schubkeil unten
Querschnitt:	7x25 mm	8x50 mm	8x50 mm	8x32 mm	8x20 mm	8x32 mm	8x32 mm
Stift/Bolzen:	10x20 $\hat{=}$ Ø16 mm	10x20 $\hat{=}$ Ø16 mm	Ø25 mm	Ø10 mm	8x15 $\hat{=}$ Ø12 mm	Ø10 mm	Ø10 mm
Eindringtiefe:	60 mm	60 mm	gesamt	gesamt	60 mm	gesamt	gesamt
Kraft-Faser-Winkel	52°	52°	90°	90°	45° max	45° max	0°
Versagensmodus n. Johansen	a)	a)	b)	b)	a)	b)	b)
Abscherwiderstand Stift/Bolz.							
R _{v,Rk} [kN]	6,78	6,78	21,24	5,27	5,75	5,67	6,21
R _{v,Rd} [kN]	4,69	4,69	14,70	3,65	3,98	3,93	4,30
Zugwiderstand Querschnitt							
R _{u,k} [kN]	56	128	128	81	51	81	81
R _{u,d} [kN]	38,77	88,62	88,62	56,08	35,31	56,08	56,08

Ergebnisse pro Bolzen/Nagel

Abb. 2.26: Tabelle Resttragfähigkeit Eisenklammern/Flacheisen

Es stellt sich die Frage, ob die geringe Zusatztragfähigkeit überhaupt eine unterstützende Wirkung für die jeweilige angrenzende Verbindung hätte. Bei den Schubkeilverbindungen würde die außenliegende Klammer beispielsweise aufgrund ihrer geringen Steifigkeit im Vergleich zu den restlichen Verbindungsteilen erst bei sehr großen Verformungen oder gar Versagen des Schubkeils aktiviert werden. Es ist fraglich, ob zu diesem Zeitpunkt durch die geringe Resttragfähigkeit der Klammer eine ausreichende Lastumlagerung in der Tragstruktur stattfinden kann, um ein Versagen im Gespärre zu verhindern. Eventuell könnte die Beanspruchung der Klammern, sichtbar durch Bettungsverformung auf Lochleibung, jedoch als Anzeichen für unmittelbar bevorstehendes Versagen verwendet werden.



Max N: 212.34, Min N: -221.79 [kN]

Abb. 2.28: Normalkräfte, Gespärreebene G02 (gem. Abb. 1.1c);
 rot = Druck, blau = Zug

Momentenbeanspruchung

Die größten Biegebeanspruchungen treten gemäß Abb. 2.29 und Abb. 2.30 in den auf Druck beanspruchten Obergurten der Fachwerke auf. Dies ist auf eine hohe Spannweite und die punktförmige Einleitung der Auflast der darüberliegenden Konstruktion zurückzuführen. Weitere hohe Biegebeanspruchungen erfahren Kopfschwellen, welche nicht direkt auf Mauerwerk gelagert sind. Diese sind vorhanden auf Höhe der Ebene 2, unter den Fußpunkten der Fachwerke der Ebenen G03, Gd, Gn.

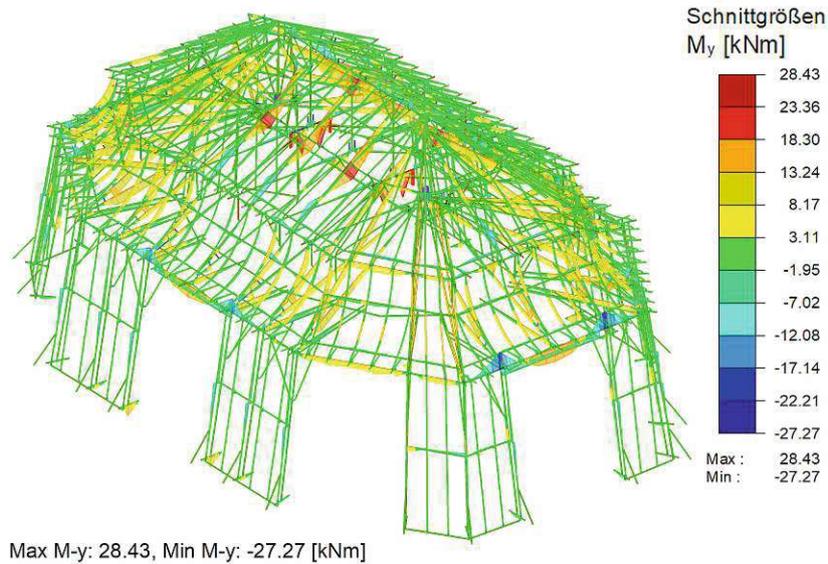


Abb. 2.29: Momente

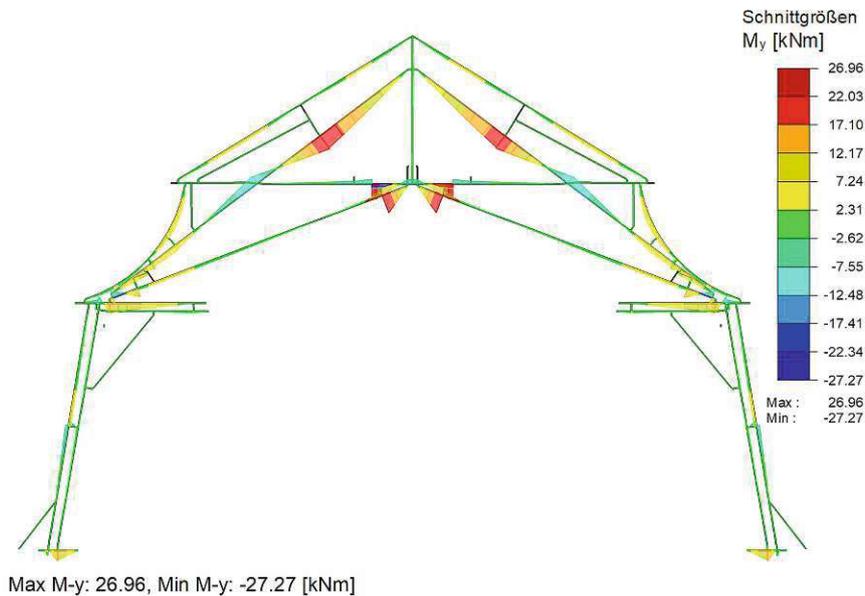


Abb. 2.30: Momente, Gespärreebene G02 (gem. Abb. 1.1c)

Verformungen

Unter rein vertikaler Last wird die gesamte Holzkonstruktion gemäß Abb. 2.31 und Abb. 2.32 nach unten gedrückt. Die Fußpunkte der Fachwerke (*Ebene 2*) werden hierbei zusätzlich nach außen geschoben. Dies verursacht eine Rotation der Wandscheiben des unteren Geschosses nach außen.

Die größten Biegeverformungen unter Vertikallast erfahren die Obergurte der Fachwerke und die lasteinleitenden Sparren im oberen Bereich der Konstruktion. Aufgrund der punktuellen Kopplung durch kurze, verformungsarme Streben weisen diese Bauteile dabei eine ähnliche Biegeform auf.

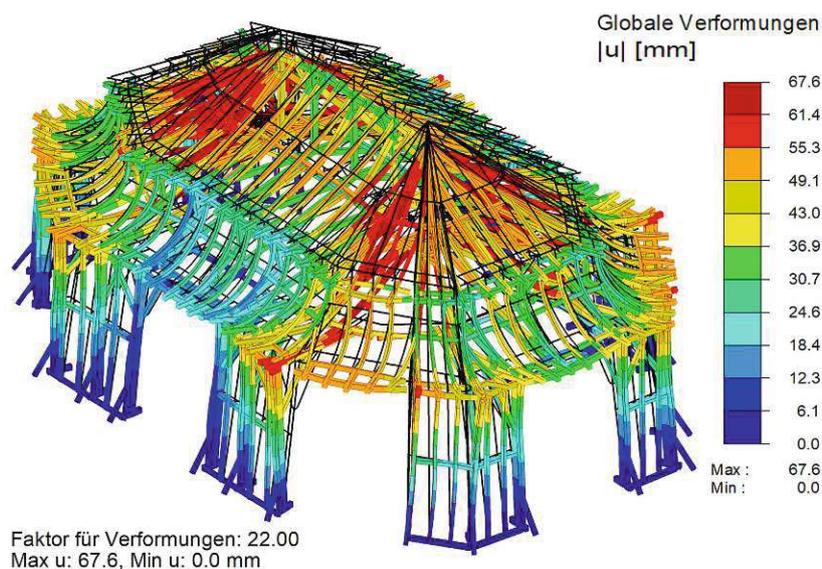


Abb. 2.31: Verformung

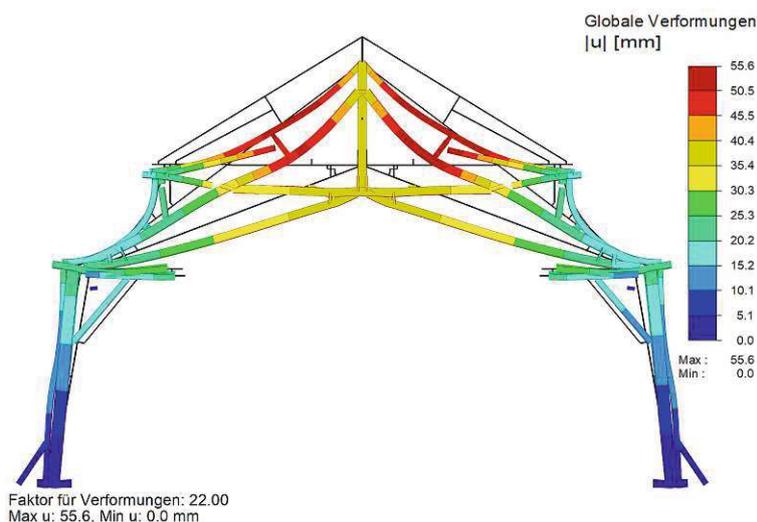


Abb. 2.32: Verformung, Gespärreebene G02 (gem. Abb. 1.1c)

Einschub: Ergebnisse der Strukturanalyse im Lastfall Wind

Grundsätzlich sind die Schnittgrößenverteilungen der Holzkonstruktion in den Lastfällen Wind quer bzw. parallel zum First ähnlich dem Lastfall mit reiner Vertikallast. In der Regel erfahren die dem Wind zugewandten Bauteile, insbesondere die Lasteinleitungsbauteile und die Ober- und Untergurte der Fachwerke, geringfügig größere Belastungen als im Lastfall ohne Wind.

Die Verformungen unterscheiden sich zu jenen unter rein vertikaler Belastung. Unter Windbelastung wird das gesamte obere Geschoss gemäß Abb. 2.33 in Windrichtung verschoben. Es kommt dabei auf der dem Wind zugewandten Seite zu einem geringen Kräfteintrag auf rund $\frac{2}{3}$ der Höhe (gemäß Abb. 1.1d, Ebene 2) über die Reste der Druckriegel der liegenden Stühle in die Mauerwerkskuppel. Auf der vom Wind abgewandten Seite rotieren die wandartigen Scheiben des unteren Geschosses nach außen und ziehen die Druckriegelreste samt darunterliegenden Mauerbänken mit sich. Stellenweise können Sparren auf der vom Wind abgewandten Seite durch auftretenden Windsog unter Lösen des Druckkontaktes nach außen gebogen werden.

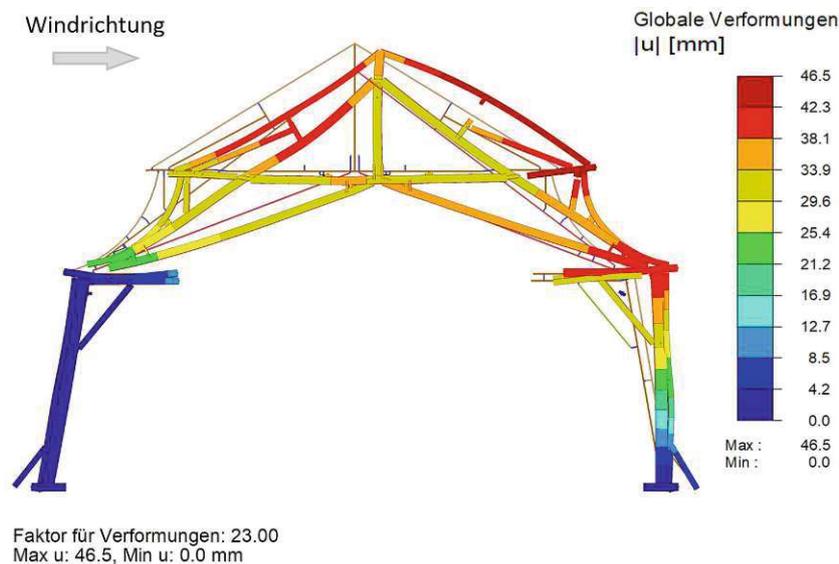


Abb. 2.33: Verformung, Gespärreebene G02 (gem. Abb. 1.1c), Lastfall: EG + Wind quer zum First

Ausnutzungsgrade

Abb. 2.34 und Abb. 2.35 zeigen Übersichten der Ausnutzungsgrade nach Querschnittsnachweis, ermittelt mit dem Software Modul Dlubal RF-HOLZ Pro unter Vernachlässigung von Querschnittsschwächungen durch Zapfenlöcher oder Einschnitte von Versätzen.

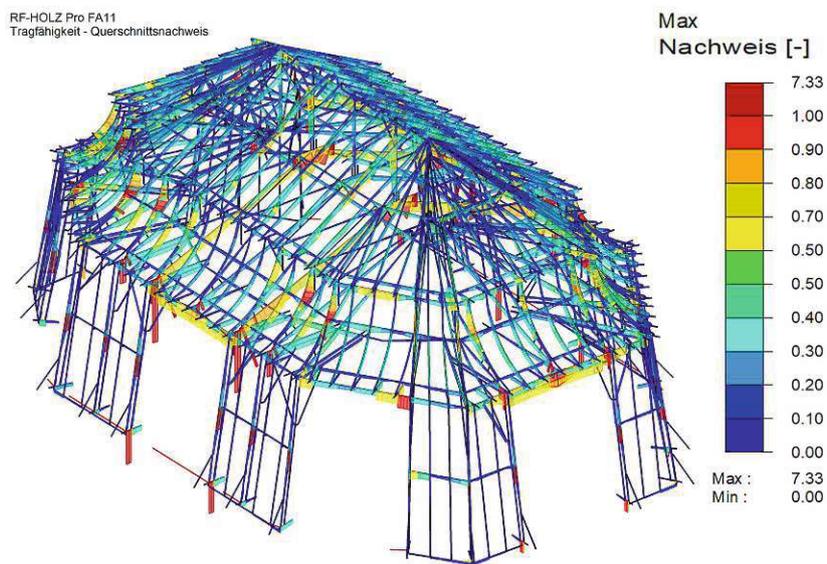


Abb. 2.34: Spannungsausnutzung – Querschnittsnachweis nach Dlubal RF-HOLZ Pro

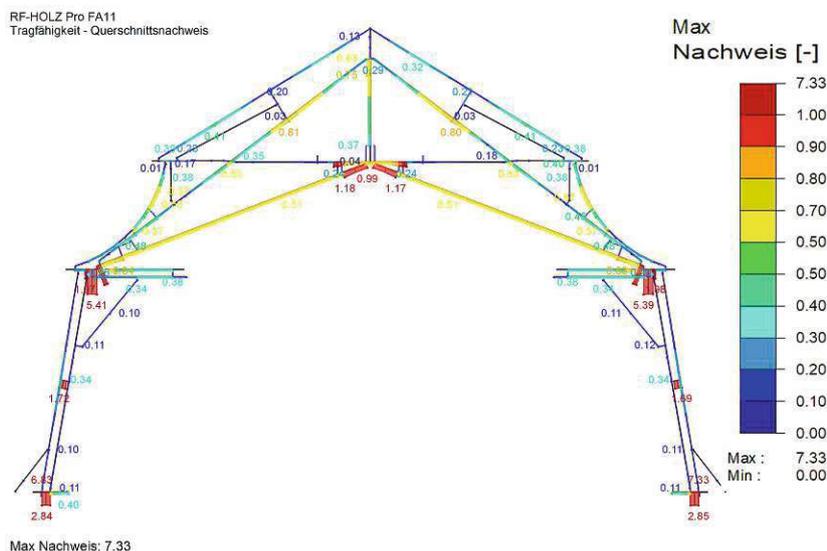


Abb. 2.35: Spannungsausnutzung – Querschnittsnachweis nach Dlubal RF-HOLZ Pro, Gespärrebene G04 (gem. Abb. 1.1c)

Die Ausnutzung durch Längsspannung liegt beim Großteil der Holzträger unter 70%. Somit wären unter Umständen Querschnittsschwächungen von bis zu rund 30% abgedeckt.

Die extrem hohen Ausnutzungen von bis zu rund 700% gemäß Abb. 2.34 bei den kurzen, abgetrennten Bundträmen (*Ebene 1*) und Druckriegeln (*Ebene 2*) lassen sich auf die Modellierung

zurückführen. Hier treten auflagernahe Einzellasten auf, bei welchen die Software Dlubal RFEM 5 keine Vernachlässigung der Schubspannungen gemäß ÖNORM B 1995-1-1 [11] berücksichtigt.

Bauteile mit hoher Ausnutzung durch Längsspannung sind:

- *Hängesäulen der Gespärrebenen G01 und G05*: Die Ausnutzung beträgt rund 90% durch Biegung und Zug aufgrund der multifunktionalen Nutzung der Hängesäulen. Die Gespärrebenen Ga–Gg bzw. Gk–Gq laufen hier zusammen.
- *Druckstreben der Fachwerke G02 und G04*: Die Ausnutzung liegt bei C24 Trägern bei rund 80% und bei C18 Trägern bei rund 100% durch Biegung und Druck. Die Ursache ist die hohe Spannweite der Druckstreben und die punktuelle Lasteinleitung der darüberliegenden Konstruktion.
- *Mehrere Bogensparren in Bauweise nach de l’Orme in den Bereichen Ga–Gg und Gk–Gq*: Die Ausnutzung liegt bei bis zu 100% durch Biegung und Druck.

An dieser Stelle soll erwähnt werden, dass diese Ausnutzung der Bogensparren aufgrund ihrer Komponentenbauweise gemäß Abb. 2.36 bereits eine potentielle Überlastung darstellt. Die Bogensparren bestehen aus jeweils drei aneinandergereihten Querschnitten, welche taktweise versetzt gestoßen sind. Unter der Annahme, dass alle drei Querschnitte die selben Abmessungen haben, beträgt der Nettoquerschnitt an einer Stoßstelle rund 66% des Gesamtquerschnittes. Eine Ausnutzung gemäß Abb. 2.34 von 66% würde daher einer vollen Auslastung des Bogensparrens entsprechen. Im Falle eines Doppelstoßes wären es nur 33%. Die genaue Beschaffenheit (inkl. Abmessungen der Einzelquerschnitte, Zahl und Ort der Stöße, etc.) der Bogensparren wurde im Rahmen dieser Arbeit noch nicht untersucht. Für eine genauere Aussage bezüglich der Tragsicherheit der Bogensparren sollte dieser Punkt in einer weiterführenden Forschung betrachtet werden.

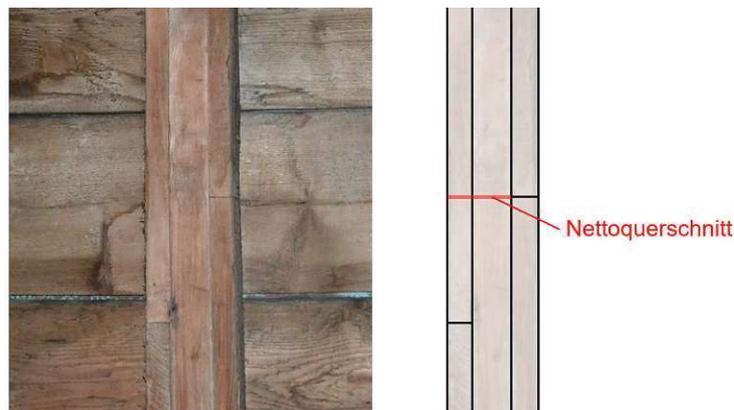


Abb. 2.36: Bogensparren in Bauweise nach de l’Orme

Eine Ausnutzung über 100% durch Schub parallel zur Faser ist bei folgenden Trägern zu beobachten:

- *Untergurte der Ebenen G01, G02, G04 und G05* im Bereich der zentralen Schubkeilverbindungen unter den Hängesäulen

Beanspruchung von Verbindungen

Zimmermannsmäßige Verbindungen mit Druckkontakt

Abb. 2.37 zeigt die Belastung durch Drucknormalkraft der Verbindungen mittels Zapfen bzw. Versatz.

Potentiell kritische Verbindungen aufgrund hoher Druckbelastung sind:

- *Versatzverbindungen zwischen Obergurt und Untergurt, Gespärreebenen G02 und G04 (an den Fußpunkten der Fachwerke, Ebene 2); Druckkraft = 90kN*
- *Versatzverbindungen am Ende der flach geneigten Streben der Hängwerke; Druckkraft = 100kN*

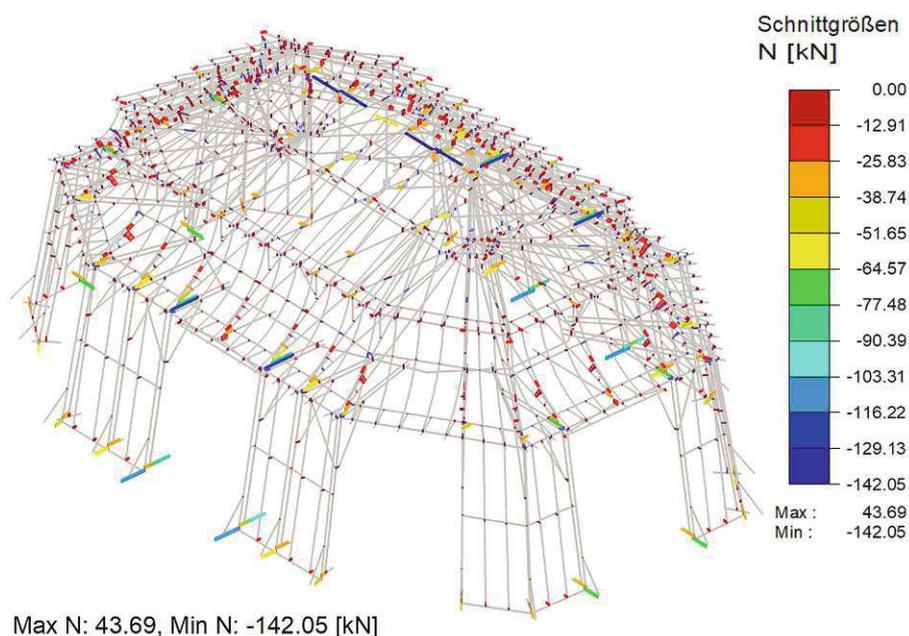


Abb. 2.37: Einwirkende Drucknormalkräfte auf Verbindungen mittels Zapfen bzw. Versatz

Zugfeste Verbindungen

Abb. 2.38 zeigt die Zugnormalkräfte der Klemm- und Hängebolzen. Die größte Zuglast erfahren die Aufhängungen der Hängesäule der Gespärreebenen G02 und G04. Die aktuelle Modellierung zeigt auch, dass die Klemmbolzen der äußeren Schubkeilverbindungen praktisch keine Zugbelastung erfahren.

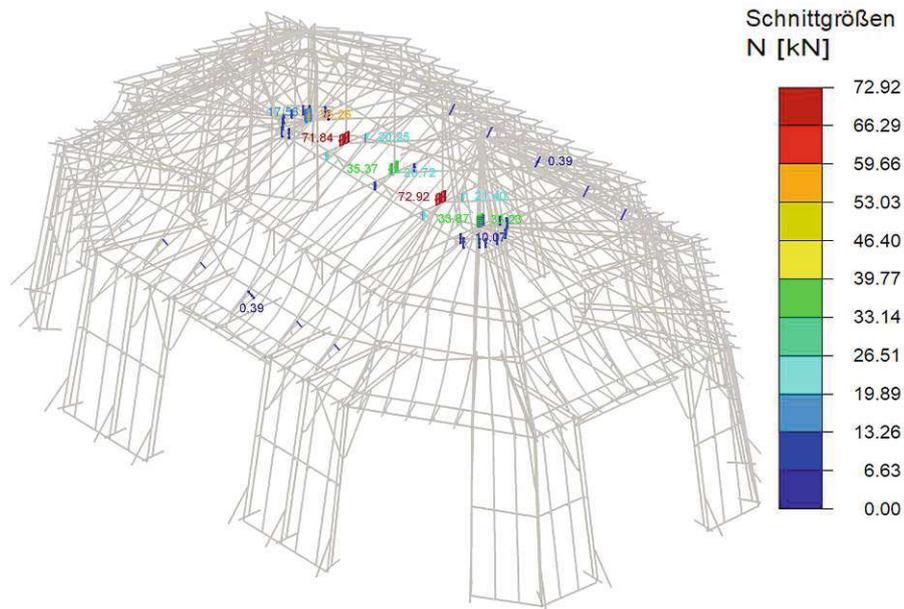


Abb. 2.38: Einwirkende Zugkräfte auf Hänge- und Klemmbolzen

Schubkeile

Abb. 2.39 und Abb. 2.40 zeigen die Schubbeanspruchungen der Schubkeile. Im Rahmen der aktuellen Modellierung sind diese durch die Querkraft der Starrstäbe, welche die Schubkeile darstellen, veranschaulicht:

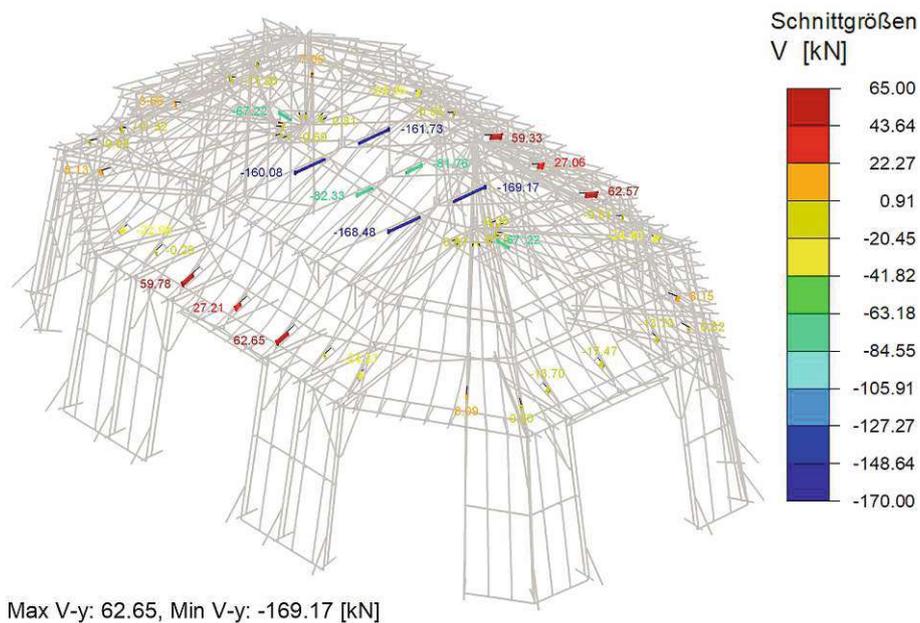


Abb. 2.39: Einwirkende Schubkräfte auf Schubkeile, V_y

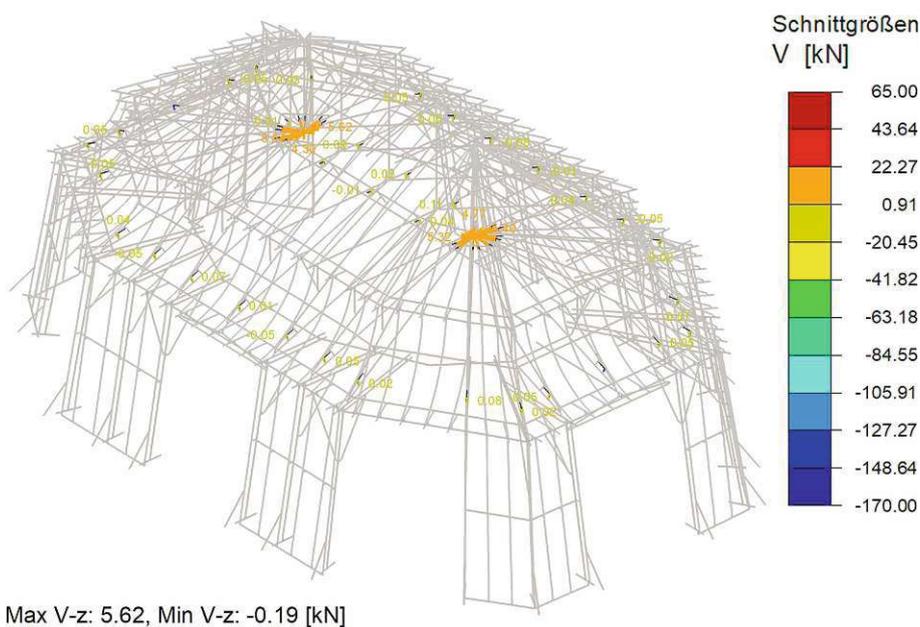


Abb. 2.40: Einwirkende Schubkräfte auf Schubkeile, V_z

Potentiell kritische Schubkeile aufgrund hoher Schubkraft sind:

- *Zentrale Schubkeile, Gespärreebenen G02 und G04*; Schubkraft = 170kN
- *Zentrale Schubkeile, Gespärreebene G03*; Schubkraft = 85kN
- *Zentrale Schubkeile, Gespärreebenen Gd, Gn*; Schubkraft = 70kN
- *Äußere Schubkeile, Gespärreebenen G02, G04*; Schubkraft = 65kN

Gemäß Abschnitt 2.3.3 besitzen die Verbindungsmittel grundsätzlich geringere Traglastreserven als die Träger und würden daher potentiell früher versagen. Besonderes Hauptaugenmerk liegt hierbei auf den zentralen Schubkeilen der Gespärreebene G02, da diese, zusätzlich zu einer hohen Belastung, bereits eine starke Vorschädigung durch Schwindrisse aufweisen. Deren Ausnutzung im Lastfall *GZT: Eigengewicht + Schneelast* liegt rechnerisch, unter Anwendung von Festigkeitsprofilen aus gängigen Materialnormen [14, 22], gemäß Glg. 2.13 bei bis zu 460% (vgl. Abschnitt 2.3.3, Abb. 2.25). Im Lastfall *GZT: Eigengewicht* beträgt die Ausnutzung gemäß Glg. 2.14 rund 290%. Eine Ausnutzung dieser Größenordnung könnte durch die Materialsicherheiten noch abgedeckt sein.

$$\text{Ausnutzung Schubkeil G02 (EG + Schnee)} : \eta = \frac{E_d}{R_{v,d}} = \frac{170kN}{37kN} = 4,6 \quad (2.13)$$

$$\text{Ausnutzung Schubkeil G02 (Eigengewicht)} : \eta = \frac{E_d}{\frac{R_{v,k} * 0,6}{1,3}} = \frac{80kN}{27kN} = 2,9 \quad (2.14)$$

Kapitel 3

Mauerwerkskuppel

Die Mauerwerkskuppel der österreichischen Nationalbibliothek gemäß Abb. 3.1 ist eine außergewöhnliche Konstruktion mit einer Reihe bautechnischer Besonderheiten:

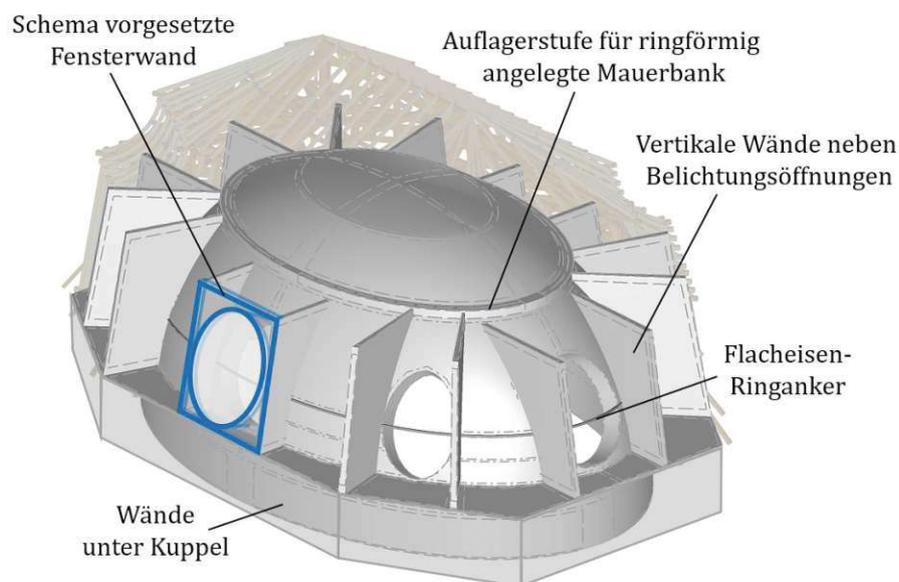


Abb. 3.1: Übersicht Mauerwerk

- Die generelle Form ist eher ungewöhnlich. Anstatt einer rotationssymmetrischen Kreiskuppel handelt es sich hier um eine *längliche Kuppelform*, welche einem elliptischen Grundriss folgt. Im Quer- und Längsschnitt folgen die Innen- und Außenkontur ebenfalls einer nahezu elliptischen Form.
- Die Dicke der Kuppel variiert von etwa 1,0m am Fuß- bis etwa 0,6m am Scheitelpunkt. Die Dickensprünge sind an der Oberkante der Kuppel erkennbar. Zusätzlich befindet sich auf etwa $\frac{2}{3}$ der Höhe der Kuppel gemäß Abb. 1.1d, *Ebene 2*, eine aufgemauerte Stufe, welche als Auflager für die ringförmig angeordneten Mauerbänke dient.
- Die Kuppel besitzt ovale Belichtungsöffnungen, welche entweder nach der Mitte oder grob in Richtung der Apsiden orientiert sind und sich nach innen hin verjüngen.
- Die Öffnungen sind mit Stirn- und Flankenwänden eingefasst, welche zum Teil als Auflager für Kopfschwellen beziehungsweise einstielige Hängewerke mit extrem flacher Strebenneigung dienen. Wände, welche direkt an die Kuppel angeschlossen sind, verlaufen in etwa parallel zu den nächstgelegenen Vollgespärreebenen.

- An dieser Stelle soll ebenfalls erwähnt werden, dass aufgrund von festgestellten Rissen in den Wänden unter der Kuppel nachträglich ein Ringzuganker in Form von Flacheisenbändern nahe der Basislinie der Kuppel angebracht wurde [3].

Dieser Abschnitt der Arbeit widmet sich dem Versuch der Modellbildung der Mauerwerkskuppel und der Ergebnisbewertung hinsichtlich Kraft- und Spannungsverlauf innerhalb derselben. Im Rahmen dessen werden auch die Rolle des Ringzugankers und Aspekte der Baugeschichte diskutiert.

3.1 Modellbildung

3.1.1 Mögliche Tiefen der baustatischen Modellbildung

Generell gibt es für die Modellierung der Mauerwerkskuppel drei mögliche Optionen:

1. Modellierung als Trägerrost aus 1-dimensionalen Stabelementen
2. Flächenmodell aus gekrümmten 3- bzw. 4-seitig begrenzten Flächen mit integrierten Öffnungen
3. Modellierung des Mauerwerks als 3D-Volumenelement

Aufgrund der Eigenschaften und Besonderheiten der Kuppel fiel die Wahl auf eine Modellierung als 3D-Volumenelement. Dadurch konnten die variable Kuppeldicke und die Auflagerstufe für die ringförmig angelegte Mauerbank eingearbeitet und berücksichtigt werden. Dies wäre bei den Modellierungsvarianten mit 1- oder 2-dimensionalen Elementen nicht möglich gewesen.

3.1.2 Schwierigkeiten bei der 3D-Modellbildung mit Dlubal RFEM

Die besondere Form der Mauerwerkskuppel schafft aufgrund ihrer gekrümmten Oberflächen und elliptischen Belichtungsöffnungen mehrere Probleme bei der Modellierung. Dies betrifft unter anderem die Entwicklung der Geometrie und die Sicherstellung der Berechnungsfähigkeit durch korrekte Netzerstellung. Im Folgenden wird auf auftretende Probleme eingegangen und eine mögliche Variante zur Erstellung eines statischen Modells der Mauerwerkskuppel als 3D-Volumenelement präsentiert.

Zu Beginn sollte erwähnt werden, dass eine Grundbedingung für die Berechnungsfähigkeit des statischen Modells die *proaktive Modellierung von Lastangriffspunkten* – in diesem Fall die Kontaktpunkte von Holzträgern und Mauerwerk – in die Oberflächen der verwendeten Volumenkörper ist. Eine Verschneidung von 1-dimensionalen Stabelementen und 3-dimensionalen Volumenelementen und die zugehörige Generierung von Durchstoßpunkten ist in der Software Dlubal RFEM 5 nicht möglich. Damit bei der Berechnung Kräfte von der Holzkonstruktion ins Mauerwerk übertragen werden können, müssen die Anschlusspunkte daher bereits im Vorhinein bei der Erstellung des Volumenkörpers geschaffen werden. Sich aus dieser Grundbedingung ergebende und weitere Schwierigkeiten sind im Folgenden angeführt:

3.1.2.1 Probleme beim Verwirklichen der Geometrie

Die *elliptische Form der Kuppel* bringt gängige CAD und Statikprogramme an ihre Grenzen. Kreisförmige bzw. rotationsymmetrische Volumina lassen sich in besagten Programmen meist einfach und zuverlässig modellieren. Eine „elliptische Rotation“ ist jedoch nicht möglich. Hier muss mit manuell gesetzten räumlichen Linien (vor allem elliptischen Bögen) gearbeitet werden,

aus welchen später Quadrangel (= drei- bzw. vierseitig begrenzte, räumlich gekrümmte Flächen) gemäß Abb. 3.2 erstellt werden können. Aus dem dadurch entstehenden Hohlkörper, welcher komplett von Flächen umschlossen ist, kann dann ein 3D-Volumen generiert werden.

Für die Modellierung der Hohlkörper gibt es zwei Möglichkeiten: Diese sind einerseits die Modellierung direkt in der Statiksoftware oder andererseits die Erstellung des Volumens in einer in Sicht auf die Realisierbarkeit komplexer räumlicher Linienstrukturen bzw. dreidimensionaler Körper leistungsfähigeren CAD-Software. Das Volumenmodell für diese Arbeit wurde letztendlich direkt in der Statiksoftware *Dluba1 RFEM* Version 5 erstellt. Dies hat folgende Gründe:

- Die Modellierung eines 3D-Volumens in den CAD-Softwarepaketen *AutoCAD* bzw. *Allplan* scheitert daran, dass die genannten Programme keine Quadrangel aus drei Linien erstellen können, was im Scheitelpunkt der Kuppel gemäß Abb. 3.2, 2, jedoch nötig wäre. Somit wird kein geschlossenes System an Flächen erreicht, welches für die Generierung eines unregelmäßigen Volumenkörpers notwendig wäre. Die Möglichkeit, direkt ein Rotationsvolumen zu erstellen ist ebenfalls nicht ausreichend, da dieses, wie oben beschrieben, nur für rotationssymmetrische Objekte möglich ist, nicht jedoch für die elliptische Kuppel.
- Ein nächster logischer Schritt wäre, nur die räumlichen Linien in einer CAD-Software zu modellieren, diese dann in *Dluba1 RFEM* zu importieren und die gekrümmten Flächen, Hohlkörper und Volumen anschließend in der Statiksoftware zu modellieren. Dies hätte den Vorteil der deutlich benutzerfreundlicheren Generierung von räumlichen Linienstrukturen und der Verschneidung derselben. Außerdem ließen sich die räumlich gekrümmten Konturlinien der Belichtungsöffnungen gemäß Abb. 3.1 unter Zuhilfenahme von Flächen-Verschneidungsbefehlen ebenfalls generieren, womit ein Hohlkörper mit bereits integrierten Fenstern erstellt werden könnte.

Diese Modellierungsvariante scheitert jedoch am Import in die Statiksoftware. Hier werden vormals elliptische Bögen nun zu Wellenlinien. Ebenso verschwinden Linienstücke und vermeintliche Knoten bestehen oftmals aus mehreren, wenige Zehntelmillimeter voneinander entfernten Punkten. Eine Generierung von Flächen und Volumina ist aus diesen importierten Objekten nicht möglich.

Ein weiteres Problem ist die Integration der ovalen Öffnungen in die Kuppel. Ein idealer Vorgang wäre, mittels gekrümmter Kuppeloberflächen und Kegel-Mantel-Flächen Durchdringungen zu erzeugen, welche die Ränder der Öffnungen markieren. Durch anschließendes „Herausschneiden“ bzw. Neugenerieren der Flächen könnte ein Hohlkörper erstellt werden, welcher bereits alle Öffnungen besitzt. Bei anschließender Umwandlung in einen 3D-Körper wäre dann bereits die gesamte Kuppelgeometrie verwirklicht. Diese Modellierungsvariante ist jedoch aufgrund von Grenzen der Software *Dluba1 RFEM 5* nicht möglich. Bei dem Versuch der Erstellung von Durchbrüchen oder Oberflächenkurven werden Flächen unvorhergesehen gelöscht. Es liegt die Vermutung nahe, dass die Software gekrümmte Flächen mit gekrümmten Leitkurven, welche eine unterschiedliche Anzahl an Zwischenpunkten aufweisen, zum aktuellen Zeitpunkt nicht ausreichend effizient und korrekt verarbeiten kann.

3.1.2.2 Probleme bei der Ermöglichung der Berechnung

- Theoretisch sollten in der Statiksoftware für die Generierung komplizierter Volumina, mit in diesem Fall inkludierten ovalen und zudem konischen Öffnungen, mehrere boolesche Operationen wie Addition, Subtraktion und Vereinigung möglich sein. In der Praxis zeigte sich jedoch, dass bei der Anwendung von mehr als einer booleschen Operation bei der

Modellierung der komplexen Kuppel jedes Mal Fehler, teilweise ohne zugehöriger Fehlermeldung, auftraten, welche eine Volumengenerierung, Netzgenerierung oder Berechnung unmöglich machten. Eine Modellgenerierung mittels mehrfacher boolescher Operationen war daher nicht möglich. Für das aktuelle Modell wurde daher eine Modellierungsvariante mit nur einer Operation gewählt.

- An dieser Stelle soll auch erwähnt werden, dass die Berechnung komplizierter Volumina wie die der Kuppel der österreichischen Nationalbibliothek durchaus leistungsfähige Hardware erfordert. Im Fall des Letztstandes des Modells für diese Arbeit waren mindestens 8GB RAM Arbeitsspeicher für die Berechnung nötig. Dlubal RFEM bietet auch eine Einstellung für eine iterative Berechnungsmethode an, welche weniger RAM fordert. Diese führte bei dem Modell der Kuppel jedoch immer zu einer Fehlermeldung.
- Dlubal RFEM 5 bietet eingeschränkte Möglichkeiten, das FE-Netz, bzw. die lokale Materialorientierung, entsprechend realer Gegebenheiten der Anordnung der Mauerwerksfugen auszurichten. Die direkte Ablesbarkeit von Radial- bzw. Tangentialspannungen in der Kuppel ist von großem Interesse. Dies lässt sich durch Ausrichtung der horizontalen Tangentialrichtung entlang der Basislinie der Kuppel bewerkstelligen, wodurch die x- und y-Achse die Tangential bzw. Radialrichtung beschreiben. Die z-Achse, welche die Spannungsrichtung normal zur Mörtelfuge beschreiben sollte, ist jedoch stets vertikal ausgerichtet. In Realität besitzt die Mörtelfuge jedoch eine veränderliche Neigung und ist normal zur Kuppeloberfläche ausgerichtet. Aktuell ist es nicht möglich, das Achssystem an die Oberflächenneigung anzupassen, um die Mörtelfuge realitätsnah abzubilden und z.B. die Bogendruckspannung an jeder Stelle direkt auslesen zu können. Bei Anwendung eines Schalenmodells wäre diese Problemstellung einfacher zu bewerkstelligen gewesen.

3.1.3 Aktuelles Modell

Letztendlich fiel die Wahl auf eine direkte Modellierung in Dlubal RFEM 5 ohne Import der Geometrie aus gängigen CAD Programmen. Die zugehörigen Arbeitsschritte sind gemäß Abb. 3.2 und Abb. 3.3 organisiert:

1. Gemäß Abb. 3.2 wurde das Grundgerüst der Kuppel direkt in Dlubal RFEM mittels räumlicher Linien – überwiegend bestehend aus elliptischen Bögen – konstruiert. Lastangriffspunkte – also Kontaktpunkte von Holzträgern und Mauerwerk – wurden an dieser Stelle bereits als Knoten berücksichtigt. In diesem Schritt wurde im Sinne einer durchführbaren Berechnung besonders darauf geachtet, dass Schnittpunkte auch tatsächlich nur aus einem Knotenpunkt bestehen.
2. Im zweiten Schritt wurden aus den bestehenden Linien räumlich gekrümmte drei- beziehungsweise vierseitig berandete Flächen/Quadrangel erstellt. Diese Flächen bildeten schlussendlich einen geschlossenen Hohlkörper.
3. Im dritten Schritt wurde aus dem Hohlkörper ein Volumenelement erstellt und diesem der Materialtyp Mauerwerk, orthotrop elastisch 3D, gemäß Abschnitt 3.1.3.1 zugewiesen. Das Volumenelement entsprach nun der elliptischen Mauerwerkskuppel ohne Belichtungsöffnungen.
4. Um sämtliche Öffnungen mittels einer einzigen booleschen Volumina-Subtraktion in die Kuppel „schneiden“ zu können, wurde gemäß Abb. 3.3 eine „sternartige“ Struktur erstellt, welche sämtliche Negativvolumen der Fenster enthält.

5. Im fünften Schritt wurde die nur einstufige Volumina-Subtraktion durchgeführt und somit das Volumenelement der Mauerwerkskuppel mit Belichtungsöffnungen erstellt.

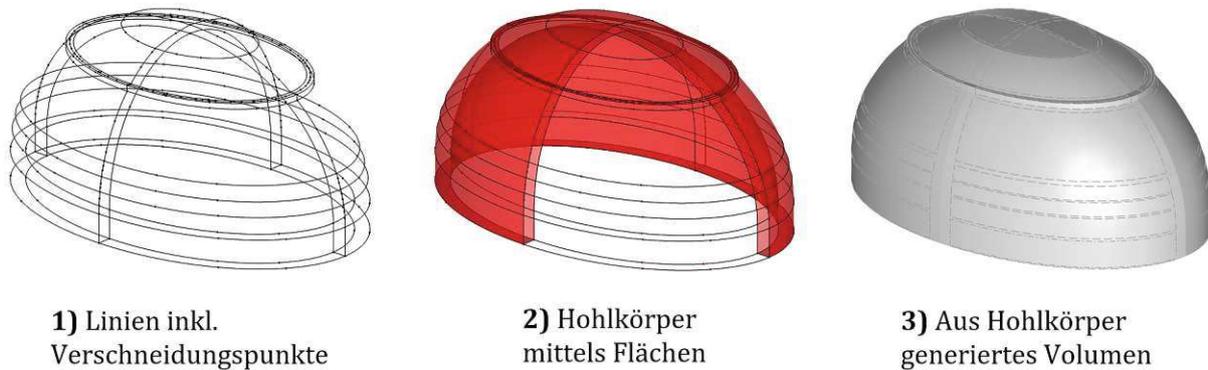


Abb. 3.2: Modellierungsvorgang Mauerwerkskuppel als 3D Volumen

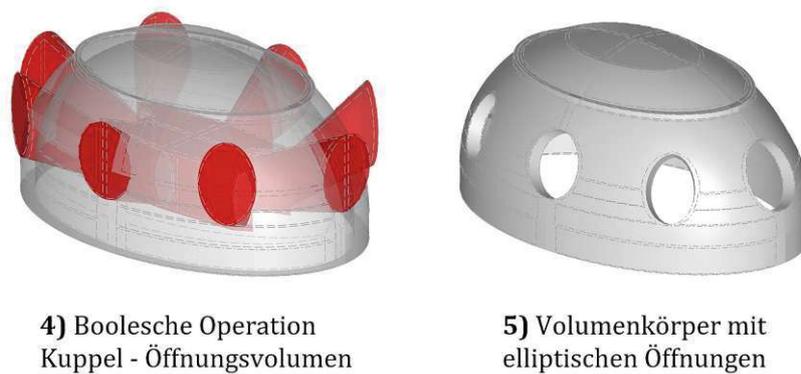


Abb. 3.3: Modellierungsvorgang Belichtungsöffnungen

Wände neben und unter der Kuppel wurden durch Auflager realisiert. Das aktuelle statische Modell bildet alle Besonderheiten der Mauerwerkskuppel wie die längliche Form, ovale Öffnungen und die Stufe auf etwa $\frac{2}{3}$ der Höhe der Kuppel (*Ebene 2*) ab. Außerdem lässt sich die Modellierungsweise bereits als vorbereitender Schritt für eine zukünftige Software Weiterentwicklung im Sinne von nichtlinearer Berechnung von Mauerwerk unter Berücksichtigung von Rissbildung und Plastizität verstehen.

3.1.3.1 Materialparameter Mauerwerk

Für die Materialkennwerte des Mauerwerks wurden gemäß den Normen für Mauerwerksbauten DIN EN 1996-1-1 bzw. ÖNORM B 1996-1-1 und der Norm zur Bewertung der Tragfähigkeit bestehender Tragwerke ÖNORM B 4008-1 folgende Annahmen getroffen [12, 13, 21]:

- Mauersteinart: Vollziegel
- Mörtelgruppe: Normalmörtel
- Mauerwerksgruppe: Gruppe 1 (*Ziegel ohne Löcher*)

- Festigkeitsklasse: M1-M2 (*geringste Festigkeitsklasse gewählt auf der sicheren Seite*)
- Verhältnis Mörtelstreifen/Mauerdicke: $g/t = 1,0$
- Dichte $\rho = 2050\text{kg}/\text{m}^3$ (*Annahme: 4kg/Ziegel; Ziegel 25x12x6,5cm*)
- Steine Kategorie II: $\gamma_M = 2,50$
- Kurzzeit-E-Modul: $K_{Efk} = 1000\text{N}/\text{mm}^2$
- Druckfestigkeit Mauerwerk: $f_b = 10\text{N}/\text{mm}^2$
- Mörteldruckfestigkeit: $f_M = 0,5\text{N}/\text{mm}^2$
- $K = 0,60$
- $\alpha = 0,65$
- $\beta = 0,25$
- $\gamma_M = 2,0$

Aus den gewählten Annahmen lassen sich gemäß Glg. 3.1-3.3 folgende Mauerwerksfestigkeiten ermitteln:

$$\text{Druckfestigkeit : } f_k = 2,25\text{N}/\text{mm}^2; \quad f_d = 1,25\text{N}/\text{mm}^2 \quad (3.1)$$

$$\text{Schubfestigkeit : } f_{vk} = 0,18\text{N}/\text{mm}^2; \quad f_{vd} = 0,09\text{N}/\text{mm}^2 \quad (3.2)$$

$$\text{Biegefestigkeit : } f_{xk2} = 0,20\text{N}/\text{mm}^2; \quad f_{xd2} = 0,10\text{N}/\text{mm}^2 \quad (3.3)$$

Für die als 3D-Volumen modellierte Kuppel wurde in Dlubal RFEM ein *orthotrop elastisches, dreidimensionales Materialmodell* gewählt. Die gewählten Annahmen resultierten in folgenden Steifigkeiten:

Elastizitätsmodul:

- $E_y = 1000\text{N}/\text{mm}^2$, radial
- $E_x = 500\text{N}/\text{mm}^2$, tangential (*Annahme: 50%, in Mörtelfuge*)
- $E_z = 1000\text{N}/\text{mm}^2$, vertikal

Schubmodul:

- $G_{yz} = 416\text{N}/\text{mm}^2$
- $G_{xz} = 416\text{N}/\text{mm}^2$
- $G_{xy} = 208\text{N}/\text{mm}^2$ (*Annahme: 50%, in Mörtelfuge*)

Um Unsicherheiten bei der Mörtelsteifigkeit abzudecken, wurde der Elastizitätsmodul in Tangentialrichtung als maßgebender Parameter für die Kuppelspannungen und der Schubmodul „parallel zur Mörtelfuge“ mit 50% angenommen. Dieser Wert wurde durch Abgleich mit Mauerwerksfestigkeiten im Rahmen der Software Dlubal RFEM 6 bestätigt.

Die in der Realität vorhandene, veränderliche Neigung der Mörtelfuge kann in der Statiksoftware jedoch gemäß Abschnitt 3.1.2.2 nicht abgebildet werden, da die z-Achse gemäß Abb. 3.4 immer vertikal ist. Die Spannungen normal zur Mörtelfuge können daher nur an der Kuppelbasis direkt abgelesen werden. Es besteht jedoch die Möglichkeit der manuellen Umrechnung der Spannungskomponenten mittels Spannungstransformation normal und parallel zur Mörtelfuge in radiale Richtung. Die x-Achse (Tangentialrichtung) gemäß Abb. 3.4 (rot) bleibt hierbei unverändert und agiert als Rotationsachse zur Anpassung des lokalen Materialkoordinatensystems.

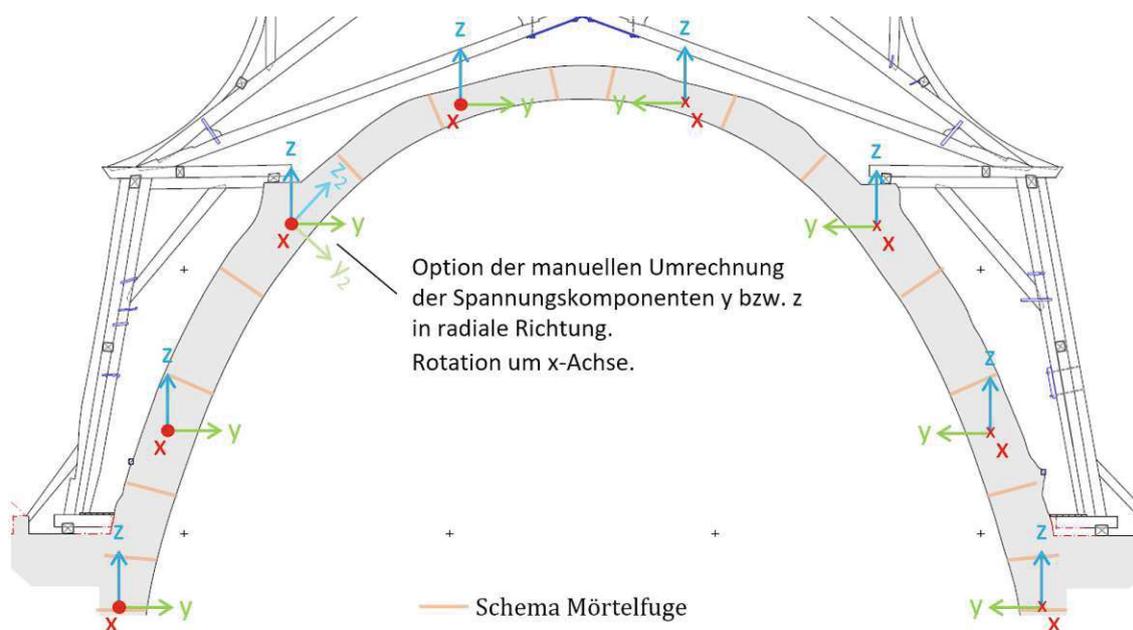


Abb. 3.4: Achssystem Mauerwerk Volumenkörper

3.2 Spannungen innerhalb der Mauerwerkskuppel

Abb. 3.5 - 3.13 zeigen die Spannungen der Mauerwerkskuppel ohne Berücksichtigung des Ringankers aus Eisenstäben. Da gemäß Abschnitt 2.3.1 nur geringe Kräfte an den Anschlusspunkten von der Holzkonstruktion ins Mauerwerk übertragen werden, unterscheiden sich die unterschiedlichen Lastfälle im Sinne der Kuppelspannungen kaum. Im Folgenden wird ausschließlich die für die Mauerwerkskuppel maßgebende Lastkombination *GZT: Eigengewicht + Schneelast* ($\gamma_G=1,35$; $\gamma_Q=1,5$) betrachtet.

Besonderheiten bei der Spannungsverteilung der Kuppel sind:

- Im Unterschied zu einer kreisrunden bzw. rotationssymmetrischen Kuppel sind die *Tangentialspannungen unregelmäßig* verteilt. Abb. 3.5a und Abb. 3.8 zeigen, dass die Zugspannung innen an den Schmalseiten der Kuppel äußerst gering wird. Abb. 3.5a zeigt hierbei einen Ergebnisstab, welcher die Normalkräfte eines Mauerstreifens an der Basislinie der Kuppel, mit 2m^2 (2m Höhe \times 1m Wandstärke) Querschnittfläche darstellt. Die resultierenden Zugkräfte wachsen zum Mittelpunkt der Längsseiten hin an.
- Gemäß Abb. 3.6a erfährt der Scheitelbereich der Kuppel über der Mauerwerksstufe auf rund $\frac{2}{3}$ der Höhe der Kuppel (gemäß. Abb. 1.1d, *Ebene 2*) über den ganzen Querschnitt radiale Druckspannungen (σ_y).
- Der Basisbereich der Kuppel erfährt eine *biaxiale Plattenbiegung der Mauerschale*, im Sinn einer Plattenbiegung. Unter Belastung verbiegen sich die Bereiche zwischen den ovalen Belichtungsöffnungen gemäß Abb. 3.7 nach außen. Dies induziert gemäß Abb. 3.5b eine gegenläufige Momentenbelastung um die Vertikalachse im Basisbereich unter den Belichtungsöffnungen.
- Aufgrund von Steifigkeitswechseln und Lastumleitungen nahe der Ränder der Belichtungsöffnungen zeigen sich *Spannungsspitzen* bei den Tangentialspannungen gemäß. Abb. 3.8, gelb-rote Bereiche. Diese lokalen Effekte werden durch Rissbildung abgebaut. Dies könnte mit einer nichtlinearen Berechnung des Mauerwerks demonstriert werden.

Die *Mauerwerksfestigkeiten* gemäß Abschnitt 3.1.3.1 werden auf Ebene der Designwerte in der betrachteten Lastkombination *GZT: Eigengewicht + Schneelast* in den meisten Bereichen *nicht überschritten*. Stellenweise Überschreitungen der Widerstände sind bei den Tangentialspannungen σ_x an der Wandaußenseite und an den Innenrändern der Belichtungsöffnungen gemäß Abb. 3.8 zu sehen. Die nach aktuellem Stand der Technik geforderten Sicherheiten werden an diesen Stellen nicht erreicht.

Die aktuelle Betrachtung legt die Vermutung nahe, dass damalige Ingenieur*innen bereits wussten, ab welchen Querschnittsdimensionen eine Kuppel mit entsprechender Spannweite standfest ist.

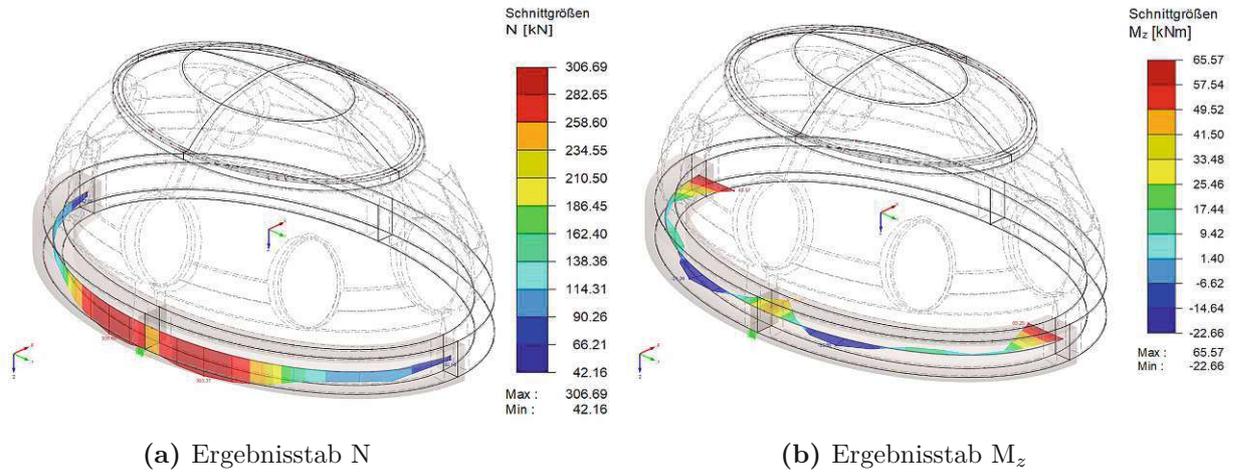


Abb. 3.5: Ergebnisstab, $A = 1\text{ m Höhe} \times 1\text{ m Mauerdicke} = 1\text{ m}^2$

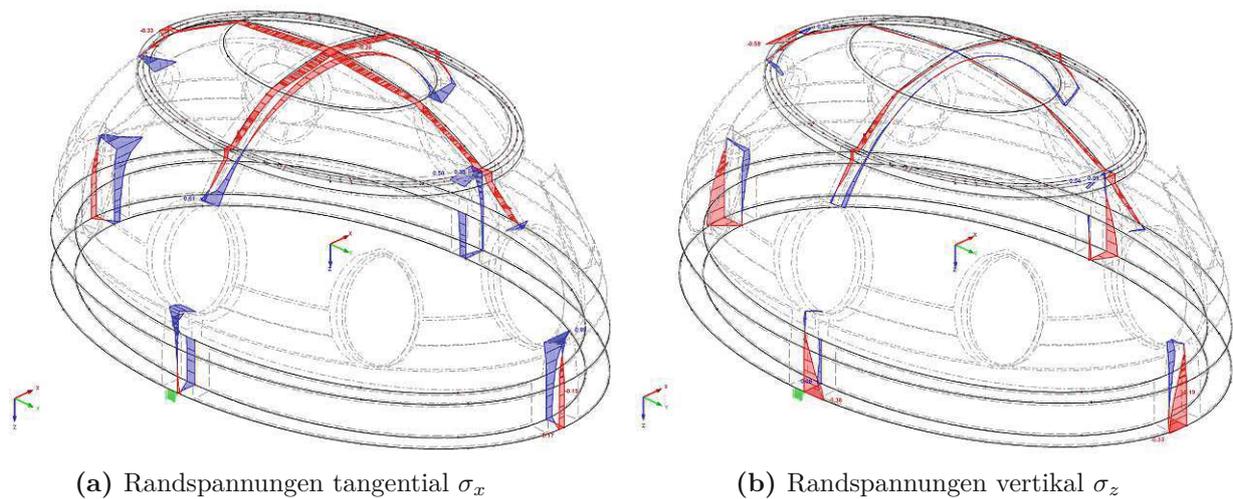


Abb. 3.6: Darstellung der Spannungen an der Bauteiloberfläche, Vertikalschnitte;
 rot = Druck, blau = Zug

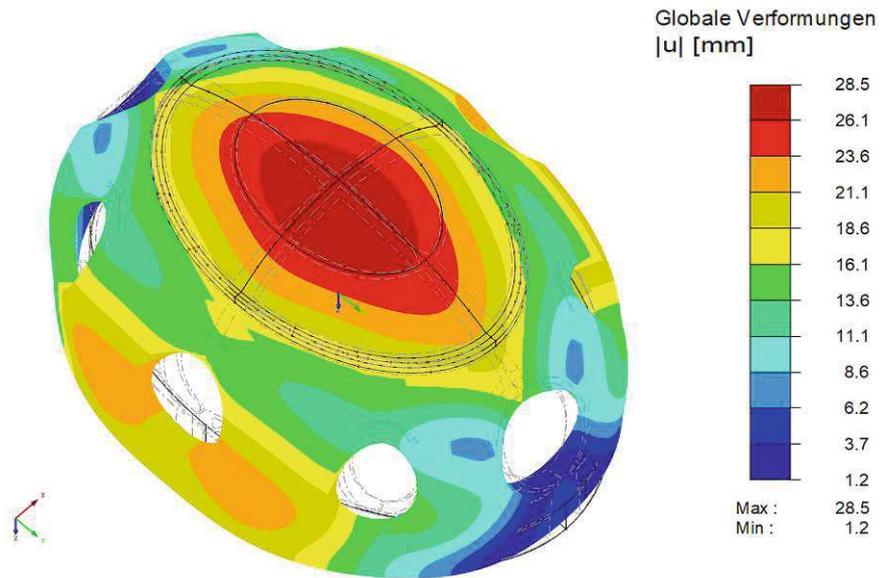
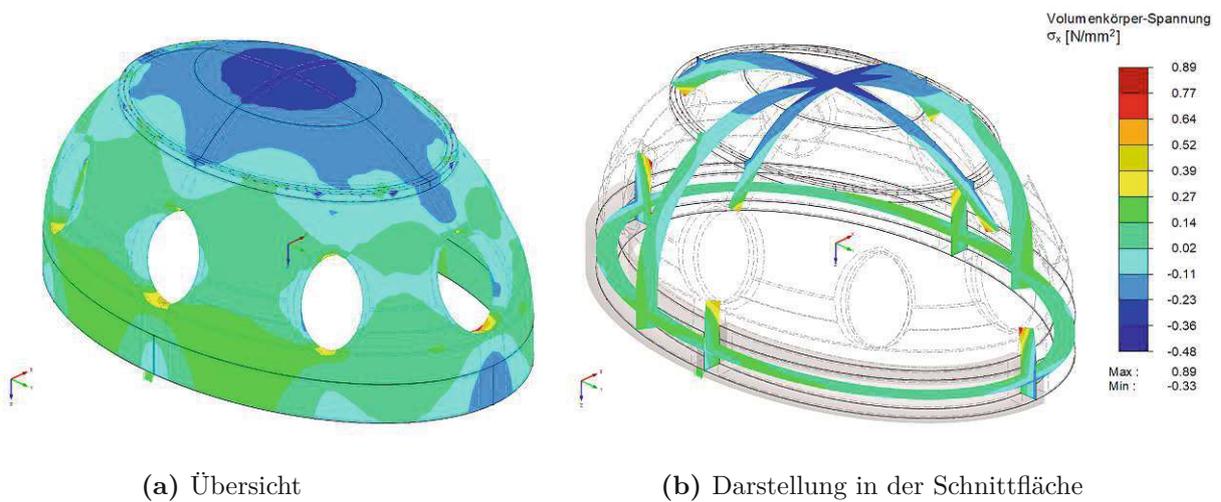


Abb. 3.7: Verformung u

Abb. 3.8: Tangentialspannung σ_x

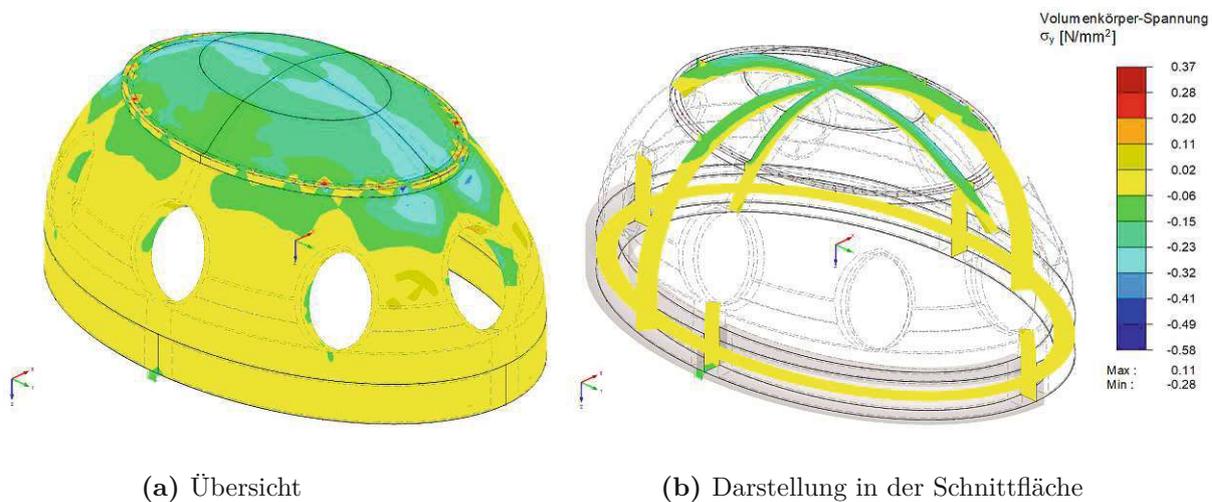


Abb. 3.9: Radialspannung σ_y ,
 Hinweis: Manuelle Spannungstransformation nötig

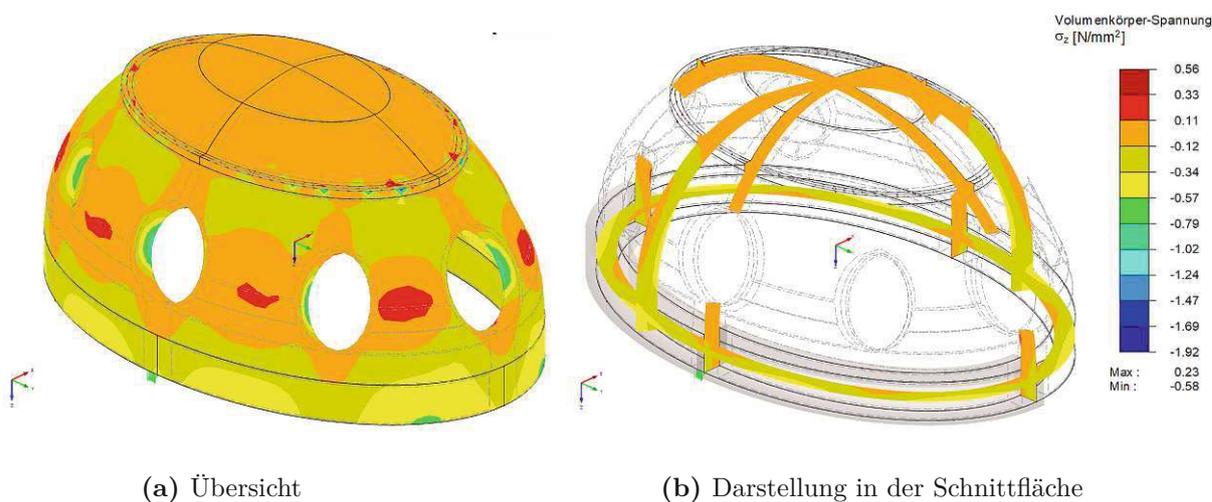


Abb. 3.10: Vertikalspannung σ_z Schnitte,
 Hinweis: Manuelle Spannungstransformation nötig

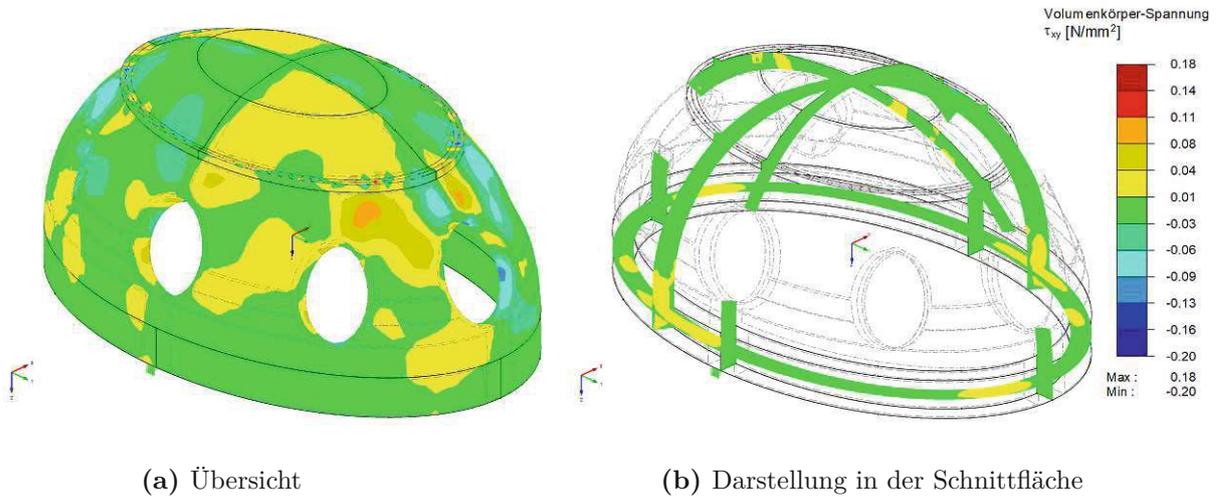


Abb. 3.11: Schubspannung horizontal τ_{xy} , Plattenschub

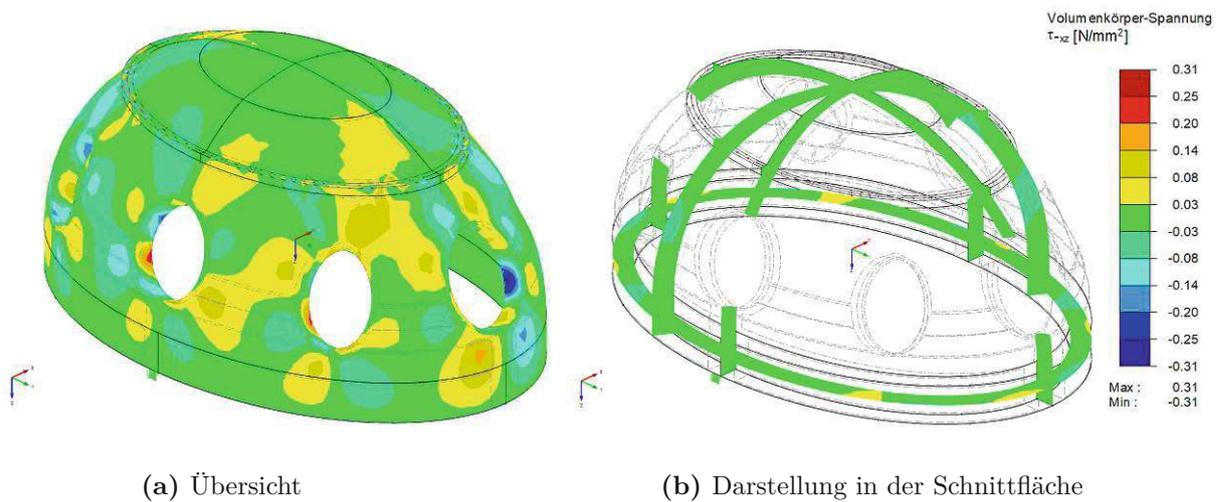


Abb. 3.12: Schubspannung vertikal τ_{xz} , Scheibenschub, bereits korrekt an der Basis,
Hinweis: Manuelle Spannungstransformation nötig

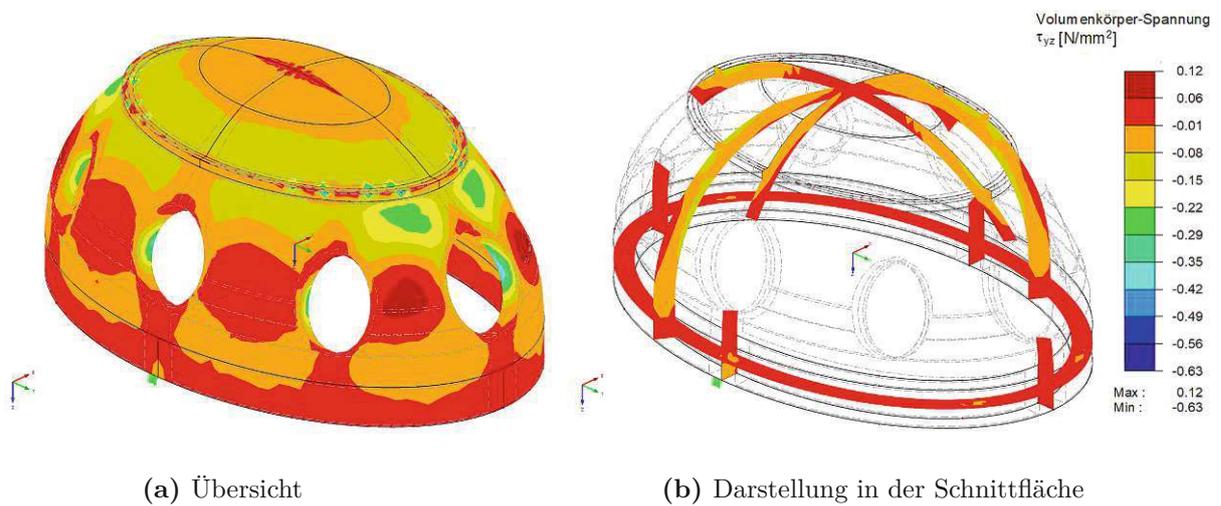


Abb. 3.13: Schubspannung vertikal τ_{yz} , Plattenschub, bereits korrekt an der Basis,
Hinweis: Manuelle Spannungstransformation nötig

3.2.1 Zusatzbeanspruchung durch herabfallende Holzteile

Im Falle eines Versagens der Holzkonstruktion kommt es höchstwahrscheinlich zu einem Herabfallen von Holzbauteilen und einem dazugehörigen Aufprall auf die Mauerwerkskuppel. Diese außergewöhnliche dynamische Belastungssituation wurde aufgrund zu geringer Informationen über das Mauerwerk aktuell noch nicht durchgeführt. Hierzu sind genaue Materialprüfungen von Ziegeln und Mörtel im Vorfeld erforderlich, um eine zuverlässige dynamische Simulation zu gewährleisten.

Ebenfalls muss der wahre Aufbau der Mauerwerkskuppel dazu genauer untersucht werden. Potentielle Hohlstellen, welche möglicherweise zur Gewichtseinsparung eingebaut wurden oder Einschlüsse von Teilen der alten Holzkonstruktion, welche vor dem Brand 1848 möglicherweise ins Mauerwerk ragte, können den dynamischen Widerstand der Kuppel ebenso beeinflussen. Eine Untersuchung des Mauerwerks mittels Wärmebildkamera gemäß Abb. 3.14 lässt vermuten, dass sich Einschlüsse im Mauerwerk befinden. An dieser Stelle wird eine erneute Untersuchung mittels Wärmebildkamera empfohlen um eventuelle Fremdkörper im Mauerwerk eindeutiger charakterisieren zu können. Die Durchführung einer derartigen Untersuchung ist speziell an einem kalten Tag, z.B. im Jänner/Februar, mit hoher Temperaturdifferenz zwischen Innen- und Außenraum zu empfehlen.

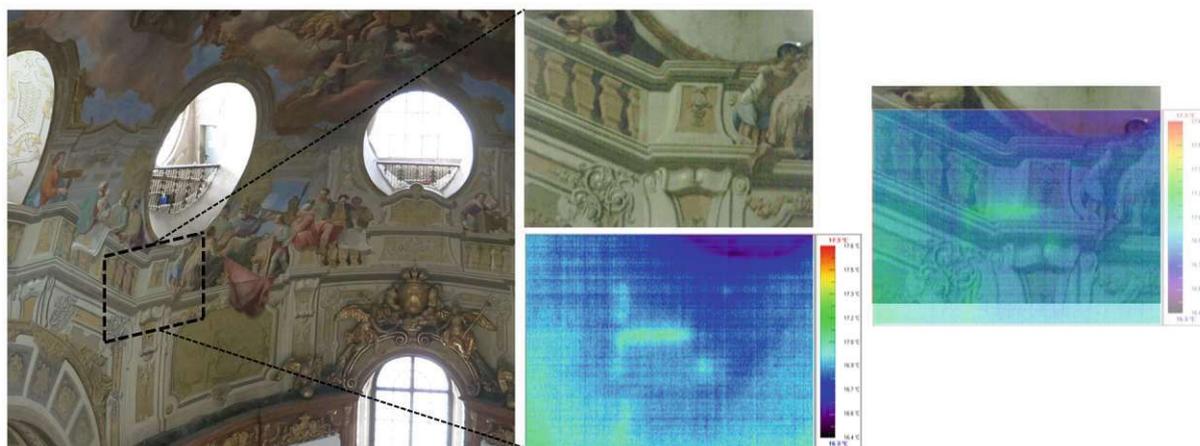


Abb. 3.14: Dokumentation Wärmebildkamera

Die aktuelle Modellierungsweise der Kuppel als 3D Volumen mit orthotropen Mauerwerk lässt sich bereits als vorbereitender Schritt für eine dynamische Untersuchung und auch eine potentielle Weiterentwicklung der Software *Dlubal RFEM (Version 5)* verstehen. Zukünftig mögliche Rissbildungs- oder Plastizitätsberechnungen sollten damit mit nicht allzu großem Aufwand möglich sein.

Anmerkung: Nichtlineare Berechnungen zur Berücksichtigung der Rissbildung sind zum Zeitpunkt des Verfassens dieser Arbeit nur für Flächenmodelle verfügbar.

3.3 Systemverhalten mit nachträglicher Verstärkung durch Ringanker

Aufgrund von Schäden und Setzungen am Fundament, welches auf alten Mauern ohne Verbund aufgemauert worden war und beobachteten Rissen in den Wänden unter der Kuppel wurde 1763 im Zuge von Sanierungsarbeiten nach Vorgaben von Nikolaus von Parcassi nachträglich ein Ringanker an der Basislinie der Kuppel eingezogen. Als wahrscheinliches Vorbild für diese Maßnahme galt die Sanierung des Petersdomes. Bei diesem wurde bereits bei der Errichtung eine eiserne Kette an der Basislinie eingezogen, welche später riss und durch drei weitere Ringanker ersetzt wurde [3].

Der im Fall der österreichischen Nationalbibliothek betrachtete Ringanker sollte bei Verformung der Kuppel eine Zugbelastung erfahren und diese im Umkehrschluss zusammenhalten bzw. vor Einsturz bewahren. Die Initialverformung durch Eigengewicht fand bereits vor Einbau des Ankers statt. Aufgrund des nachträglichen Einbaus ist daher fraglich, ob die auftretende Verformung durch veränderliche Last groß genug ist, um den Anker überhaupt zu aktivieren.

Aufbau

Gemäß Abb. 3.15 besteht der Ringanker aus einem 16-teiligen Stabzug aus Flacheisenprofilen, der an der Außenseite des Mauerwerks rund 2,5m über Basislinie der Kuppel positioniert ist.

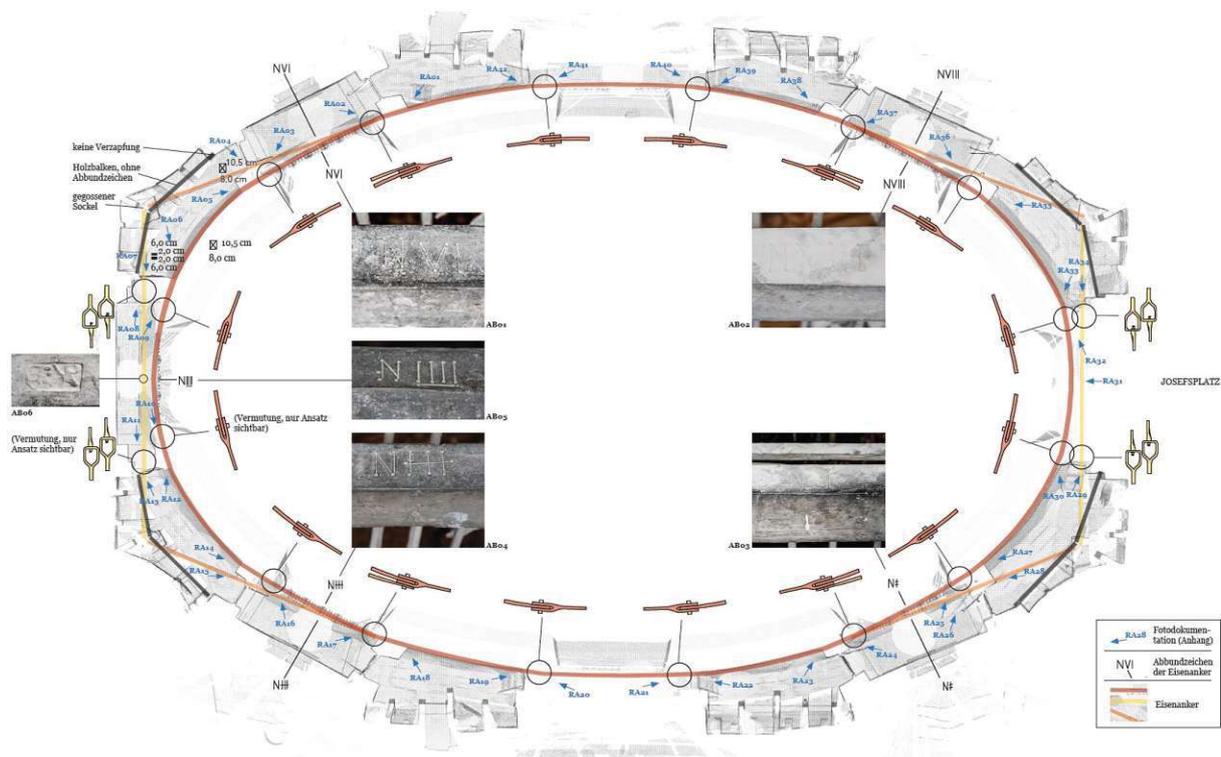


Abb. 3.15: Ringanker Übersicht; orange: 16-teiliger Ringanker, gelb: äußere Anker [3]

Die Flacheisen weisen einen Querschnitt von 80x105mm auf und sind mit Keil-Schließen gemäß Abb. 3.16 verbunden. Es stellt sich die Frage, ob beim Bau durch das Einschlagen von Keilen planmäßig eine Art Vorspannung des Ringzugs hergestellt werden hätte sollen. Da der Ringanker

erst nachträglich eingebaut wurde, ist jedoch nicht mit einer signifikanten Vorspannwirkung zu rechnen.

Im Bereich der Schmalseiten der Kuppel befinden sich zwei weitere „äußere“ Eisenzüge, welche gemäß Abb. 3.15 von der Kuppel wegführen und in etwas Abstand unter Steinen „verankert“ sind. Diese weisen einen Querschnitt von 60x20mm auf.



Abb. 3.16: Ringanker – Schließe mit Keil

3.3.1 Spannungen im Ringanker

Die Belastung des Ringankers wurde auf zwei Arten betrachtet:

1. Im ersten Schritt wurde ein Modell erstellt, bei welchem der Anker kraftschlüssig mit der Mauerwerkskuppel verbunden ist, so als wäre er bereits bei der Errichtung der Kuppel mit eingebaut worden. Der Anker wurde mittels gerader, 1-dimensionaler Stabelemente modelliert, welche an ihren Enden starr mit der Mauerwerksoberfläche verbunden sind. Der entsprechende maßgebende Lastfall für den Ringanker ist *GZT: Eigengewicht + Schneelast* ($\gamma_G=1,35$; $\gamma_Q=1,5$).

*Anmerkung: Im Bereich der Öffnungen ist ein Ring aus geraden Stabelementen an der Kuppeloberfläche notwendig, da der Einsatz eines gekrümmten Stabzuges ein Geradeziehen unter Zugbelastung der Elemente und somit eine Steifigkeitsverfälschung zur Folge hätte. In den restlichen Bereichen könnte ein gekrümmter, in die Oberfläche integrierter Anker realisiert werden. Dies ist im Rahmen der Modellierung in der aktuellen Softwareversion *Dlubal RFEM 5* aufgrund von fehlerhaften Verschneidungsoperationen an der Kuppeloberfläche noch nicht möglich.*

Abb. 3.17 zeigt eine Zugnormalkraft des eisernen Ankers von bis zu rund 420kN. Äquivalent zur im vorangegangenen beschriebenen Betrachtung der tangentialen Kuppelkräfte ohne Ringanker gemäß Abb. 3.5 ist ebenfalls ein Ergebnisstab an der Basis der Kuppel mit einer Querschnittfläche von 2m² abgebildet. Der Ergebnisstab erfährt bei von Beginn an vorhandenem Ringanker eine rund 90kN geringere Zugbelastung, als der Ergebnisstab der Kuppel ohne Ringanker.

Beim Vergleich der Tangentialspannungen der Kuppel mit und ohne Anker gemäß Abb. 3.18 und Abb. 3.8 wird ersichtlich, dass diese im Fall mit Anker nur rund 0,1N/mm² kleiner werden. Dies ist ein erstes Indiz für die geringe Wirkung des Ringankers.

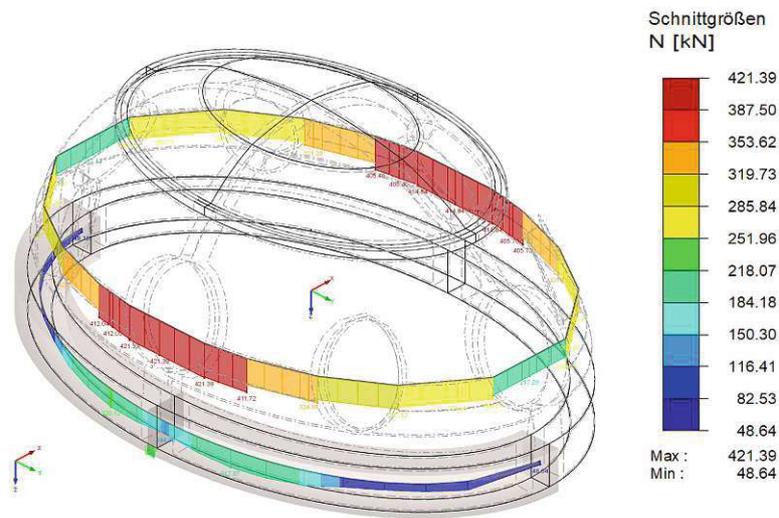


Abb. 3.17: Normalkraft Ringanker & Ergebnisstab Mauerwerk; GZT: Eigengewicht + Schnee, „Ringanker zu Beginn verbaut“

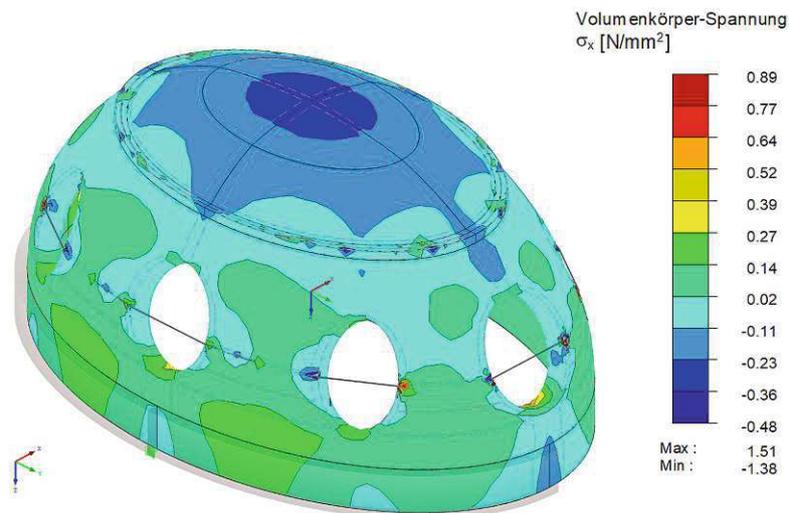


Abb. 3.18: Tangentialspannung σ_x ; GZT: Eigengewicht + Schnee, „Ringanker zu Beginn verbaut“

2. In der Realität erfährt der Ringanker aufgrund seines nachträglichen Einbaus nur Belastungen durch zusätzliche Verformungen der Kuppel, also Verformungen die nach deren Initialverformung durch Eigengewicht auftreten. Deshalb wurde im zweiten Schritt die Belastung des Ringankers *rein unter veränderlicher Last* betrachtet. Der Lastfall *GZT: Schnee* ($\gamma_Q=1,5$) ist hier maßgebend. Abb. 3.19 und 3.20 veranschaulichen deutlich, dass der Anker in diesem Fall praktisch nicht aktiviert wird. Das Mauerwerk besitzt genügend Reserven und erfährt eine äußerst geringe Tangentialspannungsänderung von $<0,01\text{N}/\text{mm}^2$. Der Ringanker wird mit $<2\text{kN}$ belastet.

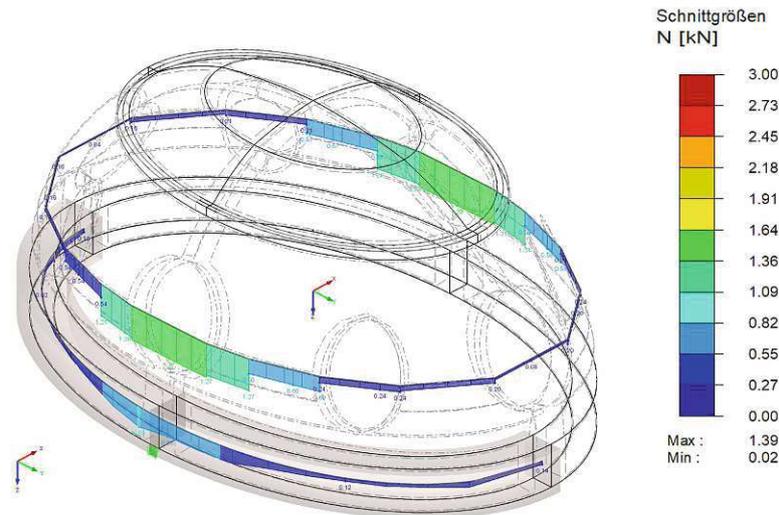


Abb. 3.19: Normalkraft N Ringanker & Ergebnisstab Mauerwerk; GZT: Schnee,
„Ringanker nur durch Zusatzlast aktiviert“ \cong Realität
Hinweis: Belastung könnte durch Kriechen des Mauerwerks etwas größer werden

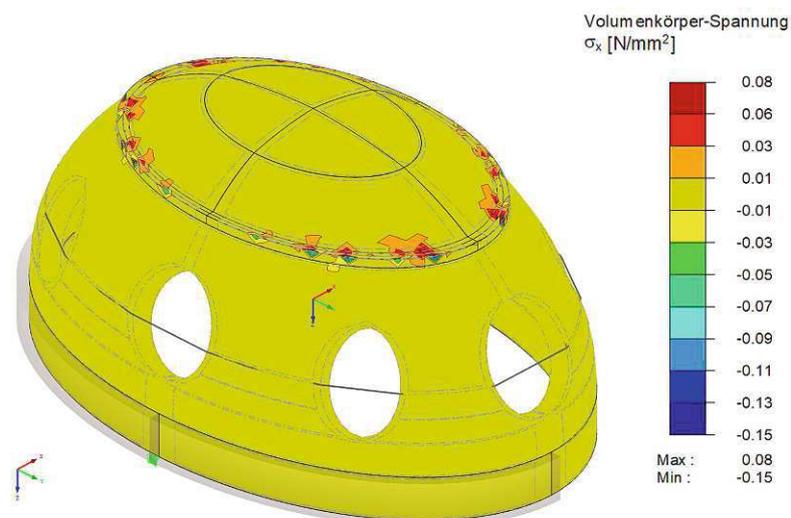


Abb. 3.20: Tangentialspannung σ_x ; GZT: Schnee,
„Ringanker nur durch Zusatzlast aktiviert“ \cong Realität

3.3.2 Theoretische Tragfähigkeit des Ringankers

Im Folgenden soll die theoretische Tragfähigkeit des Ringankers diskutiert werden. Aufgrund der Errichtung der Sanierungsmaßnahme im Jahr 1763 handelt es sich beim Material des Ringankers voraussichtlich um Puddelstahl bzw. Schweißeisen. Für die Berechnung wurde gemäß eines Forschungsberichts der Bundesanstalt für Materialforschung und -prüfung (BAM) eine entsprechende Streckgrenze für Puddelstahl bzw. Schweißeisen des 18. Jahrhunderts angenommen [2]. Gemäß ÖNORM 4008-1 ist der Teilsicherheitsbeiwert für Schweiß- und Flusseisen vor 1900 mit $\gamma_M=1,2$ zu bewerten. Aufgrund der vorhandenen Unsicherheiten bei den Materialkennwerten und bei der Modellierung wurde für die folgende Berechnung $\gamma_M=1,3$ gewählt.

Zugtragfähigkeit Flacheisen

- Querschnitt: 80x105mm
- $f_{y,k} = 140\text{N/mm}^2$ (Puddelstahl/Schweißeisen im 18. Jhdt, [2])
- $\gamma_M = 1,3$

$$\text{Zugtragfähigkeit : } R_{t,k} = 1176\text{kN}, R_{t,d} = 904\text{kN} \quad (3.4)$$

Tragfähigkeit Schließe

Eine Schließe entspricht gemäß Abb. 3.16 einer zweischnittigen Stahlverbindung mit einem mittels Keil fixiertem, rechteckigen Stahlbolzen. Die Tragfähigkeit der Schließe lässt sich mit dem Abscherwiderstand des Stahlbolzens beschreiben. Der Abscherwiderstand des Keils wurde auf der sicheren Seite vernachlässigt.

- Querschnitt Stahlbolzen: 35x100mm
- $\tau_{y,k}=80\text{N/mm}^2$ (Puddelstahl/Schweißeisen im 18. Jhdt, [2])
- $\gamma_M = 1,3$

$$\text{Abscherwiderstand : } R_{v,k} = 565\text{kN}, R_{v,d} = 435\text{kN} \quad (3.5)$$

3.3.2.1 Problematik der zusätzlichen Anker neben der Kuppel

Die vier äußeren Anker sind jeweils folgenderweise aufgebaut: Von einer gemeinsamen Schließe mit dem an der Kuppel anliegenden, 16-teiligen Ringanker führt gemäß Abb. 3.15 ein gerades Flacheisen weg von der Mauerwerkskuppel. Am Ende des Flacheisens erfährt der Querschnitt eine Aufweitung und mündet in eine Art runde Platte gemäß Abb. 3.21a. Jeweils zwei äußere Anker werden mit einem weiteren Flacheisen verbunden, welches ebenfalls an besagte Platte angeschlossen ist. Unter der Platte befinden sich Bundträme der liegenden Stühle (am Fußpunkt der Stuhlsäulen, *Ebene 1*) und teilweise loses Mauerwerk. Auf der Platte liegt ein rund 0,25m³ großer Mauerblock. An der Oberseite des Blocks sind zwei hölzerne Streben mittels Versätzen angeschlossen. Die Versätze schließen grundsätzlich jedoch nicht bündig mit dem Mauerwerk ab. Eine Kraft kann daher augenscheinlich nur durch Reibung übertragen werden. Die Streben wiederum stützen sich seitlich gegen Stuhlsäulen in einem Winkel zu deren Gespärreebene.

Der auf der Eisenplatte liegende Mauerblock ist eindeutig zu gering dimensioniert, um mit dessen Auflast dem potentiell anfallenden Horizontalschub mittels Reibung entgegenwirken zu

können. Die Platte agiert daher horizontal frei verschieblich. Ohne fixes Widerlager hat der äußere Ringanker keine rückhaltende Wirkung bei Verformung der Mauerwerkskuppel. Er kann daher auch nicht als Verstärkung der Kuppel wirksam werden.



(a) Außenanker Verankerung Detail

(b) Außenanker Verankerung Übersicht

Abb. 3.21: Außenanker Verankerung

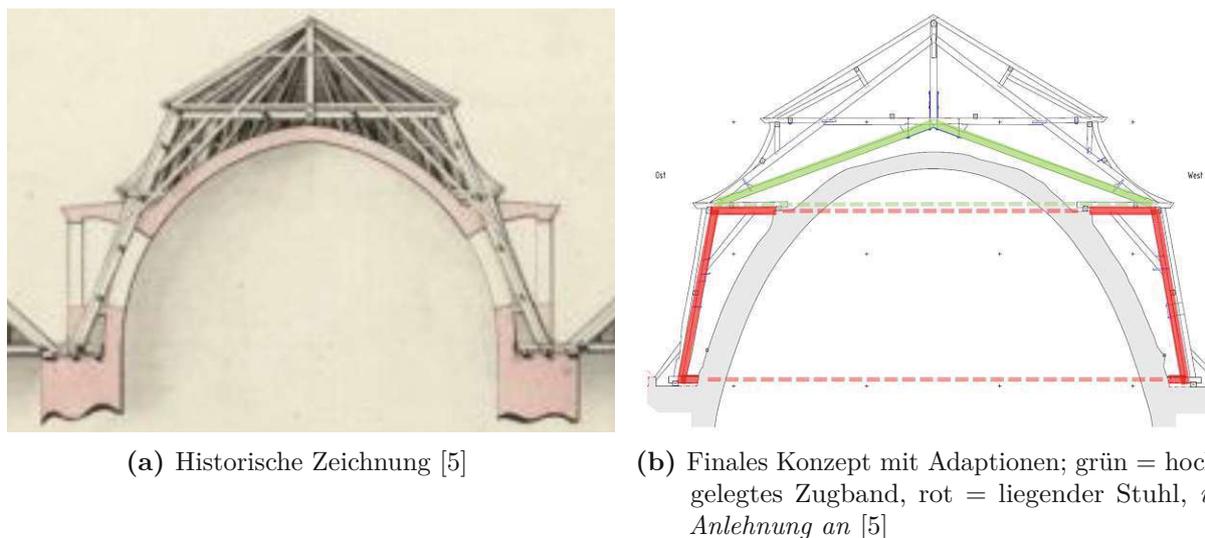
3.3.3 Bewertung des Ringankers

Im Anbetracht des im Vorangegangenen beschriebenen Tragverhaltens des nachträglich angebrachten Ringankers lässt sich sagen, dass dieser für den speziellen Fall der Kuppel der österreichischen Nationalbibliothek weder notwendig noch sinnvoll ist. Der 16-teilige Ringzug an der Kuppeloberfläche wird aufgrund der Reserven und somit geringen Verformungen des Mauerwerks nicht bzw. nicht ausreichend aktiviert. Die Ausführung der äußeren Anker folgt keinem baustatisch wirkungsvollen Konzept. Die Ringanker stellen daher keine Verstärkung der Mauerwerkskuppel dar. Für die Wahl dieser „Ertüchtungsmaßnahme“ gab es damals offensichtlich kein ausreichendes Tragwerksverständnis der Kuppel.

3.4 Aspekte der Baugeschichte

An dieser Stelle soll noch einmal die Grundstruktur des Holztragwerks gemäß Abb. 3.22b ins Gedächtnis gerufen werden. Wie zu Beginn der Arbeit erläutert, bestehen die ebenen Tragwerke aus einem dreieckförmigen Fachwerk mit hochgelegtem Zuggurt im oberen und Resten eines liegenden Stuhls im unteren Geschoss.

Eine historische, konzeptionelle Zeichnung des Kuppeldachs gemäß Abb. 3.22a zeigt, dass die Konstruktion mit deutlichen Unterschieden zur aktuellen Version gemäß Abb. 3.22b geplant war. Die Holzkonstruktion sollte scheinbar eine sich zur heutigen Version deutlich unterscheidende architektonische Form aufweisen. Bei dieser ersten Visualisierung des architektonischen Konzepts war mit Sicherheit noch nicht klar, ob die Dachkonstruktion im Sinne von Auflagerkräften auf verschiedenen Höhenstufen überhaupt mit der Mauerwerkskuppel interagiert. Es ist erkennbar, dass der liegende Stuhl an die Traufenhöhe der Mauerwerkskuppel angepasst war. Die in Abb. 3.22b farbig markierten Adaptionen wie das Hochlegen des Zugbandes oder das Abtrennen von horizontalen Elementen des liegenden Stuhls wäre somit nicht nötig gewesen. Auch die Wandstärke der Kuppel war äußerst schmal konzipiert, vermutlich um Eigengewicht zu reduzieren und horizontale Reaktionskräfte zu minimieren. Die Vermutung liegt nahe, dass damalige Ingenieur*innen mögliche Varianten des Bauablaufs, vor allem im Bezug auf die Errichtung der Holzkonstruktion entweder vor oder nach der Mauerwerkskuppel, diskutierten.



(a) Historische Zeichnung [5]

(b) Finales Konzept mit Adaptionen; grün = hochgelegtes Zugband, rot = liegender Stuhl, in Anlehnung an [5]

Abb. 3.22: Konzeptionelle Evolution

Für den Bauablauf der aktuell vorliegenden Konstruktion gibt es zwei wahrscheinliche Varianten:

Variante A – Mauerwerkskuppel vor Holztragwerk: Bei dieser Variante gemäß Abb. 3.23a wird im ersten Schritt die Kuppel mit allen Nachteilen durch Einwirkungen des Wetters gemauert, welche dann sogleich als Auflager für die im zweiten Schritt errichtete Holzkonstruktion und als Arbeitsplattform dient.

Variante B – Holztragwerk vor Mauerwerkskuppel: Bei dieser Option gemäß Abb. 3.23b wird zuerst ein intaktes System aus liegenden Stühlen mit konventionellen Bundträmen und Druckriegeln hergestellt, welches als tragende Unterkonstruktion für den darüber liegenden Fachwerkrost dient. Nach der Errichtung von Fachwerken und Dachhaut im zweiten Schritt kann dann im dritten Schritt die darunterliegende Mauerwerkskuppel witterungsgeschützt hergestellt werden. Alle mit der Kuppel kollidierenden Horizontalträger, also Druckriegel

und Bundträme der liegenden Stühle, sowie horizontale Zuggurte der Fachwerke, werden im Zuge des Baufortschritts abgetrennt. Um die Notwendigkeit des Abtrennens horizontaler Zuggurte auszuschließen, mussten diese im zweiten Schritt bereits proaktiv hochgezogen werden.

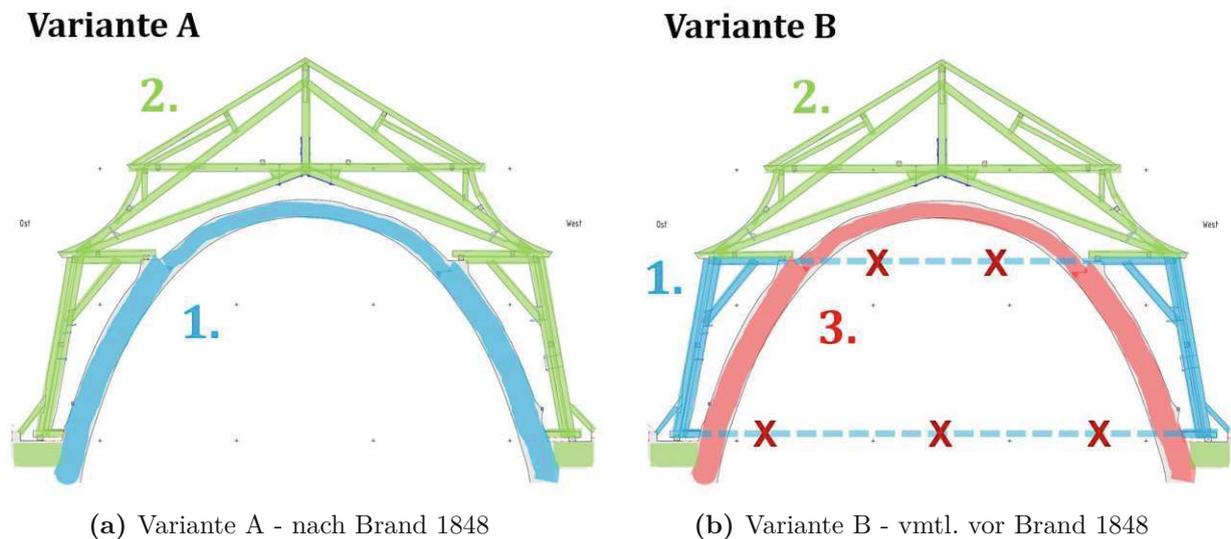


Abb. 3.23: Bauablauf Varianten

3.4.0.1 Verifizierung Variante A – Bauhergang nach dem Brand 1848

Gemäß den Erkenntnissen der erneuten Begehung 2022, beschrieben in Abschnitt 2.2.4.4, sind die Bundtram- und Druckriegelreste der liegenden Stühle an den Anschlusspunkten an der Basis und auf rund $\frac{2}{3}$ der Kuppelhöhe (*Ebene 2*) eindeutig nicht ins Mauerwerk eingebunden. Die Holzbalken sind gemäß Abb. 2.15 nur von außen an das Mauerwerk herangeführt. Variante B gemäß Abb. 3.23b gilt daher für die *aktuell vorliegende Konstruktion* als unwahrscheinlich, da die hölzernen Träger bei dieser Variante vermutlich zumindest ein gewisses Maß ins Mauerwerk hineinragen würden.

Die Beschaffenheit des Mauerwerks lässt vermuten, dass die Mauerwerkskuppel bei dem Brand 1848 erhalten blieb und nur die darüber liegende Holzkonstruktion zerstört wurde. Gemäß Abb. 3.24 finden sich Stellen, an denen Aussparungen bzw. „Abdrücke“ der alten Holzkonstruktion sichtbar geblieben sind. Bei einer bereits bestehenden Kuppel wäre Variante A gemäß Abb. 3.23a die naheliegende Option des Bauablaufs für die neue hölzerne Struktur.

3.4.0.2 Diskussion Variante B – Bauhergang vor dem Brand 1848

Es stellt sich die Frage, welcher Bauablauf für die ursprüngliche Konstruktion, welche dem Brand 1848 zum Opfer fiel, gewählt wurde. Folgende Punkte würden für die Variante B gemäß Abb. 3.23b sprechen:

- Die statische Berechnung der unterschiedlichen Baustadien für beide Varianten zeigt, dass die Holzkonstruktion in Variante B auch ohne Kuppel bereits standsicher ist und deutlich geringere Verschiebungen während der Bauphase erfährt, als aktuell Variante A. Grund dafür ist der, im Vergleich zur vorab errichteten Mauerwerkskuppel, stabilere Unterbau bestehend aus einem Set an intakten liegenden Stühlen in klassischer Ausführung. Auch die



Abb. 3.24: „Abdrücke“ der alten Holzkonstruktion im Mauerwerk

angrenzenden Trakte und Nebengebäude der österreichischen Nationalbibliothek wurden mit liegenden Stühlen in klassischer Ausführung realisiert. Ingenieur*innen könnten sich damals daher auch für die Ursprungsstruktur des Kuppeldachs für einen Bauablauf der Variante B entschieden haben.

- Die Untersuchung mittels Wärmebildkamera gemäß Abb. 3.14 im Rahmen der Begehung 2022 lässt gemäß Abschnitt 1.5.2.1 auf mögliche Rückstände von Holzbalken im Inneren des Mauerwerks schließen. Der abgebildete längliche, grüne Fleck zeigt eine Wärmebrücke, welche durch Holzeinschlüsse in der Kuppel verursacht werden könnte. Es wäre also möglich, dass für die *ursprüngliche Konstruktion*, welche den Brand 1848 nicht überstand, für den Bauhergang die Variante B umgesetzt wurde.

Kapitel 4

Interaktion von Mauerwerkskuppel und Holzkonstruktion

4.1 Evaluierung von Versagensszenarien

Die Erkenntnisse der vorangegangenen Abschnitte umfassen unter anderem folgende Punkte:

- An den Anschlusspunkten auf etwa $\frac{2}{3}$ der Höhe (vgl. Abb. 1.1d, *Ebene 2*) zwischen Holzkonstruktion und Mauerwerkskuppel werden nur geringe Vertikal- und Drucklasten übertragen. Das Mauerwerk agiert spannungstechnisch daher relativ unabhängig von der Holzkonstruktion. Überdies weist die Mauerwerkskuppel gemäß der aktuellen Berechnung im Vergleich zur darüberliegenden Holzkonstruktion größere Sicherheiten auf. Es ist daher wahrscheinlich, dass ein potientiell Versagen zuerst bei der Holzkonstruktion auftritt.
- Die Verbindungsmittel besitzen grundsätzlich geringere Traglastreserven, als die Träger. Es ist daher ein vorheriges Versagen der Verbindungen anzunehmen. Hierbei liegt das Hauptaugenmerk auf den bereits durch Schwindrisse beanspruchten Schubkeilverbindungen.

Im Rahmen einer Robustheitsanalyse wurden daher im statischen Modell systematisch Verbindungen bzw. Träger deaktiviert und somit deren Ausfall imitiert. Die Folgen des jeweiligen Bauteilversagens einiger ausgewählter Fälle werden im Folgenden diskutiert.

Die *Bezeichnungen der Gespärreebenen*, in welchen die deaktivierten Bauteile lokalisiert sind, beziehen sich auf Abb. 1.1c.

Die betrachteten Szenarien entsprechen dem jeweiligen Versagen von einem oder mehreren Bauteilen („*failure of structural element*“) gemäß der ÖNORM prEN 1995-1-1 (*Draft*) [23]. Die Szenarien wurden somit für den *Lastfall einer außergewöhnlichen Belastungssituation* mit folgenden Werten betrachtet:

- $\psi_{1,1}=0,7$
- Einwirkungsdauer: sehr kurz („*instant*“)
- $k_{mod}=1,10$

Ausfall: 1x Schubkeil mittig, G02

Gemäß Abb. 4.1 wird angenommen, dass einer der Schubkeile im Zentrum des Fachwerks G02 ausfällt. Die geringe Resttragfähigkeit des innenliegenden Bolzens wurde hierbei nicht berücksichtigt und dieser in der Berechnung ebenfalls deaktiviert. Da der hochgelegte Untergurt aufgrund des Schubkeilausfalls nicht mehr als ein intaktes Zugelement agieren kann, kommt es zu einer Lastumlagerung durch quer dazu verlaufende Bauteile wie z.B. Pfetten auf die restlichen Bauteile des Fachwerks und auf die nebenliegenden Gespärreebenen. Im Rahmen der Umlagerung erfahren auch Pfetten und Sparren nahe der G02 Ebene höhere Beanspruchungen. Probleme könnte es bei den Verbindungsmitteln der angrenzenden Ebenen G01 bzw. G03 geben, da diese aufgrund der zusätzlichen Belastung an ihre Grenzen kommen könnten:

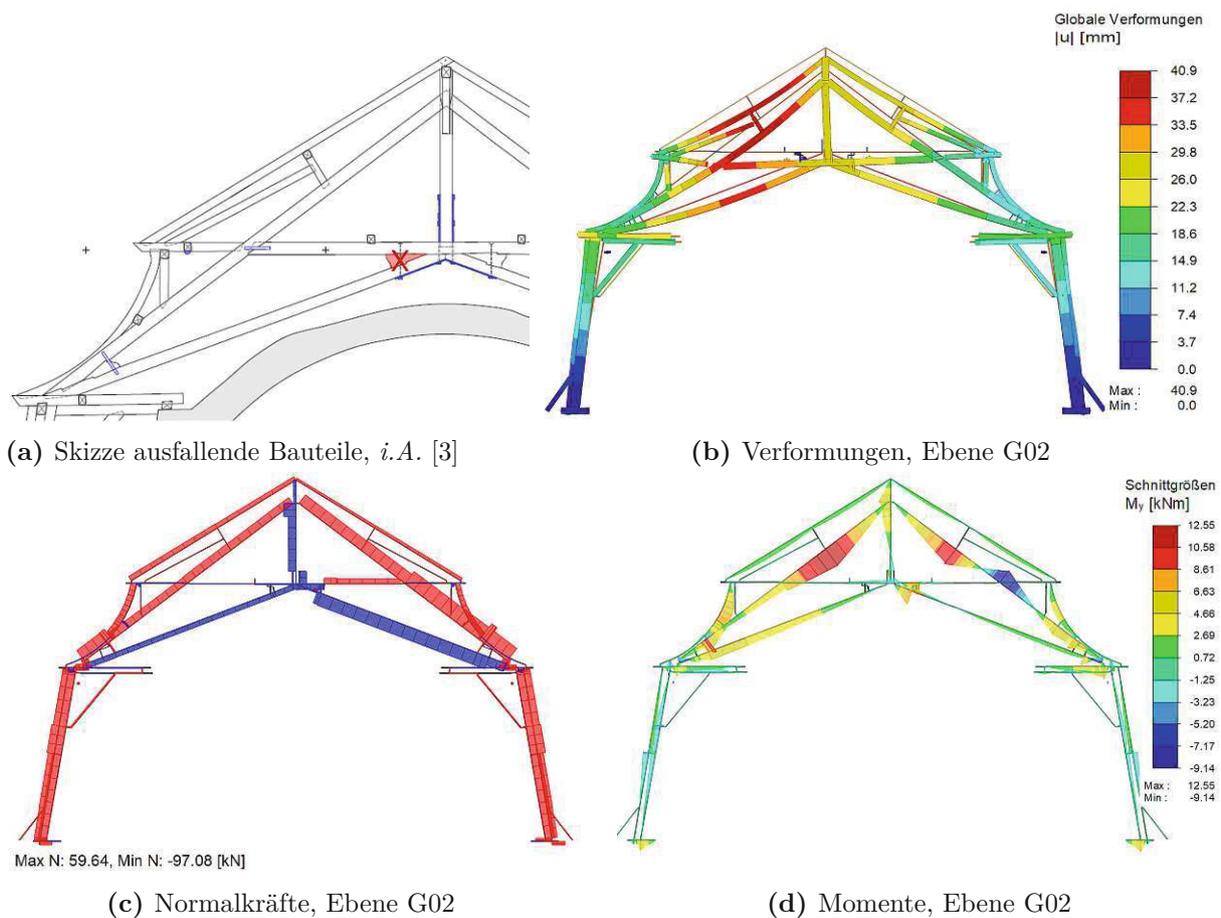


Abb. 4.1: Ausfall: 1x Schubkeil mittig, G02

Auswirkungen:

- Die Verformung der Obergurte und der darüberliegenden Bauteile der Bereiche G01–G02 & Ga–Gb & Gf–Gg, auf der Seite des ausfallenden Schubkeils vergrößert sich um bis zu 100%.
- Die Zugbelastung der Hängesäule G02 erfährt eine Steigerung um 20%.
- Statt ausschließlich des Bereiches zwischen den Schubkeilen wird nun die gesamte Hälfte des Kehlbalckens G02 auf Zug beansprucht. Aufgrund der geringen Tragfähigkeit der

Klammer zwischen Horizontalträger und Druckstrebe führt dies jedoch vermutlich zu einer Überlastung derselben und zu weiteren Lastumlagerungen.

- Die Biegebeanspruchung der Druckstrebe über dem ausgefallenen Keil G02 vergrößert sich um 50% aufgrund der wegfallenden Stützwirkung durch den Kehlbalcken.
- Die Schubbelastung des mittigen Schubkeils im nebenliegenden Gespärre G03 vergrößert sich um 70%
- Die Schubbelastung des äußeren Schubkeils im nebenliegenden Gespärre G01 vergrößert sich um 100%
- Die Rundisen des Anschlusses der Hängesäule an den Untergurt werden stärker auf Abscheren beansprucht. Sollte keine ausreichende Lastumlagerung eintreten, könnte es zu einem Abreißen und folgendem Absturz der Untergurthälfte kommen.

Ausfall: 2x Schubkeil mittig, G02

Gemäß Abb. 4.2 wird angenommen, dass beide mittig angeordneten Schubkeile der Ebene G02 ausfallen. Es kommt somit zum nahezu gänzlichen Ausfall des gesamten Untergurts und eine entsprechenden Lastumlagerung.

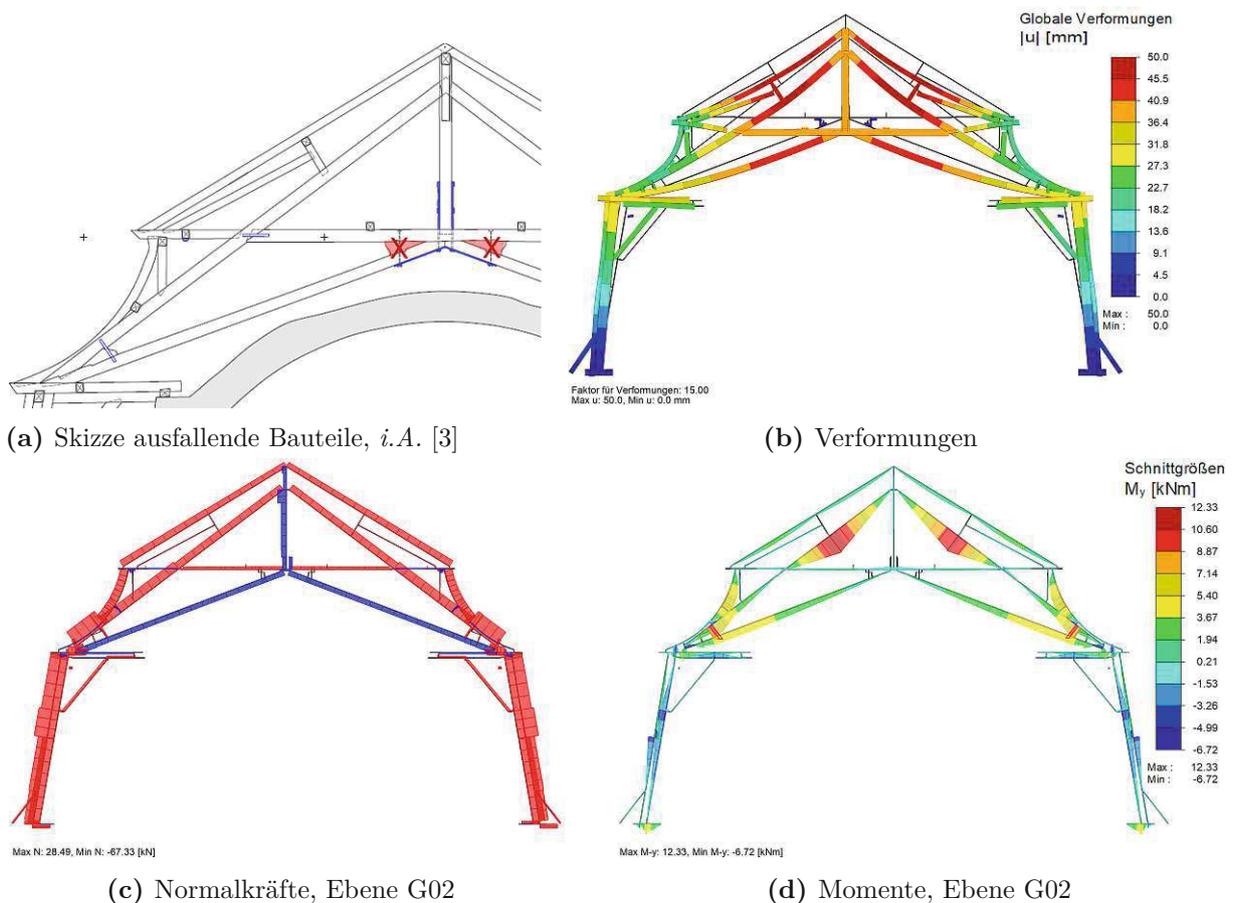


Abb. 4.2: Ausfall: 2x Schubkeil mittig, G02

Auswirkungen:

- Die Verformung der Obergurte und der darüberliegenden Bauteile der Bereiche G01–G03 & Ga–Gb & Gf–Gg vergrößert sich um bis zu 100%.
- Der gesamte Kehlbalken erfährt aufgrund der wegfallenden Zugeinwirkung durch die Untergurte nun Druck.
- Die Biegebeanspruchung der Bogensparren der Gespärreebene G02 vergrößert sich um 80%.
- Die Schubbelastung der Schubkeile der Nebengesparre vergrößert sich um 100%. Der mittige Schubkeil G03 erreicht dabei seine Traglast. Dies führt zu einer potentiellen Kettenreaktion mit der Folge des Globalversagens.

Ausfall: Schubkeil außen, G02

Gemäß Abb. 4.3 wird angenommen, dass ein äußerer Schubkeil der Gespärreebene G02 ausfällt.

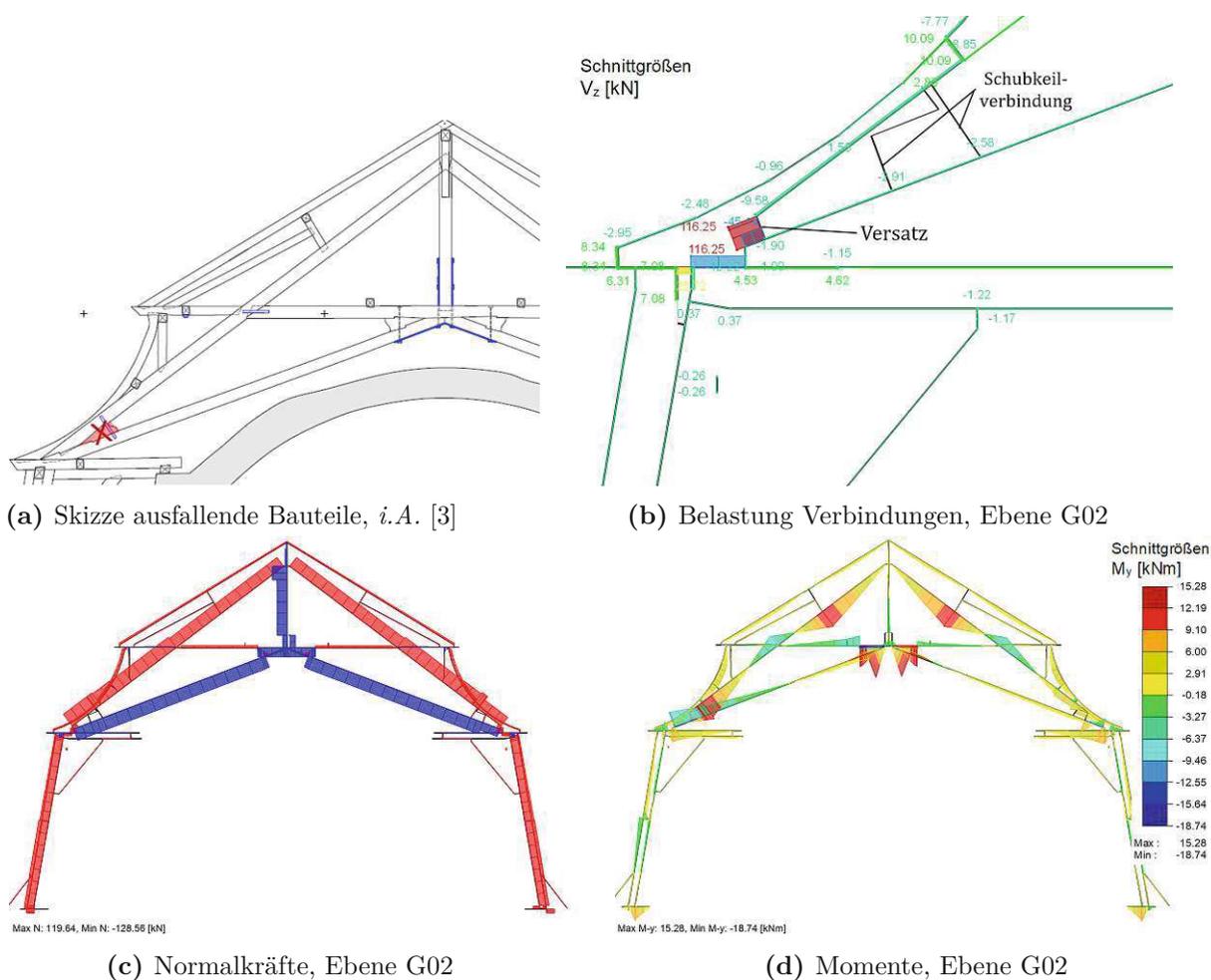


Abb. 4.3: Ausfall: Schubkeil außen, G02

Beim Ausfall eines äußeren Schubkeils werden die anfallenden Lasten durch die nahe Versatzverbindung zwischen Untergurt und Druckstrebe aufgenommen. Durch die um 50% höhere Druckbelastung des Versatzes, kommt es zum Erreichen von dessen Traglast, zu einem potentiellen Versagen und zum Fall „Ausfall: Schubkeil außen + Versatz, G02“

Ausfall: Schubkeil außen + Versatz, G02

Gemäß Abb. 4.4 wird angenommen, dass ein äußerer Schubkeil und der danebenliegende Versatz zwischen Obergurt und Untergurt ausfällt. Bei Versagen von sowohl dem Schubkeil außen als auch dem danebenliegenden Versatz kommt es zu großen Verformungen der Druckstrebe aufgrund von fehlender Lagerung. Dadurch kann es zum Absturz derselben bzw. von darüberliegenden Bauteilen kommen, was lokales Versagen bedeutet. Zeitgleich wird der Kopf der Stuhlsäule durch den Untergurt nach außen gedrückt. Durch die anschließend stattfindende Lastumlagerung werden jedoch ähnlich der vorangegangenen Fälle Verbindungsmittel angrenzender Gespärreebenen überlastet und es kommt zur Kettenreaktion inklusive Globalversagen.

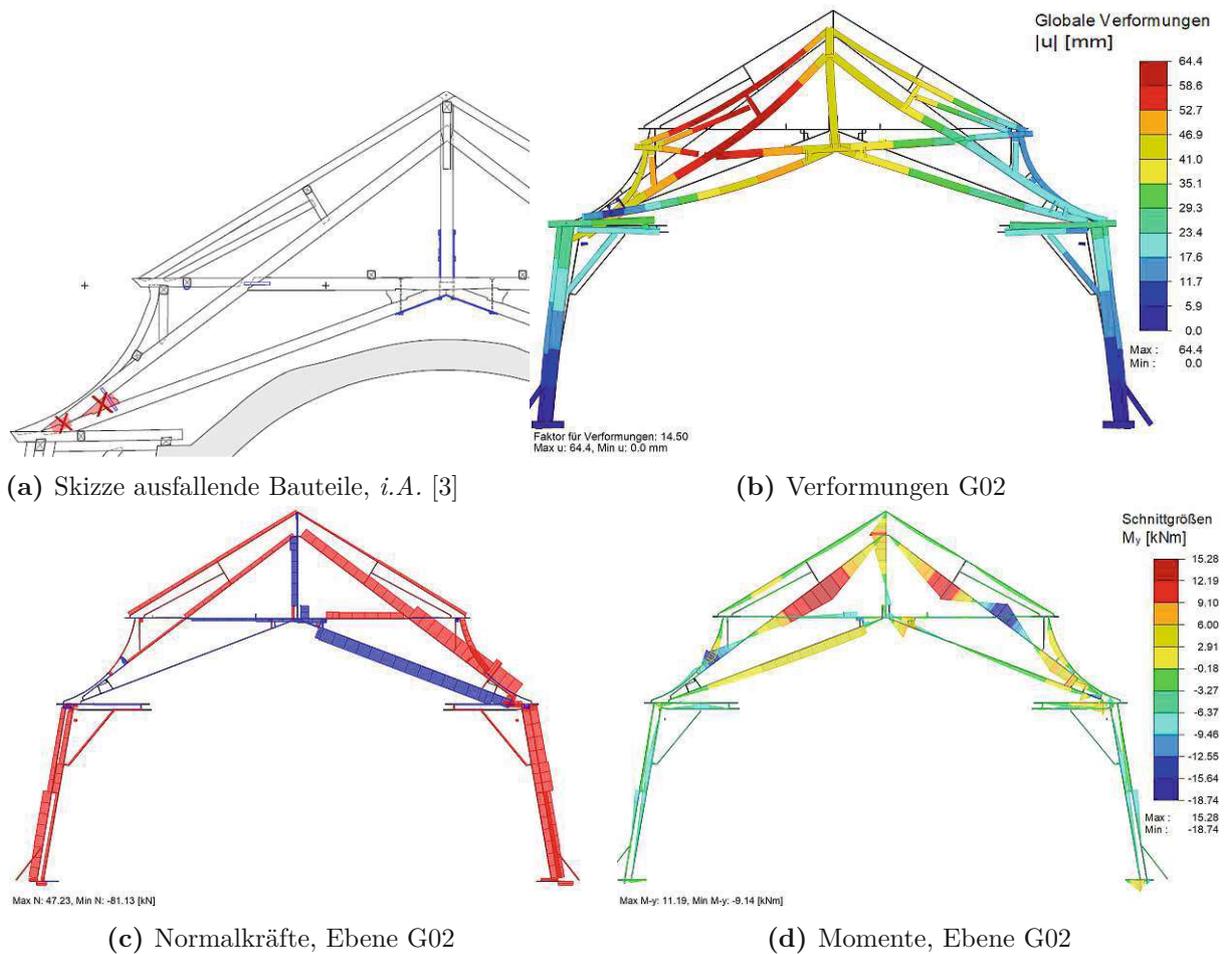


Abb. 4.4: Ausfall: Schubkeil außen + Versatz, G02

Ausfall: Klammern zwischen Kehlbalken und Druckstrebe, G02

Gemäß Abb. 4.5 wird angenommen, dass jeweils eine der Klammern zwischen Kehlbalken und Druckstrebe ausfällt. Der Ausfall einer Klammer am Knotenpunkt von Druckstrebe und kehlbalkenartigem Horizontalträger hat kaum Auswirkungen auf die Lastableitung. Die Verformungen erhöhen sich minimal.

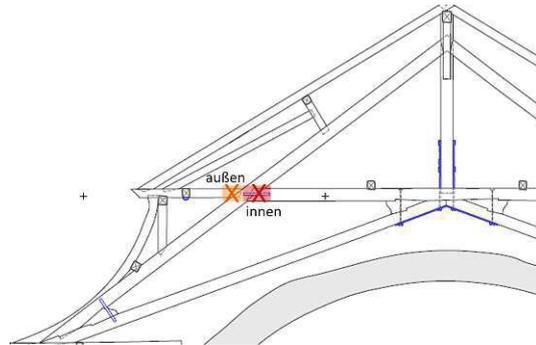


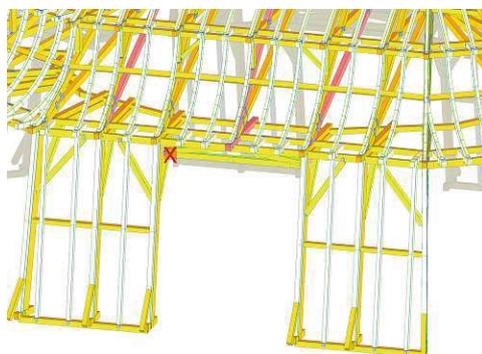
Abb. 4.5: Ausfall: Klammern Druckstrebe, G02; Skizze ausfallende Bauteile, i.A. [3]

Auswirkungen:

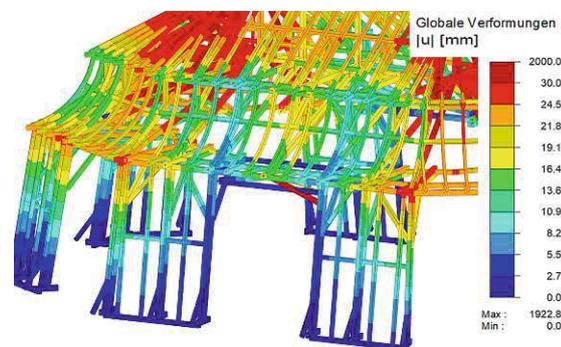
- **Ausfall der Klammer außen:** Die darüberliegende Konstruktion verformt sich minimal.
- **Ausfall der Klammer innen:** Generell liegt hier Druckkontakt vor. Die Klammer fällt potentiell erst aus, wenn der kehlbalkenartige Horizontalträger auf Zug belastet wird, wie z.B. beim Ausfall eines Schubkeils in der Mitte des Fachwerks.

Ausfall: Versatz Hängewerk, G03

Gemäß Abb. 4.6 wird angenommen, dass ein Versatz von einem der die Kuppelöffnungen überbrückenden Hängewerke ausfällt. Dieses Versagen hat, unter der Annahme noch intakter Schubkeile, kaum Auswirkungen auf die Gesamtkonstruktion. Durch die Pfetten werden die Lasten der Gespärrebenen G03 bzw. Gd/Gn auf die nächstgelegenen Stuhlsäulen verteilt, welche genügend Traglastreserven besitzen. Die Pfetten erfahren dadurch eine geringfügig höhere Biegebeanspruchung.



(a) Skizze ausfallende Bauteile



(b) Verformungen

Abb. 4.6: Ausfall: Schubkeil außen, G02

Ausfall: 1x Schubkeil mittig, G03

Es wird angenommen, dass einer der mittig angeordneten Schubkeile in der Ebene G03 ausfällt. Die Mechanik in diesem Fall ist sehr ähnlich zu „Ausfall: 1x Schubkeil mittig, G02“. Durch die Lastumlagerung wird bei den mittig angeordneten Schubkeilen in den Ebenen G02 & G04 die charakteristische Traglast erreicht. Dies verursacht ebenfalls eine Kettenreaktion mit folgendem Globalversagen.

Ausblick: Weitere Robustheitsbetrachtungen

Zukünftige Robustheitsbetrachtungen des Kuppeldachs sollten auch die Auswirkungen spezifischer Versagensszenarien auf die Umgebung und damit verbundene Sicherheitsrisiken inkludieren. Dies umfasst beispielsweise folgende Punkte:

- Gemäß Abschnitt 3.2.1 sollte die Mauerwerkskuppel im Kontext von dynamischer Aufpralleinwirkung durch herabfallende Bauteile untersucht werden. Der Aufprall ist hierbei von der Fallhöhe der Holzbauteile abhängig, welche je nach Versagensszenario variieren kann. Es gilt zu bewerten, in welchen Versagensfällen die Kuppel von herabfallenden Teilen der Holzkonstruktion durchschlagen wird und somit ein erhöhtes Sicherheitsrisiko für Besucher im Inneren der Bibliothek besteht.
- Gemäß Abb. 4.7 sind die Apsiden der Dachkonstruktion in Richtung Josefsplatz bzw. Innenhof und somit in Richtung der Eingänge der Bibliothek ausgerichtet. Die Längsseiten grenzen an nebenliegende Dachstühle an. Sollten Konstruktionsteile in einem Versagensfall entlang der Längsseiten nach außen kippen, könnten diese unter Umständen von den angrenzenden Dachtragwerken abgefangen werden. Ein weit höheres Sicherheitsrisiko stellt der Absturz von Bauteilen der Apsiden auf die Eingangsbereiche dar. Eine weiterführende Robustheitsbetrachtung sollte daher auch die Standfestigkeit der Apsiden in unterschiedlichen Versagensszenarien umfassen und Methoden, wie z.B. die Einführung von Sollbruchstellen gemäß Abschnitt 1.4, um diese zu gewährleisten.



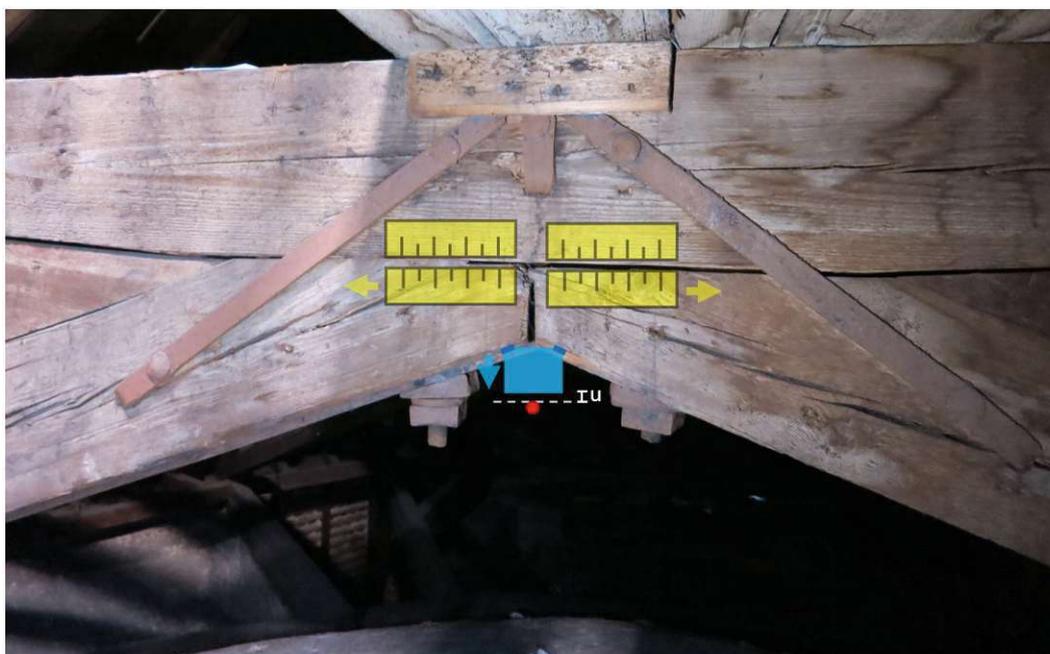
Abb. 4.7: Dach der österreichischen Nationalbibliothek, Vogelperspektive [6]

4.2 Maßnahmen zur Ertüchtigung und Monitoring

Gemäß der Abschnitte 2.3.3.4 und 2.3.4 sind die *Schubkeilverbindungen im Zentrum der Fachwerksebenen G02 bzw. G04* potentiell die ersten Stellen der Dachkonstruktion, welche versagen, wobei der Schubkeil G02, rechts gemäß Abb. 2.25 am kritischsten ist. Im Folgenden werden erste mögliche Monitoring- und Ertüchtigungsmaßnahmen für diese Verbindungen diskutiert.

4.2.1 Monitoring

Zwei mögliche Überwachungsmaßnahmen für die zentralen Schubkeilverbindungen sind in Abb. 4.8 dargestellt und werden im Folgenden diskutiert.



-  Messung Relativverschiebung horizontal: Kehlbalcken-Untergurt
-  Messung Absolutverschiebung vertikal: Untergurte
-  Lichtstrahl
-  Bewegungsspielraum für veränderliche Belastung

Abb. 4.8: Monitoring Maßnahmen

Messung der horizontalen Relativverschiebung zwischen Untergurt und Kehlbalcken

Bei zunehmender Verformung der Schubkeile werden die Untergurte weiter nach außen gezogen. Die dabei entstehende Relativverschiebung zwischen den Untergurten und dem Kehlbalcken kann dabei mittels an den Trägern angebrachten Skalen aufgezeichnet werden. Diese sind in Abb. 4.8 in *gelb* symbolisch dargestellt. Die Skalen sind in der Abb. symbolisch sehr groß dargestellt und können in Realität dezenter ausfallen.

Eine Aufzeichnung des Verschiebungsverlaufs könnte z.B. 4x im Jahr mittels einer Begehung inklusive Fotodokumentation geschehen. Diese Monitoringmaßnahme wird für die zentralen Schubkeilverbindungen der Gespärreebenen G02 und G04 empfohlen. Sie ist jedoch auch für die restlichen Gespärreebenen möglich. Ebenfalls könnten gleichwertige Skalen bei den äußeren

Schubkeilverbindungen angebracht werden, um die Relativverschiebung zwischen Untergurten und Druckstreben zu überwachen.

Messung der vertikalen Absolutverschiebung der Untergurte

Eine weitere mögliche Monitoringmaßnahme ist die Messung der vertikalen Absolutverschiebung der zentralen Schubkeilverbindung über ein Grenzmaß hinaus mittels Lichtstrahl. Abb. 4.8 zeigt die Position des Lichtstrahls und eine an den Untergurten angebrachte Platte (*blau*), welche diesen bei Abwärtsbewegung über das Maß u hinaus unterbricht. Das Maß u stellt den Bewegungsspielraum für die veränderliche Belastung durch z.B. Schnee und Wind dar. Bei einer größeren Absolutverschiebung der Schubkeilverbindung und damit einhergehenden Unterbrechung des Lichtstrahls alarmiert das System automatisch.

Es empfiehlt sich, diese Monitoringmaßnahme kollektiv für die Gespärreebenen G01 bis G05 zu errichten, da diese leicht mit einem Lichtstrahl überwacht werden können. Bei Unterbrechung durch jegliche der fünf Ebenen wird eine Warnung abgegeben.

4.2.2 Ertüchtigung

Gemäß der vorangegangenen Abschnitte handelt es sich bei den kritischen Stellen der Konstruktion grundsätzlich um Schubkeilverbindungen. Ertüchtigungsmaßnahmen für die Dachkonstruktion der österreichischen Nationalbibliothek sollten daher auf die Erhaltung der Tragfähigkeit der Schubkeilverbindungen abzielen. Dazu muss die Kraftübertragung zwischen Trägern sichergestellt werden, welche durch Schubkeile verbunden sind. Im Fall der zentralen Schubkeilverbindungen unter den Hängesäulen wäre das die Zugkraftübertragung zwischen den Untergurthälften. Im Fall der äußeren Schubkeilverbindungen an den Enden der Fachwerksuntergurte (*Ebene 2*) wäre das die Schubkraftübertragung zwischen Untergurten und Obergurten. Maßnahmen werden an dieser Stelle in erster Linie für die zentralen Schubkeilverbindungen der Gespärreebenen G02 und G04 empfohlen.

Im Folgenden werden drei mögliche Ertüchtigungsmaßnahmen für Schubkeilverbindungen vorgestellt:

Flacheisenbänder

Die Ertüchtigung mittels Eisenbändern an der Unterseite des Untergurts gemäß Abb. 4.9 orientiert sich am Vorbild des gemäß Abb. 4.10 bereits verbauten Flacheisenbandes. Die Eisenbänder (*gelb*) werden neben dem bestehenden Flacheisen platziert und mittels Vollgewindeschrauben befestigt. Die anfallende Zugkraft des Untergurtes wird über Vollgewindeschrauben unter 45° Neigung in die Eisenbänder übertragen. Die aufgrund der Neigung der Untergurthälften auftretenden Umlenkkräfte werden von Vollgewindeschrauben in der Verbindungsmittelpunkt aufgenommen. Im Gegensatz zu dem in der Mitte geknickten Bestand-Flacheisen weisen die Flacheisen ein horizontales Mittelstück auf, um die Verformung unter Zugbelastung zu minimieren. Aufgrund der beengten Platzverhältnisse müssen die Vollgewindeschrauben zur Einhaltung des Mindeststrandabstandes voraussichtlich schräg in die Holzbalken eingebracht werden. Im Falle der Notwendigkeit einer großen Querschnittsfläche, können die Eisenbänder auch als Winkel gemäß Abb. 4.9, *Version 2*, ausgeführt werden.

Diese Ertüchtigungsmaßnahme ermöglicht die Erhaltung der Sichtbarkeit der Schubkeile und agiert somit voraussichtlich im Sinne der Bestimmungen des Denkmalschutzes.

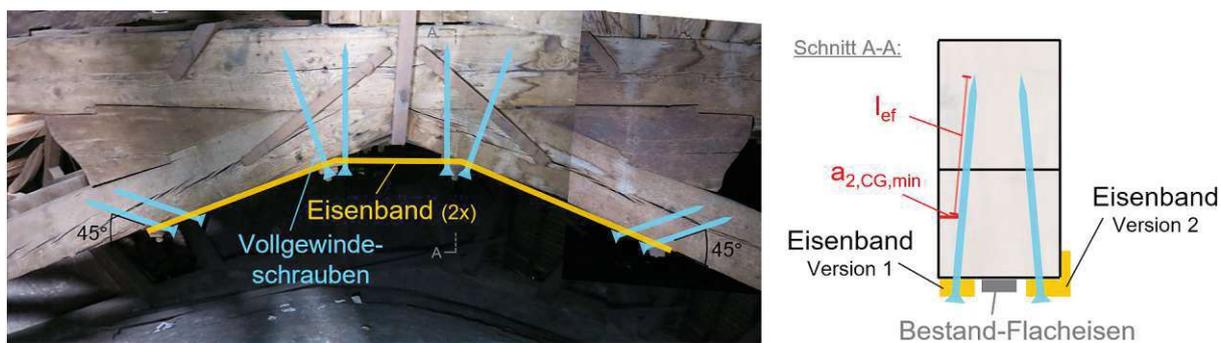


Abb. 4.9: Ertüchtigungsmaßnahme: Flacheisenbänder



Abb. 4.10: Skizze: Position der Eisenbänder (gelb)

Seitliche Stahlplatten im Sinne einer Stahl-Holz-Stahl-Verbindung

Eine weitere Ertüchtigungsmöglichkeit wäre das Anbringen seitlicher Stahlplatten im Sinne einer zweiseitigen Stahl-Holz-Stahl-Verbindung gemäß Abb. 4.11. Die Bolzen an den äußeren Enden der Stahlplatten dienen hierbei zum Zugkräfteintrag in die Platten. Die Bolzen im Zentrum der Verbindung übernehmen die anfallende vertikale Zugkraftkomponente des geknickten Untergurts und auftretende Differenzkräfte bei nicht symmetrischer äußerer Belastung. Ein Nachteil dieser Maßnahme ist die potentielle Kollision der Bolzen mit den bereits verbauten Eisenbauteilen, in

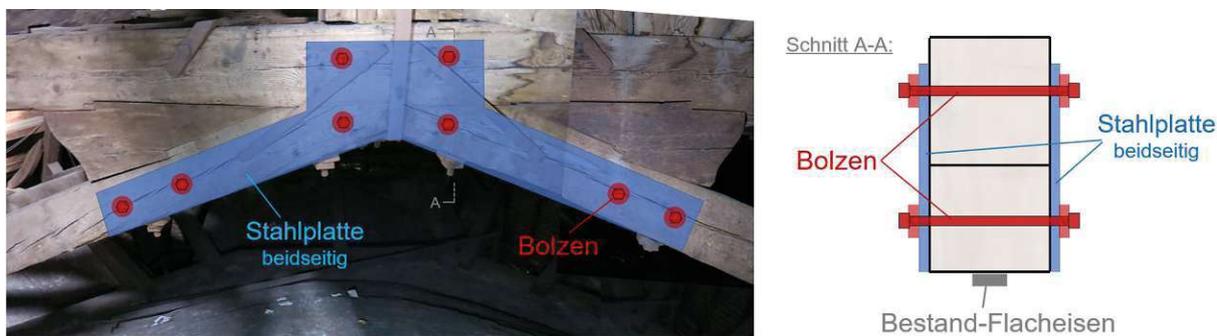


Abb. 4.11: Ertüchtigungsmaßnahme: Seitliche Stahlplatten im Sinne einer Stahl-Holz-Stahl Verbindung

Form von Klemm- und Hängebolzen im Inneren der Holzbalken und den seitlich angebrachten Eisenklammern. Ebenso wird die Sichtbarkeit der ursprünglichen Verbindung eingeschränkt.

Herstellung der Rotationsfähigkeit des Schubkeils durch Entfernen von Kontaktbereichen

Eine unkonventionell anmutende Ertüchtigungsmaßnahme wäre das Wegfräsen der Druckkontaktbereiche des Schubkeils gemäß Abb. 4.12 und der folglich Herstellung der Rotationsfähigkeit des Schubkeils. Die Schubkeilverbindung agiert somit ähnlich einer Verbindung von verdübelten Balken ohne Aufbau von Zusatzspannungen aus kinematischer Zwängung.

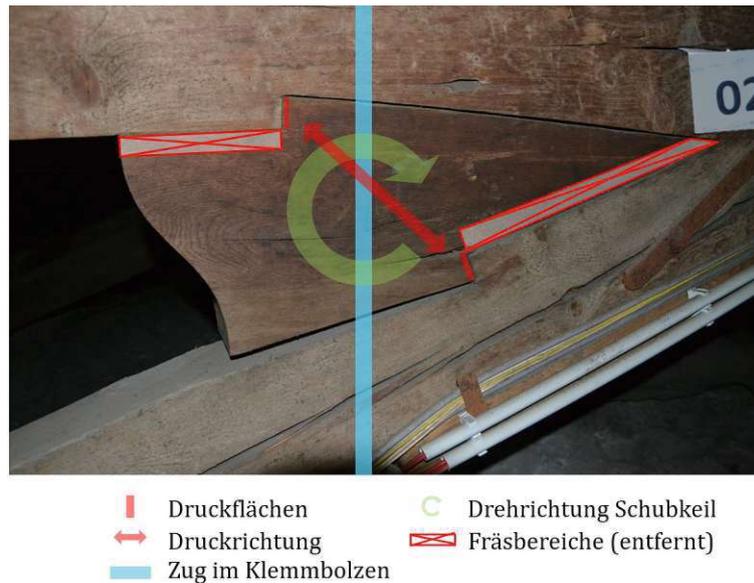


Abb. 4.12: Ertüchtigungsmaßnahme: Herstellung der Rotationsfähigkeit des Schubkeils durch Entfernen von Kontaktbereichen

Ähnlich dem Fall einer lockeren Schraube der Aufhängung der Hängesäule gemäß Abb. 2.10 wird durch die Rotation des Schubkeils die anfallende Zugkraft des Untergurts als Druck- bzw. Schubkraft zwischen den Versätzen übertragen. Durch das folgende Aufklaffen der Verbindung wird der, davor möglicherweise nur gering belastete Klemmbolzen nun auf Zug beansprucht. Bis dahin noch nicht beanspruchte, jedoch nun aktivierte Reserven des Klemmbolzens würden dadurch im weiteren Sinne den Schubkeil entlasten.

An dieser Stelle soll jedoch angemerkt werden, dass diese Maßnahme nicht bei bereits beschädigten Schubkeilen oder bei Verbindungen, bei welchen der Klemmbolzen bereits ausgezigt ist, anwendbar ist.

Kapitel 5

Zusammenfassung

5.1 Stand der aktuellen Forschung

Im Sinne einer holistischen baustatischen Betrachtung der Kuppeldachkonstruktion der österreichischen Nationalbibliothek soll an dieser Stelle kurz der derzeitige Stand der Forschung zusammengefasst werden:

- Auf Basis einer Bauaufnahme mittels Laserscan [3, 5] und einer ergänzenden Begehung inklusive Fotodokumentation wurde die *Geometrie des Tragwerks* in der Statiksoftware Dlubal RFEM 5 realisiert und eine erste statische Berechnung durchgeführt. Dieser Schritt ermöglichte eine *Charakterisierung der gekoppelten ebenen Tragwerke* und deren Wirkungsweise. Ebenfalls wurden dadurch Besonderheiten der Konstruktion wie z.B. die Funktionsweise der Schubkeilverbindungen verdeutlicht.
- Die *Verbindungen der Holzkonstruktion und die Anschlüsse ans Mauerwerk* wurden im Kontext der Baugeschichte vor und nach dem Brand 1848 hinsichtlich ihres Tragverhaltens untersucht und spezifiziert. Im selben Kontext wurde die Wirkungsweise und die eventuelle Resttragfähigkeit der nachträglich angebrachten Klammern evaluiert.
- In der statischen Modellierung wurden *sichtbare Vorschädigungen* bzw. Eigenschaften von Holzträgern, welche auf eine geringere Festigkeit schließen lassen, berücksichtigt.
- Die *Mauerwerkskuppel* wurde als 3-dimensionaler Volumenkörper modelliert und deren Tragfähigkeit auf der Basis von *Spannungen und vermuteten Festigkeiten* bewertet.
- Die Wirkungsweise der *Systemverstärkung der Mauerwerkskuppel in Form von Ringankern* wurde diskutiert.
- Mögliche *Varianten des Bauablaufs* wurden im Bezug zu den Errichtungen vor bzw. nach dem Brand 1848 dargestellt und diskutiert.
- Im Rahmen einer *Robustheitsanalyse* wurden durch systematisches Deaktivieren von Bauteilen potentielle Problemstellen der Konstruktion weiter eingegrenzt.
- Auf Basis der vorangegangenen Schritte konnte letztendlich eine erste Empfehlung zu den Themen *Monitoring und Ertüchtigung* der vorliegenden historischen Tragstruktur gegeben werden.

5.2 Feedback an die Betreibenden

Der Burghauptmannschaft als Betreiber des Objektes der österreichischen Nationalbibliothek wird empfohlen, in jedem Fall ein Monitoring der Tragstruktur an ausgewählten Knotenpunkten zu installieren. Bei weiterer Bewegung im Tragwerk z.B. verursacht durch das Entstehen weiterer Schwindrisse wird eine Ertüchtigung mehrerer Schubkeilverbindungen empfohlen. Erste Vorschläge zum Thema Monitoring und Ertüchtigung befinden sich in Abschnitt 4.2.

Die vorhandenen Ringanker sind Beispiele für Ertüchtigungsmaßnahmen mit zwar qualitativem, jedoch fehlendem quantitativen Bezug zum tatsächlichen Strukturverhalten. Zukünftige Ertüchtigungsmaßnahmen sollten durch ausreichende, im Vergleich zu dieser Arbeit weiterführende, baustatische Untersuchungen und deren Erkenntnisse begründet und gedeckt sein.

5.3 Nächste Schritte

Eine weiterführende Forschung im Rahmen der bautechnischen Betrachtung des Kuppeldachs der österreichischen Nationalbibliothek sollte nach Möglichkeit folgende Punkte umfassen:

Spezifizierung von Schubkeilen unter Querzugbelastung

Da die Schubtragfähigkeit der Schubkeile durch potentiell auftretenden Querzug stark reduziert werden kann, sollten Schubkeile unter Querzugbelastung systematisch lokalisiert und bewertet werden.

Denkmalschutzgerechte Ertüchtigungsmöglichkeiten

Im Rahmen dieser Arbeit wurde nur eine erste Empfehlung für mögliche Ertüchtigungsmaßnahmen gegeben. Es bedarf wahrscheinlich weiterer Verstärkungskonzepte, welche auch den Ansprüchen des Denkmalschutzes genügen.

Aufprall von Holz auf die Mauerwerkskuppel

Bei lokalem bzw. globalem Versagen der Holzkonstruktion kommt es höchstwahrscheinlich zum Aufprall von Bauteilen auf die darunterliegende Kuppel. Es gilt zu erforschen, welchen Widerstand die Mauerwerkskuppel gegen die dynamische Belastung durch herabfallende Holzbauteile aufweist. Dafür sind ergänzende Materialprüfungen von Ziegeln bzw. Mörtel und Untersuchungen des tatsächlichen Aufbaus der Kuppel im Vorfeld nötig. Hohlstellen oder eingeschlossene Holzbauteile könnten das Tragverhalten wesentlich beeinflussen.

Bewertung unterschiedlicher Versagensszenarien

Im Rahmen einer erweiterten Robustheitsanalyse sollten die Auswirkungen spezifischer Versagensszenarien auf die Umgebung bezüglich ihres Sicherheitsrisikos bewertet werden. Dies umfasst beispielsweise die Bewertung der Absturzwahrscheinlichkeit von Bauteilen der Apsiden auf den Eingangsbereich der Bibliothek.

Weitere Bemessungssituationen

Im Sinne einer holistischen bautechnischen Betrachtung der Kuppeldachkonstruktion sollten ebenfalls noch *Erdbeben- und Brandbemessungen* durchgeführt werden. Des Weiteren empfiehlt sich eine genauere Untersuchung der Beschaffenheit und Ausnutzung der Bogensparren in Bauweise nach de l'Orme.

5.4 Schluss – Robustheit historischer Konstruktionen

Die Robustheit der Kuppeldachkonstruktion der österreichischen Nationalbibliothek lässt sich im Rahmen dieser Arbeit noch nicht vollständig ausformulieren. Aufgrund der vielen Unsicherheiten bei Materialien, noch nicht identifizierten Schwachstellen bei Bauteilen oder Lasteinwirkungen kann diese quantitativ nicht genau beziffert werden. Dennoch sind bereits fundierte Aussagen über potentiell kritische Stellen und zugehörige Versagensmechanismen möglich.

Diese Arbeit soll Bewusstsein schaffen, dass historische Bauwerke trotz ihrer vermutlich bereits langen Lebensdauer dennoch unerkannte Problemzonen enthalten können, welche neben optischen Mängeln auch die Tragfähigkeit betreffen könnten. Im Sinne eines dauerhaften Fortbestandes sollten beabsichtigte Sanierungsmaßnahmen auf baustatischen Untersuchungen basieren, um eine ausreichende Standsicherheit für die Zukunft zu gewährleisten.

Literatur

- [1] L. Gräf. „Bautechnische Betrachtung der Dachkonstruktion über dem Kuppelsaal der österreichischen Nationalbibliothek“. Bachelorarbeit. TU Wien, 2021.
- [2] R. Helmerich. *Forschungsbericht 271: Alte Stähle und Stahlkonstruktionen, Materialuntersuchungen, Ermüdungsversuche an originalen Brückenträgern und Messungen von 1990 bis 2003*. Forschungsber. Bundesanstalt für Materialforschung und -prüfung (BAM), Berlin, 2005. 86 S.
- [3] Hilber und Schwarz. *Kuppel Nationalbibliothek, Querschnitt der Dachkonstruktion, Dokumentation Ringanker*. Forschungsber. E251 Institut für Kunstgeschichte, Bauforschung und Denkmalpflege, Technische Universität Wien, 2017. 83 S.
- [4] A. Kolbitsch. *Erhaltung und Erneuerung von Hochbauten*. Ausgabe 2019/20. Wien: TU Verlag, 2019.
- [5] Libardi, Manolova und Kampik. *Die Dächer der Wiener Hofburg, Hofbibliothek_Augustinertrakt*. Forschungsber. E251 Institut für Kunstgeschichte, Bauforschung und Denkmalpflege, Technische Universität Wien, 2017. 35 S.
- [6] Maps, Google. *Satellitenbild des Dachtragwerks der österreichischen Nationalbibliothek*. 2023. URL: <https://www.google.com/maps/place/%5C%C3%96sterreichische+Nationalbibliothek/@48.2062662,16.3663872,203m/data=!3m1!1e3!4m6!3m5!1s0x476d0799632723f5:0x57ddf9c606b46f47!8m2!3d48.2062609!4d16.3668953!16zL20vMDZr0HRy?hl=de> (Zugriff am 25.02.2023).
- [7] A. Müller. „Robust planen - kontrolliert bauen - Qualitätssicherheit im mehrgeschossigen Holzbau“. In: Europäischer Kongress EBH 2013 (6.–7. Juni 2013). Köln, Deutschland, 2013.
- [8] *ÖNORM B 1991-1-1:2017 02 01: Einwirkungen auf Tragwerke – Teil 1-1: Allgemeine Einwirkungen – Wichten, Eigengewicht und Nutzlasten im Hochbau – Nationale Festlegungen zu ÖNORM EN 1991-1-1 und nationale Ergänzungen (konsolidierte Fassung)*. Wien: Austrian Standards, Feb. 2017.
- [9] *ÖNORM B 1991-1-3:2013 05 01: Einwirkungen auf Tragwerke – Teil 1-3: Allgemeine Einwirkungen - Schneelasten – Nationale Festlegungen zur ÖNORM EN 1991-1-3, nationale Erläuterungen und nationale Ergänzungen (konsolidierte Fassung)*. Wien: Austrian Standards, Mai 2013.
- [10] *ÖNORM B 1991-1-4:2019 07 15: Einwirkungen auf Tragwerke – Teil 1-4: Allgemeine Einwirkungen - Windlasten - Nationale Festlegungen zu ÖNORM EN 1991-1-4 und nationale Ergänzungen (konsolidierte Fassung)*. Wien: Austrian Standards, Juli 2019.
- [11] *ÖNORM B 1995-1-1:2014 11 15: Bemessung und Konstruktion von Holzbauten - Teil 1-1: Allgemeines - Allgemeine Regeln und Regeln für den Hochbau - Nationale Festlegungen zur ÖNORM EN 1995-1-1 und nationale Erläuterungen (konsolidierte Fassung)*. Wien: Austrian Standards, Mai 2011.
- [12] *ÖNORM B 1996-1-1:2016 07 01: Bemessung und Konstruktion von Mauerwerksbauten - Teil 1-1: Allgemeine Regeln für bewehrtes und unbewehrtes Mauerwerk - Nationale Festlegungen zur ÖNORM EN 1996-1-1 (konsolidierte Fassung)*. Wien: Austrian Standards, Juli 2016.

- [13] *ÖNORM B 4008:2018 10 15: Bewertung der Tragfähigkeit bestehender Tragwerke - Teil 1: Hochbau (konsolidierte Fassung)*. Wien: Austrian Standards, Okt. 2018.
- [14] *ÖNORM DIN 4074-1:2012 09 01: Sortierung von Holz nach der Tragfähigkeit - Teil 1: Nadelschnittholz*. Wien: Austrian Standards, Sep. 2012.
- [15] *ÖNORM EN 1912:2012 + AC:2013: Bauholz für tragende Zwecke – Festigkeitsklassen – Zuordnung von visuellen Sortierklassen und Holzarten*. Wien: Austrian Standards, Nov. 2013.
- [16] *ÖNORM EN 1990-0-0:2013 03 15: Grundlagen der Tragwerksplanung (konsolidierte Fassung)*. Wien: Austrian Standards, März 2013.
- [17] *ÖNORM EN 1990:2021 09 20: Grundlagen der Tragwerksplanung*. Wien: Austrian Standards, Sep. 2021.
- [18] *ÖNORM EN 1991-1-1:2011 09 01: Einwirkungen auf Tragwerke – Teil 1-1: Allgemeine Einwirkungen – Wichten, Eigengewicht und Nutzlasten im Hochbau (konsolidierte Fassung)*. Wien: Austrian Standards, Sep. 2011.
- [19] *ÖNORM EN 1991-1-3:2016 01 15: Einwirkungen auf Tragwerke – Teil 1-3: Allgemeine Einwirkungen - Schneelasten (konsolidierte Fassung)*. Wien: Austrian Standards, Jan. 2016.
- [20] *ÖNORM EN 1991-1-4:2011 05 15: Einwirkungen auf Tragwerke – Teil 1-4: Allgemeine Einwirkungen - Windlasten (konsolidierte Fassung)*. Wien: Austrian Standards, Mai 2011.
- [21] *ÖNORM EN 1996-1-1:2013 02: Bemessung und Konstruktion von Mauerwerksbauten – Teil 1-1: Allgemeine Regeln für bewehrtes und unbewehrtes Mauerwerk (konsolidierte Fassung)*. Wien: Austrian Standards, Feb. 2013.
- [22] *ÖNORM EN 338:2016 11: Bauholz für tragende Zwecke – Festigkeitsklassen*. Wien: Austrian Standards, Nov. 2016.
- [23] *ÖNORM prEN 1995-1-1:20XX XX XX: Eurocode 5 Design of timber structures - Part 1-1: General rules and rules for buildings (Working Draft)*. Wien: Austrian Standards, XX 20XX.
- [24] Österreichische Nationalbibliothek. *Hofbibliothek Wien im September 2006*. 2023. URL: https://de-academic.com/pictures/dewiki/104/hofbibliothek_vienna_sept_2006.jpg (Zugriff am 03.01.2023).

Längsschnitte

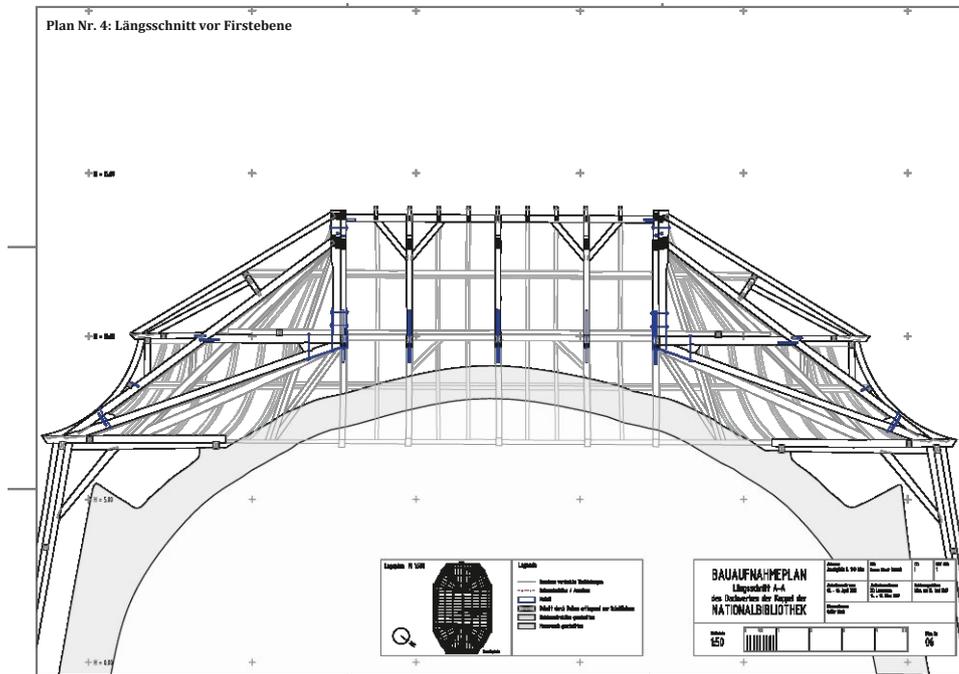


Abb. 5.4: Plan Nr. 4: Längsschnitt vor Firstebene

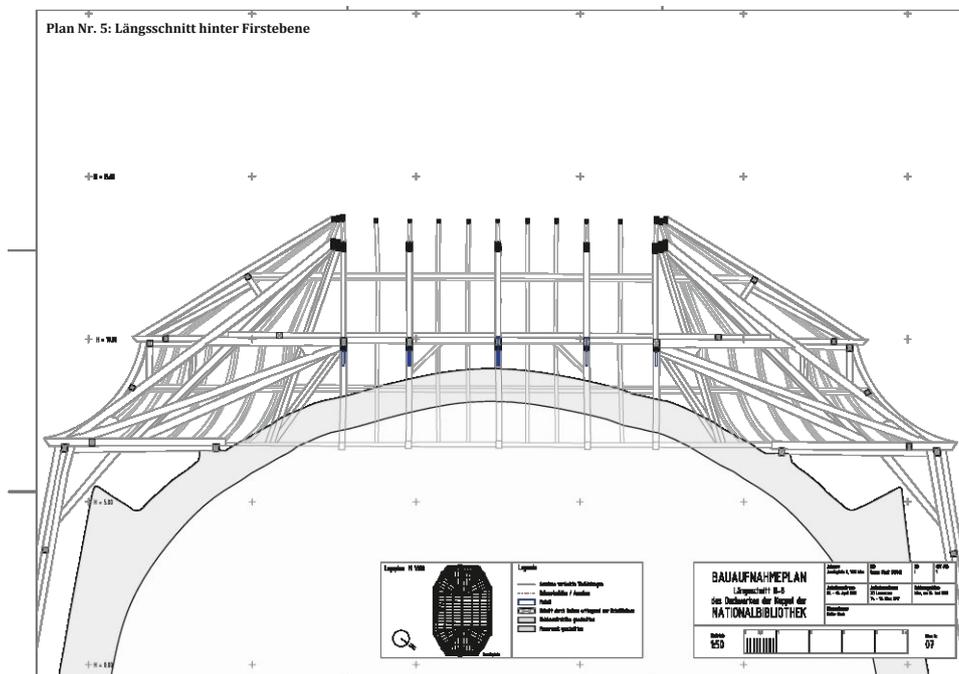


Abb. 5.5: Plan Nr. 5: Längsschnitt hinter Firstebene

