

Dissertation

**Barocke Dachwerke:
Konstruktion und
Tragverhalten**

Bernd Köck

01.07.2011

Institut für Mathematik und Bauinformatik
Universität der Bundeswehr München

Universität der Bundeswehr München
Fakultät für Bauingenieur- und Vermessungswesen

Thema der Dissertation: Barocke Dachwerke: Konstruktion und Tragverhalten

Verfasser: Bernd Köck

Promotionsausschuss:

Vorsitzender: Univ.-Prof. Dr.-Ing. Karl-Christian Thienel

1. Berichterstatter: Univ.-Prof. Dr.-Ing. Stefan M. Holzer

2. Berichterstatter: Univ.-Prof. Dr.-Ing. Rainer Barthel

3. Berichterstatter: Univ.-Prof. Dr.-Ing. Ingbert Mangerig

Tag der Prüfung: 30.06.2011

Mit der Promotion erlangter akademischer Grad: Doktoringenieur (Dr.-Ing.)

Neubiberg, den 01.07.2011

Alle Rechte liegen beim Autor.

Kurzfassung

Bauen im Bestand stellt eine zunehmend wichtiger werdende Aufgabe im Bauingenieurwesen dar. Gerade historische Konstruktionen zeigen sich im Hinblick auf Aspekte der Denkmalpflege als eine besondere Herausforderung. In Bayern gibt es eine Vielzahl an Bauwerken, welche der Barockzeit zuzuordnen sind und denen daher ein besonderes Augenmerk geschenkt werden sollte.

Über das Tragverhalten barocker Dachwerke ist bisher nur wenig bekannt. Vor allem der Gruppe der Dachwerke ohne durchgehende Zerrbalkenlage wurde kaum Beachtung geschenkt. Gerade bei diesen können jedoch aufgrund des fehlenden Zugbandes an der Dachbasis bereits relativ geringe Änderungen am System zu erkennbaren Änderungen im Kraftfluss führen. Die Arbeit diskutiert unterschiedliche Konstruktionsprinzipien jener Zeit unter Berücksichtigung der zeitgenössischen Literatur und liefert Einblicke in mögliche Lastabtragungsmechanismen. Beispiele aus zahlreichen Dachwerksbegehungen dienen der Veranschaulichung der gewonnenen Erkenntnisse.

Um die Kräfteverteilung innerhalb einer Konstruktion möglichst genau erfassen zu können, werden realistische Modellierungsdaten benötigt. Im Zuge dieser Arbeit wurden Materialdaten erhoben, Schäden gesichtet und ausgewertet, die Steifigkeiten zimmermannsmäßiger Verbindungen eruiert sowie Möglichkeiten zur Abbildung der räumlichen Lastabtragung angeführt. Dabei stellt die Erarbeitung nichtlinearer Steifigkeitsmodelle, in denen Plastifizieren sowie der Zustand der Anschlüsse in Form von Klaffungen Berücksichtigung finden, ebenso ein Novum dar wie die Anwendung eines ebenen Ersatzverfahrens zur Berücksichtigung der räumlichen Lastabtragung, welches auf dem faltwerkartigen Auseinanderklappen eines Dachwerks beruht.

Das Steifigkeitsverhalten von Überblattungen wurde bisher noch nicht untersucht. Um diese Forschungslücke zu schließen, wurden im Rahmen dieser Arbeit experimentelle Untersuchungen sowie dreidimensionale FE-Berechnungen durchgeführt. Im Zuge der Ergebnisauswertung wurde eine abschnittsweise lineare Arbeitskennlinie für Überblattungen erarbeitet, welche in kommerziellen Stabwerksprogrammen zur Anwendung kommen kann.

Realitätsnahe Berechnungen an drei existierenden, repräsentativen Beispielen beschließen die Arbeit unter Anwendung aller erarbeiteten Grundlagen. Das Hauptaugenmerk der Untersuchung wurde hierbei auf den Einfluss der nichtlinearen Steifigkeitsmodelle sowie auf den Einfluss der neu entwickelten Faltwerksmethode zur Berücksichtigung der Räumlichkeit gelegt. Sämtliche Ergebnisse wurden hinsichtlich ihrer allgemeinen Gültigkeit geprüft und in einem Resümee zusammengefasst.

Abstract

Rehabilitation of existing buildings is a business becoming more and more important for civil engineers. Especially historical constructions pose a special challenge as aspects of monument conservation have to be regarded. In Bavaria many historic structures date from the Baroque period. Therefore special attention should be paid to these constructions.

Only little is known about the load bearing behavior of Baroque roof structures. Especially roofs which lack a continuous tiebeam have not been studied previously. In these situations small changes in the modeling assumptions can lead to great changes in the distribution of forces as the tiebeam at the basis of the roof is missing. In this work, different principles of construction are presented, and load transferring mechanisms are discussed. The results are based on an intensive literature research as well as on an extensive survey of this kind of roofs.

For a realistic assessment of the forces in a structure, realistic input data are needed for the modeling process. Therefore, material data have been obtained and damages have been localized and evaluated. Furthermore, nonlinear load-displacement models taking plasticity effects and the condition of the joints into account have been worked out, and a new method to describe the three dimensional load carrying behavior of roof structures is presented.

The load carrying behaviour of halved joints has not been studied so far. Therefore, experimental fullscale tests have been performed, as well as three dimensional finite element calculations. As a part of the interpretation process, a piecewise linear load-deflection diagram which can easily be used within the scope of frame analyses was developed.

Finally, the work is rounded with computations on three existing and representative examples, including all the realistic input data collected. The main goal of investigation was to determine the influence of the nonlinear load-displacement models and of the new method for taking into account the three dimensional load carrying behavior on the calculations made. From the results for these special cases, more general observations and rules were obtained.

Vorwort und Danksagung

Die vorliegende Arbeit entstand während meiner Tätigkeit als wissenschaftlicher Mitarbeiteroffizier am Institut für Mathematik und Bauinformatik. Die Themenstellung dieser Arbeit ergab sich durch den neuen Forschungsschwerpunkt „Das Tragverhalten historischer Konstruktionen“ von Herrn Professor Holzer.

Um ein solches Vorhaben erfolgreich abschließen zu können, bedarf es der Nutzung unterschiedlichster Ressourcen. So müssen zum einen finanzielle Mittel bereitgestellt werden, um Software oder Gerätschaften zu Versuchszwecken anschaffen zu können. Zum anderen ist die intensive Unterstützung durch die Familie und Freunde sowie durch Instituts- und weitere Universitätsangehörige erforderlich. An dieser Stelle möchte ich mich bei allen bedanken, die einen Beitrag zum Gelingen dieser Arbeit erbracht haben.

Besonderer Dank gilt „meinem“ Professor, Herrn Professor Dr.-Ing. Stefan M. Holzer, der mir jederzeit zur Seite stand und sich stets Zeit für meine Anliegen und Probleme nahm. Unermüdlich zeigte er sich bei der gemeinsamen Besichtigung und Aufnahme unzähliger Dachwerke. Nahezu alle Fotos und Systemaufmaße, die Eingang in diese Arbeit gefunden haben, sind im Rahmen unserer intensiven Zusammenarbeit in einem gemeinsamen Prozess entstanden. Besonders glücklich darf ich mich schätzen, dass mir Professor Holzer sämtliche in dieser Arbeit berücksichtigten Traktate aus seiner umfangreichen Sammlung zur Verfügung gestellt hat.

Danken darf ich auch Herrn Professor Dr.-Ing. Ingbert Mangerig, der mir seine Fachexpertise aus dem Bereich des konstruktiven Holzbaus uneingeschränkt zukommen ließ und, ohne zu zögern, meine experimentellen Vorschläge unterstützte. An dieser Stelle sollen auch die Labormitarbeiter des Instituts 4 nicht vergessen werden, welche mit ihrer freundlichen und anpackenden Art maßgeblich zum Gelingen der experimentellen Untersuchungen beigetragen haben.

Darüber hinaus bedanke ich mich herzlich bei Herrn Professor Dr.-Ing. Rainer Barthel, der mir ausgehend von seiner praktischen Erfahrung im Bereich der Erhaltung und Sanierung historischer Bauwerke immer wieder nützliche Anregungen für meine Arbeit geben konnte.

Herr Professor Dr.-Ing. Otto Heunecke unterstützte mich mit seinen Mitarbeitern und erforderlichen Gerätschaften bei der Durchführung von Verformungsmessungen an einem Dachwerk. Auch dafür herzlichen Dank.

Des Weiteren soll Herr Dr.-Ing. habil. Lutz Nasdala erwähnt werden, der mich über das normale Maß seiner beruflichen Tätigkeit hinaus bei der Erstellung meiner FE-Rechenmodelle unterstützt hat. Durch seine Hilfestellungen konnten die

Berechnungsergebnisse deutlich verbessert werden.

Und zu guter Letzt schulde ich meiner Familie Dank, da sie stets für mich da war und auch in Situationen, in denen ich durch diverse Rückschläge enttäuscht oder niedergeschlagen war, nie an mir zweifelte.

Neubiberg, im Juni 2011

Bernd Köck

Inhaltsverzeichnis

1. Einleitung	1
1.1. Statische Ertüchtigung historischer Bauwerke	1
1.2. Zielsetzung der Arbeit	3
1.3. Stand der Wissenschaft	4
1.4. Überblick über die vorliegende Arbeit	5
2. Das barocke Dachwerk	7
2.1. Der Dachwerksunterbau	8
2.2. Zimmermannsmäßige Verbindungen	12
2.3. Konstruktionsprinzipien und Elemente	18
2.4. Das offene Dachwerk	26
2.5. Die Verwendung von Eisenteilen	38
2.6. Ausgewählte Beispiele	45
3. Grundlagen für realitätsnahe Stabwerksberechnungen	79
3.1. Schäden	81
3.2. Material	98
3.3. Nachgiebigkeiten der Verbindungen	118
3.4. Räumlichkeit der Lastabtragung	140
4. Das Steifigkeitsverhalten von Überblattungen	145
4.1. Versuchsvorbereitung	145
4.2. Versuchsdurchführung und Versuchsergebnisse	169
4.3. FE-Vorbereitung vs. Experimentelle Bestimmung	178
4.4. Arbeitslinie für die Modellierung von Überblattungen	182
5. Realitätsnahe Berechnungen barocker Dachwerke	185
5.1. Berechnungen unter Berücksichtigung von Nichtlinearitäten	187
5.2. Berechnungen unter Berücksichtigung der räumlichen Lastabtragung	202
5.3. Fazit	214
6. Schlussbetrachtung	219

Literaturverzeichnis	227
A. Übersicht der besichtigten Kirchen	243
B. Systemaufmaße der besichtigten Dachwerke	259
C. Zustandskartierung	279
D. Last-Verformungs-Diagramme (LVD)	283
Glossar	295

1. Einleitung

1.1. Statische Ertüchtigung historischer Bauwerke unter denkmalpflegerischen Aspekten

Nach [104, S. 134] entfallen etwa 50 % der ausgeführten Baumaßnahmen auf Leistungen im Gebäudebestand. Die Sanierung, Modernisierung oder auch Umnutzung der vorhandenen Bausubstanz ist eine maßgebliche Herausforderung und wesentliche Bauaufgabe der heutigen Zeit, welche sich grundsätzlich von der Aufgabenstellung des Neubaus unterscheidet. Bei historischen Konstruktionen trifft dies in ganz besonderem Maße zu, da Ertüchtigungen gerade hinsichtlich des Denkmalwerts eines Bauwerks strengen Restriktionen unterliegen.

Im Vorfeld der Ertüchtigung eines Bauwerks muss eine umfassende Analyse des Tragwerks stehen. Weil meist grundlegende Planunterlagen fehlen, sind in einem ersten Schritt Geometrie, Materialdaten sowie vorhandene Schäden zu erfassen. Aber auch die anschließend folgende Beurteilung der Konstruktion stellt den beauftragten Ingenieur vor weitere Schwierigkeiten, da historische Tragwerke in der Regel statisch nicht klar definiert sind. Zumeist handelt es sich um statisch unbestimmte Systeme, mit unklaren Anschluss- und Lagerungsbedingungen. Nun gilt es, ein Modell zu abstrahieren, welches das reale Verhalten des Bauwerks hinreichend genau abzubilden vermag. Jene Aufgabe stellt sich oftmals als nicht einfach dar, da das Tragverhalten wichtiger Tragwerkselemente nicht sofort ersichtlich ist. Zudem handelt es sich bei historischen Anschlüssen um heutzutage unübliche Verbindungen, für die es kaum moderne Bemessungsgrundlagen gibt. Die Mindestanforderung an die Analyse eines historischen Tragwerks besteht darin, ein statisches Modell zu finden, welches als Ergebnis liefert, dass das Tragwerk mindestens gerade so stehen bleibt. Oft gehörte Sätze wie „das Bauwerk müsste eigentlich schon längst eingestürzt sein“ sind dagegen lediglich ein Anzeichen für mangelndes Modellierungsvermögen eines Ingenieurs und zeugen von unzureichender Auseinandersetzung mit dem Objekt. Ohne die Qualität der Berechnungsergebnisse zu hinterfragen, werden anschließend auf dieser Grundlage die betroffenen Bauwerke mit dem Argument,

es bestehe akute Einsturzgefahr, geschlossen und umfassende Sanierungsmaßnahmen diskutiert. Nicht selten werden daraufhin Millionenaufwendungen notwendig, um das schützenswerte Gebäude zu ertüchtigen. Der damit verbundene, oftmals beachtliche technische Aufwand führt leider häufig zu einer nichtwiederherstellbaren Verfremdung der Originalsubstanz.

Bei einer Instandsetzungsmaßnahme ist es aus denkmalpflegerischer Sicht jedoch unbedingt erforderlich, einen möglichst schonenden und weitestgehend strukturerhaltenden Eingriff vorzunehmen (vgl. ICOMOS [82], [83] und [84]: möglichst nichts Originales wegnehmen, allenfalls Neues hinzufügen, alle Ertüchtigungen rücknehmbar gestalten). Aus statischer Sicht ist es in diesem Zusammenhang besonders erstrebenswert, den ursprünglichen Kraftfluss der Konstruktion zu bewahren. Kann dies für die vorhandene Struktur unter den gegebenen Lasten nicht ohne größere Eingriffe gewährleistet werden, so bietet sich der Einbau von Subsidiärtragwerken an, welche „neben“ den alten Tragwerken stehen, zu deren Entlastung dienen und jederzeit wieder entfernt werden können. Bei jeder angedachten Maßnahme sind vor allem die Verwendung neuer Materialien sowie die Anwendung neuer technischer Verfahren mit Vorsicht zu genießen, da deren Langzeitverhalten meist nicht hinreichend bekannt ist und daraus unter Umständen gar neue Schäden oder weitere Verluste an historischer Substanz resultieren können.

Um zu vermeiden, dass es derart umfangreicher Maßnahmen überhaupt bedarf, sollten historische Bauwerke über ihre komplette Nutzungsphase beobachtet werden. Hierzu stehen neben der rein visuellen Begutachtung auch diverse Mess- und Überwachungsverfahren zur Ermittlung von Veränderungen und Bewegungen einer Konstruktion zur Verfügung. Langfristig ist es auf diese Weise möglich, erhebliche Kosten bei Sanierungsmaßnahmen einzusparen, da Schäden, die erst einen geringen Umfang aufweisen, bereits frühzeitig erkannt und meist unter relativ geringem Aufwand behoben werden können. Diese Phasen des Pflegens und des Konservierens, welche das Altern eines Bauwerks zu verlangsamen beziehungsweise aufzuhalten versuchen, werden auch von Görlacher und Eckert als zwei von sechs Phasen im Umgang mit historischer Bausubstanz erwähnt [55, S. 5].

Inhaltlich geht der vorgestellte Ansatz im Umgang mit historischen Bauwerken weit über die rein statische Beurteilung des Tragverhaltens hinaus. Dem Ingenieur, der im Sinne der Denkmalpflege verantwortlich handeln und zur Erhaltung unseres Kulturgutes beitragen will, dient dieses Vorgehensmuster mehr als Hilfestellung denn als Einschränkung seines Wirkens.

1.2. Zielsetzung der Arbeit

Historische Holzkonstruktionen zeichnen sich durch hochgradig statisch unbestimmte Systeme aus, deren Tragwirkung nur schwierig zu erfassen ist. Ziel dieser Arbeit ist eine möglichst realitätsnahe statische Analyse von barocken Dachwerken aus dem 17. und 18. Jahrhundert. Bewusst wird der Schwerpunkt auf die Gruppe der Dachwerke ohne durchgehende Zerrbalkenlage gelegt, da hier die statisch bedingten Schäden aufgrund des horizontal unterbrochenen Kraftflusses besonders zahlreich und intensiv sind. Barocken Dachwerken liegt noch keine wissenschaftlich fundierte, statische Berechnung zugrunde, da das wissenschaftlich begründete Bauen seinen Ursprung erst zu Beginn des 19. Jahrhunderts hat. Bis dahin wurde aufgrund der Erfahrungen einer über die Jahrhunderte hinweg erworbenen und überlieferten Handwerkskunst der Zimmerleute gebaut. Gemessen an den derzeit gültigen Normen sind solche Dachwerkskonstruktionen häufig nicht ausreichend standsicher. Andererseits ist es aber unumstritten, dass sie mehrere hundert Jahre ohne wesentliche konstruktive Verstärkungen oder statische Veränderungen überdauert haben. Dies lässt darauf schließen, dass die Konstruktion noch ein Kräftegleichgewicht finden kann und die Baunormen das Tragverhalten historischer Konstruktionen in nicht ausreichendem Maße erfassen.

Wie ist nun der reale Kraftfluss in Dachwerken ohne durchgehende Zerrbalkenlage? Welche Sensitivitäten zeigen unterschiedliche Formen der Bauausführung? In welchem Umfang sollten Verbindungsnachgiebigkeiten und das räumliche Lastabtragungsverhalten einer Konstruktion Berücksichtigung finden?

Um Antworten auf diese Fragen zu erhalten, wurde ein komplexes Stabwerksmodell entwickelt und umfassende Berechnungen unter Berücksichtigung von nichtlinearen Anschlussmodellen sowie unter Berücksichtigung der räumlichen Lastabtragung angestellt. Sämtliche Berechnungen bauen auf realen Geometrie- und Materialdaten auf, die der besseren Nachvollziehbarkeit und Überprüfbarkeit der Ergebnisse dienen. Als Referenzobjekte wurden hierfür repräsentative Dachwerke aus Südbayern gewählt.

Der Autor hofft mit den Ergebnissen dieser Arbeit einen Beitrag zum besseren Verständnis für historische Dachwerke im Speziellen und historische Bauten im Allgemeinen leisten zu können.

1.3. Stand der Wissenschaft

Die Zahl der Publikationen über historische Dachkonstruktionen ist insgesamt sehr überschaubar. Den besten allgemeinen Zugang zur Thematik bietet die über hundert Jahre alte Arbeit von Ostendorf, dem Doyen der modernen Dachwerksforschung [124]. Jedoch behandelt dieses Werk im Schwerpunkt mittelalterliche Dachwerke und zwar aus rein phänomenologisch-konstruktiver Sicht. Des Weiteren wandten sich die Arbeiten von Sachse ([135], [136]) und Ludwig [111], die auf ihrem Gebiet Maßstäbe setzten, der Konstruktion von Dachwerken zu. Binding veröffentlichte Anfang der 90er Jahre ein Buch, in welchem zahlreichen Kirchen des deutschsprachigen Raumes illustriert und erläutert sind [7]. Eine erst jüngst erschienene, sehr umfangreiche Publikation von Eissing beschäftigt sich mit Kirchendachwerken in Thüringen und dem südlichen Sachsen-Anhalt [36]. Das Tragverhalten der Konstruktionen fand jedoch in keiner dieser Veröffentlichung eine hinreichende Berücksichtigung.

Das Tragverhalten historischer Dachwerke wurde erstmals in den Arbeiten von Deinhard [20] und Vogeley [156] eingehender untersucht. Dabei wurden die Dachwerke im Querschnitt betrachtet und unter der Annahme von gelenkigen Stabanschlüssen idealisiert. Unter diesen Modellannahmen kommt Deinhard zu der Erkenntnis, dass in historischen Dachwerken lokal sehr geringe Sicherheiten existieren [20, S. 47]. Im Vergleich zu gotischen Dachkonstruktionen, deren Gespärre meist keine oder nur sehr wenige aussteifende Elemente zur Lastabtragung in Längsrichtung besitzen, stellt ein barockes Dachwerk jedoch ein dreidimensionales System dar, bei welchem der Längs- und der Querverband oftmals nicht getrennt voneinander betrachtet werden können. Des Weiteren haben die Nachgiebigkeiten der Verbindungen einen wesentlichen Einfluss auf das Tragverhalten.

Von 1985 an wurde an der Universität Karlsruhe über einen Zeitraum von zehn Jahren der Sonderforschungsbereich 315 „Erhalten historisch bedeutsamer Bauwerke. Bauegefüge, Konstruktionen, Werkstoffe“ eingerichtet. Dabei wurde zu Beginn nach Methoden zur Bewertung des Zustandes von historischen Bauwerken gesucht, wobei besonderes Augenmerk auf die Ermittlung von Schäden und Materialdaten gelegt wurde [55]. Anschließend wurde nach Verfahren gesucht, welche dem Tragverhalten alter Materialien und Konstruktionen gerechter werden [56]. Zum einen wurden die Tragfähigkeiten und Steifigkeiten zug- und druckbeanspruchter Verbindungen bestimmt, und zum anderen gelang es, durch ein iteratives Berechnungsverfahren die Räumlichkeit der Lastabtragung in ebenen Ersatzsystemen zu berücksichtigen. Ebenfalls in den 80iger Jahren konnten Heimeshoff et al., welche umfassende Versuche an zimmermannsmäßigen Verbindungen durchführten, wesentliche Beiträge hinsichtlich der Tragfähigkeiten zimmermannsmäßiger Verbindungen liefern ([69], [70]).

Auf internationalem Gebiet soll David T. Yeomans genannt werden, welcher sich ähnlich dem eigenen Vorgehen in zwei Werken den englischen historischen Dachwerken zuwandte. Während in [164] die Geschichte und Entwicklung entsprechender Dachwerke beschrieben wird, geht er in [165] gezielt auf deren Berechnung und Reparatur ein.

1.4. Überblick über die vorliegende Arbeit

Das nachfolgende Kapitel gibt einen Überblick über die Ausführungsformen und Lastabtragungsmechanismen eines barocken Dachwerks. Dabei wird neben der Erläuterung der strukturellen Komponenten auch auf den Unterbau, die Verwendung von Eisenteilen sowie im Speziellen auf die für Ingenieure besonders interessante Gruppe der Dachwerke ohne durchgehende Zerrbalkenlage eingegangen. Zahlreiche Beispiele, welche in Anhang A tabellarisch und in Anhang B zeichnerisch als Aufmaße aufgeführt sind, dienen dem besseren Verständnis und der Veranschaulichung.

In Kapitel 3 werden beginnend mit der Besprechung von typischen Schäden und deren Detektion an historischen Tragwerken über die Ermittlung der Materialeigenschaften des Werkstoffes Holz bis hin zur Bestimmung der Nachgiebigkeiten von zimmermannsmäßigen Verbindungen sowie der Erörterung unterschiedlicher Möglichkeiten zur Berücksichtigung räumlicher Lastabtragungseffekte die entscheidenden Grundlagen für realitätsnahe Berechnungen mit einem „gewöhnlichen“ Stabwerksprogramm gelegt. In diesem Zusammenhang werden in Anhang C Möglichkeiten zur Kartierung und Darstellung des Zustandes eines Dachwerks aufgeführt.

Da sich hinsichtlich der Überblattung, einer typischen und häufig vorkommenden zimmermannsmäßigen Verbindung, noch Forschungsdefizite in Bezug auf deren Steifigkeitsverhalten zeigten, wurden im Rahmen dieser Arbeit experimentelle als auch rechnerische Untersuchungen angestellt. Die Ergebnisse sind in Kapitel 4 dargestellt. Anhang D enthält die Last-Verformungs-Diagramme sämtlicher Probekörper.

Anschließend werden in Kapitel 5 unter Berücksichtigung sämtlicher gewonnenen Erkenntnisse möglichst realitätsnahe Berechnungen an drei existierenden barocken Dachwerken vorgenommen. Von besonderer Bedeutung scheinen dem Autor in diesem Zusammenhang allgemein gültige und damit auch auf andere Dachwerke anwendbare Erkenntnisse zu sein, welche in einem abschließenden Fazit zusammengefasst sind.

In der Schlussbetrachtung werden Möglichkeiten der Validierung einer Berechnung erörtert, sowie ein einfacher heuristischer Ansatz zur Bestimmung der Rotationssteifigkeiten von zimmermannsmäßigen Verbindungen vorgestellt.

2. Das barocke Dachwerk

Um als Ingenieur für sanierungsbedürftige barocke Dachwerke statische Gutachten oder Standsicherheitsnachweise erstellen und darauf basierende Instandsetzungs- bzw. Instandhaltungskonzepte entwickeln zu können, ist es notwendig, sich einen Überblick über die Typologie der Barockdachwerke zu verschaffen. Zum einen ist es hierbei in Anlehnung an das Aufgabengebiet der Bauforschung von großer Bedeutung, neben den zimmermannsmäßigen Verbindungen den strukturellen Dachaufbau in Quer- und in Längsrichtung und die dafür entscheidenden Konstruktionselemente des jeweiligen Dachwerks zu erkennen und zu verstehen. Zum anderen stellt das Verständnis der unterschiedlichen Tragmechanismen der Dachwerke eine wesentliche Grundlage für weitere Berechnungen dar. Für den Statiker ist dann vor allem die Gruppe der offenen Dachwerke, welche aufgrund des weit ins Dachwerk ragenden Gewölbes auf eine durchgehende Zerrbalkenlage verzichten müssen, von besonderem Interesse, da derart konstruierte Dächer durch ein „Wegrutschen“ der Dachfußpunkte aus statischer Sicht besonders gefährdet sind. Zur Behebung des Problems der Schubsicherung im Dach, einer bis dahin neuen Bauaufgabe, bietet die zeitgenössische Literatur die unterschiedlichsten Lösungsansätze an, welche im weiteren Verlauf noch besprochen und bezüglich ihrer Sensitivitäten bewertet werden sollen. Eine große Bedeutung bei der Sicherstellung der Zugkraftübertragung beziehungsweise -umlenkung innerhalb des Dachwerkes kommt hierbei vor allem der gezielten und auch notwendigen Verwendung von Eisenteilen als Verbindungsmittel oder gar als Konstruktionsmittel zu. Dieser wesentliche Entwicklungsschritt im Dachwerksbau soll in einem eigenen Abschnitt erörtert werden. Dabei werden die aus der ausführlichen Recherche der zeitgenössischen Literatur gewonnenen Erkenntnisse durch Beobachtungen aus zahlreichen Besichtigungen von barocken Kirchendachwerken im südbayerischen Raum gefestigt und erweitert. Sämtliche Ergebnisse der Bestandsaufnahme und Quellenstudie sind in einer ausführlichen Monographie [76] zusammengefasst. In Anhang A befindet sich eine nach den Baujahren geordnete chronologische Auflistung und tabellarische Beschreibung aller besichtigter Dachwerke im süddeutschen Raum. Zudem befinden sich in Anhang B 17 maßstabsgetreue Systemaufmaße und Systemskizzen besichtigter Kirchendachwerke zur Einsicht. Es wird je ein Bindergespärre von der Bundseite her, sowie der Längsverband des Dachwerkes in einem unverzerrten, ebenen Schnitt zwischen zwei Bindergespärren gezeigt. Unterstrichene Maßzahlen verweisen auf die im Schnitt

sichtbaren Abmessungen, nicht unterstrichene Maße stehen zur gezeigten Ebene senkrecht. Gelb markierte Balken kennzeichnen die ursprüngliche Holzkonstruktion, wohingegen blaue Markierungen originale Eisenteile beschreiben. Bei weiß gehaltenen Hölzern und Eisenteilen handelt es sich um Erneuerungen. In diesem Kapitel sollen nur sechs ausgewählte offene Dachwerke über ihre Beschreibung hinaus vor allem in Hinblick auf ihren Lastabtragungsmechanismus näher vorgestellt werden. Da es den Zimmerleuten meist nicht ganz gelang, die Einleitung von Schubkräften ins Mauerwerk zu verhindern, wird vorab auch auf die unterschiedlichen Konstruktionsformen des Dachunterbaus, also des Kirchenschiffes, eingegangen, welche ohnehin die Auflagerbedingungen sowie den Aufbau des Dachwerkes und damit auch ihr Tragverhalten maßgeblich prägen und beeinflussen. Die Terminologie, auf welche sich die weiteren Ausführungen stützen, findet in großen Teilen Anlehnung an die Fachbegriffe von Binding [7, S. 228–232] und kann im Glossar dieser Arbeit eingesehen werden.

2.1. Der Dachwerksunterbau

Die traditionellen gotischen Kirchenbauten beruhen auf dem Bauprinzip der **Hallenkirchen**. Architektonisch wird der rechteckige Innenraum der Kirche durch längs angeordnete Pfeilerreihen in mehrere, meist gleich hohe Schiffe untergliedert. Dadurch bieten sich dem Gewölbe sowohl in Quer- als auch in Längsrichtung weitere Zwischenaufleger, so dass es nicht in einem Stück über die gesamte Spannweite der Kirche geführt werden muss und als Kreuzgewölbe ausgebildet werden kann. Bei vielen spätgotischen Hallenkirchen ist das Mittelschiff auch über die Seitenschiffe erhöht (Staffelhalle). Die traditionelle Bauweise der Hallenkirche überdauerte die Phase der Gotik und kam bis zum Ende der Barockzeit immer wieder zur Anwendung. Abgesehen von den im 17. und 18. Jahrhundert neu erbauten Hallenkirchen wurde auch eine nicht zu unterschätzende Anzahl an bestehenden gotischen Hallenkirchen unter Beibehaltung der Hallenform neu gestaltet (Abb. 2.1). Oftmals schloss das neben Änderungen am Gewölbe (durchgehende Öffnung in Längsrichtung) auch die Umstrukturierung des Daches oder gar eine Neueindachung nicht aus.¹

Eine weitere Bauweise, die im 17. Jahrhundert vor allem Einzug in die evangelische Kirchenarchitektur hielt, ist die Einwölbung eines einzelnen, nicht gegliederten, meist längsrechteckigen Saales (Abb. 2.2). Mit den **Saalkirchen** ging die bereits aus Sekulärbauten, wie Palästen oder Tanzsälen bekannte Aufgabe einher, den kompletten Raum ohne Zwischenaufleger mit einem einzigen Tonnengewölbe von der einen zur gegenüberliegenden Wandlängsseite zu überspannen. Meistens wurden die

¹Siehe dazu beispielsweise das Dachwerk der Pfarrkirche Ebersberg (Tab. A.30, Abb. B.9).

Gewölbe, deren Gewicht und Schub an das Dachwerk angeschlossen wurde, aus Holz gefertigt.

Typische Strukturelemente dieser hölzernen Gewölbe fanden ihren Weg auch in die traditionelleren katholischen Kirchenbauten, welche aber meist schwerere Mauerwerksgewölbe beherbergen. So entwickelte sich in Südbayern, einer stark katholisch dominierten Region, eine weitere, weit verbreitete Bauform, nämlich die der **Wandpfeilerkirche** (Abb. 2.3). Aufgrund ihrer besonderen regionalen Bedeutung soll sie im Folgenden eingehender beschrieben werden. Die Wandpfeilerkirche besteht wie die Saalkirche aus einem rechteckigen Raum, an dem sich jedoch seitlich schmale, durch Pfeiler abgetrennte Seitenkapellen befinden. Die Wölbung des Mittelraumes erfolgt fast immer durch eine Längstonne mit horizontalem Scheitel. Die Nebenkappen werden durch zur Hauptrichtung quer verlaufende Tonnen überspannt und schneiden mit konischen Anschlüssen, sogenannten Stichkappen, in die Wölbung des Mittelraumes ein. Da die Spannweite meist deutlich größer ist als die der Abseiten, erreicht die Längstonne eine größere Scheitelhöhe als die Quertonnen. Das Wandpfeilersystem dient nicht nur der kulissenartigen Präsentation der Seitenaltäre, sondern es integriert auch die zur Abtragung des Gewölbeschubes erforderlichen Strebepfeiler erfolgreich in die Gesamtstruktur der Kirche.

Als weitere Bauformen sind der Vollständigkeit halber noch **Zentralbauten mit versteckter Kuppel** und **reine Zentralbauten** zu nennen. Reine Zentralbauten sind mit Ausnahme der Klosterkirche in Ettal (Dachwerk: Tab. A.22, Abb. B.10), welche sich als eine direkt auf den Boden gestellte Tambourkuppel zeigt, in Südbayern nur bei kleineren Kapellen zu finden.² Zentralbauten mit versteckter Kuppel bilden dagegen eine neue Variante der Kirchenarchitektur, welche sich in Südbayern im 18. Jahrhundert ausbildete. Hierbei wird ein von außen betrachtet unscheinbarer rechteckiger Grundriss im Kircheninneren durch einen runden oder oktogonalen Zentralraum geprägt und durch eine Kuppel überwölbt (Abb. 2.4).

Aus technischer Sicht stellen Hallenkirchen, Saalkirchen, Wandpfeilerkirchen und auch Zentralräume mit versteckter Kuppel den Baumeister vor vergleichbare Herausforderungen: Während es kein Problem darstellt, das Bauwerk unter ein gemeinsames Dach zu bringen, so ergeben sich dennoch Schwierigkeiten, wenn das Mittelschiff einer Hallenkirche deutlich höher als die Seitenschiffe ist, wenn die Gewölbe von Saal- und Wandpfeilerkirchen in das Dachwerk ragen oder wenn die Kuppel eines Zentralraumes viel Platz im Dach für sich in Anspruch nimmt. Bevor sich der Lösung dieser speziellen Probleme zugewandt wird, sollen jedoch vorerst die zimmermannsmäßigen Verbindungen sowie die allgemeinen Konstruktionsprinzipi-

²Die auf den ersten Eindruck nach große Kuppel der bekannten Filialkirche Westerndorf südlich von Rosenheim (Tab. A.4) entpuppt sich im Inneren lediglich als Ummantelung eines Tetraonchos.

2. DAS BAROCKE DACHWERK



Abb. 2.1: Bauform der Hallenkirche. Pfarrkirche Ebersberg (Dachwerk: Tab. A.30, Abb. B.9)



Abb. 2.2: Bauform der Saalkirche. Pfarrkirche Garmisch (Dachwerk: Tab. A.16)



Abb. 2.3: Bauform der Wandfeilerkirche. Pfarrkirche Dietramszell (Dachwerk: Tab. A.20, Abb. B.7)



Abb. 2.4: Zentralbau. Pfarrkirche Oberammergau (Dachwerk: Tab. A.18)

en barocker Dachwerke erläutert werden.

2.2. Zimmermannsmäßige Verbindungen

Die konstruktive Funktion einer statisch beanspruchten Holzverbindung ist nach Mönck und Rug [118, S. 111], die Holzbauteile dauerhaft und möglichst unverschieblich miteinander zu verbinden, so dass das statische Zusammenwirken der Bauteile bzw. des Bauwerks ermöglicht wird. Die grundlegenden Verbindungstypen in historischen Holzkonstruktionen sind der Stoß, der Zapfen, der Versatz, die Klaue, der Hals, das Blatt und der Kamm. Im Laufe der Jahrhunderte entwickelten sich aus diesen Grundtypen zahlreiche Varianten oder auch Mischformen, die weiterführend nach ihrer Form, Lage, Richtung oder Bündigkeit unterschieden werden können. In der deutschen Literatur wurde den Verbindungen erst im 19. Jahrhundert eine gebührende Beachtung geschenkt und mit ihrer umfassenden Dokumentation begonnen. In [15], [47] und [133] beispielsweise befinden sich sehr aufschlussreiche und umfassende Bildtafeln. Erwähnenswert ist auch die detaillierte und systematische Darstellung Gerners [45], in der in geringem Umfang auch Vorschläge zur Bemessung von Anschlüssen gemacht werden. Die Entwicklung der Holzverbindungen dokumentiert neben Gerner [46] auch Zwerger [166]. Im Folgenden sollen lediglich die in barocken Dachwerken am häufigsten auftretenden und damit wichtigsten Verbindungstypen betrachtet werden. Neben der konstruktiven Bedeutung wird auch auf den maßgeblichen Kraftübertragungsmechanismus der jeweiligen Verbindung eingegangen. Die angegebenen typischen Abmessungen sind anhand einer Studie der Anschlüsse im Dachwerk der Pfarrkirche Weyarn ermittelt worden (Tab. A.7, Abb. B.19).

Historische Holzkonstruktionen sind vorrangig durch Kontaktverbindungen gekennzeichnet, welche Druckkräfte über Kontaktflächen und gegebenenfalls durch Reibung von Balken zu Balken übertragen. In besonderem Maße gilt dies für Verbindungen, die große Kräfte zu übertragen haben. Eine äußerst umfangreiche Gruppe, die dieser Aufgabe nachkommt, ist die der **Zapfenverbindungen**. Im Folgenden soll die Ausführungsform als Querverbindung näher betrachtet werden, welche in barocken Dachwerken häufig vorkommt. Bei einer Verzapfung als Querverbindung bindet ein Zapfen als Fortsatz an der Stirnseite des einen Balkens in das ins Langholz eingestemmte Zapfenloch des anderen Balkens ein (Abb. 2.5). Der Zapfen ist auf den Balkenquerschnitt bezogen meist zentrisch angeordnet, parallel zur längeren Balkenseite ausgearbeitet und in barocken Kirchendachwerken in der Regel hochkant verbaut. Horizontal gerichtete Zapfen, sogenannte Brustzapfen fanden sich bis auf wenige Ausnahmen praktisch nicht. Die Zapfendicken lagen zwischen 50 und 65 mm

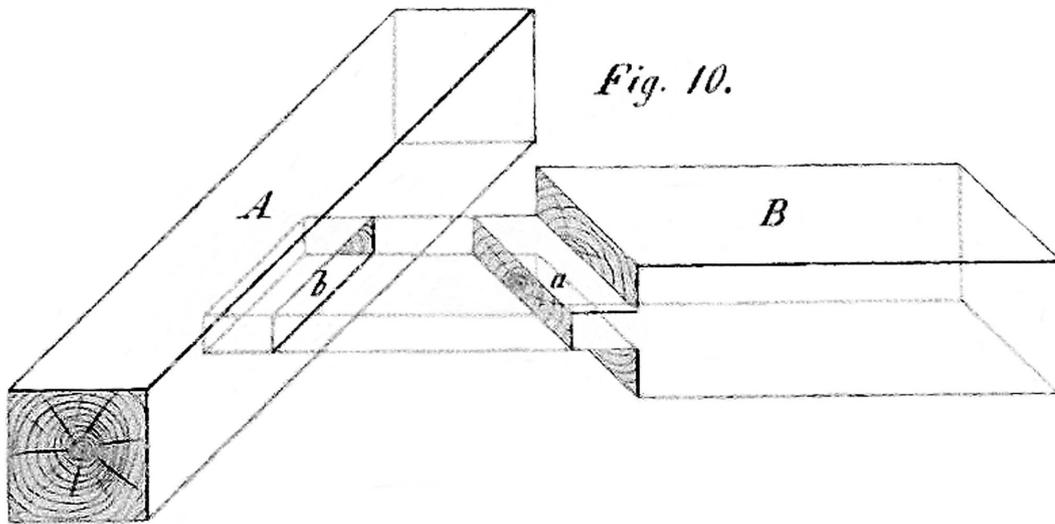


Abb. 2.5: Rechtwinklige Zapfenverbindung. Aus: Gierth [47], Tafel XII, Fig. 10

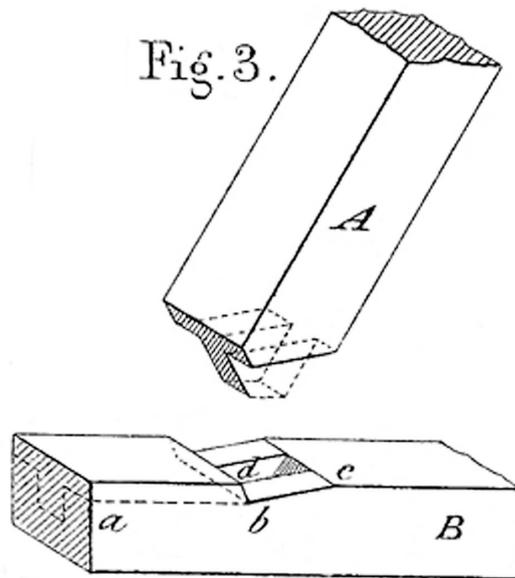


Abb. 2.6: Stirnversatz mit Zapfen. Aus: Breymann [15], Tafel 5, Fig. 3

und waren damit meist etwas kleiner als die zugehörigen Zapfenlöcher mit 50 - 80 mm. Ist der Anschluss bei entsprechender Passgenauigkeit unter einem rechten Winkel gemäß Abb. 2.5 ausgeführt, so überträgt die Verbindung die gesamte auftretende Druckkraft gleichmäßig über die Hirnholzflächen quer zur Achse des durchlaufenden Trägers. Ein Anwendungsbeispiel stellen Stützenanschlüsse dar. Die Kontaktfläche des Zapfens kann dabei nur sehr selten berücksichtigt werden, da der Zapfen meist etwas kürzer ausgeführt ist als das Zapfenloch. Verlaufen die beiden zu verbindenden Hölzer schiefwinklig zueinander, so spricht man von einem schrägen Zapfen. In diesem Fall muss die wirkende Kraft in ihre Komponenten parallel und rechtwinklig zum durchlaufenden Balken aufgeteilt werden, wodurch auch der Zapfen selbst auf Abscheren belastet wird. Um den Zapfen zu unterstützen und dessen Scherfläche zu vergrößern, wird die Stirnfläche des eingezapften Balkens häufig zusätzlich in einen passenden 30 - 50 mm tiefen Einschnitt des anderen Balkens eingelassen. Man nennt dies **Versatz**. Versätze können auch ohne Zapfen ausgeführt sein, jedoch ergeben sich dann häufig Probleme beim Fixieren der Verbindung. Gängigste Ausbildungsform ist der leicht herzustellende Stirnversatz (Abb. 2.6), etwas seltener auch der Fersenversatz. In barocken Dachwerken werden Versätze vor allem als Verstrebungen zur Ausbildung möglichst steifer Rahmenecken eingesetzt. Für Versätze gilt dasselbe Kraftübertragungsprinzip wie bei Zapfenverbindungen, wobei die parallel zum durchlaufenden Balken gerichtete Kraftkomponente maßgeblich über die Stirnfläche des Versatzes ins Vorholz eingeleitet wird und dort Schubkräfte erzeugt.

Sowohl Versätze mit Zapfen als auch Zapfenverbindungen werden beim Aufrichten des Dachwerkes in der Regel mit einem **Holznagel** gesichert. Die in barocken Kirchdachwerken verwendeten Holznägel wurden durch Spalten von Eichenholz hergestellt. Sie sind meist achteckig mit einem größeren viereckigen Kopf und laufen zu ihrer Spitze leicht konisch zu (Abb. 2.7). Der Kantenabstand der circa 25 cm langen Holznägel liegt bei etwa 25 - 27 mm. Der Durchmesser der mit Löffelbohrern angefertigten Nagellöcher entspricht etwa den Kantenabständen der Nägel, um deren festen Sitz zu gewährleisten. Neben der Funktion der Holznägel als Befestigungsmittel kommt ihnen zudem eine wichtige Bedeutung bei der Kraftübertragung zu. Werden Druckanschlüsse entgegen ihrer Haupttragrichtung unplanmäßig auf Zug belastet, so müssen die auftretenden Kräfte ausschließlich über den Holznagel übertragen werden. Die Beanspruchung erfolgt auf Biegung des Holznagels sowie auf Lochleibungspressung in den Holzbauteilen. Die tatsächlich eintretende Versagensart ist vom Durchmesser des Holznagels abhängig. Zudem spielt die Schlankheit der Verbindung eine entscheidende Rolle. Während der Holznagel bei Zapfenverbindungen und Versätzen zweiseitig belastet ist, liegt bei Blattverbindungen lediglich eine Scherfuge vor. **Blattverbindungen** bieten je nach Blattform die Möglichkeit der unmittelbaren Übertragung von Zugkräften zwischen zwei Hölzern. Erneut soll die Ausführungsform als Querverbindung betrachtet werden. Zur Herstellung ei-

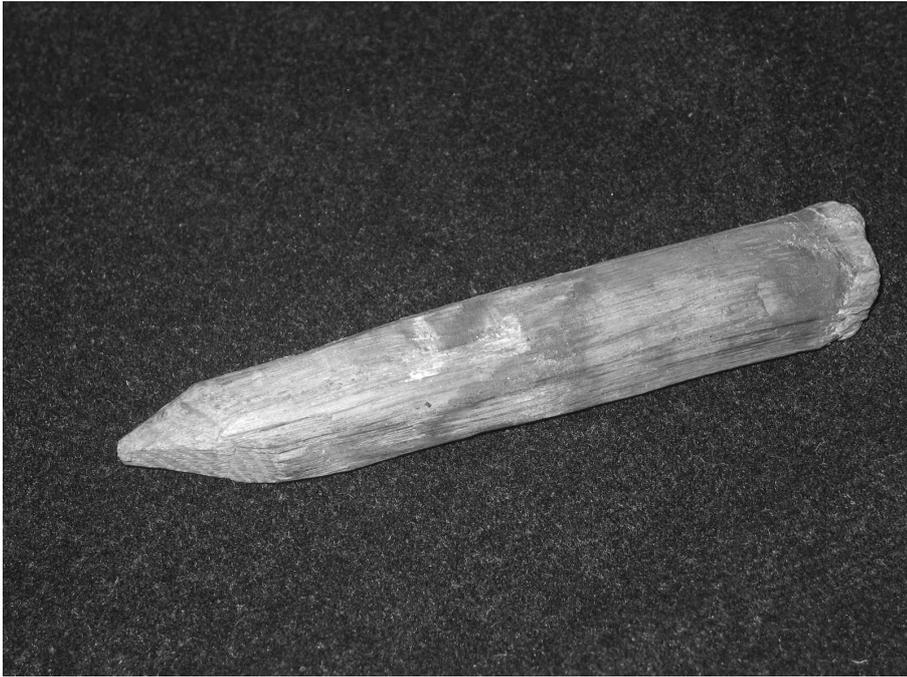


Abb. 2.7: Holznagel aus dem Dachwerk des Klostergebäudes Beyharting

ner sogenannten Anblattung wird ein Holz in seinem Querschnitt reduziert (Blatt) und in die in dem anderen Holz ausgearbeitete Negativform (Blattsasse) bündig eingelegt. Die Blattstärke beträgt etwa ein Drittel der Balkendicke. Eine sich erweiternde Form des Blattes zum Balkenende hin soll das Lösen der Verbindung bei Zugbeanspruchung verhindern. Die Lagesicherung erfolgt durch Holznägel. Als besonders häufig auftretende Varianten finden sich in den untersuchten Dachwerken Schwalbenschwanz- und Weißschwanzblätter (Abb. 2.8). Weiterhin sehr zahlreich tritt das Hakenblatt auf, bei welchem die Kräfte über eine kleine „Nase“ in den durchlaufenden Balken eingeleitet werden. Die Kraftübertragung erfolgt in allen drei Fällen durch die Übertragung schräger Druckkräfte in den Seitenwangen von Blatt und Blattsasse, wobei deren Komponenten im Durchlaufträger als Längsdruck und Querkzug wirken. Vor allem lokaler Querkzug kann zu einem frühzeitigen Versagen der Verbindung führen. Allgemein können Anblattungen im Vergleich zu Druckverbindungen betragsmäßig lediglich geringe Zugkräfte übertragen. Dennoch erfüllen sie wichtige Funktionen im Tragwerk und nehmen damit einen entscheidenden Einfluss auf die Standsicherheit des Bauwerks. Insgesamt gelten Verblattungen als eher mittelalterliche Verbindungen. Eine württembergische Bauverordnung verbot beispielsweise im Jahre 1568 Anblattungen zugunsten von Zapfenverbindungen. In den südbayerischen Barockdachwerken kann jedoch vom angewendeten Verbindungstyp

nicht auf das Alter der Konstruktion geschlossen werden, da Zugverbindungen bis ins späte 18. Jahrhundert häufig mit Blättern ausgeführt wurden.

Neben der Anblattung als Querverbindung stellt auch die Kreuzverbindung eine wichtige Ausführungsform der Blattverbindungen dar. Kreuzblätter, oder häufig auch **Überblattungen** genannt, sind im Vergleich zu Anblattungen durch das Durchlaufen beider Hölzer gekennzeichnet. Dabei werden die beiden Balken so ausgenommen, dass sie auf der Abbundseite bündig sind. Unter einem Winkel von 90° werden die Blattsassen häufig gerade ausgeführt. Schiefwinklige Überblattungen dagegen werden meist mit etwa 2 - 3 cm tiefen Stirnversätzen hergestellt (Abschnitt 4.1.1: Abb. 4.1 und Abb. 4.2), welche einen wesentlich besseren Halt der Verbindung gewährleisten. Grundsätzlich müssen Überblattungen mit einem oder mehreren Holznägeln gesichert werden, damit sich die Blattsassen nicht voneinander lösen. Neben ihrem Zweck Hölzer im Zuge des Aufrichtvorganges zu fixieren, kommt Überblattungen oftmals auch eine nicht vernachlässigbare Bedeutung bei der Kraftübertragung zu, da sie über Kontaktpressung in den Seitenwangen der Blattsassen Zug- und Druckkräfte gleichermaßen übertragen können.

Sind die Hölzer weniger stark ausgenommen, so dass sie sich auf der Abbundseite nicht bündig überschneiden, dann handelt es sich um **Verkämmungen**, die in ihrer Ebene belastet sind. Der Kraftübertragungsmechanismus entspricht dem der Überblattungen, wobei die Kontaktflächen zur Übertragung von Zug- und Druckkräften entsprechend kleiner sind. Verkämmungen kommen jedoch nach Gerner [46, S. 121] meist liegend vor und sind damit senkrecht zu ihrer Ebene belastet. Da die Balken in diesen Fällen nur zu 30 - 40 mm ineinander verschnitten sind, unterliegen die Hölzer kaum einer Schwächung. Ihre vornehmliche Aufgabe stellt die Lagesicherung einzelner Hölzer dar. Besonders häufig tritt in barocken Dachwerken der in Abb. 2.9 als zweites von rechts dargestellte Kreuzkamm auf, welcher aufgrund von nur zwei sich überkreuzenden Sägeschnitten sehr einfach herzustellen ist. Liegende Verkämmungen stellen aus statischer Sicht auf Druck belastbare Querkontaktanschlüsse zweier in unterschiedlicher Richtung liegender Balken dar.

Anhand dieses kurzen Einblickes wird deutlich, dass die Nachteile zimmermannsmäßiger Verbindungen vor allem bei der Übertragung von Zugkräften liegen. Daher wurden im Laufe des 17. und vor allem 18. Jahrhunderts zunehmend Eisenteile an zugkraftbelasteten Anschlüssen eingesetzt. Die innovative Entwicklung dieser Anschlüsse soll in Abschnitt 2.5 noch eingehend erläutert werden.

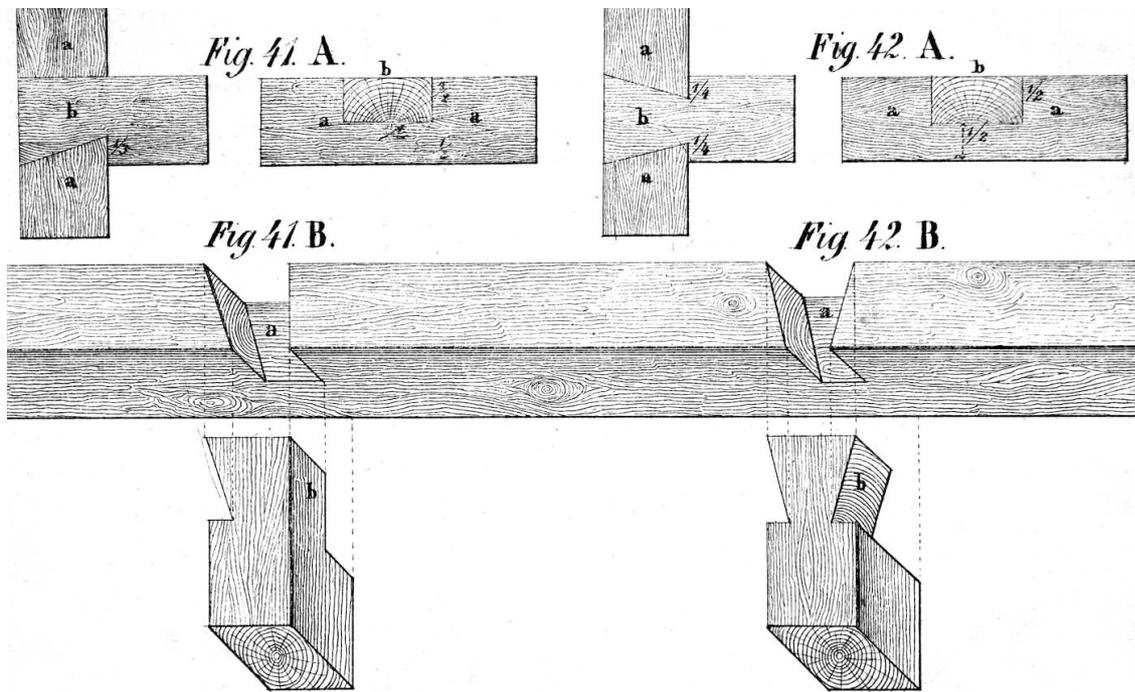


Abb. 2.8: Blattverbindungen. Aus: Romberg [133], Tafel 4, Fig. 41 und 42

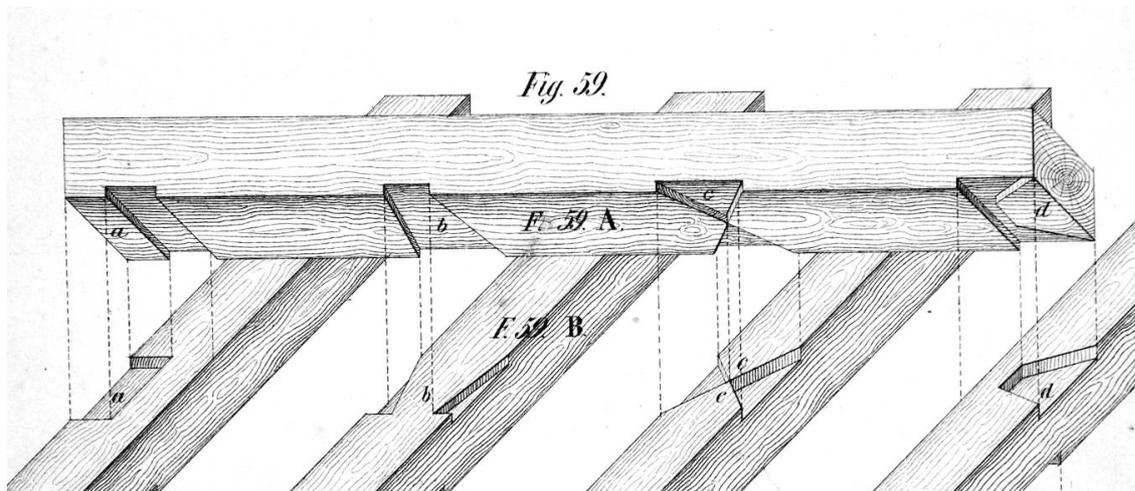


Abb. 2.9: Liegende Kammverbindungen. Aus: Romberg [133], Tafel 4, Fig. 59

2.3. Konstruktionsprinzipien und Elemente des barocken Kirchendachwerks

Während das Pfettendach, ein firstparalleles Längstragwerk, der Herstellungstechnik des im Alpenraums verbreiteten Blockbaus folgt und die an den Giebelwänden sichtbaren Pfettenköpfe mit verzierten Pfettenbrettern bis heute ein prägendes Merkmal vieler alpiner Bauernhäuser sind, liegt den meist deutlich steileren Kirchendachwerken ein anderes Konstruktionsprinzip, nämlich das des Sparrendaches zugrunde, in welchem das primäre Tragwerk quer zur Firstrichtung angeordnet ist. Dazu werden zwei Balken - die Sparren - schräg aneinander gelehnt und am Firstpunkt kraftschlüssig, meist mittels eines Scherzapfens oder manchmal auch durch eine Verblattung miteinander verbunden. Um ein Ausweichen der Sparrenfußpunkte und somit die Einleitung von Schubkräften ins Mauerwerk der Kirche zu verhindern, werden diese durch einen dritten horizontal quer über den Dachraum laufenden Zerrbalken miteinander verbunden. Das so gebildete unverschiebliche Sparrendreieck oder Gespärre, entspricht aus vereinfachter statischer Sicht einem 3-Gelenkrahmen: Während der Zerrbalken Zugkräfte aufnimmt und über Dehnungen abträgt, sind die Sparren durch Druckkräfte belastet und werden folglich gestaucht (Abb. 2.10). Zusätzlich erfahren sie Biegung aus dem Eigengewicht der Dachhaut sowie durch Lasten aus Wind und Schnee. Auch der Zerrbalken unterliegt einer Biegebeanspruchung. Dies trifft besonders dann zu, wenn der Dachraum für Lagerungszwecke genutzt wird. Um die Sparren vor zu großen Durchbiegungen zu schützen und damit die Biegemomente möglichst klein zu halten, werden sie bei großen Längen zusätzlich durch einen oder mehrere horizontal verlaufende Balken, die Kehlbalcken, ausgesteift. Aus rein praktischer Sicht ermöglicht diese Unterteilung des Dachraumes in unterschiedliche Kehlbalckengeschosse unter Einbezug eines Dachgebälks die Aufnahme weiterer Speicherräume. Der lichte Abstand der Gespärre zueinander beträgt im Untersuchungsgebiet Südbayern etwa 75 - 85 cm, selten 90 cm oder mehr.

Bei zunehmend größer werdender Spannweite war es irgendwann unmöglich, ein komplettes Gespärre vom Abbundplatz anzuheben und in einem Zuge aufzurichten. Als Konstruktionshilfe für große Dächer wurde daher im Mittelalter der sogenannte Dachstuhl erfunden - eine Arbeitsplattform, welche es ermöglicht, die Konstruktionshölzer einzeln aufs Dach zu ziehen und dort erst zusammensetzen.³ Nach Fertigstellung des Dachwerkes wird die Stuhlkonstruktion nicht, wie man vielleicht meinen könnte, entfernt, sondern sie verbleibt als zusätzliches, lastabtragendes Konstruktionselement im Dachraum. Wird der Dachstuhl als tischartige Plattform auf

³Fischer-Kohnert diskutiert in [40, S. 72-76] ausführlich darüber, ob diese Entwicklung eher der statischen Notwendigkeit oder den vom Autor bevorzugten baupraktischen Erfordernissen geschuldet ist.

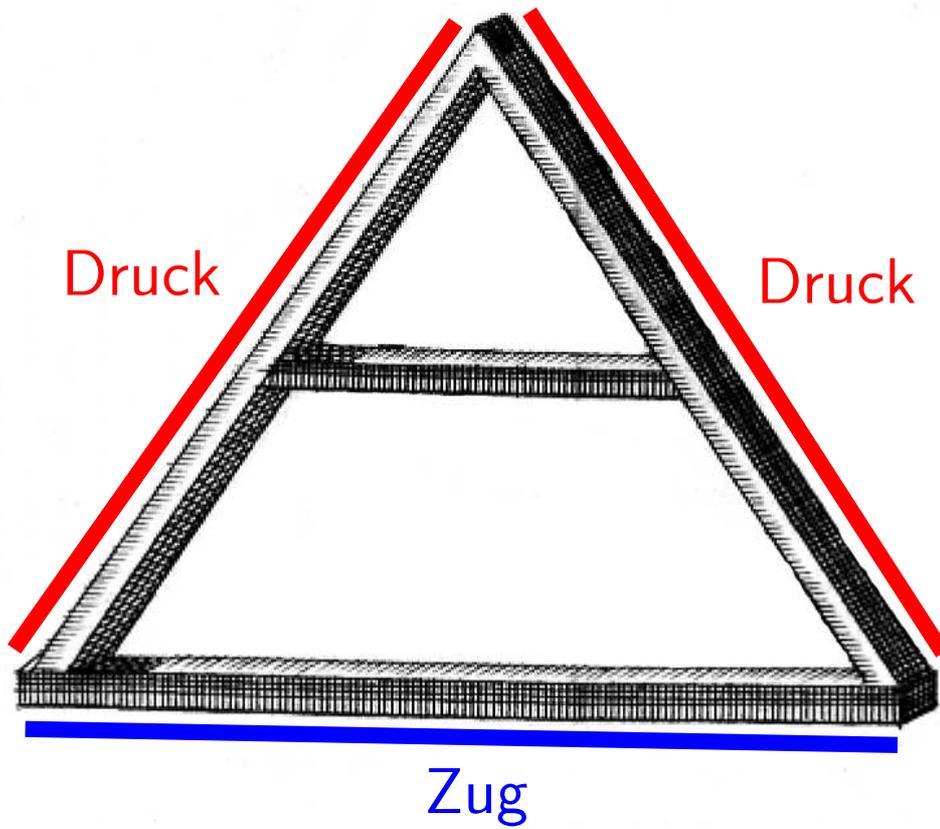


Abb. 2.10: Konstruktionsprinzip des Sparrendachs mit Kehlbalke unter Ergänzung der Normkraftbelastung, aus [155], Tafel XII, Fig. 3

zwei parallel zueinander, längs verlaufenden Stützenreihen mit Fußschwellen und Rähmen ausgebildet, so wird er als stehender Stuhl bezeichnet (Abb. 2.11).⁴ Diese Konstruktionsform, auf welcher die Arbeitsplattform ruht, existiert seit etwa 1300. Da sich der Kehlbalke in Querrichtung auf das Rähm stützen kann, erhöht sich dadurch die Steifigkeit der Konstruktion. Auch in Längsrichtung kommt es zu einer deutlichen Versteifung der Konstruktion, da die Rähme in Verbindung mit den Kopfbändern eine Art Fachwerkwand, im Weiteren auch „Stuhlwand“ genannt, ausbilden. Im Vergleich zum reinen Sparren- oder Kehlbalkendach finden sich überhaupt erstmalig längsgerichtete Konstruktionselemente. Die damit einhergehende Längstragwirkung ermöglicht die Verteilung konzentriert auftretender Lasten auch auf benachbarte Gespärre, so dass es langsamer zu lokalen Überlastungen kommen kann. Nachteilig wirken sich hingegen die Stuhlsäulen aus, sofern sich keine Zwischenauflager anbieten. Während dies bei Hallenkirchendachwerken nicht der Fall

⁴In wenigen Fällen kommt es auch vor, dass nur eine einzelne Stützenreihe in Dachwerksmitte errichtet wurde, wie etwa im Dachwerk der Filialkirche Möschenfeld (Tab. A.6).

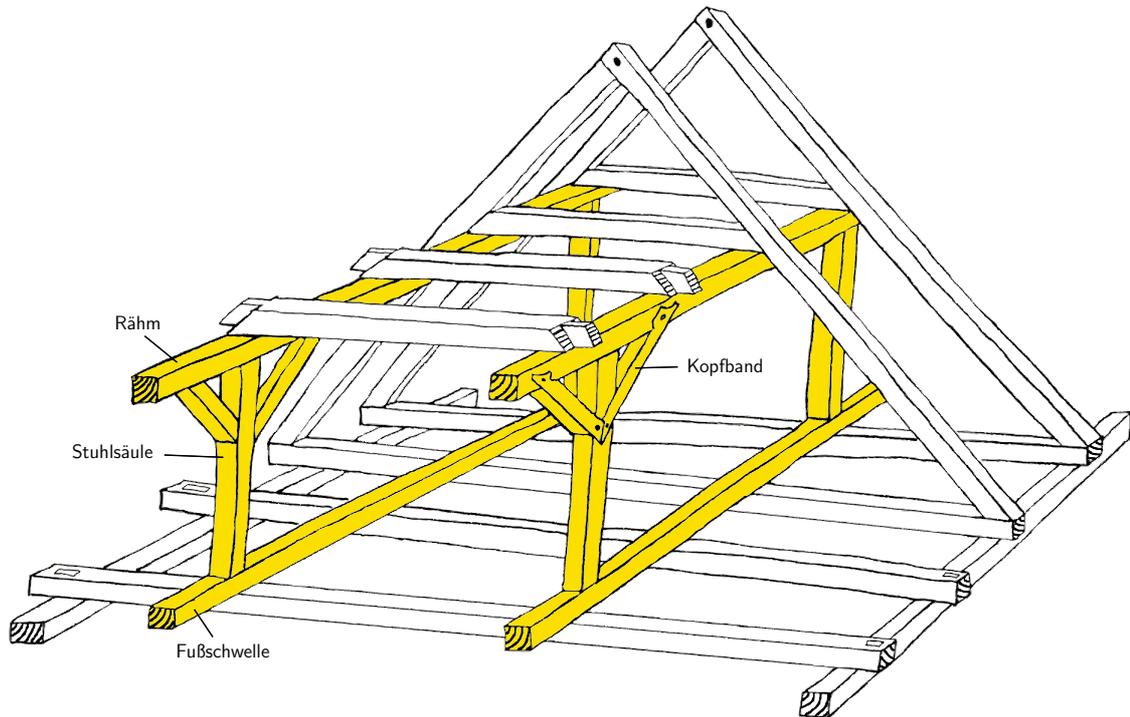


Abb. 2.11: Schematische Darstellung des stehenden Stuhles mit Ergänzung der modernen Bezeichnungen

ist und die Kräfte aus den Stuhlsäulen direkt in die darunterliegenden Pfeilerreihen abgeleitet werden können, kommt es bei den Dächern von Saal- und Wandpfeilerkirchen schnell zu einer übermäßigen Biegebeanspruchung der Zerrbalken.

Um diese Durchbiegung zu vermeiden, bietet es sich an, die Stuhlsäulen nicht senkrecht, sondern schräg nach außen an die Balkenaufleger heranzuführen. So entwickelte sich im 15. Jahrhundert der schwieriger aufzubauende liegende Stuhl (Abb. 2.12). Ein weiterer horizontaler Holzbalken, der Spannriegel, welcher die nach innen geneigten Stuhlsäulen gegeneinander abstützt, wird erforderlich, um deren Umfallen zu verhindern.⁵ Um diese rahmenartige Struktur erfolgreich aufrichten zu können, müssen zusätzlich die Ecken des liegenden Stuhles mit Kopfbandern ausgesteift werden. Als statisch vereinfachtes System kann in Querrichtung ein mehrstockiges System aus Zweigelenkrahmen angenommen werden.

Im Detail lässt sich der Aufbau des liegenden Stuhles wie folgt beschreiben: Ein langsgerichtetes, funfeckiges und schiefwinkliges Holz, die Fuschwelle (Abb. 2.13),

⁵In der Dachkonstruktion der Wallfahrtskirche Weihenlinden (Tab. A.3) fehlt der liegenden Stuhlkonstruktion der Spannriegel. Damit übernimmt die Konstruktion in diesem Falle lediglich statische Aufgaben und hat keine Bedeutung für den Aufrichtvorgang.

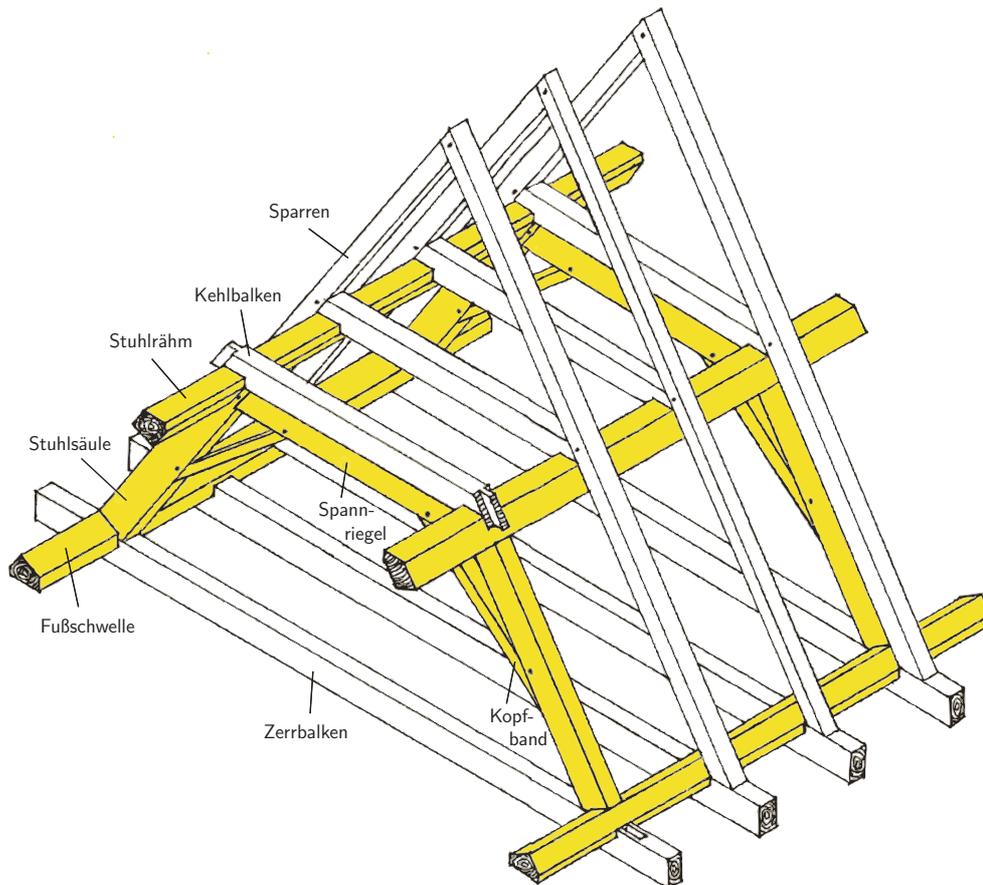


Abb. 2.12: Schematische Darstellung des liegenden Stuhles mit Ergänzung der modernen Bezeichnungen

wird auf den Zerrbalken aufgekammt. Die Stuhlsäule verjüngt sich vom Kopf bis zum Fuß (oftmals sogar um die Hälfte) und ist an ihrem unteren Ende an die Fuschwelle angezapft. An das obere Ende der Stuhlsäule wird der Spannriegel mit einem Stirnversatz mit Zapfen angeschlossen. Die Aussteifung der Rahmenecke, welche durch den Spannriegel und die Stuhlsäule gebildet wird, erfolgt durch ein Kopfband, welches entweder angeblattet oder durch einen Stirnversatz (\equiv Jagdbuge) angeschlossen ist. Ist der Anschluss als Stirnversatz ausgebildet, so kann dies unter Umständen zu Systemen veränderlicher Gliederung führen. Treten beispielsweise bei antimetrischer Belastung durch Wind so große Zugkräfte im luvseitigen Kopfband auf, dass der der Lagesicherung dienende Holznagel versagt, so kann das Kopfband für diese Beanspruchungsart im Rahmen statischer Berechnungen nicht mehr herangezogen werden. Unter Druckbeanspruchung unterliegt es dagegen keinerlei



Abb. 2.13: Fünfeckige Fußschwelle (oben) und fünfeckiges Stuhlrähm (unten) zweier liegender Stühle aus dem Dachwerk der Pfarrkirche in Oberammergau

Einschränkungen und sollte in diesem Falle weiterhin Berücksichtigung finden. Der über dem Spannriegel liegende und meist satt aufliegende Kehlbalken wird durch eine einfache Überkämmung mit einem weiteren längsgerichteten, fünfeckigen und schiefwinkligen Holz, dem sogenannten Stuhlrähm, gehalten. Das Stuhlrähm wiederum liegt auf einer Ausklinkung an der Außenseite des Stuhlsäulenkopfes auf und ist mit diesem verzapft. Auf dem Kehlbalken, welcher an den Sparren angezapft oder in einigen Fällen auch angeblattet ist, befindet sich bei mehrstöckigem Aufbau die Fußschwelle des nächsten liegenden Stuhles. Die Sparren liegen meist an der Stuhlsäule auf und sind oftmals liegend, also mit der größeren Querschnittsabmessung in Längsrichtung verbaut. Dies verdeutlicht die intentional untergeordnete Bedeutung ihrer Tragwirkung, da so das Widerstandsmoment in der Binderebene vergleichsweise geringer ist. Auch der liegende Stuhl verbleibt nach dem Aufrichtvorgang im Dach.

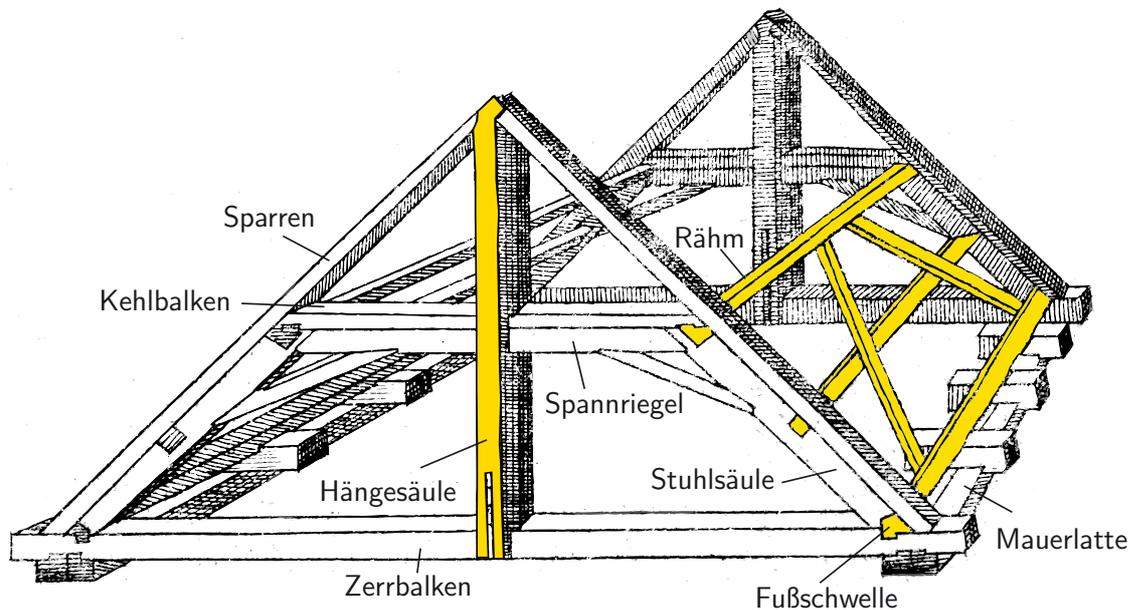


Abb. 2.14: Joch eines liegenden Stuhls zwischen zwei Bindergespärren mit v-förmigem Längsverband und einfachen Hängesäulen (ohne Leergespärre), aus Sax [137], Tafel XII, mit Ergänzung der modernen Bezeichnungen der Konstruktionshölzer

Stuhlkonstruktionen werden aller Regel nach nicht auf jeden einzelnen, sondern nur auf jeden dritten oder vierten Zerrbalken angeordnet. Die Gespärre, in welchen die Stützen des Stuhles angeordnet sind, heißen Bindergespärre oder Binder. Die Gespärre ohne Stuhlsäulen und Spannriegel werden als Leergespärre bezeichnet. Die Stuhlkonstruktionen der einzelnen Bindergespärre werden, wie schon beschrieben, in Längsrichtung durch die Fußschwellen und Rähme der Stuhlkonstruktionen sowie oftmals noch durch weitere Balken, so genannte Brustriegel, welche auf etwa halber Höhe in die Stuhlsäulen einbinden, miteinander verbunden (Abb. 2.14). Da alle diese Balken in der Ebene der Stuhlsäulen liegen, können zwischen den Konstruktionselementen problemlos Windverbände ausgebildet werden. Dazu werden v-förmig verlaufende oder meist sich kreuzende Hölzer, sogenannte Andreaskreuze (Abb. 2.15), welche die Konstruktion in firstparalleler Richtung noch merklich aussteifen, oben an das Stuhlrähm oder an die Stuhlsäule und unten an die Fußschwelle oder das Stuhlrähm angezapft beziehungsweise angeblattet.⁶ Nach Reuß [130, S. 35] werden die Hölzer des Windverbandes auch als Sturmbänder, Sturmplatten oder Rauten bezeichnet und sie „sind deswegen nötig, weil [...] ein solches Dach

⁶Im Dachwerk der Pfarrkirche Glonn (Tab. A.29) ist das Rähm nicht in die Ebene der Stuhlsäulen gedreht, wodurch es bei der Ausbildung des Windverbandes aufgrund des Verschneidungswinkels der einzelnen Hölzer zu Schwierigkeiten kommt.

vom Winde leicht geschoben werden könnte“. Dieser für Barockdachwerke standardmäßige Längsaufbau zwischen den Stuhlsäulen dient also der Aufnahme und Verteilung von firstparallelen Kräften in den Unterbau. Jene nicht vernachlässigbare Längstragwirkung unterscheidet barocke Dachwerke bereits deutlich von mittelalterlichen Dächern, welche durch eine Aneinanderreihung identischer, voneinander nahezu unabhängiger Gespärre gekennzeichnet sind. Die Untersuchung der Tragwirkung eines Barockdaches am Querschnitt alleine reicht folglich nicht aus, um Aussagen über das reale Tragverhalten der Konstruktion treffen zu können. Die Notwendigkeit einer kombinierten Berechnung in Quer- und Längsrichtung wird durch weitere Längstragwerke bei Barockdachwerken im südbayerischen Raum verstärkt, welche in Abschnitt 2.6 anhand einiger Beispiele noch eingehender beschrieben werden.

Der liegende Stuhl entwickelte sich zur Standardlösung im barocken Dachwerksbau in Süddeutschland, so dass sich im 17. und 18. Jahrhundert nahezu jedes Kirchendachwerk dieses Konstruktionselementes bediente. Neben der günstigen Raumnutzung des liegenden Stuhles liegt ein weiterer Vorteil aller Stuhlkonstruktionen darin, dass sie ohne großen Aufwand stockwerkartig aufeinander gesetzt werden konnten, wodurch sich Dachwerke mit Spannweiten von über 20 Metern erstellen ließen. Um aber ab einer Spannweite von etwa 15 Metern eine zu große Durchbiegung der Zerr- oder auch Kehlbalken aufgrund ihrer Eigenlast zu vermeiden, werden zwingend Zwischenaufleger benötigt. Solche Zwischenaufleger können durch das Hochhängen des Zerrbalkens und der Kehlbalken an die Sparren in der Mitte oder in den Drittelpunkten der Spannweite geschaffen werden. Diese vertikal gerichteten Balken bezeichnet man als Hängesäulen. Kehlbalkendächer mit Hängesäulen wurden wie der liegende Stuhl im 15. Jahrhundert eingeführt. Sie waren im Allgemeinen in der barocken Epoche sehr ausgeprägt (Abb. 2.14).⁷ Hängesäulen und liegende Stühle treten stets in den Bindergespärren auf, was oftmals zu statisch hochgradig unbestimmten Systemen führt. Um die Kehlbalken der Leergespärre zu halten, werden in Längsrichtung Unter- oder Überzüge angeordnet, welche von der Hängesäule gehalten werden. Von besonderer Bedeutung für die volle statische Wirksamkeit von Hängesäulen ist ihr zugfester Anschluss an die Gesamtkonstruktion.

Bevor im weiteren Verlauf dieses Kapitels auf die Gruppe der offenen Dachwerke eingegangen wird, soll an dieser Stelle noch abschließend auf mögliche Evolutionstheorien der Dachwerke, wie beispielsweise jene von Ostendorf, an der sich viele weitere Untersuchungspraktiken orientiert haben, eingegangen werden. In [124, S. 11] spricht er von einem Stammbaum der Dachwerke, „in dem für jedes ein Platz vor-

⁷Eine weitere, seltenere Möglichkeit, das Dachwerk abzuhängen, wurde in der ehemaligen Klosterkirche Rinchnach gewählt (Tab. A.12). Hier kamen keine einzelnen Hängesäulen, sondern ein Hänge-Sprengwerk über dem offenen Teil des Dachwerkes zum Einsatz.

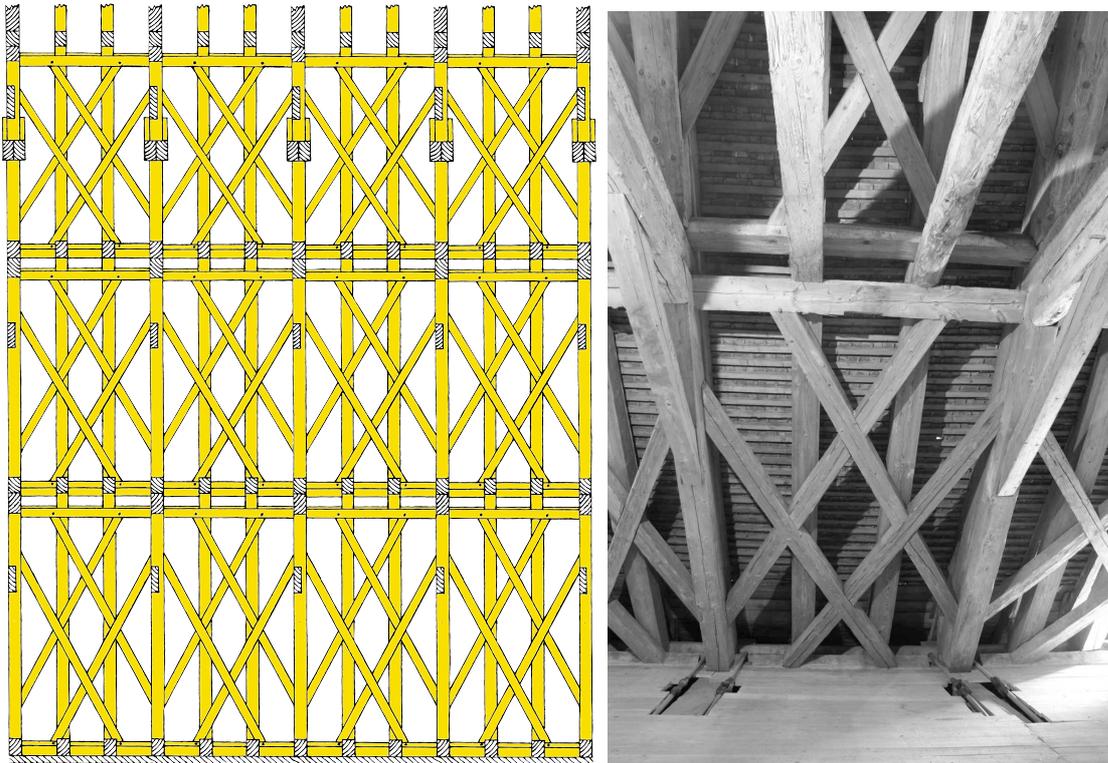


Abb. 2.15: Längsverband (Anderskreuze) des Dachwerks der Klosterkirche Fürstfeldbruck (Tab. A.13, Abb. B.11)

handen ist, und der nicht nur die allgemeine Entwicklung darstellt, sondern auch die zeitliche und örtliche Entstehung einer bestimmten Konstruktion und deren spätere Verbreitung erkennen läßt“. Fischer-Kohnert [40, S. 11 ff.] weist jedoch darauf hin, dass Ostendorfs entwicklungsgeschichtliche Theorien bei der monographischen Bearbeitung eines Baudenkmals nicht ausreichend seien. Die zu untersuchenden Dachwerke würden demnach auf die dem Entwicklungsmodell entsprechenden Eigenschaften reduziert, was wiederum zu Problemen führe, wenn die Typen gemäß der angenommenen technologischen Entwicklung chronologisiert werden, da unterschiedlich fortschrittliche Konstruktionen durchaus gleichzeitig entstanden sein könnten. Man solle sich stets der Vorläufigkeit seiner - und darüber hinaus jeglicher - Dachwerksgeschichte bewusst sein. Die eigenen Erkenntnisse können die Aussage von Fischer-Kohnert nur unterstützen. Aufgrund der selbst gesehenen Vielzahl an gleichzeitig erbauten, aber technologisch völlig unterschiedlich weit entwickelten Dachwerken auf einem eng begrenzten Raum wie Südbayern sollte von Typisierungen und zwanghaften Versuchen der zeitlichen Einordnung einzelner Dachwerke

anhand einzelner Merkmale - wie etwa dem Vorhandensein von Blattverbindungen - Abstand genommen werden. Ohnehin kann das Erbauungsjahr eines Dachwerkes heutzutage mit den modernen Methoden der dendrochronologischen Untersuchung meist problemlos festgestellt werden.

2.4. Das offene Dachwerk

Unter der 1908 erstmals von Ostendorf in [124, S. 90 ff.] verwendeten und in der Dachwerksliteratur inzwischen etablierten Bezeichnung „offenes Dachwerk“ versteht man eine Dachkonstruktion, bei welcher die Zerrbalkenlage nicht durchgehend ist. Ist dies nur abschnittsweise, wie etwa bei Zentralbauten der Fall, so spricht man von einem teilweise offenen Dachwerk. Der Grund auf eine durchgehende Zerrbalkenlage zu verzichten, findet sich in der damals neuen Bauaufgabe, das Dachwerk zugunsten eines weit aufragenden hölzernen oder gemauerten, in Längsrichtung durchlaufenden Tonnengewölbes zu öffnen (s. S. 9). Die Situation fehlender Zerrbalken tritt bereits bei mittelalterlichen Gewölben öfters auf; jedoch lassen es mittelalterliche Gewölbe mit gebusten oder kuppeligen Gewölben immer wieder zu, durchlaufende Ankerbalken anzuordnen. Darüber hinaus sind die Spannweiten mittelalterlicher Kirchen deutlich geringer und die Dachneigung ist generell viel steiler. Somit ergibt sich im mittelalterlichen Dachwerk zwischen Gewölbeoberkante und Dach viel mehr Konstruktionsraum. Die Situation eines kompletten Dachwerkes ohne einen einzigen durchgehenden Zerrbalken ist in der Barockzeit neu und tritt in Südbayern erstaunlich häufig auf. Über die Hälfte aller besichtigten Kirchen ruhen unter offenen Dachwerken. Auslöser hierfür mag vorrangig die bevorzugte Verwendung von Mauerwerk für die Gewölbeherstellung sein, da es sich bei Mauerwerk um ein Material handelt, welches im Vergleich zu Holz sehr geringe Zugfestigkeitswerte und ein wesentlich höheres Eigengewicht aufweist. Somit musste zwangsbedingt verhältnismäßig steil gemauert werden. Wie in Abschnitt 2.3 erläutert, beruht aber das System des Sparrendaches darauf, die Dachfußpunkte durch einen zugbelasteten Zerrbalken am seitlichen Ausweichen zu hindern. Bei offenen Dachwerken können die Gespärre aufgrund des fehlenden Zugbandes dieses unverschiebliche Sparrendreieck nicht mehr ausbilden. Folglich musste nach neuen Lösungsmöglichkeiten gesucht werden, um die auftretenden Schubkräfte zu übertragen. Die einfachste Lösungsmöglichkeit wäre ohnehin gewesen, einfach die Traufe des Daches bis über den Scheitel der Wölbung anzuheben und das Dach somit erst gar nicht zu öffnen.⁸ Anscheinend scheuten die Baumeister aber diese Konstruktionsvariante und versuchten stattdessen lieber, den Dachschub durch neue Konstruktionselemente über

⁸Derartige Lösungsstrategien wurden beispielsweise in der Klosterkirche Fürstfeldbruck oder in der Pfarrkirche Ebersberg praktiziert.

den Gewölbescheitel umzulenken. Das Studium der zeitgenössischen Literatur bietet hierzu von angehobenen Zugbändern bis hin zu den bereits aus mittelalterlichen Dachwerken zur Aussteifung von Kehlbalkendachwerken bekannten Kreuzstreben verschiedene Möglichkeiten an. Koch [94], Reuß [130], Sax [137], Schillinger [139], Schübler [144], Sturm [151], Voch ([154] und [155]), Walter d.Ä. [159], Walter d.J. [160] und Wilhelm [163] stellen dabei diverse konstruktive, geometrische Lösungen in Form von Kupferstichen vor, welche größtenteils leider unkommentiert bleiben. Lediglich Reuß [130], Sax [137], Schübler [144], Sturm [151] und Walter d.J. [160] machen nähere Angaben bezüglich der Bauausführung und Notwendigkeit einer Schubsicherung bei offenen Dachwerken.⁹ Mithilfe der aus der Literatur gewonnenen Erkenntnisse wird im Folgenden eine grobe Einteilung der Dachwerke nach der Art ihrer Dachschubübertragung vorgenommen. Anschließend werden die Systeme hinsichtlich ihres Tragverhaltens bewertet. Es bleibt anzumerken, dass die folgende Klassifizierung keinen Anspruch auf Vollständigkeit hat, da die Bauausführungen der Zimmermannsleute äußerst vielfältig waren und oft als Misch- und Kombinationsformen der vorgestellten Typen auftreten.

Um den entstehenden Dachschub über das Gewölbe hinwegzuleiten, kann man das Zugband einfach anheben (Abb. 2.16). Derartige **Dachwerke mit erhöhter Zerrbalkenlage** finden sich neben Sax [137] beispielsweise auch bei Schillinger [139], Walter d.Ä. [159] und bei Wilhelm [163] vereinzelt wieder. Auch in der Realität wurden diese Konstruktionen nur gelegentlich gebaut. Die Bauausführung konnte aufgrund fehlender zugfester Ausbildung der Anschlüsse an die Sparren dem Anspruch eines angehobenen Zugbandes meist nicht gerecht werden. So ist der Zerrbalken in Abb. 2.16 zwar durch kurze Eisenklammern an die Sparren angeschlossen und zur Unterstützung auf die Stichbalken abgestrebt, jedoch darüber hinaus lediglich an die Stuhlsäulen angezapft. Damit zeichnen sich derartige Verbindungen als unzureichend steif aus, um die Einleitung der wirkenden Kräfte bewerkstelligen zu können. Dies hat unweigerlich übergroße Verformungen und deutliche Schäden an den Anschlüssen zur Folge.¹⁰ Sax äußert sich in [137, S. 52] ebenfalls ähnlich zu dieser Konstruktionsweise. Er führt an, dass eine Dachkonstruktion dieser Art zwar eine hinlängliche Haltbarkeit aufweise, aber auch, dass durch die Hebelwirkung des Dachstuhls auf die Mauern Risse entstünden, welche sogar Einstürze verursachen würden. Aus statisch-konstruktiver Sicht handelt es sich also um eine statisch nicht

⁹Über die Entstehung der deutschsprachigen Traktatliteratur schreibt Holzer in [75]. Eine ausführliche Auswertung der zeitgenössischen Traktatliteratur findet sich in [76].

¹⁰Im Dachwerk der Pfarrkirche Lenggries (Tab. A.11, Abb. B.13) beispielsweise ist eine angehobene Zerrbalkenlage sogar ausschließlich druckfest über einen versetzten Zapfen mit Holznagel angeschlossen. Anhand solcher Konstruktionen wird deutlich, dass einige Zimmerer nur eine unzureichende Vorstellung davon hatten, dass der unterste Kehlbalken bei Fehlen einer Zerrbalkenlage an der Dachbasis seine ursprüngliche Funktion von einem Druck- zu einem Zugglied wandelt.

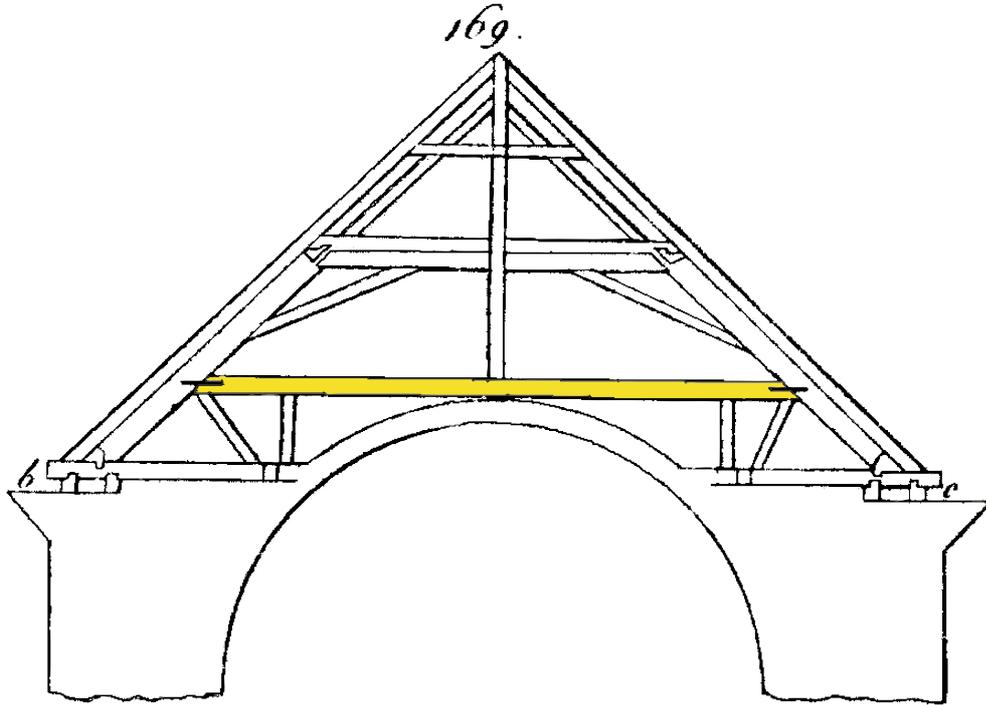


Abb. 2.16: Offenes Dachwerk mit erhöhter Zerrbalkenlage aus [137], Figur 169

ausgereifte Konstruktionsform, die die Tragfähigkeit eines offenen Dachwerks nicht nachhaltig gewährleisten kann und somit in dieser Form allein auftretend unbrauchbar ist und nicht ausgeführt werden sollte.

Die Standardlösung zur Schubaufnahme für das barocke Dachwerk ohne durchgehende Zerrbalkenlage, nämlich die Verwendung von schwertförmig gekreuzten Balken, wird seit Mitte des 17. Jahrhunderts in den Zimmermannstraktaten immer wieder und vergleichsweise am häufigsten beschrieben. **Dachwerke mit Kreuzstreben** sind in [130], [139], [144], [151], [154], [155], [159], [160] und [163] enthalten und in allen Traktaten fast immer in Verbindung mit einem hölzernen Gewölbe gezeigt. Ihrem Erscheinungsbild entsprechend wurden diese Balken von Schübler in [144, S. 56] als Kreuzbänder und von Walter d.J. in [160, S. 39] als St. Andreas-Kreuzbänder bezeichnet. Schübler [144, S. 60] und Walter d. J. [160, S. 39] schrieben, dass Kreuzstreben vornehmlich dazu dienten, die Sparren des Daches in Art eines Andreaskreuzes zusammen zu halten (Abb. 2.17). Es handelt sich hierbei nicht nur um die am weitesten verbreitete, sondern vermutlich auch um die effektivste Methode, Schubkräfte aufzunehmen und der dadurch bedingten Schiefstellung des

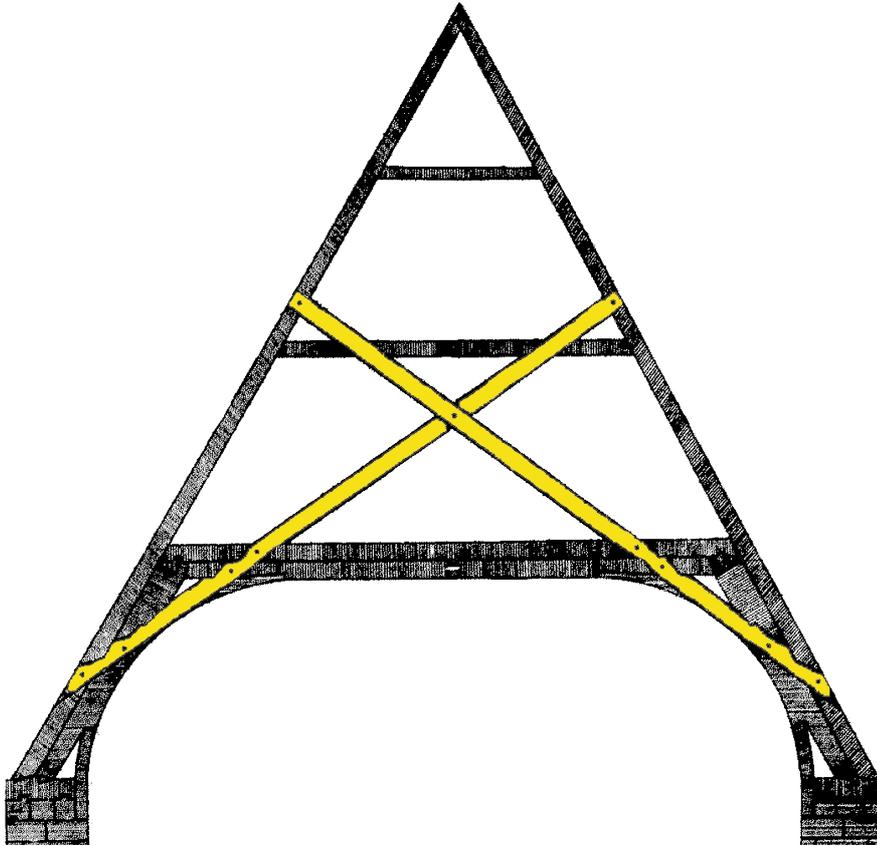


Abb. 2.17: Offenes Dachwerk mit Kreuzstreben aus [159], Figur 19

Mauerunterbaus entgegen zu wirken.¹¹ Aus statischer Sicht ist es zur Übertragung von Horizontalkräften besonders wichtig, dass der Winkel zwischen Kreuzstreben und Sparren möglichst groß ist. Anders gesagt, die Kreuzstreben sollten möglichst flach über dem Gewölbe geneigt sein. Aber selbst wenn diese Bedingung erfüllt wird, so ist die statische Wirksamkeit der Kreuzstreben zur Aufnahme der Kräfte aus den durchtrennten Zerrbalken immer noch als gering einzuschätzen, wenn sie nicht kraftschlüssig mit einem vertikalen Zugglied, beispielsweise einer mittigen Hängesäule, verbunden sind. Nur so kann sich ein effektiv wirksames statisches System einstellen, wie nachfolgende Berechnungen noch zeigen werden. Die Kreuzstreben wurden nach Möglichkeit von Sparren zu Sparren mit allen schneidenden Balken kraftschlüssig zur Zugkraftübertragung durch Überblattungen, Überkämmungen aber auch ohne

¹¹Kreuzstreben stellen keine technische Neuerung der Barockzeit dar, da sie bereits in Dachwerken des Mittelalters ziemlich häufig zu finden waren. Dennoch kam es erst mit Beginn der Barockzeit zu einer geeigneten Ausbildung der konstruktiven Details von Dachwerken mit Kreuzstreben zur effektiven Aufnahme des Dachsches.

Querschnittsschwächung in Form von beidseitigen Zangen etwa im Dachwerk der Pfarrkirche in Berbling (Tab. A.23, Abb. B.5) oder im Dachwerk über dem „Steinernen Saal“ in Raitenhaslach (Tab. A.25, Abb. B.15) angeschlossen. Reuß [130, S. 35–36] führt an, dass der Anschluss an die Sparren durch umlaufende Eisen, welche mit Klammern und Bolzen befestigt sind, zu erfolgen habe. Neben starken Mauern als Auflagerungen für offene Dachwerke fordert auch Schübler [144, S. 60] die Verwendung sehr vieler eiserner Anker, Klammern und Bänder an allen Anschlüssen der Kreuzstreben. Entgegen Reuß' Aussage [130, S. 35] bezeichnet er es in Anlehnung an Sturm [151, S. 64] jedoch als konstruktiven Fehler, die Kreuzstreben von Sparren zu Sparren zu führen, sie seien an die Stuhlsäulen und Kehlbalken anzuschließen. Da sich dies in statischer Hinsicht durch geringere Steifigkeiten nachteilig auf das Tragverhalten des Systems auswirkt und aus konstruktiver Sicht nur Anschlussfläche verloren geht, muss diese Aussage als falsch angesehen werden.

Eine Sonderform des Kreuzstrebedachwerkes stellt - zumindest rein optisch - die Verwendung von Diagonalstreben dar. Als Diagonalstreben werden Balken bezeichnet, deren Verlauf dem von Kreuzstreben entspricht, wobei die beiden Balken jedoch nach oben hin nicht über ihren Kreuzungspunkt hinaus geführt werden, sondern spätestens in der Mittelachse des Dachwerkes enden (Abb. 2.18). Statisch gesehen verhalten sich **Dachwerke mit Diagonalstreben** jedoch äquivalent zu den bereits vorgestellten Kreuzstrebedächern, da die oberen Teile der Kreuzstreben kaum Kräfte übertragen, wie sich im Folgenden noch zeigen wird. Für ihre volle statische Wirksamkeit bedarf es auch einer mittleren Hängesäulenreihe. Wenn keine Hängesäule zur Kraftumleitung vorhanden ist und die Anschlüsse an Kehlbalken und etwaigen Spannriegeln ausgeführt sind, so muss von der Unwirksamkeit der Diagonalstreben ausgegangen werden, da die Konstruktion zu großen Verformungen unterliegt.¹² Nach einer Forderung von Reuß in [130, S. 35–36] sind sie konstruktiv als Zangen, also beidseitig des Bindergespärres, auszubilden und müssen an ihren Enden mit Eisenschienen und Bolzen angeschlossen werden. Es ist aber ebenso möglich, die Diagonalstreben in einfacher und nicht in doppelter Form auszubilden. Mit allen weiteren überschneidenden Balken werden sie durch zugfeste Überblattungen oder Überkämmungen verbunden. Allgemein gilt auch hier, je flacher die Neigung der Hölzer ist, umso besser können horizontale Kräfte aufgenommen und kraftschlüssig umgeleitet werden. Der entscheidende konstruktive Schwachpunkt dieser Konstruktionsform gegenüber den Kreuzstreben liegt, vor allem bei unzureichender Verwendung von Eisenteilen, in der meist sehr knappen Anblattsfläche an der Hängesäule. Dadurch kommt es leicht zum Ausreißen der Anschlüsse. Entgegen dieser Beobachtung spricht Sax in [137, S. 52] diesen Typ der Schubsicherung als eine Bauausführung an, bei welcher alle Hilfsmittel angewendet werden, um die beiden Dachhälften unausweichlich miteinander zu verbinden und eine nachteilige Wirkung

¹²Dies ist beispielsweise im Dachwerk der Pfarrkirche Unterbiberg (Tab. A.17) der Fall.

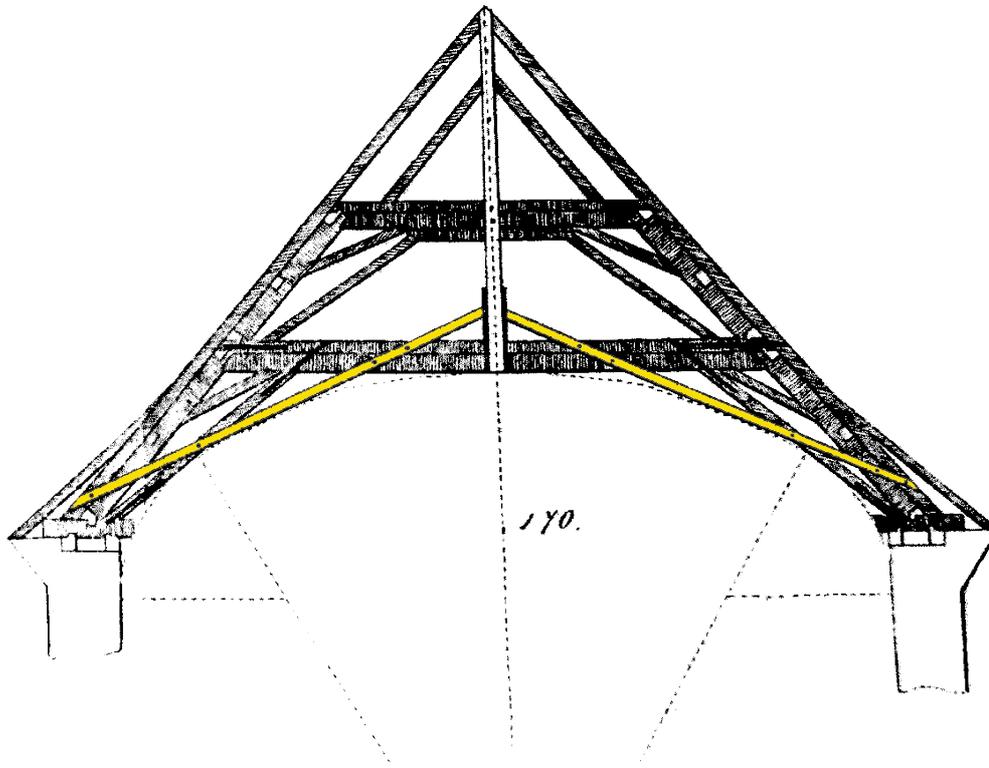


Abb. 2.18: Offenes Dachwerk mit Diagonalstreben aus [137], Figur 170

auf die Mauern zu vermeiden. Außer in [130] und [137] wurde diese Konstruktionsart in der zeitgenössischen Literatur nicht gefunden, auch in Realität stellt sie eine nicht allzu häufige, aber dennoch vorkommende Sonderform dar. Hinsichtlich ihrer Effektivität stellt sie im Vergleich zu Dachwerken mit erhöhter Zerrbalkenlage die sowohl statisch als auch konstruktiv bessere Variante dar. Verglichen mit Kreuzstrebindächern handelt es sich zwar um eine statisch gleichwertige, aber konstruktiv schlechtere Ausführungsform.

Neben der Darstellung der konstruktiven Lösungsansätze bei Barockdachwerken mit nicht durchgehender Zerrbalkenlage müssen auch die für den Ingenieur ebenso wichtigen Fragen nach den Lastabtragungsmechanismen und Sensitivitäten der ausgeführten Systeme gestellt und beantwortet werden.¹³ Zur Ermittlung des Lastabtragungsmechanismus eines Dachwerks reicht die Betrachtung eines Bindergespärres aus.¹⁴ Die folgenden, einfachen Annahmen liegen den Berechnungen zugrunde: Die

¹³Überlegungen anhand konkreter Beispiele hierzu stellten Holzer und Köck in [77], [78], und [96] an. Die im Folgenden vorgestellten Erkenntnisse sind zudem in [97] veröffentlicht.

¹⁴Die Längstragwirkung kann ohne Weiteres vernachlässigt werden, da die Gespärre primär in

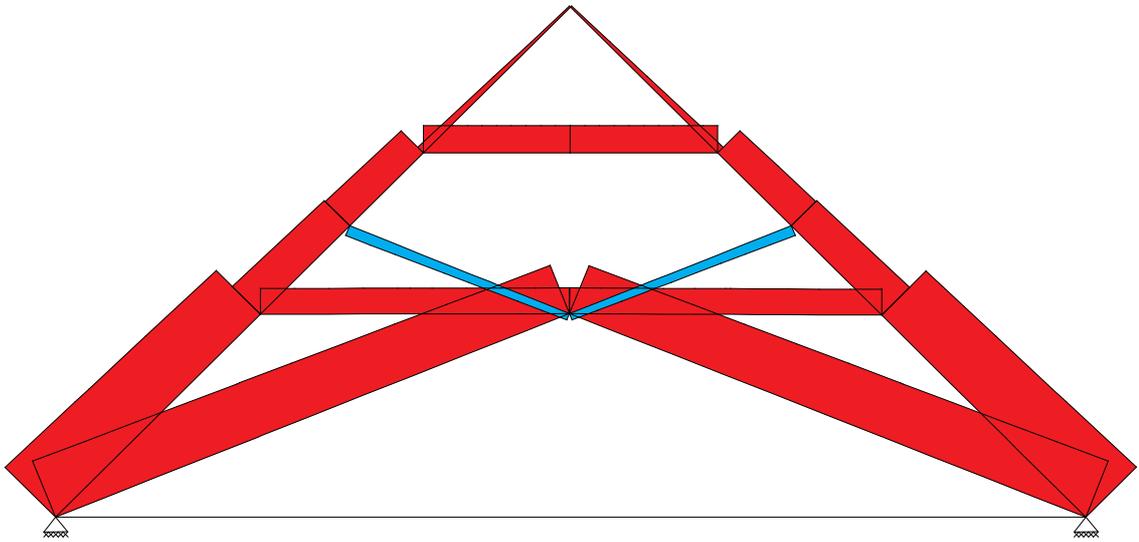


Abb. 2.19: Dachwerk mit durchgehender Zerrbalkenlage und zwei festen Auflagern. Normalkraftverlauf unter Eigengewicht

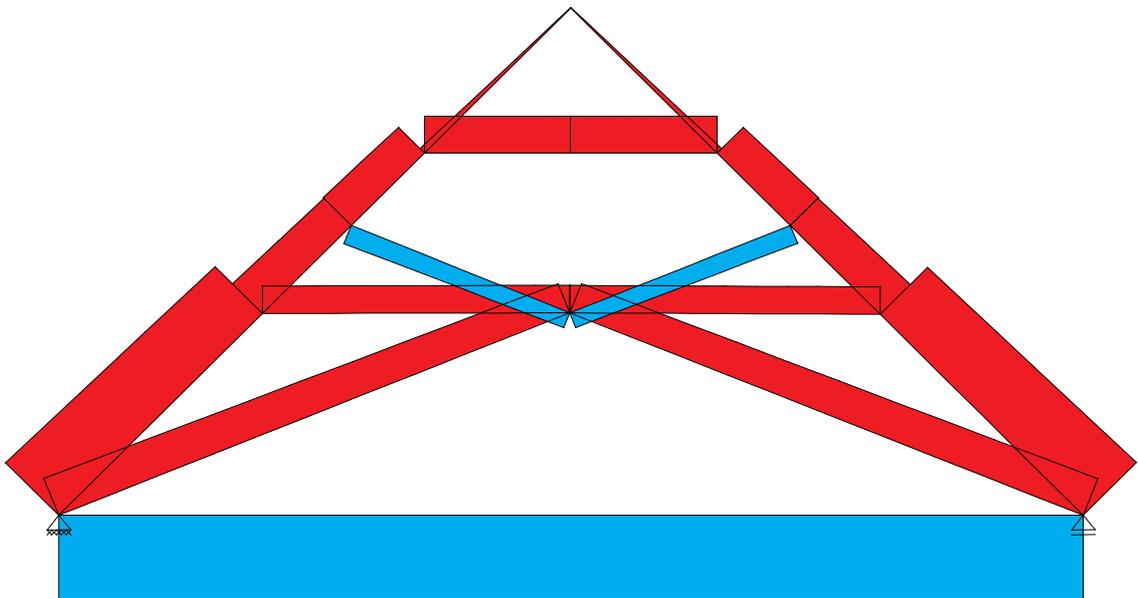


Abb. 2.20: Dachwerk mit durchgehender Zerrbalkenlage mit einem festen und einem horizontal verschieblichen Auflager. Normalkraftverlauf unter Eigengewicht

Anschlüsse der Stäbe eines Dachwerks können im Wesentlichen als gelenkige Verbindungen modelliert werden, da die geringen Anschlussflächen nur kurze Hebelarme zur Momentenübertragung bieten. Momente und Querkräfte führen lediglich zu sekundären Spannungen und beeinflussen das Tragverhalten kaum. Uneingeschränkt gilt dies für Versätze und Zapfen, während Blattverbindungen und Verkämmungen - vor allem, wenn sie durch mehrere Verbindungsmittel in ihrer Lage gesichert sind - durchaus berücksichtigungswürdige Rotationssteifigkeiten aufweisen. Diese Anschlüsse werden entgegen der Annahme Deinhards in [20, S. 13] im Folgenden als starr angenommen. Das mit der Vielzahl an gelenkigen Stäben einhergehende fachwerkartige Tragverhalten von Dachwerken führt ohnehin dazu, dass die primäre Lastabtragung durch Normalkräfte geprägt wird. Daher soll der Fokus der Diskussion auch auf den Normalkraftverläufen liegen. Zugkräfte sind blau markiert und überlagern in rot gehaltene Druckkräfte. Als Last wird lediglich das Eigengewicht der Konstruktion angesetzt und damit ein symmetrischer Lastfall erzeugt. Dieser wichtige, wenn auch nicht allein ausschlaggebende Lastfall wird im Folgenden untersucht.

Zu Beginn der Untersuchung soll ein hypothetisches, aber für die Barockzeit allgemein gültiges Bindergespärre mit zwei Kehlbalken, Kreuzstreben und einer an der Dachbasis zugfest angeschlossenen Zerrbalkenlage berechnet werden. Eine erste und wesentliche Frage stellt sich bei der Modellierung der horizontalen Auflagerung des Dachwerks.¹⁵ Die Antwort findet der Ingenieur bei eingehender Betrachtung des Unterbaus. Unter Umständen können auch separate Berechnungen des Gewölbeschubs sowie der Belastbarkeit des Mauerwerks erforderlich sein. Da die Dachkonstruktion meist nicht oder nur unzureichend mit dem Unterbau verankert ist und die Mauerlatten nur lose auf der Mauerkrone liegen, können horizontale Kräfte in der Regel lediglich über Reibung übertragen werden. Die durch Reibung übertragbare Horizontalkraft wiederum ist über den Reibungskoeffizienten unmittelbar an die zugehörige Vertikalkraft gebunden.¹⁶ Damit muss die Vertikalkraft am Auflager neben der konstruktiv gelungenen Auflagerausbildung sehr hoch sein, damit der Dachschub übertragen und ein unverschiebliches Auflager angesetzt werden kann. Oder anders ausgedrückt: Horizontalkräfte werden durch die Bauteile übertragen, welche vertikal am meisten beansprucht sind. Geht man in der folgenden Grenzfallbetrachtung von einem unverschieblichen Lager aus, so befindet sich keine Kraft im Zerrbalken des Dachwerks (Abb. 2.19). Die Sparren tragen ihre Druckkräfte

Querrichtung abtragen. Soll dagegen ein möglichst realitätsnahes Tragverhalten ermittelt werden, sollten die Längsverbände durchaus in die Berechnungen mit einbezogen werden.

¹⁵Olsson et al. [123] führten umfangreiche Berechnungen in Abhängigkeit der Auflagerbedingungen durch und kamen zu dem Ergebnis, dass diese einen bedeutenden Einfluss auf die sich einstellende Lastabtragung haben.

¹⁶Der Reibungskoeffizient zwischen Mauerwerk und Holz kann mit Werten zwischen 0,6 und 0,8 angesetzt werden.

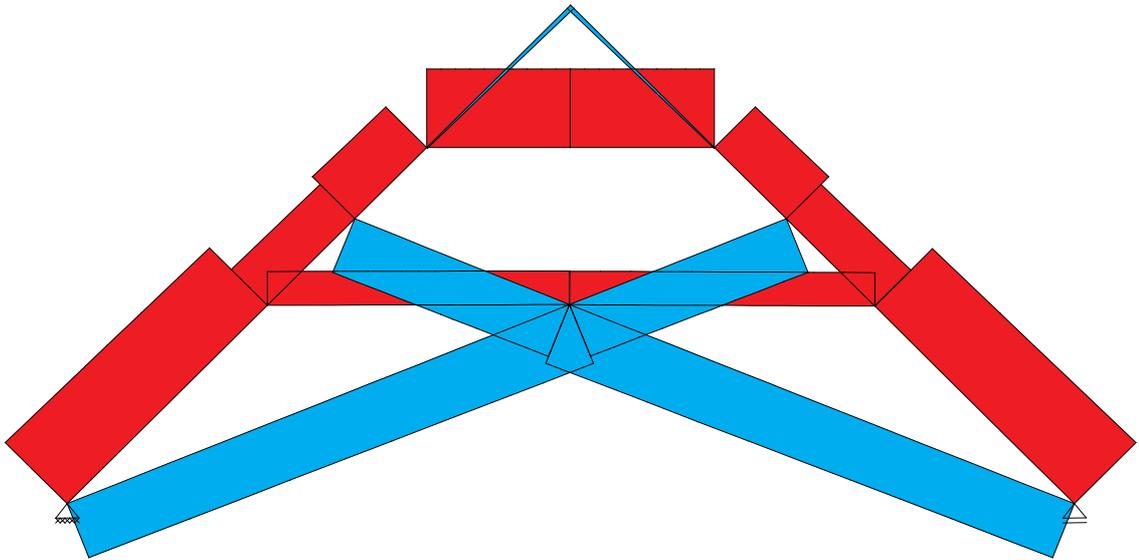


Abb. 2.21: Offenes Dachwerk mit Kreuzstreben ohne Hängesäule. Ein festes und ein horizontal verschiebbliches Auflager. Normalkraftverlauf unter Eigengewicht

direkt in den Unterbau ab. Der zweite zu betrachtende Grenzfall liegt in der Annahme begründet, dass der gesamte Dachschub nicht in den Unterbau abgeleitet werden kann und somit komplett vom Dachwerk selbst aufgenommen werden muss (Abb. 2.20). Vergleicht man nun die beiden Normalkraftverläufe miteinander, so fällt auf, dass sie, abgesehen von der Schubkraftaufnahme durch den Zerrbalken, nahezu gleich sind. Ähnliche Ergebnisse liefern auch Änderungen der Steifigkeiten der Binnenstrukturen des Dachwerkes. Geschlossene Dachwerke zeigen also kaum Sensitivitäten für Modellierungsannahmen, die das Sparrendreieck nicht unmittelbar betreffen. Das Tragverhalten ändert sich nicht, solange das Sparrendreieck unbeschädigt ist. Damit ist bei Dachwerken mit durchgehender Zerrbalkenlage die Kernaufgabe des Ingenieurs eindeutig definiert, nämlich den Kraftfluss im Sparrendreieck sicherzustellen. Es bleibt natürlich anzumerken, dass die Realität immer zwischen diesen beiden Grenzfällen liegen wird und der Dachschub anteilig in den Unterbau und in den Zerrbalken abgeleitet wird.

Nach diesem Exkurs über das grundsätzliche Tragverhalten von Dachwerken mit geschlossener Zerrbalkenlage soll in einem weiteren Schritt untersucht werden, ob offene Dachwerke ähnlich „gutmütig“ auf Änderungen der Modellierungsannahmen reagieren. Dazu soll vorerst ein typisches Dachwerk einer Saalkirche betrachtet werden, bei der die dünnwandigen Außenwände den Dach- und Gewölbeschub nicht aufnehmen können. Berücksichtigt man nun die horizontale Verschieblichkeit der Auflager, so wird die Aufgabe des Zerrbalkens von den Kreuzstreben übernommen, welche nun planmäßig auf Zug belastet werden (Abb. 2.21). Die statische Wirksam-

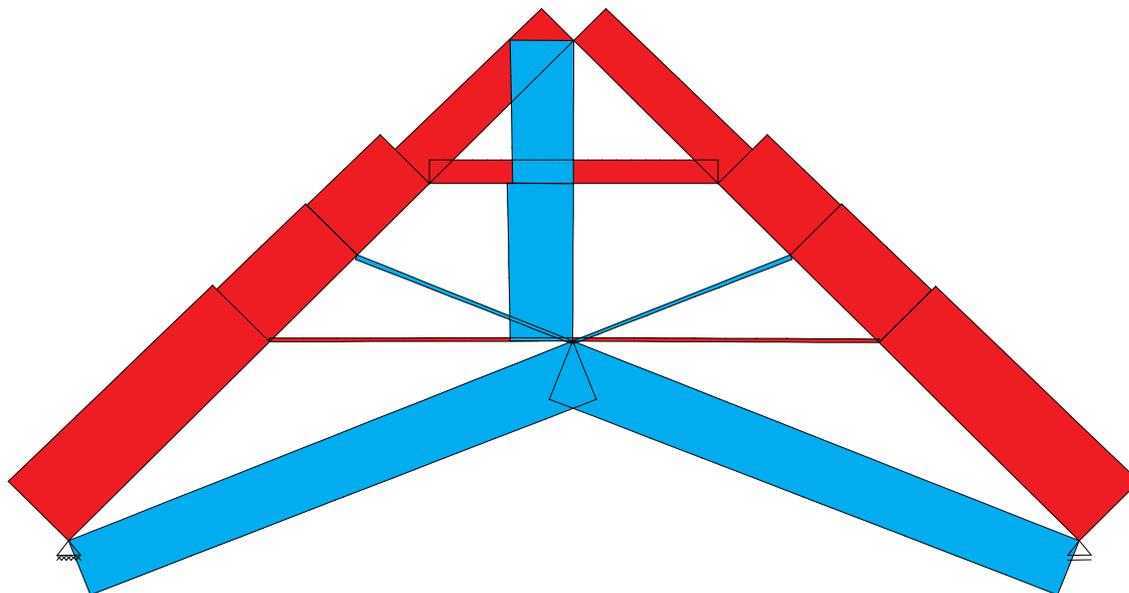


Abb. 2.22: Offenes Dachwerk mit Kreuzstreben und Hängesäule. Ein festes und ein horizontal verschiebliches Auflager. Normalkraftverlauf unter Eigengewicht. Lastabtragungsmechanismus: Fachwerk mit geknicktem Ober- und Untergurt

keit der Kreuzstreben ist jedoch entgegen mancher Vermutung als gering anzunehmen.¹⁷ Dies ist der Tatsache geschuldet, dass sie quer zu den Sparren verlaufen und somit eine Längskraft, die von der Kreuzstrebe in den Sparren eingetragen wird, einfach zu dessen Durchbiegung führt. Die Kraft in der Kreuzstrebe wird zugunsten großer, schadensverursachender Verformungen erkaufte.

Ihre Leistungsfähigkeit steigt dagegen deutlich in Verbindung mit einem vertikalen Zugglied - beispielsweise einer mittigen Hängesäule. Ist die Hängesäule kraftschlüssig mit den Kreuzstreben verbunden, so bildet sich eine statisch bestimmte Fachwerkstruktur mit den Sparren als geknicktem Obergurt und den Kreuzstreben als geknicktem Untergurt im Inneren des Dachwerkes aus.¹⁸ Die Kombination von Hängesäulen und Kreuzstreben stellt eine originäre technische Leistung der Barockzimmerkunst und eine Weiterentwicklung gegenüber der gotischen Dachbauweise dar. Wie anhand von Abb. 2.22 ersichtlich ist, haben die Kreuzstreben oberhalb des Hängesäulenanschlusses lediglich geringe Lasten aus der Sparrenbiegung auf Druck zu übernehmen und damit keinen statischen Mehrwert gegenüber Diagonalstreben.

¹⁷Ein derartiges Dachwerkssystem ist beispielsweise in dem gotischen Dachwerk der Pfarrkirche München-Ramersdorf ausgeführt (Abb. B.16).

¹⁸Bei unzureichend steifen Anschlüssen zwischen den tragenden Balken unterliegt auch dieses System großen Verformungen. Schäden an Dachwerk und Gewölbe sind die unweigerliche Folge dessen.

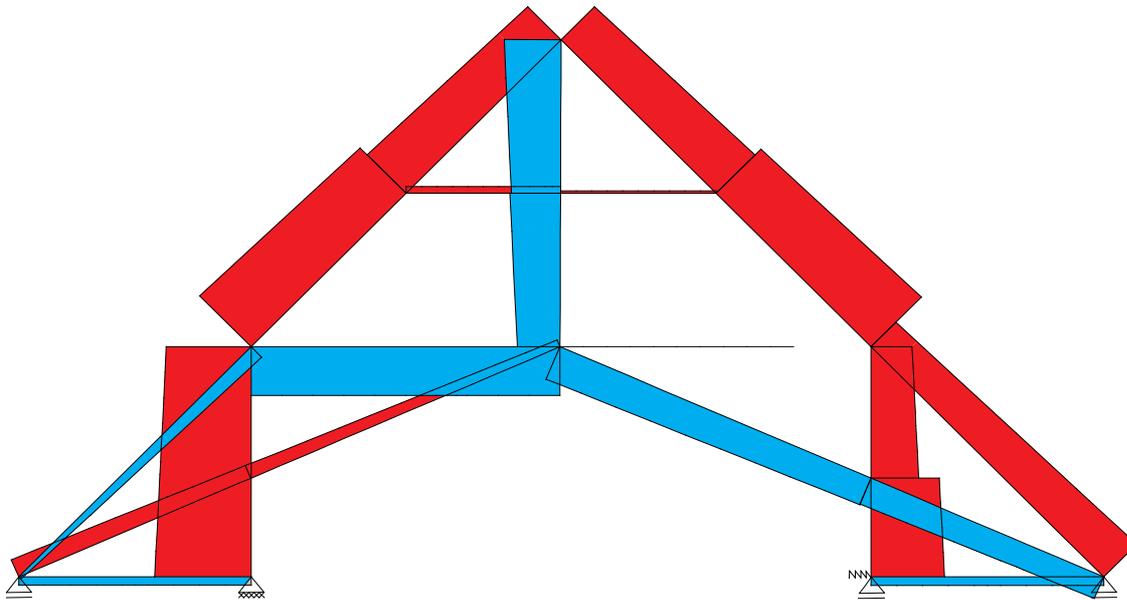


Abb. 2.24: Offenes Dachwerk mit Diagonalstreben und Hängesäule. Das rechte der beiden inneren Auflager hat in horizontaler Richtung ein nachgiebiges Auflager. Lastabtragungsmechanismus: Mischsystem aus Fachwerk auf der rechten Seite und polygonalem Bogen auf der linken Seite

ten Auflager sowie den Ausfall des rechten, unteren Kehlbalckenanschlusses, so stellt sich ein Mischsystem aus den beiden eben vorgestellten statischen Systemen ein. Während sich in der linken Dachhälfte erneut ein polygonaler Bogen ausbildet, findet sich in der rechten Hälfte eine statisch bestimmte Fachwerkstruktur wieder. In den statisch überbestimmten Dachwerken der Wandpfeilerkirchen können sich also beide Lastabtragungsmechanismen einstellen. Dabei dominiert die Bogentragwirkung über die Fachwerkwirkung. Dieses redundanzbedingte, sensitive Verhalten bei bereits geringfügigen Änderungen der Anschlusssteifigkeiten ist bei den offenen südbayerischen Wandpfeilerkirchendächern eine allgegenwärtige Beobachtung. Es bedarf damit weit größerer Anstrengungen und sorgfältiger Modellierungsannahmen, um einen realitätsnahen Kraftfluss ermitteln zu können. Zur weiteren Veranschaulichung sollen in Abschnitt 2.6 sechs offene Barockdachwerke Südbayerns eingehender erläutert und untersucht werden. Vorerst soll aber noch näher auf den Einsatz von Eisenteilen in barocken Dachwerken eingegangen werden.

2.5. Die Verwendung von Eisenteilen

Die Nutzung von Eisen im Bauwesen hat ihre ersten Ursprünge bereits zur Zeit der Römer. Weitere rege Anwendungen zeigen sich im Mittelalter und zur Barockzeit, vor allem in Form von Ankerringen und Zugeisen bei Gewölben, Kuppeln und Bögen. Ihre Aufgabe liegt darin, die entstehenden Schubkräfte aufzunehmen. Gegenüber der Verwendung in Verbindung mit Mauerwerk, ist die Anwendung in Dachwerkstrukturen bis zur industriellen Revolution beschränkter und kein genereller Standard.¹⁹

Zugbelastete Anschlüsse stellen grundsätzlich die Schwachpunkte traditioneller Holzkonstruktionen dar. Die klassischen zimmermannsmäßigen Antworten des Mittelalters auf die Ausführung zugbelastbarer Verbindungen beinhalten neben Zapfenverbindungen mit Holznägeln vor allem Blattverbindungen in vielerlei Varianten (s. Abschnitt 2.2). All diesen Lösungen sind die Nachteile der Schädigung durch Schwinden sowie einer geringen Tragkraft gemein. Daher versuchten die Zimmerer, möglichst auf Zugstäbe zu verzichten. Wie in Abschnitt 2.3 aber bereits ausführlich erläutert, war bei Spannweiten ab etwa 15 Metern die Einführung von Hängesäulen zur Unterstützung der Zerr- und Kehlbalken zwingend erforderlich. Um eine Erhöhung der Tragkraft zu erzielen, wurden die zimmermannsmäßigen Verbindungen durch einfache Eisenteile verstärkt. Die zunehmend positiven Erfahrungswerte, die die Zimmerer mit Eisenteilen sammelten, führten dazu, dass sich in der ersten Hälfte der Barockzeit eine neue Verbindungsform an den unteren Anschlüssen der Hängesäulen entwickelte. Während diese Verbindung ausschließlich auf der Verwendung von Eisen zur Übertragung von Zugkräften beruht und in Südbayern schnell zum Standard wurde, findet man aber auch noch bis Ende des 18. Jahrhunderts einzelne Dachwerke, die ohne jegliches Eisenteil erbaut worden sind.²⁰

Im Vergleich zu italienischen Dachkonstruktionen,²¹ bei denen die Hängesäule lediglich Balken aufzuhängen hat, die in einer Ebene verlaufen, ist bei den südbayerischen Kehlbalkendächern am Fußpunkt der Hängesäule meist ein weiterer, längs gerichteter Überzug oder in seltenen Fällen ein Unterzug angeordnet. Dies hat zur Folge, dass die Holzelemente an jener Stelle nicht aus zwei, sondern aus drei unterschiedlichen Richtungen aufeinander treffen. Eine konservative, schon im 15. Jahrhundert bekannte Möglichkeit zur Lösung dieser Aufgabe besteht darin, eines der drei Elemente paarweise als Zange auszubilden. Hierfür bieten sich insbesondere die Hängesäule oder der Überzug an. Anschließend können die Balken paarweise durch

¹⁹Holzer berichtet in [74] sehr ausführlich über den Einsatz von eisernen Elementen in deutschen Holzdachwerken.

²⁰Siehe dazu beispielsweise das Dachwerk der Pfarrkirche Dietramszell (Abb. B.7) von 1746.

²¹Siehe dazu Holzer und Köck [80].



Abb. 2.25: Pfarrkirche Lenggries. Hängeeisen mit Eisenbolzen, Beilagscheibe und Splint

eiserne Bolzen und Bänder zusammengehalten werden. Die damit verbundene Holzverschwendung sowie Erhöhung des Eigengewichtes der Konstruktion (Sturm [151, S. 62–63]) führten zur Etablierung einer anderen Konstruktionsform, die Anfang des 18. Jahrhunderts bereits allgemein akzeptiert war und weiträumige Umsetzung fand. Hierbei wird die gesamte Kraftübertragung durch ein Eisenband sichergestellt, welches die Aufkopplung einzelner Holzelemente überflüssig macht. Die konstruktive Umsetzung gestaltet sich wie folgt (Abb. 2.25): Die Hängesäule wird ohne Holznagel in den Überzug eingezapft. Entlang des Zapfens wird ein u-förmiges Eisenband (Hängeeisen) durch den Überzug und anschließend unten um den Kehlbalken geführt. Das Eisenband wird abschließend an der Vorder- und Rückseite der Hängesäule mit einem oder mehreren Eisenbolzen befestigt. Oftmals wurden Eisennägel und Eisenklammern als subsidiäre Befestigungen eingesetzt.



Abb. 2.26: Pfarrkirche Mittenwald (Tab. A.19). Eisenbolzen mit Beilagscheibe und Splint. Weitere Beilagscheiben mussten aufgrund des transversalen Schwindens des Holzes eingefügt werden

Bis zum Ende des 17. Jahrhunderts wurden zur Fixierung von Hängeeisen meistens Bolzen mit Scheibe und Splint eingesetzt. Der Durchmesser der Bolzen liegt etwa bei ein bis zwei Zentimetern. Der Splint wird standardmäßig aus einem Stück Eisenblech herausgeschnitten und halbseitig gefaltet. Die Beilagscheibe musste oft bedingt durch das transversale Schwinden der Balken nachträglich mit hölzernen Scheiben oder weiteren Beilagscheiben „unterfüttert“ werden (Abb. 2.26). Bolzen mit Scheibe und Splint blieben bis zum Ende des 18. Jahrhunderts gängig und kamen auch in den Leergespärren häufig zur Anwendung, um die Kehlbalken an den Überzug anzuschließen. Eine weitere Bolzenvariante, welche im 17. Jahrhundert vermehrt im Dachwerksbau eingesetzt wurde, war der Bolzen mit Gewinde und viereckigen Muttern (Abb. 2.27). Sein Vorteil gegenüber dem Bolzen mit Splint liegt in der Möglichkeit, den Kraftschluss der Verbindung durch ein nachträgliches Anziehen der Mutter problemlos gewährleisten zu können. Ein Schwerpunkt, von dem ausgehend sich Gewindebolzen verbreiteten, liegt vermutlich in Augsburg, einer Stadt, in der Wasserbau und Maschinenbau eine große Bedeutung hatte. Obwohl diese Gewindebolzen im 18. Jahrhundert zunehmend in Erscheinung treten, ist ihre

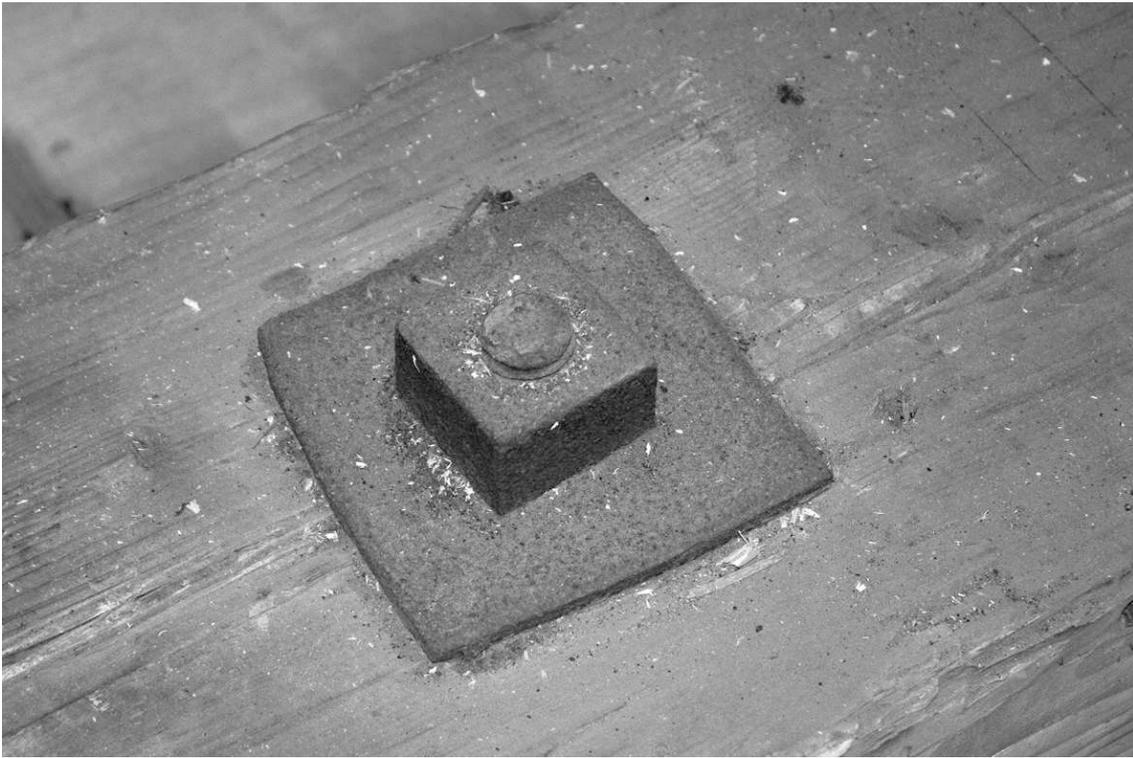


Abb. 2.27: Ehem. Klosterkirche Fürstenfeldbruck. Eisenbolzen mit Gewinde und vier-eckiger Mutter

An- oder auch Abwesenheit kein Anzeichen für das Alter des Dachwerkes.

Mit der Bauaufgabe des offenen Dachwerks kamen mit den angehobenen Zugbändern und den Kreuzstreben neue Konstruktionselemente hinzu, deren Anschlüsse zugfest und für ihre statische Wirksamkeit verformungsarm ausgebildet werden mussten. Gerade hier bietet es sich natürlich an, die bewährten zimmermannsmäßigen Verbindungen mit Eisenelementen zu verstärken. Im Dachwerk der Pfarrkirche München-Perlach (Tab. A.14) beispielsweise befinden sich Diagonalstreben, welche durch Blattverbindungen an eine mittige Hängesäule angeschlossen sind. Um ein Versagen dieses kritischen Anschlusses auszuschließen, verband der Zimmermeister die beiden Diagonalstreben an ihrer Rückseite nachträglich mit einem I-förmig geschmiedeten, angenagelten und angeklammerten Eisenband (Abb. 2.28).²² Der Kraftschluss zur Hängesäule wurde durch einen Eisenbolzen, welcher an der Vorderseite eine weitere kleine Eisenplatte hält, sichergestellt. Zusätzlich sind die Diagonalstreben an der Vorderseite durch eine eiserne Klammer miteinander ver-

²²Nachträgliche Einschlitzungen zur Führung der Eisenbänder durchtrennen die Holznägel der Blattverbindungen.



Abb. 2.28: Vorder- und Rückseite der Hängesäule im Dachwerk von St. Michael in München-Perlach

bunden. An den unteren Enden der Diagonalstreben wurden weitere Eisenbänder verwendet, welche die Mauerlatten mit einem u-förmigen Haken umfassen und mit je zwei Eisennägeln in diese einbinden. Auch hier handelt es sich um ein Konstruktionselement, welches der Unterstützung traditioneller Blattverbindungen dient.

Zum Ende der Barockzeit traten selten sogar erste Verbindungsformen zutage, bei denen die traditionellen Holzverbindungen bewusst gänzlich zugunsten eiserner Verbindungsmittel abgelegt worden sind. Solche Bolzenverbindungen ohne oder nur mit geringfügigen Querschnittsschwächungen sind bereits Elemente des modernen Holzbaues. So finden sich beispielsweise im Dachwerk der Pfarrkirche Kirchweidach (Tab. A.28, Abb. B.12) zangenförmige Kreuzstreben, welche die Bindergespärre beidseitig umfassen und ohne jegliche Querschnittsschwächung mit Gewindebolzen an den Rest der Konstruktion angeschlossen sind (Abb. 2.29).

Der beeindruckendste Gebrauch von Eisen, der gesichtet werden konnte, findet sich im Dachwerk der evangelischen Kirche Hl. Kreuz in Augsburg (Tab. A.2, Abb. B.2). Obwohl das Dachwerk schon 1653 errichtet worden ist, sind alle eisernen Verbin-



Abb. 2.29: Pfarrkirche Kirchweidach. Anschluss der als Zangen ausgebildeten Kreuzstreben an Spannriegel und Kehlbalken ohne Querschnittsschwächung ausschließlich mit zwei eisernen, gegenläufigen Gewindebolzen



Abb. 2.30: Ev. Hl. Kreuz, Augsburg. links: Handgeschmiedete Eisenstangen, eingesetzt als Hängesäulen. rechts: Sechseckige Mutter am oberen Ende der handgeschmiedeten Eisenstangen

dungsmittel als Bolzen mit Gewinde und Mutter ausgebildet. Darüber hinaus befinden sich neben der mittigen Hängesäulenreihe aus Holz zwei weitere Hängesäulenreihen im Dachwerk, welche von handgeschmiedeten, runden Eisenstangen gebildet werden (Abb. 2.30, links). Der Durchmesser einer Eisenstange beträgt etwa vier Zentimeter. Am unteren Ende ist ihre Lage durch ein Widerlager in Form einer quadratischen, angeschmiedeten Kopfplatte gesichert, welche an den Zerrbalken angenagelt ist. Am oberen Ende befindet sich eine weitere quadratische Eisenplatte auf einem hölzernen Überzug, die mit vier Eisennägeln befestigt ist (Abb. 2.30, rechts). In die Eisenstange ist an dieser Stelle ein rechteckiges Gewinde eingeschnitten. Durch das Aufsetzen und Andrehen sehr großer, sechseckiger Muttern mit verbreiterter Basis können die Eisenstangen angezogen werden. Der Durchmesser der Sechskantmutter beträgt an ihrer schmalsten Stelle 6 cm, ihre Höhe liegt bei 7 cm. Eine Eisenklammer schützt die Mutter vor ungewollten Verdrehungen. Während man nun daran zweifeln könnte, dass die Eisenstangen aus dem 17. Jahrhundert stammen, beweist die zeitgenössische Literatur eindeutig, dass es derartige Konstruktionen zwar selten, aber durchaus schon gab.²³ Zudem wäre ein derartiger nachträglicher Einbau der Eisenstangen aufgrund der am Dachwerk aufgehängten Kassettendecke ohnehin nur schwer vorstellbar gewesen. Auch Sechskantmutter wurden im Dachwerkbau erst im 19. Jahrhundert allgemein üblich und stellen in einem barocken Dachwerk eine bislang singuläre Entdeckung dar. Die Ursprünge ihrer Verwendung liegen nach Holzer und Köck [76, S. 102] jedoch noch weiter zurück und sind häufig in den Traktaten des 18. Jahrhunderts über Maschinen ausfindig zu machen. Bereits Ramelli [128, Folie 261] zeigt in einem Maschinentraktat von 1588 ein Gerät zum Aufbrechen von verschlossenen Türen, welches hexagonal geformte Muttern enthält.

Obwohl barocke Dachwerke grundsätzlich nicht an das darunter liegende Mauerwerk angeschlossen werden, gibt es auch hier Ausnahmen, wie beispielsweise die Klosterkirche in Ettal, ein reiner Kuppelbau, beweist. Im Folgenden soll der verwendete Anschluss in aller Kürze angesprochen werden.²⁴ Die Klosterkirche Ettal wird von einer gemauerten Kuppel mit einem Durchmesser von 25 Metern, welche durch zwei auf unterschiedlicher Höhe angeordnete, eiserne Ringanker zusammengehalten wird, gekrönt. Eine hölzerne Konstruktion aus dem Jahre 1747 schützt die Kuppel vor Witterungseinflüssen. Die Verankerung der Überdachung an die Kuppel erfolgt durch eine Kettenkonstruktion zweier Augenstäbe, welche auf der einen Seite in den oberen Ringanker eingehakt ist und auf der anderen an den „Zangenstreben“ der radial angeordneten Bindergespärre mit anspannbaren, quadratischen Muttern befestigt ist.

²³Walter d.Ä. [159], Fig. 16.

²⁴Auf diese komplizierte und äußerst interessante Verbindung kann an dieser Stelle nur kurz hingewiesen werden. Der interessierte Leser sei für ausführlichere Informationen auf Holzer und Köck [76, S. 142–150] verwiesen.

2.6. Ausgewählte Beispiele

Zum besseren Verständnis der bisher gewonnenen Erkenntnisse über offene Barockdachwerke sollen nun sechs Kirchen, welche im Rahmen eigener Forschungsreisen in einem Radius von 200 Kilometern um München untersucht und dokumentiert wurden, vorgestellt werden. Zunächst wird auf die Baugeschichte und die Architektur der jeweiligen Kirche eingegangen und darauffolgend der Aufbau sowie der Lastabtragungsmechanismus des entsprechenden Dachwerkes analysiert und beschrieben.²⁵ Für die Untersuchung des grundsätzlichen Tragverhaltens soll nun der unsymmetrische und realitätsnahe Lastfall aus Eigengewicht (Konstruktion und Dachhaut) und Wind (von der linken Seite her) angesetzt werden. Den Bindergespärren wird dabei die gesamte Last aus Dachhaut und Wind zugeschrieben, was eine auf der sicheren Seite liegende Annahme darstellt. Verständlicherweise stellen vor allem die Windlasten als flächig wirkende, unsymmetrische Horizontallasten oftmals kritische Lasten für Dachwerke dar, da sie den Dachschub deutlich erhöhen können.

2.6.1. Wallfahrtskirche Tuntenhausen

Baugeschichte und Baubeschreibung [44]

Erste Erwähnungen fand die Ortschaft Tuntenhausen im Landkreis Rosenheim bereits im 10. Jahrhundert und wurde 1221 an das nahe gelegene Augustinerstift Beyharting (Dachwerk: Abb. B.6, Tab. A.5) angeschlossen. Ab 1441 diente die Pfarrkirche Tuntenhausen der Marienwallfahrt. Kurz darauf erfolgte von 1470 bis 1480 der Neubau einer Kirche im gotischen Stil anstelle des vorhergehenden romanischen Gotteshauses. Die schon von Weitem erkennbare Doppelturmanlage, bis heute ein Wahrzeichen Tuntenhausens, entstand in den Jahren 1513 - 1533. Nachdem diese Kirche im Jahre 1548 einem schweren Kirchenbrand ausgesetzt war und nur notdürftig wiederhergestellt worden war, wurde die bis heute bestehende Hallenkirche unter Beibehaltung der Turmanlage und unter Einbezug des gotischen Chorraumes mit $\frac{5}{8}$ - Schluss in den Jahren 1628/29 errichtet (Abb. 2.31, links). Als Bauherr fungierte der Beyhartinger Probst Dr. Johannes Gering. Als Bauleiter konnte er den Münchner Maurermeister Veit Schmidt unter Mitwirkung des Beyhartinger Klosterbaumeisters Kaspar Pfisterer gewinnen. Da der Neubau zügig voranschritt, konnte die Kirche bereits im Jahre 1630 durch den Fürstbischof Veit Adam von Gebeck konsekriert werden. Der Innenraum der frühbarocken Hallenkirche ist 32,90 m lang und 17,37 m breit. Hier zeigen sich dem Betrachter drei Kirchenschiffe, die durch

²⁵Eine detaillierte Abhandlung zum Tragverhalten der folgenden Dachwerke findet sich in [79].



Abb. 2.31: Außenansicht (links) und Innenansicht (rechts) der Wallfahrtskirche Tuttenhausen

je zwei sehr schlanke Mittelschiffpfeiler getrennt werden. Die spitzbogige, gemauerte Längstonne des Mittelschiffes hat eine Höhe von 12,57 m (Abb. 2.31, rechts). Die beiden etwas tiefer angeordneten Seitenschiffe werden dagegen durch quer gespannte Tonnen überwölbt, welche mit dem Mittelschiff durch konische Lünetten verbunden insgesamt den Eindruck eines Kreuzgewölbes entstehen lassen.

Renovierungsarbeiten fanden in den Jahren 1773, 1852/53, 1877/78 und 1937/39 statt. Derzeit werden im Auftrag des staatlichen Hochbauamtes Rosenheim im Hinblick auf eine weitere Renovierungsmaßnahme Verformungsmessungen am Gewölbe des Gotteshauses durchgeführt. Dies scheint angesichts der vielen in Ost-West-Richtung verlaufenden Risse zwischen den Stiehkappen der Seitenschiffe und den Außenwänden, an den Gewölbescheiteln der Seitenschiffe und an beiden Seiten der Gurtbögen zwischen Seitenschiffen und Mittelschiff dringend erforderlich zu sein. Erste Ergebnisse zeigten eine Kippung der Südmauer um 8,75 cm nach außen. Die nördliche Mauer weist sogar eine Schrägstellung von 19,5 cm auf.

Aufbau und Tragverhalten des Dachwerks (Tab. A.1, Abb. B.18)

Das mit Schieferschindeln gedeckte Satteldach der Tuntenhausener Kirche ist insgesamt 31,30 m lang. Es verläuft 27,10 m über dem Gewölbe des Langhauses und des gotischen Chores und endet in einer 4,20 m langen, polygonalen Abwalmung an der Ostseite der Kirche, welche sich lediglich an das Hauptdach anlehnt. Die Zerrbalkenlage ist durchgehend offen, da die spitzbogige Tonne des Mittelschiffes etwa 1,10 m in die Dachkonstruktion hineinragt.²⁶ Die Gespärre sind etwa 11,20 m hoch und haben einen Neigungswinkel von 49°. Die Gesamtbreite des Dachwerkes liegt bei 19,10 m. Konstruktiv lässt es sich in ein Unterdach und in ein von diesem weitgehend unabhängiges Oberdach unterteilen.

Wendet man sich dem oberen Teil des Daches zu, so findet man in den Binderespärren als modernes, barockes Element den liegenden Stuhl. Die Längsaussteifung der Stuhlkonstruktionen, deren lichter Abstand zueinander etwa 3,60 m beträgt und die jeweils durch drei Leergespärre getrennt sind, erfolgt durch Andreaskreuze. Besondere Beachtung haben die sehr aufwendig gearbeiteten und aufgrund ihrer mehrfach geschwungenen Struktur mittelalterlich wirkenden Kopfbänder des liegenden Stuhles verdient. Negativ fällt hingegen auf, dass die Stuhlkonstruktion aufgrund fehlender Fußschwellen unvollständig ist. Dadurch konzentrieren sich die Kräfte in den Binderespärren und die Kehlbalken der Leergespärre werden kaum zur Lastabtragung herangezogen.

Das Unterdach ist, obwohl schon in der frühen Barockzeit errichtet, trotz deutlich geringerer Neigung konstruktiv nahezu ein Abbild eines gotischen Hallendaches. Die Anordnung von stehenden Stühlen über den Pfeilern des Unterbaus eignet sich baubedingt in ganz besonderem Maße. So sind auch in diesem Dachwerk die Stuhlsäulen eines hohen stehenden Stuhles, durch welchen das Dach vorrangig getragen wird, erwartungsgemäß über den Mittelschiffspfeilern aufgerichtet. Auffällig ist deren starke Neigung nach außen um bis zu 30 cm. Untersuchungen am Dachwerk zeigten, dass die Stuhlsäulen vom Zimmerer jener Tage intentional geneigt eingebaut wurden. Wahrscheinlich wollte er damit dem Dachschiebung entgegenwirken. Dass es sich dabei selbstverständlich um einen Trugschluss handelte, zeigt der horizontale Balken auf halber Höhe des stehenden Stuhles, welcher der gegenseitigen Aussteifung der Stuhlsäulen dienen soll. Dieser ist an seinen Enden aus den Zapfenlöchern herausgezogen und damit funktionsuntüchtig (Abb. 2.32). Ein niedriger sekundärer Stuhl

²⁶In [77, S. 235–236] wird aufgrund von einigen bis an das Gewölbe reichenden Stichbalken noch vermutet, dass es sich dabei um einzelne aus gotischen Konstruktionen bekannte Ankerbalken handelt, welche erst mit der Einwölbung des Gotteshauses gekappt wurden. Darauf basierend glaubte man vorerst, zahlreiche Schäden am Dachwerk sowie am Gewölbe erklären zu können. Spätere dendrochronologische Datierungen zeigten jedoch, dass die Balken von unterschiedlichen Baumstämmen stammen. Es handelt sich sogar um zwei unterschiedliche Holzarten.



Abb. 2.32: Ausgerissene Zapfenverbindung des horizontalen Balkens zwischen den hohen Stuhlsäulen im Dachwerk der Pfarrkirche Tuntenhausen



Abb. 2.33: Anschluss der Kreuzstreben zur Gewölbesicherung im Dachwerk der Pfarrkirche Tuntenhausen

ist etwa in der Mittelachse der Seitenschiffe angeordnet. Sparrenparallele Steigstreben, die der Unterstützung der Sparren dienen, steifen die Stuhlkonstruktionen in Querrichtung aus.²⁷ Die Konstruktion des Unterdaches entspricht somit vollständig den gotischen Konstruktionsprinzipien.

Immer wieder wurde im Laufe der Jahrhunderte mit vielen Reparaturmaßnahmen, welche mittlerweile das Gesamtbild des Dachwerkes deutlich prägen, versucht, die falsch interpretierten Schiefstellungen der Stuhlsäulen zu unterbinden. Von besonderer Bedeutung sind hierbei unterschiedliche Arten von Kreuzstreben, welche zum Teil bereits kurz nach Bauabschluss in das Dach eingezogen wurden. Die sich knapp über dem Gewölbescheitel überblattenden Kreuzstreben, welche schon wenige Jahre nach Fertigstellung des Baus eingefügt wurden, sollten die Aufnahme des Dachschubes gewährleisten. Sie sind nicht bis zu den Sparren geführt, sondern an ihren oberen Enden mit etwa 30 cm Überstand mit einem Holznagel an den inneren stehenden Stühlen angeblattet. An ihren unteren Enden sind sie ebenfalls nicht an die Sparren geführt, sondern stattdessen an die Stichbalken angeblattet. Obwohl mit dieser Konstruktion durchaus eine Aussteifung des Dachwerkes in Querrichtung erreicht wird, kann sie ihren eigentlichen Zweck nicht erfüllen. Hierfür ist es zum einen zwingend erforderlich, die Kreuzstreben an einer Hängesäule anzuschließen. Dieses Konstruktionselement vermisst man in der Tuntenhausener Dachkonstruktion jedoch gänzlich. Zum anderen sind die Kreuzstreben selbst dann noch an den falschen Stellen angeschlossen, so dass die Konstruktion insgesamt „weich“ bleibt. Die anderen, steiler verlaufenden Kreuzstreben wurden erst im 19. Jahrhundert eingefügt und dienen der Aufnahme des Gewölbeschubes. An ihrem unteren Ende binden sie etwa 80 cm unterhalb der Mauerlatte in die Außenmauer der Kirche ein und sind über ein 1,15 m langes, von der Bundseite abseitiges Eisenband mit vier Schrauben angeschlossen. Kraftschlüssig bei Weitem unzureichend ist dagegen der obere Anschluss der Kreuzstreben ausgebildet (Abb. 2.33). Ein u-förmig um ein nachträglich zwischen die Sparren eingefügtes Holz verlaufendes Eisen ist mit zwei Bolzen an die Kreuzstrebe angeschlossen, wodurch diese Kreuzstreben ebenfalls ihre Aufgabe zur Aufnahme des Gewölbeschubes nicht erfüllen.

Da damit alle vorrangig für die Aufnahme des Dachschubes infrage kommenden Tragelemente entfallen, stellt sich unweigerlich die Frage, wie das Dachwerk die aus Eigengewicht und Windlasten resultierenden Schubkräfte dann ableitet. Wie man anhand von Abb. 2.34 sieht, stellt sich eine über beide Seitenschiffe reichende Bogentragwirkung ein, wenn die Kreuzstreben unberücksichtigt bleiben. Die Rolle des Zugbandes übernimmt nun der Kehlbalken des hohen stehenden Stuhles zusammen mit den sparrenparallelen Steigstreben. Dadurch wird eine weitere Neigung des hohen stehenden Stuhles nach außen gefördert. Da die Steigstreben aufgrund

²⁷Dieses Konstruktionselement findet sich beispielsweise genauso in [124, S. 60], Abb. 117.

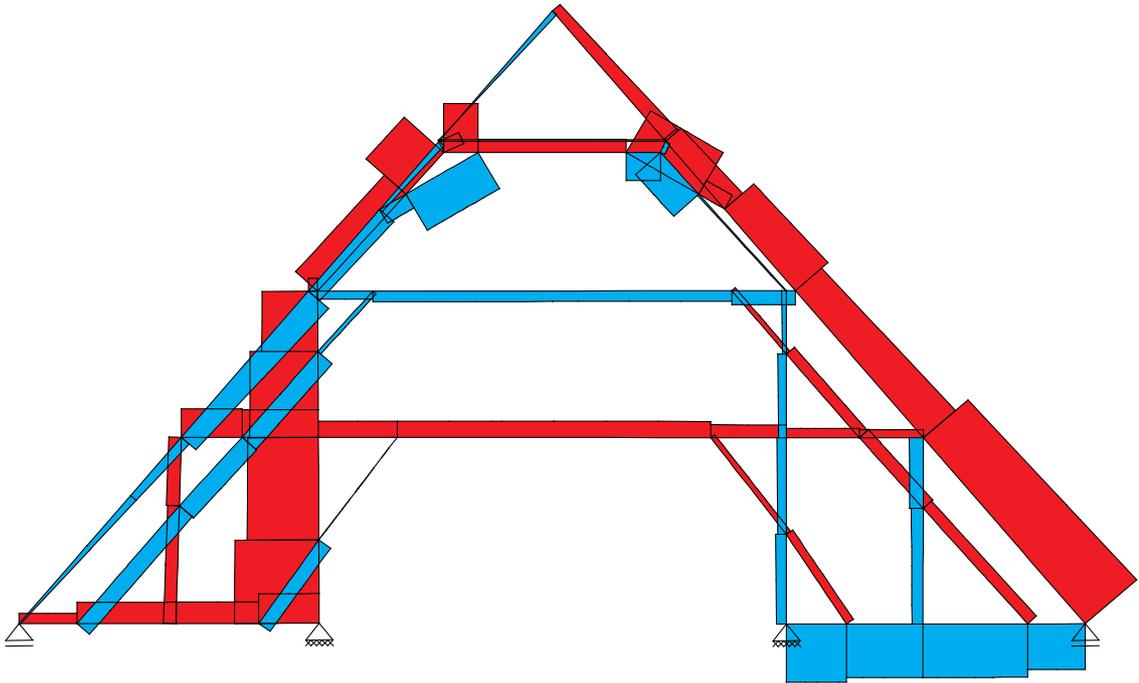


Abb. 2.34: Tuntenhausen, hypothetisches Tragverhalten im Originalzustand unter Eigengewicht und Wind von links. Normalkraftverlauf

ihrer sowohl druck- als auch zugfesten Anschlüsse in Form von Überblattungen relativ steife Elemente im Dachwerk sind, wandert der Kraftfluss anteilig auch durch diese und nicht nur durch die Sparren. Allgemein gilt, dass überblattete Steigstreben gegenüber Sparren oder anderen Bauteilen, welche lediglich verzapft sind, im Zugbereich hohe Steifigkeiten aufweisen und damit einen wichtigen Beitrag für die Lastableitung eines offenen Dachwerkes leisten können. Zudem sind Steigstreben bedingt durch ihre Lage im Inneren der Dachwerkstruktur deutlich weniger anfällig für Schäden, da sie wesentlich besser vor Feuchtezutritt geschützt sind. Auch auf der leewärtigen Seite des Daches tragen die Steigstreben vermutlich mehr Last als berechnet, da die im Laufe der Jahrhunderte mechanisch als auch biologisch geschädigten Sparrenfüße nur schlecht instandgesetzt worden sind.²⁸ Während damit die Auflager an den Sparrenfüßen konstruktions- und lastbedingt nur als vertikal unverschieblich angesetzt sind, werden die inneren Auflager über den Mittelschiffpfeilern auch als horizontal unverschieblich angenommen. Da die Stuhlsäulen des stehenden Stuhles einen großen Anteil der Vertikallasten tragen müssen und konstruktiv auch tragen können, werden folglich mittels Reibung auch merkliche horizontale Lasten in den Unterbau abgeleitet. Im Falle der Wallfahrtskirche Tuntenhausen ergeben

²⁸Basierend auf dieser wesentlichen Erkenntnis werden in Kapitel 4 die Nachgiebigkeiten von Überblattungen unter Normalkraftbeanspruchung bestimmt.

sich anschließend weitere Probleme, da die sehr schlanken Mittelschiffspfeiler für die Aufnahme der Schubanteile aus Dachwerk und Gewölbe nicht steif genug sind. Dadurch entstanden Schäden wie etwa die beobachteten Risse in Gewölbelängsrichtung.

2.6.2. Evangelische Ulrichskirche Augsburg

Baugeschichte und Baubeschreibung [157]

Am Ende der Augsburger Maximilianstraße steht am Ulrichsplatz die evangelische Ulrichskirche (Abb. 2.35) senkrecht zur Längsachse der weitaus größeren, von Benediktinermönchen betreuten Basilika St. Ulrich und Afra, die ihren Ursprung im 7. Jahrhundert hat. An der Stelle der evangelischen Ulrichskirche stand im Mittelalter eine als Kaufstätte genutzte, dreibogige Vorhalle zur Klosterkirche St. Ulrich und Afra. Im Jahre 1457 wurden die Arkaden zugemauert und ein Predigthaus für die Wohnbevölkerung geschaffen, welches ab 1526 nach Konsolidierung der Reformationsbestrebungen von Martin Luther auch Protestanten regelmäßig nutzten.

In den detaillierten Ausführungsbestimmungen des Westfälischen Friedens von 1648 wurde das Predigthaus endgültig den Protestanten zugesprochen, wobei dem Kloster ein begrenztes Durchgangsrecht eingeräumt wurde. Wasserschäden an der Nordwestecke des Gotteshauses machten schon 1609 den Einbau von zwei Mauerankern erforderlich. Knapp 100 Jahre später stellte sich heraus, dass diese bereits durchgerostet waren und die gesamte Westmauer neu errichtet werden musste. Entgegen den Einwänden der Benediktinermönche zur geplanten Bauausführung wurde am 3. April 1709 mit dem Abbruch der alten Fassade begonnen. Auch auf den allerhöchsten Befehl des Kaisers hin unterbrach der mit der Bauleitung beauftragte Marx Loeser seine Arbeiten an dem barocken Neubau nicht.

Er schuf eine Saalkirche mit einer Länge von 37,70 m (Abb. 2.36). Die lichte Breite beträgt 16,25 m und die Höhe bis unter den Scheitel des stuckierten, korbbogigen Tonnengewölbes liegt bei 11,30 m. Die erste Innenrestaurierung fand 1957 - 1966 statt. Die vorerst letzte Renovierung der evangelischen St. Ulrichskirche erfolgte von November 2002 bis Mai 2007. Nachdem die Kirche wegen akuter Einsturzgefahr geschlossen worden war, wurden bei dieser Renovierungsmaßnahme für etwa 2,5 Millionen Euro der Dachstuhl repariert, die Stuckdecke sowie mehrere Bilder restauriert und eine neue Heizung installiert.



Abb. 2.35: Außenansicht der evangelischen Kirche St. Ulrich, Augsburg



Abb. 2.36: Innenansicht der evangelischen Kirche St. Ulrich, Augsburg

Aufbau und Tragverhalten des Dachwerks (Tab. A.8, Abb. B.3)

Das mit Dachziegeln eingedeckte Satteldach der evangelischen Ulrichskirche in Augsburg wurde nach [160, S. 39] im Jahre 1710 von den Augsburger Zimmerermeistern Caspar Walter d. Ä., dem Vater des Verfassers des eben erwähnten Traktats, und Martin Hörmann errichtet. Saalkirchen verlangen gegenüber Hallenkirchen - wie bereits auf Seite 8 erwähnt - unweigerlich nach ziemlich weit gespannten, leichten Gewölben, da keine Zwischenunterstützungen in Form von Pfeilern gegeben sind. So überspannt auch in evangelisch St. Ulrich ein flaches, nahezu freitragendes und nicht vollflächig verschaltes Bohlenbogengewölbe aus Holz den Unterbau ohne weitere Zwischenaufleger. Mit einer Spannweite von 18,25 m und einer Höhe von 11,35 m verbietet sich eine durchgehende Zerrbalkenlage. Der Dachneigungswinkel beträgt etwa 52° . In Längsrichtung misst das Dach 40,10 m und weist insgesamt 45 Gespärre auf. Jedes dritte Gespärre ist als Binder ausgeführt. Abbundmarken (römische Ziffern) sind an der Nordseite angebracht. Der lichte Abstand zwischen den Leergespärren beträgt 0,75 m, zwischen den Bindern 2,70 m. Ein maßstabsgereutes, räumliches Modell des Dachstuhles aus Holz, welches zur Bauzeit vermutlich als Entwurfsmodell diente, konnte in der Modellkammer des Maximilianmuseums in Augsburg gesichtet werden. Eine erstaunlich treffende Beschreibung sowie eine den ausgeführten Bindergespärren sehr ähnliche Systemskizze finden sich in [160] auf den Seiten 39–40 beziehungsweise auf Tabula XX.

Die Bindergespärre beruhen auf zwei Stockwerken mit liegenden Stühlen, deren Stuhlsäulen sich auf etwa halber Höhe zu den Kopfbändern hin durch ein Karniesprofil um etwa 10 cm verstärken. Während die Kopfbänder des liegenden Stuhles im oberen Stockwerk lediglich durch Stirnversätze druckfest angeschlossen sind, wurden die unteren Kopfbandanschlüsse durch aufwendige Blattverbindungen zugfest ausgeführt. Es fällt auf, dass die Sparren nicht auf den Stuhlsäulen aufliegen, sondern durch die angeblatteten Kehlbalken in einem Abstand von wenigen Zentimetern gehalten werden.

Zur Aufnahme des Dachschubes zeigt das Dachwerk nicht nur in den Bindergespärren, sondern auch in den Leergespärren Kreuzstreben, die an beiden Enden mit Blattverbindungen an die Sparren angeschlossen sind. Während die oberen Anschlüsse in Form von einfachen Schwalbenschwanzblättern ausgeführt sind und auch die gezackten Überblattungen an den Kehlbalken und Spannriegeln nicht verwundern, so ist es ungewöhnlich zu sehen, dass die Kreuzstreben über ihre unteren überblatteten Anschlüsse hinaus bis auf die Stichbalken geführt sind. Somit liegen die Aufschieblinge nicht wie üblich auf den Stichbalken, sondern auf den Kreuzstreben auf. In ihrem Überschneidungsbereich sind die Kreuzstreben der Bindergespärre in ihrem Querschnitt verstärkt und mittels zweier Eisenbolzen zugfest an eine ver-



Abb. 2.37: Augsburg, ev. St. Ulrich. Eisenband mit Keil zur Unterstützung der Kreuzstreben



Abb. 2.38: Augsburg, ev. St. Ulrich. Oberer Anschluss der zangenartig verdoppelten Hängesäule mit einem Eisenbolzen an die Sparren

doppelte, die Überzüge der Kehlbalken zangenartig umgreifende Hängesäulenreihe angeschlossen. Um ein seitliches Ausrücken des Dachwerkes ausschließen zu können, wurde in einigen Bindern als zusätzliche Maßnahme ein Eisenband über den unteren Kehlbalken gehakt und von dort in ihrem Verlauf der Kreuzstrebe nahezu parallel an das Stichgebälk geführt. Wie in Abb. 2.37 zu sehen ist, sind diese Eisenbänder mit beeindruckenden, mittels eines Keils ansatzweise anspannbaren Schlaufenverbindungen versehen.

Die Sparren binden mit Fersenversätzen in die abgestrebte Hängesäule ein und sind zusätzlich mit einem eisernen Bolzen gesichert (Abb. 2.38). Die ungewöhnliche, aber äußerst wirkungsvolle Verwendung eines Eisenbolzens am First gewährleistet aus statischer Sicht einen besonders steifen Anschluss der Hängesäule an die Sparren. Durch diese zugfeste Anschlussausbildung ist die letzte Voraussetzung erfüllt, damit sich als statisches System ein statisch bestimmtes Fachwerk mit den Sparren als geknicktem Obergurt und den Kreuzstreben als geknicktem Untergurt ausbilden

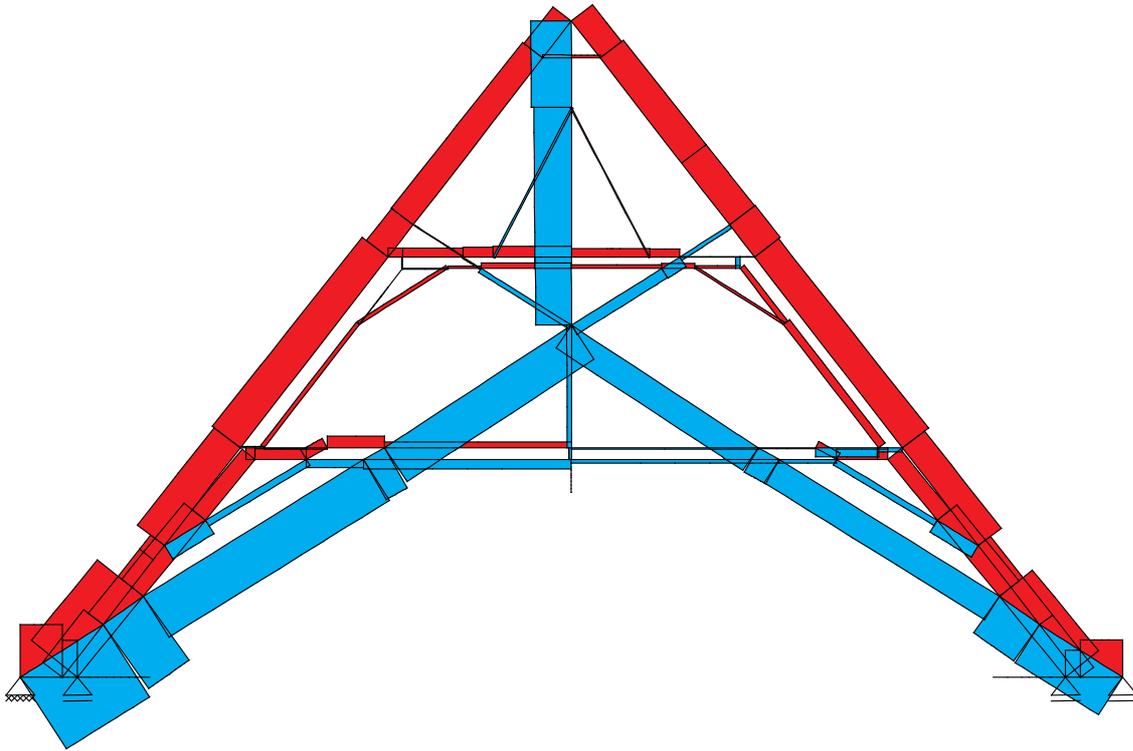


Abb. 2.39: Augsburg ev. St. Ulrich, hypothetisches Tragverhalten im Originalzustand unter Eigengewicht und Wind von links. Normalkraftverlauf

kann. Das für die Einstellung des Kräftegleichgewichtes fehlende vertikale Zugglied wird durch die Hängesäule bereitgestellt (Abb. 2.39). Doch trotz der konstruktiv gelungenen Ausbildung der entsprechenden zugfesten Anschlüsse, unterliegt das Dachwerk durch das horizontale Ausweichen der Sparrenfüße großen Verformungen, bis sich ein Gleichgewichtszustand einstellt.²⁹ Mit den Verformungen gingen Schäden an Dachwerk und Gewölbe einher. Um dies zu vermeiden, wurden im Dachwerk von evangelisch St. Ulrich neben den aus Eichenholz erneuerten Mauerlatten im Jahre 2007 auch die Kreuzstreben in den Leergespärren mit Stahlseilen hochgehängt.

Betrachtet man das Dachwerk noch abschließend in Längsrichtung, so macht man eine interessante Entdeckung. Neben der x-förmigen Windverbände mit Brustriegeln zwischen den liegenden Stühlen, finden sich im Firstbereich weitere Andreaskreuze, welche zwischen den Hängesäulen angeordnet sind. Dieses bisher noch nicht vorgestellte Konstruktionselement, welches als „Hängewand“ bezeichnet wird und auch

²⁹In dieser Berechnung wurden die Auflager als statisch bestimmt und bis auf eines als horizontal verschieblich angesetzt. Die alternative Annahme einer horizontal unverschieblichen Lagerung, welche den Kreuzstreben die Wirkung von Druckstreben zukommen ließe, ist gerade im Hinblick auf die dünnen Mauern der Saalkirche nicht gerechtfertigt.

aus gotischen Kirchen bekannt ist, leistet einen weiteren Beitrag zur Aussteifung des Dachwerkes in Längsrichtung.³⁰

2.6.3. Pfarrkirche Murnau

Baugeschichte und Baubeschreibung [110]

Südöstlich des Staffelsees im Landkreis Garmisch-Partenkirchen liegt der Markt Murnau. Da der gotische Vorgängerbau der jetzigen Kirche den Ansprüchen des Marktes nicht mehr entsprach und zudem ohnehin schon sehr baufällig war, entschied man sich 1716 zum Neubau der bis heute bestehenden Pfarrkirche St. Nikolaus (Abb. 2.40). Die Grundsteinlegung für den Gemeinderaum erfolgte ein Jahr später durch den damaligen Abt Placidus II. Seiz von Ettal. Die Frage nach dem Baumeister jener Tage ist nicht geklärt, da aufgrund von Bränden und der Säkularisation sämtliche Quellen verloren gegangen sind. Bernhard Schütz vermutet in [145, S. 125] einen Pater Roman Deschamps, welchem auch während der gesamten Bauzeit von 1717 - 1729 die Bauleitung oblag. Der Baumeister errichtete einen von außen rechteckigen Raum, in dessen Inneres ein ungleichseitiger, oktogonaler Grundriss mit dreieckigen Resträumen, welche im Osten als Kapellen genutzt werden, eingeschrieben ist. Im Westen ist dem Achteck ein dreiteiliger Eingangsbereich vorgelagert. Das bestimmende Element im Aufbau des Hauptraumes bildet das Motiv der rundbogigen Pfeilerarkade, welche jeweils eine Seite des Oktogons bildet (Abb. 2.41). Die Einbettung eines Zentralraumes in einen rechteckigen Baukörper stellt zu Anfang des 18. Jahrhunderts eine neue Bauaufgabe der südbayerischen Architektur dar. Speziell die Murnauer Pfarrkirche stellt eines der wichtigsten Vorbilder des barocken Kirchenbaus in Südbayern dar. Schütz [145, S. 125] bezeichnet sie sogar als zweiten Gründungsbau der hochbarocken Zentralraumanlagen. In den Hauptraum ist eine gemauerte Kuppel von 20,30 m Durchmesser eingeschrieben. Die Höhe bis zu ihrem Scheitel beträgt 19,10 m. Der Kuppelansatz, welcher nicht wie vielleicht gedacht am Kuppelring, sondern auf Höhe des Kranzgesimses der syrischen Bögen liegt, hat eine Höhe von 9,30 m. Somit schreibt die Kuppel, welche in der Literatur fälschlicherweise häufig als äußerst flach gespannt bezeichnet wird, in Wirklichkeit nicht nur einen Kreis im Grundriss, sondern eine Kugel mit einem Durchmesser von etwa 20 m in den Hauptraum ein.

Nachdem im Jahre 1721 der Gemeinderaum im Rohbau fertiggestellt worden war, entschied man sich 1725 auch zum Neubau des östlich vom Hauptraum gelegenen Chores, der ebenfalls einsturzgefährdet war. Die Eindeckung des neuen in Form eines

³⁰Das mehr als 200 Jahre ältere Dachwerk der benachbarten katholischen St. Ulrich-und-Afra-Kirche beherbergt beispielsweise auch eine solche Hängewand.



Abb. 2.40: Außenansicht der Pfarrkirche Murnau



Abb. 2.41: Innenansicht der Pfarrkirche Murnau

Trikonchos ausgebildeten Chores erfolgte 1727. Anschließend wurde noch der Turm erhöht und das Kirchengestühl aufgestellt. Im Jahr der Weihe 1734 war die Innenausstattung aufgrund finanzieller Engpässe bei Weitem noch nicht abgeschlossen. Die letzten Arbeiten, nämlich die Freskierung der Kuppel im Hauptraum, erfolgte erst 1893 - 1895 durch Waldemar Kolmsperger.

Erste Renovierungsmaßnahmen fanden in den Jahren 1959 - 1969 statt. Neben der Erneuerung der Kirchenfenster wurden auch die Außenmauern entfeuchtet und das Dach neu eingedeckt. Nachdem Wasserschäden am Deckengemälde des Gemeinde-raumes aufgetreten waren, wurde das Dach in den Jahren 1978 - 1981 im Turmbe-reich saniert und neuer Putz aufgebracht.

Aufbau und Tragverhalten des Dachwerks (Tab. A.10, Abb. B.14)

Von außen betrachtet verschwindet die den Innenraum bestimmende, große Kuppel zur Gänze unter einem gewöhnlichen Satteldach, welches vermutlich durch den Bernrieder Zimmermeister Pföderl (nach [107, Fußnote 1057]) aufgerichtet wurde. Mit einer Spannweite von 22,60 m und einer Höhe von 12,70 m beträgt die Dachneigung 48°. In seiner Länge misst das als Kehlbalkendach mit zwei Kehlbalken und einem Hahnenbalken ausgeführte Dachwerk 25,80 m. Die Bindergespärre, welche sich in Längsrichtung mit je zwei Leergespärren abwechseln, werden durch zwei übereinander gestellte liegende Stühle gestützt. Der lichte Abstand zwischen den Bindern beträgt 3,30 m, zwischen den Leergespärren 1,00 m. Die Bundseite der mit römischen Ziffern versehenen Gespärre ist die Westseite. Bereits auf den ersten Blick lässt sich erkennen, dass es sich um ein einheitlich strukturiertes und vom sicherlich geübten Zimmermeister jener Tage wohl durchdachtes Dachwerk handelt. Die Kehlbalken der Leergespärre werden mittig durch Unterzüge getragen, die in den Bindergespärren an sehr querschnittsstarken Hängesäulen aufgehängt sind. Auffallend ist, dass der Spannriegel der oberen Stuhlkonstruktion sowie die Kehlbalken der Bindergespärre nicht von Sparren zu Sparren durchgehen, sondern an der Hängesäule wechselseitig angezapft und damit äußerst weiche Substrukturen des Dachwerkes darstellen. Die Hängesäulen selbst sind auf die oberen Kehlbalken abgestrebt, die Sparren durch Fersenversätze angeschlossen. In Längsrichtung sind zwischen den Hängesäulen Andreaskreuze - wie schon aus dem Dachwerk der evangelischen St. Ulrichskirche in Augsburg (Abschnitt 2.6.2) bekannt - an den unteren der beiden Unterzüge und einen Brustriegel angeblattet, so dass sich eine „Hängewand“ ausbildet.

Während die Traufe des Satteldachs so weit über den Gewölbe- und Kuppelscheiteln der Nebenräume des Kirchengebäudes angeordnet ist, dass in diesen Bereichen



Abb. 2.42: Sprengwerk im offenen Dachwerksteil der Pfarrkirche Murnau



Abb. 2.43: Kuppel- und Dachwerksringanker im Dachwerk der Murnauer Pfarrkirche

(Gespärre I bis IX und XXI bis XXIII³¹ des Hauptdaches sowie über dem gesamten Chorbau) die Anordnung einer durchgehenden Zerrbalkenlage möglich ist, ragt die Kuppel im Bereich des Hauptraumes bis knapp unter den ersten liegenden Stuhl in das Dachwerk.³² Die neue Aufgabenstellung des Zimmerers bei einem teilweise offenen Dachwerk liegt nun darin, die horizontalen Lasten des offenen Bereichs in die Dachendbereiche mit durchgehender Zerrbalkenlage umzuleiten. Um dies sicherzustellen, wurde in Murnau zwischen den Stuhlsäulen der liegenden Stühle ein Sprengwerk zur Überbrückung des offenen Dachwerkteiles eingebracht (Abb. 2.42). Ganz bewusst wird von „Überbrückung“ gesprochen, da Sprengwerke ihren Ursprung im Brückenbau haben und dort häufig zum Einsatz kamen. Zur effektiven Ausbildung dieser Konstruktion wurde die Fußschwelle des liegenden Stuhles von Gespärre VI bis Gespärre XX aufgedoppelt und durch Holznägel in ihrer Lage gesichert. Von beiden Außenseiten her sind die zwei diagonal verlaufenden Streben der „Brücken“ mit Eisenbändern an die als Zugband fungierende, aufgedoppelte Fußschwelle angeschlossen. Als Druckglied des Sprengwerks ist ein Sprengriegel unter dem Stuhlrähm an die Stuhlsäulen angezapft. Das Murnauer Dachwerk zeigt mit dieser Konstruktion, wie Sprengwerke auch wirkungsvolle Anwendungen im Dachwerksbau finden konnten.

Eine weitere bedeutsame Maßnahme, mit der die Entlastung des offenen Dachwerkabschnittes sichergestellt werden sollte, war die Anbringung von hölzernen Ringankern und Wechslern. So verläuft ein erster, auf den Mauerlatten zu einem Achteck verblatteter Dachwerksringanker um die Kuppel (Abb. 2.43). Eine Balkenlage höher ist ein zweiter Ringanker angeordnet, der durch entsprechende Wechsel an den Stichbalken ebenfalls oktogonal um den offenen Dachwerksteil geführt wird und ein Auseinanderdriften des Dachwerks nachhaltig verhindert. Die Mauerlatten ruhen nicht wie in den meisten Dachwerken üblich auf einer durchgehenden Mauerkrone, sondern auf Zinnen, die die Konstruktion wirksam vor Durchfeuchtung schützen. In Querrichtung sind in allen Gespärren des offenen Dachabschnittes Kreuzstreben angeordnet, welche die horizontalen Kräfte zu den Mauerlatten bringen sollen. Während die Kreuzstreben der Bindergespärre aufgrund der Hängesäulenabstrebenungen mit den Anblattungen am oberen Kehlbalken und Spannriegel enden, sind sie in den Leergespärren weiter bis an die Sparren geführt und dort mit Schwalbenschwanzblättern angeschlossen. Offenbar wurden diese Anschlüsse aber schnell schadhafte, so dass sie nachträglich mit Eisenbändern ertüchtigt

³¹An Bindergespärre XXIII sind die Zapfenlöcher einer Abwalmung zu sehen, welche dem Chordach weichen musste.

³²Ein weiteres Beispiel, bei dem eine Kuppel in ein Satteldach ragt ist die Dreifaltigkeitskirche von Dommelstadl (Tab. A.21, Abb. B.8). Dieses Dachwerk ist zwar in seiner Dimension deutlich kleiner als das Murnauer, aber aufgrund des dreieckförmigen Grundrisses der Kirche dennoch sehr interessant.

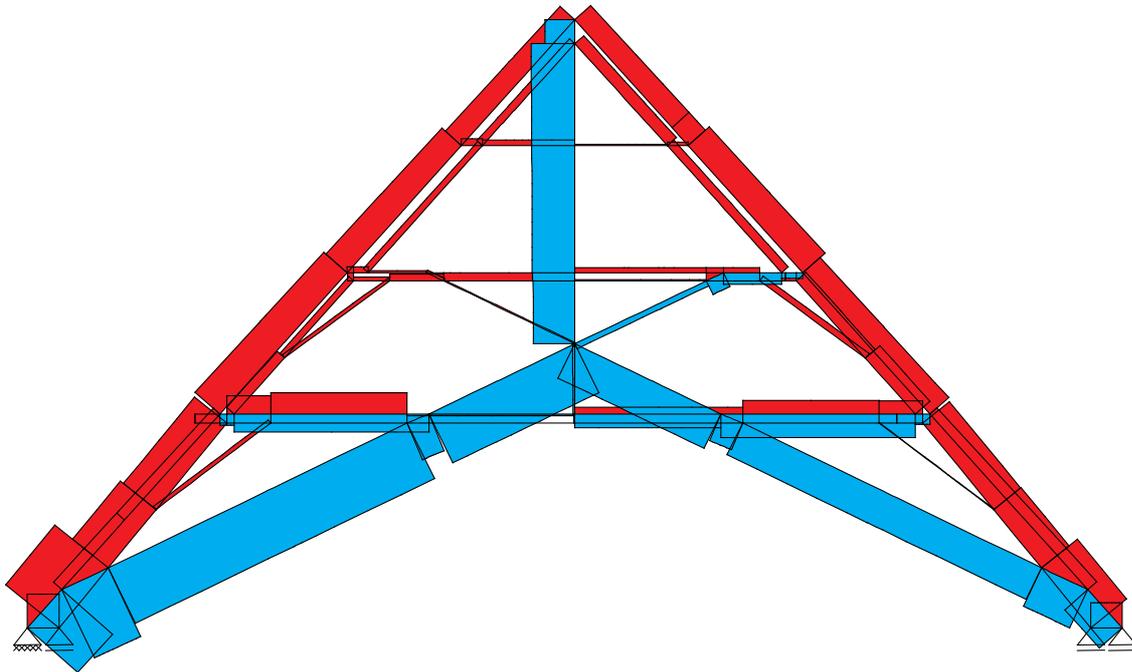


Abb. 2.44: Murnau, hypothetisches Tragverhalten im Originalzustand unter Eigengewicht und Wind von links. Normalkraftverlauf

werden mussten. Dagegen weisen die Überblattungen der Kreuzstreben mit den Hängesäulen sowie die aufwendigen, sägezahnartigen Anblattungen an ihren unteren Enden keine Schäden auf, obwohl dort keinerlei Eisenteile verwendet wurden. Neben den Reparaturen an den oberen Kreuzstrebenanschlüssen finden sich Eisenteile im Murnauer Dachwerk nur am unteren Ende der Hängesäule sowie am Sprengwerk. Legt man der Berechnung (Abb. 2.44) einen aufgrund fehlender Abstreibungen der Längsmauern berechtigterweise horizontal nachgiebigen Unterbau zugrunde, so stellt sich prinzipiell dasselbe statisch bestimmte Tragverhalten wie beim Dachwerk der evangelischen Ulrichskirche in Augsburg ein: ein Fachwerk mit geknicktem Ober- und Untergurt. Damit wurde die bereits von Dachwerken mit Holztonne bekannte Lösung zur Übertragung des Dachschubes mittels Kreuzstreben erfolgreich für die neue Bauaufgabe der Überdachung von rechteckig ummantelten Zentralräumen adaptiert.

Separat davon gilt es neben den Schubkräften des Dachwerkes aber auch, die Schubkräfte der gewaltigen Kuppel abzuführen. Dazu wurden drei weitere Ringanker im Dachwerk angeordnet, womit sich insgesamt fünf Ringankersysteme im Dachwerk befinden. Zum einen umspannen mehrere miteinander verbundene Balken die Kuppel, welche auf dem Stichgebälk des offenen Dachabschnittes aufliegen. Dies ist der erste Kuppelringanker. Wirft man nun noch einen Blick unter die Stichbalkenla-

ge, so sieht man hier zwei weitere. Der eine liegt auf Höhe des Kuppelabsatzes (Abb. 2.43), und umspannt die Kuppel vollständig. Der andere, welcher aus vier Eichenbalken besteht und etwa zwei Meter tiefer liegt, verbindet die Kirchenmauern diagonal übereck mit den Freipfeilern, welche wiederum durch hölzerne Anker zusammengespannt sind.

2.6.4. Pfarrkirche Altenerding

Baugeschichte und Baubeschreibung [14]

Inmitten der Ortschaft Altenerding, dem ältesten Siedlungsgebiet des Landkreises Erding, liegt die Pfarrkirche Mariä Verkündigung (Abb. 2.45). Da der spätgotische Vorgängerbau der jetzigen Kirche aus dem Jahre 1464 auffällig war, erteilte das Freisinger Ordinariat im Jahre 1716 die Genehmigung zur Erneuerung der Kirche. Als erste Baumaßnahme wurde 1718 der im Jahre 1556 errichtete Turm abgebrochen. Zwei Jahre später begann der mit der Bauleitung und Bauausführung beauftragte Erdinger Maurermeister Anton Kogler mit dem Neubau des Gotteshauses. Das Mauerwerk des spätgotischen Chores der Vorgängerkirche wurde darin mit einbezogen und erhöht. Es entstand ein fünfschichtiges Langhaus mit Pilastergliederung (Abb. 2.46). Wand- oder Strebepfeiler zur Schubaufnahme fehlen. Abseiten sind lediglich als seichte Wandvorlage angedeutet. Am 20. August 1724 konnte die Saalkirche, welche über ein gemauertes(!), stark gedrücktes, korbbogiges Tonnengewölbe mit ebenfalls flach anschließenden Stichkappen verfügt, durch den Bauherrn den Freisinger Fürstbischof Johann Franz von Ecker konsekriert werden.

Die Abmessungen der Kirche betragen in der Länge insgesamt 40,10 m, wobei das Langhaus 26,20 m misst. Die Breite des Bauwerkes liegt bei 13,85 m, die Höhe bis zu den Deckengemälden beträgt 13,15 m. Renovierungen fanden 1956 und in umfassendem Maße 1981-87 statt.

Aufbau und Tragverhalten des Dachwerks (Tab. A.9, Abb. B.1)

Mit einer Höhe von etwa 9,20 m und einer Spannweite von circa 15,65 m beträgt der Neigungswinkel des Altenerdinger Satteldaches 48° . Die Bindergespärre sind durch zwei aufeinander gestellte liegende Stühle ausgebildet. Während die Stuhlsäule im oberen Stockwerk gevoutet ist und an dieser Stelle etwa 10 cm ihrer Höhe verliert, ist die untere Stuhlsäule über ihre gesamte Länge nahezu gleichmäßig im Querschnitt ausgebildet. Unmittelbar über ihrer Fußschwelle verjüngt sie sich jedoch um die Hälfte. Diese Querschnittsschwächung mindert aus statischer Sicht

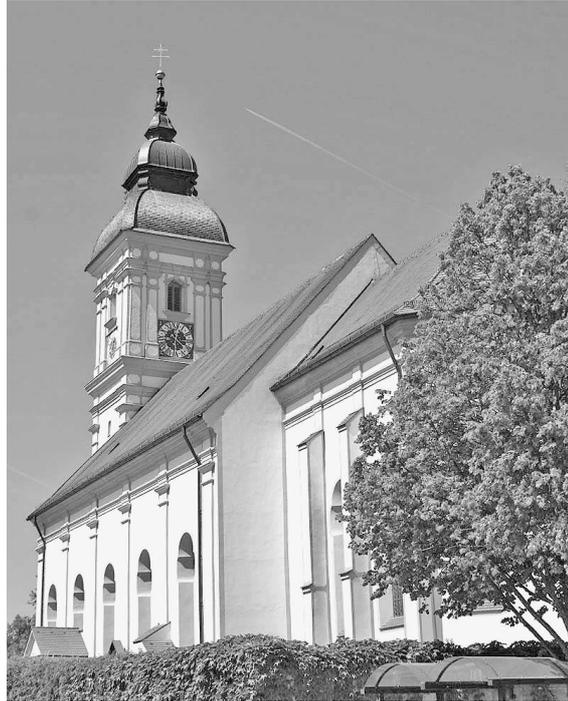


Abb. 2.45: Außenansicht der Pfarrkirche Altenerding



Abb. 2.46: Innenansicht der Pfarrkirche Altenerding

die übertragbare Kraft an dieser Stelle erheblich und muss daher als fehlerhaftes Konstruktionsdetail angesehen werden. Auf einem der Spannriegel findet sich eine aufwendige, eingravierte Signatur mit den vermutlich vom Zimmerer stammenden Initialen „GD“, nach welcher das Satteldach der Pfarrkirche Altenerding auf das Jahr 1721 datiert wird. Die Kehlbalken werden durch ein dreifaches Hängewerk hochgehängt. Die mittlere Hängesäule, an welche die Sparren mit Fersenversätzen angeschlossen sind, umgreift an ihren unteren Enden Kehlbalken und Spannriegel der Stuhlkonstruktion mit Hängeeisen. Die beiden verbleibenden Hängesäulen dagegen sind an die Sparren angezapft und an ihren unteren Enden mit Hängeeisen zugfest an längsgerichtete Unterzüge angeschlossen. Die insgesamt 29 Gespärre unterliegen einem größtenteils einheitlichen Wechsel von einem Bindergespärre, auf welches zwei Leergespärre folgen. Der lichte Abstand zwischen den Leergespärren beträgt 80 cm, die Binder haben eine lichte Weite von 2,75 m. Über die gesamte Länge des Dachwerkes, welche sich auf 27,20 m beläuft, ist zwischen den Stuhlsäulen der Bindergespärre ein Windverband durch einfache Andreaskreuze ausgebildet. Eine interessante Beobachtung findet sich bei der Anordnung und Nummerierung der hütchenförmigen Abbundmarken. Geht man die Gespärre von Osten beginnend ab, so liegt die Abbundseite bis zum Leergespärre XV auf der Westseite. Im Anschluss daran wechselt die Bundseite nach Osten und bei Leergespärre XVI beginnt die Nummerierung von Neuem bei I. Natürlich liegt aufgrund dieser „Zweiteilung“ die Vermutung nahe, dass das Altenerdinger Dachwerk aus Gründen der Zeitersparnis möglicherweise von zwei Zimmererkolonnen gleichzeitig je zur Hälfte aufgerichtet worden ist.³³

Trotz der stark gedrückten Form der gemauerten Tonne, welche sich statisch als besonders kritisch erweist, ist das Dachwerk ohne durchgehende Zerrbalkenlage ausgeführt.³⁴ Ohne Mühe hätte man eine kleine Aufmauerung vornehmen können, um eine durchgehende Zerrbalkenlage zu ermöglichen, da die Traufe des Daches nur knapp unterhalb des Gewölbescheitels liegt. Der Zimmerer entschied sich jedoch dagegen und ordnete in allen Gespärren eine um etwa einen Meter angehobene Balkenlage an, welcher die Funktion eines Zugbandes zugeordnet ist. Auf weitere Schub Sicherungen wie etwa Kreuzstreben verzichtete er gänzlich. Der Zugbandanschluss ist mit einem Durchsteckzapfen ausgebildet, an dessen Oberseite ein eisernes, an die Außenseite der Sparren angenageltes Band verläuft (Abb. 2.47).³⁵ In Längsrichtung

³³Eine derartige Zweiteilung des Daches findet sich auch in Unterbiberg wieder, wobei in diesem Falle die Nummerierung ohne Unterbrechung durchläuft.

³⁴Gerade bei gemauerter Längswölbung ist das „Öffnen“ eines Dachwerkes aufgrund des hohen Eigengewichts und der daraus resultierenden Schubkräfte noch wesentlich kritischer zu sehen als bei Gewölben aus Holz. Bei Saalkirchen reicht dann oftmals schon der aus dem Gewölbe stammende Schub aus, um ein Auseinanderschieben der Mauern zu bewirken. In Verbindung mit dem Dachwerksschub kommt es in der Regel zu erheblichen Schäden.

³⁵Eine andere Variante, das angehobene Zugband auszubilden, wurde im unweit entfernten Aufkir-



Abb. 2.47: Anschluss der erhöhten Zerrbalkenlage an die Sparren mit Durchsteckzapfen und Eisenband im Altenerdinger Dachwerk



Abb. 2.48: Ertüchtigung des Altenerdinger Dachwerks (Fachwerkstruktur)

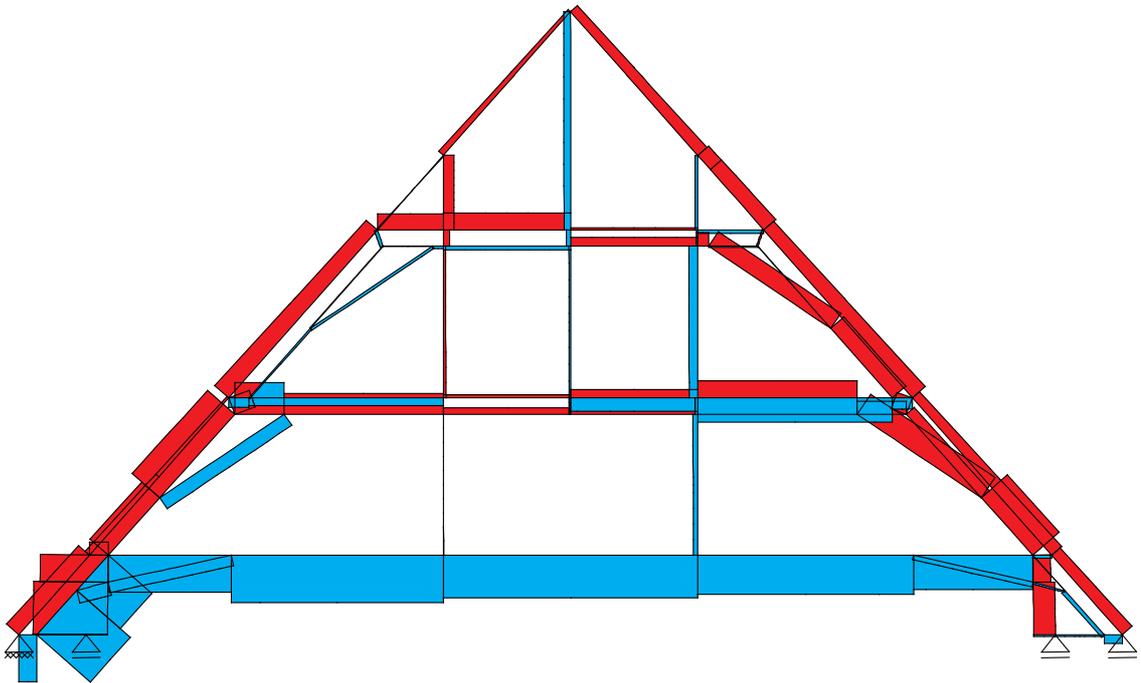


Abb. 2.49: Altenerding, hypothetisches Tragverhalten im Originalzustand unter Eigenlast und Wind von links. Normalkraftverlauf

wird die Zerrbalkenlage durch ein Fünfeckkrähm getragen. Man kann diese Konstruktion aufgrund der zum ersten Kehlbalke durchlaufenden Stuhlsäule als eine Art "verkümmertes" liegender Stuhl betrachten, welche durch ein angeblattetes Kopfband gegen Verdrehung gesichert und somit als steifer Rahmen ausgebildet ist. Eine zusätzliche Abstrebung auf die in Längsrichtung nicht mit Wechsellern verbundenen Stichbalken erfolgt durch Sparrenknechte. Während ein Großteil der Stichbalken unmittelbar an diesen vertikalen Abstrebungen enden, gibt es einige, die bis an das Gewölbe reichen und erst dort abgeschnitten sind. Möglicherweise handelt es sich hierbei entgegen der Erkenntnisse im Dachwerk der Pfarrkirche Tuntenhausen um Ankerbalken, die bis zum Bau des Gewölbes den Dachschub aufnahmen.

Die statische Analyse des Dachwerkes zeigt, dass die an der angehobenen Zerrbalkenlage auftretenden Kräfte sehr hoch sind (Abb. 2.49) und auch dann nicht verformungsarm übertragen werden können, wenn ein mit eisernen Bändern ausgebildeter zugfester Anschluss vorhanden ist. Umfassende Instandsetzungsmaßnahmen, welchen das Dachwerk in den achtziger Jahren unterworfen werden musste, bekräftigen die These, dass sich Dachwerkstrukturen mit hochhängtem Zugband als

chen (Tab. A.15) gewählt. In diesem Dachwerk werden die Stuhlsäulen durch eine gedoppelte, angehobene Balkenlage umfasst. Ihr Anschluss wird durch eiserne Bolzen hergestellt.

statisch unzulänglich erweisen. Zur Ertüchtigung wurde eine Firstpfette eingezogen, welche durch kurze, von Sparren zu Sparren reichende Hölzer unterstützt wird. Eine fachwerkartige Struktur aus diagonal angeordneten, zangenförmigen Balken leitet die an den Hängesäulen ankommenden Kräfte nach außen in den liegenden Stuhl ab und über stählerne Hängesäulen und diagonale Stahlstreben weiter zu den Fußpunkten des Dachwerkes (Abb. 2.48). Die äußere der beiden Mauerlatten wurde vermutlich aufgrund von Fäuleschäden entfernt und durch einen eisernen, in das Mauerwerk einbetonierten Anschluss ersetzt. Auch wenn das neue Erscheinungsbild des Daches den Betrachter nicht unbedingt begeistern kann, so wird zumindest der statisch erwünschte Effekt erzielt: das Dach ist nun schadfrei und keinen gefährdenden horizontalen Verschiebungen mehr unterworfen.

2.6.5. Pfarrkirche Weyarn

Baugeschichte und Baubeschreibung [122]

Im Jahre 1133 stellte Graf Sigeboto von Falkenstein-Neuburg die Stiftsurkunde zur Gründung eines Augustiner-Chorherrenstifts unter dem Patronizium von Peter und Paul in Weyarn (Landkreis Miesbach) aus. Bei der ersten Kirche handelte es sich um eine romanische, dreischiffige Basilika ohne Querschiff, die 1356 durch einen Brand zerstört wurde. Propst Heinrich II. ließ die Kirche wieder dreischiffig, aber im gotischen Stil aufbauen. Mit dem Bau der jetzigen Kirche wurde im Jahre 1687 aufgrund eines weiteren Brandes unter der Bauleitung von Gelasius Harlaß im barocken Stil begonnen. Nach 7 Jahren Bauzeit konnte das Gotteshaus am 9. August 1693 geweiht werden (Abb. 2.50).

Als Baumeister wirkte der aus Graubünden stammende Lorenzo Sciasca, der eine Wandpfeilerkirche errichtete. Eine gemauerte Stichkappentonne überwölbt den Kirchenraum zwischen den Wandpfeilern, welche über 3 Meter tiefe quertonnengewölbte Seitenkapellen ausbilden. Die Länge des Innenraumes beläuft sich auf 46,20 m, die Gesamtbreite liegt bei etwa 17 m. Die Höhe bis zu den vom Wessobrunner Stuckateur Johann Baptist Zimmermann geschaffenen Deckenfresken beträgt 16,20 m (Abb. 2.51). Die erste vermutlich größere Renovierungsmaßnahme des Innenraumes war 1829 von Nöten. Kleinere Restaurierungsmaßnahmen an den Altären und der Kanzel wurden in den Jahren 1856, 1908, 1915 und 1931 vollzogen. Von 1970 - 1980 fand unter der Aufsicht des Rosenheimer Landbauamtes eine Gebäudeaußenrenovierung sowie von 1974 - 1980 eine Innenrenovierung statt.



Abb. 2.50: Außenansicht der Pfarrkirche Weyarn



Abb. 2.51: Innenansicht der Pfarrkirche Weyarn

Aufbau und Tragverhalten des Dachwerks (Tab. A.7, Abb. B.19)

Das mit Holzschindeln gedeckte Satteldach über dem Langhaus der Pfarrkirche Weyarn ist zweistöckig aufgebaut.³⁶ Mit einer Höhe von 9,85 m und einer Breite von 18,70 m hat das Dach einen Neigungswinkel von circa 47°. Während die Längsstone fast zwei Meter in das Dachwerk reicht und eine durchgehende Zerrbalkenlage verbietet, erlauben es die tiefen Wandpfeiler im unteren Stockwerk einen niedrigen, stehenden Stuhl auf dem Stichgebälk anzuordnen. Der auf die Stuhlkonstruktion aufgekämmte Kehlbalcken liegt nur knapp über dem Gewölbescheitel. Das obere Stockwerk bildet ein liegender Stuhl aus, dessen Stuhlsäulen aber nicht parallel zu den Sparren verlaufen, sondern die so steil geführt sind, dass sie über dem stehenden Stuhl des unteren Stockwerks zum Liegen kommen.³⁷ Da die Fußschwelle des liegenden Stuhles auf die Kehlbalckenlage aufgekämmt sind, können Horizontalkräfte in den Kehlbalcken eingeleitet werden. Somit bildet sich im oberen Stockwerk ein steifes Rahmengefüge aus, in welchem der Kehlbalcken durchaus die Aufgabe eines hochgehängten Zerrbalkens übernehmen kann. Die außerhalb dieses Rahmengefüges liegenden Dachwerksteile werden durch Diagonalstreben nach innen gehängt. Ihr Anschluss erfolgte mittels zugfester Blattverbindungen an eine mittlere Hängesäule, welche auf den oberen Kehlbalcken abgestrebt ist. An ihrem unteren Ende reicht die Hängesäule bis zur Kehlbalckenlage des stehenden Stuhls und umgreift diese sowie einen längsgerichteten Unterzug mit einem Hängeisen. Es handelt sich hierbei um die einzige eiserne Verbindung im gesamten Dachwerk.

Der Aufbau der insgesamt 27 Gespärre, die auf ihrer Westseite mit römischen Ziffern versehen sind, gestaltet sich über eine Länge von 29,60 m sehr regelmäßig. Zwischen zwei Bindergespärren (lichter Abstand 3,15 m) liegen je zwei Leergespärre (lichter Abstand 90 cm). Im oberen Stockwerk befindet sich noch ein recht spärlicher Windverband mit v-förmig angeordneten Streben zwischen den Stuhlsäulen. Die stehenden Stühle des unteren Stockwerks sind in Längsrichtung durch Fußschwellen, Rähme und wiederum v-förmige Streben zu einer Stuhlwand verbunden. Bei genauer Betrachtung von Abb. 2.52 erkennt man, dass sich die Bindergespärre des Dachwerks nicht in den Achsen der Wandpfeiler, sondern genau dazwischen befinden. Dies lässt den Schluss zu, dass der Zimmerer das Dachwerk gänzlich unabhängig von der Unterkonstruktion einteilte, um es dann unabhängig von der Erbauung der

³⁶Im Chordach ist die Jahreszahl 1693 in eine Hängesäule eingeschnitzt. Wahrscheinlich stammt auch das Hauptdach aus diesem Jahr.

³⁷Kommen in einem Dachwerk sowohl stehende als auch liegende Stühle vor, so ist es die Regel, dass sich der liegende Stuhl wie im Dachwerk von Weyarn über dem stehenden befindet. Eine Ausnahme, bei der dies nicht der Fall ist, stellt die Filialkirche St. Leonhard in Siegertsbrunn dar (Tab. A.27, Abb. B.17). Hier ist der stehende Stuhl über dem liegenden angeordnet, wodurch es zu großen Durchbiegungen des durch den stehenden Stuhl belasteten Kehlbalckens kommt.



Abb. 2.52: Vertikal nachgiebige Stuhlwände im Dachwerk der Pfarrkirche Weyarn

Gewölbe aufrichten zu können. Während durch die Wandpfeiler eine horizontale Unverschieblichkeit der Auflager gewährleistet ist, ist die zwischen den Wandpfeilern frei gespannte Stuhlwand vertikal nachgiebig und fungiert als Biegeträger. Legt man der Stuhlwand ein idealisiertes, fachwerkartiges Verhalten zugrunde, so ergibt sich eine äquivalente Federsteifigkeit von etwa 5 MN/m in vertikaler Richtung.

Die Berechnungsergebnisse (Abb. 2.53) zeigen, dass die Hängesäule kaum Belastung erfährt. Tatsächlich bestätigt die Inaugenscheinnahme der Hängesäulen, dass die Hängeeisen „Luft“ zu den Unterzügen aufweisen und folglich nicht auf Zug belastet sein können. Somit dominiert unter Eigengewicht und Windlast eindeutig die Bogentragwirkung über die des statisch bestimmten Fachwerkes mit geknicktem Unter- und Obergurt. Den Diagonalstreben kommt dabei eine ambivalente Rolle zu: Während die windzugewandte Diagonalstrebe auf Zug belastet wird und damit den Bogenschub in der linken Dachwerkshälfte kurzschließt, wird die andere Diagonalstrebe auf Druck beansprucht. Für den hier nicht dargestellten Lastfall aus Eigengewicht bestimmen die Steifigkeiten der Stuhlwand den Lastabtragungsmechanismus.³⁸ Die Diagonalstreben sind damit maßgeblicher an einer Bogentrag-

³⁸S. dazu [96, S. 40–42]

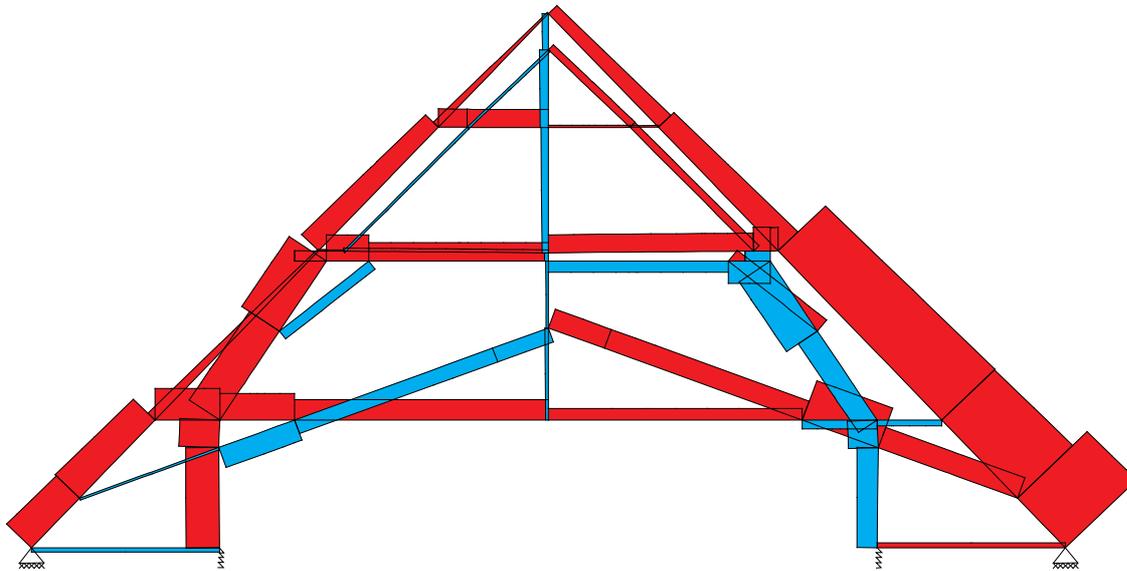


Abb. 2.53: Weyarn, hypothetisches Tragverhalten im Originalzustand unter Eigengewicht und Wind von links. Normalkraftverlauf

wirkung als an einer Fachwerkwirkung beteiligt. Sicherlich war sich der Zimmerer dieser vorrangigen Tragfunktion nicht bewusst, da er sämtliche Anschlüsse der Diagonalstreben hinsichtlich einer Fachwerkwirkung zugfest ausbildete. Begutachtet man jedoch den heutigen Zustand der Anschlüsse zwischen Diagonalstreben und Hängesäulen eingehender, so identifiziert man sie schnell als bedeutenden konstruktiven Schwachpunkt des Weyarner Dachwerkes. An die nur etwa 24 cm breiten, einzelnen Hängesäulen konnten nur knappe Weißschwanzblätter angeschlossen werden, deren Sicherung nicht, wie zu erwarten mit Eisenbolzen, sondern lediglich mit Holznägeln erfolgte. Die Schäden, welche aus diesen unzureichend ausgebildeten Verbindungen resultieren, sind kaum zu übersehen: ein Großteil der Holznägel unterliegt einem Biegebruch, die Diagonalstreben sind zumeist ausgerissen (Abb. 2.54). Damit beschränkt sich die heutige Aufgabe der Diagonalstreben lediglich auf die Aussteifung des stehenden Stuhles, mit welchem sie überblattet sind.

Während mangels erforderlicher Notwendigkeit keine Reparaturen an den Diagonalstreben vorgenommen wurden, sind die Stichbalken der Konstruktion bei der letzten Renovierung vermutlich aufgrund von Fäuleschäden nahezu vollständig ausgewechselt und mit Stahlwinkeln an die Sparren angelascht worden. Des Weiteren wurde der Bereich um die Mauerlatten mit Leichtbetonsteinen ausgemauert.

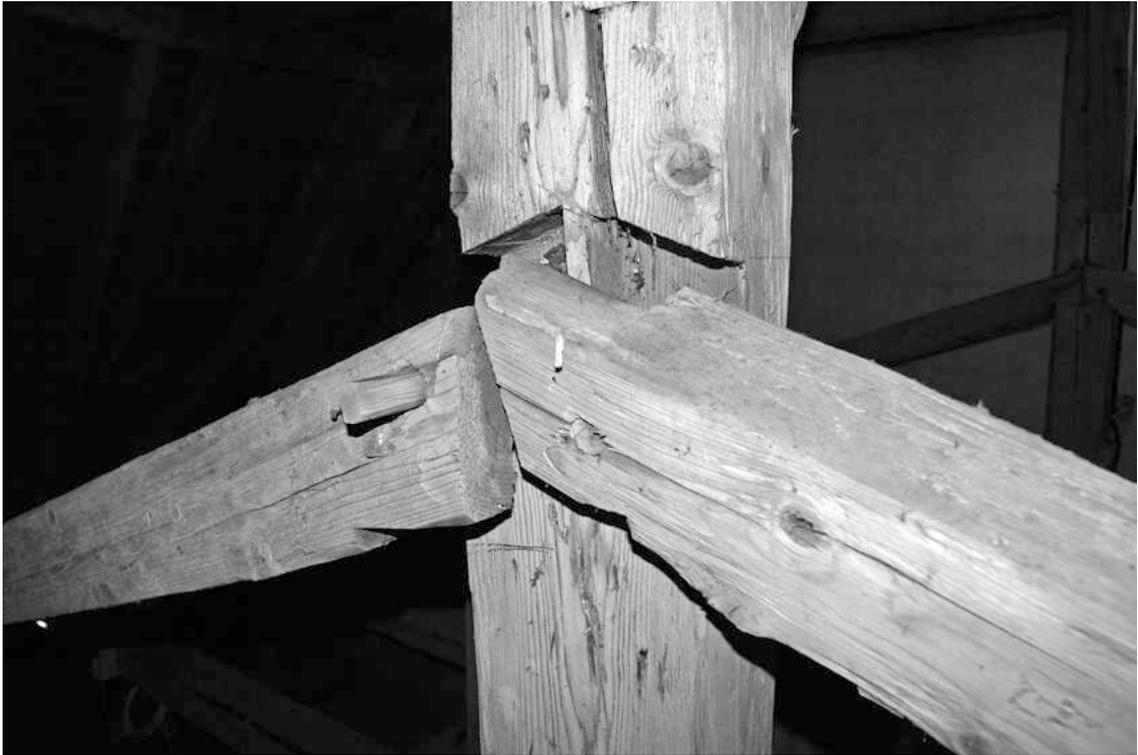


Abb. 2.54: Geschädigter Anschluss der Diagonalstreben an die Hängesäule im Dachwerk der Pfarrkirche Weyarn

2.6.6. Pfarrkirche Baumburg

Baugeschichte und Baubeschreibung [39], [102], [161]

Im Jahre 1754 wurde in Baumburg im nördlichen Chiemgau auf den Grundmauern einer romanischen Kirche von 1156 mit dem Bau der bis heute bestehenden, ehemaligen Augustiner-Chorherrenstiftskirche im Rokokostil begonnen (Abb. 2.55). Von der Vorgängerkirche, einer dreischiffigen Basilika, blieben einzig die beiden 49,5 m hohen Türme und die Westfassade erhalten. Mit der Begründung, dass durch die flachen Dächer der Seitenschiffe ständig Wasser eindringe, wodurch die Gewölbe einsturzgefährdet seien, wollte man nun die Kirche „unter ein einziges Dach“ bringen. Als Bauherr fungierte der damalige Stiftsprobst Joachim Vischer, der die Bauplanung und Bauleitung an den Trostberger Gerichtsmaurermeister Franz Alois Mayr übertrug.

Mayr erbaute eine hohe, lichte Wandpfeilerkirche, die ein mächtiges, gemauertes Tonnengewölbe mit kurzen Quertonnen auf den Abseiten überspannt (Abb. 2.56).



Abb. 2.55: Außenansicht der ehemaligen Stiftskirche Baumburg



Abb. 2.56: Innenansicht der ehemaligen Stiftskirche Baumburg

Die Wandpfeiler ragen etwa 3 Meter in den Kirchenraum und können daher problemlos ihre gewölbetragende Funktion übernehmen. Der rechteckige Grundriss der Kirche hat (ohne Vorbau) eine Länge von 45,50 m sowie eine Breite von 17,90 m. Die Höhe bis zu den vom Prager Hofmaler Felix Anton Scheffler geschaffenen Deckenfresken beträgt ebenfalls 17,90 m. Erste Renovierungsarbeiten wurden im Jahr 1914 durchgeführt. Von 1955 - 1958 wurde der Kircheninnenraum unter der Leitung des Bayerischen Landesamtes für Denkmalpflege restauriert. Eine Außenrenovierung wurde von 1981 - 1985 durchgeführt.

Aufbau und Tragverhalten des Dachwerks (Tab. A.24, Abb. B.4)

Das Satteldach der Pfarrkirche Baumburg, welches im Jahre 1756 im Zuge des Kirchenbau vermutlich unter der Leitung des Baumeisters Franz Alois Mayr errichtet wurde, stellt ein typisches Beispiel eines Dachwerkes über einer Wandpfeilerkirche mit gemauerter Längsstone dar. Gekonnt werden die Ideen aus den Stehender-Stuhl-Konstruktionen der Hallenkirchendachwerke mit denen der weit gespannten Kreuzstrebenkonstruktionen der Saalkirchendächer vereint.

Die zweistöckige Konstruktion ist durch zwei übereinandergestellte liegende Stühle gekennzeichnet. Die Breite von Sparrenfuß zu Sparrenfuß liegt bei 18,80 m. Mit einer Höhe von etwa 10,15 m beträgt die Dachneigung 47°. Die Kopfbänder der liegenden Stühle sind durch versetzte Zapfen lediglich druckfest angeschlossen. In der Nähe der Stuhlsäulenfußpunkte findet sich in kleinen vertikalen Fußstreben (sogenannten Sparrenknechten) ein charakteristisches Konstruktionselement von Franz Alois Mayr. Als charakteristisch erweisen sich auch deren Anschlüsse. Immer wieder finden sich in Mayrs Dachwerken Hakenblätter mit einer kleinen, rechteckigen Nase und einem gekehlten Ende.³⁹ Diese Verbindungen können sowohl Zug- als auch Druckkräfte übertragen und bilden nahezu steife Rahmenecken aus. Eine sparrenparallele Strebe mit „bayerischen“ Hakenblättern bindet den Stichbalken an den Spannriegel des unteren liegenden Stuhles an. Dieser Spannriegel sowie der untere der beiden Kehlbalcken werden von einem Hängeisen umfasst und im oberen Stockwerk an eine mittige, abgestrebte Hängesäule angeschlossen. Bis auf die äußeren Mauerlatten, welche aufgrund von Fäulniserscheinungen ausbetoniert wurden, befindet sich das Dachwerk im Originalzustand.

In Längsrichtung sind acht nahezu gleichartige, an der Westseite mit römischen Ziffern abgebundene Bindergespärre, zwischen denen je zwei Leergespärre liegen, angeordnet. Der lichte Abstand zwischen den Leergespärren beträgt 85 cm und zwischen den Bindergespärren 2,90 m. Die Längsaussteifung der Binder wird sowohl

³⁹Besichtigt wurden die Dachwerke in Baumburg, Kirchweidach, Marienberg (Tabelle A.26) und Raitenhaslach.



Abb. 2.57: Sprengwerk im Dachwerk der Baumburger Kirche



Abb. 2.58: Windverband und Ständerwand im Dachwerk der Baumburger Kirche. Ansicht vom Gewölbescheitel

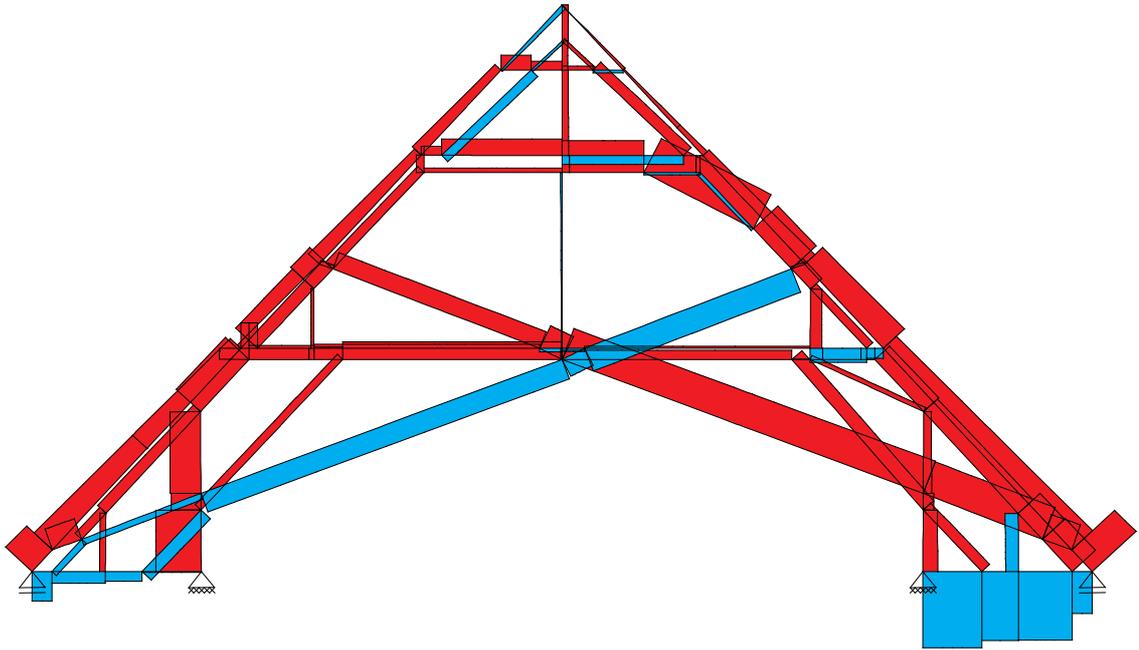


Abb. 2.59: Baumburg, hypothetisches Tragverhalten im Originalzustand unter Eigengewicht und Wind von links. Normalkraftverlauf

im unteren als auch oberen Stockwerk durch gedoppelte Andreaskreuze hergestellt. Jedes zweite der Bindergespärre verfügt über eine hölzerne Hilfs- und Stützkonstruktion zur Gewölbesicherung. Verankerungen der Sprengwerke im Mauerwerk der Gewölbewiderlager mit Hilfe von eingemauerten Flacheisenstäben geben die Funktion als Gewölbesicherung unverkennbar wieder. Zunächst haben diese Sprengwerke (Abb. 2.57, grau angelegt in Abb. B.4), welche sich auf den Gurtbogen des Gewölbes stützen, nichts mit dem Dachwerk zu tun. Da die Zimmerer diese Konstruktionen jedoch mit eisernen Schrauben an das Dachwerk anschlossen und nachträglich noch Hölzer eingefügt wurden, die weitere „Schnittstellen“ zwischen Dach und Gewölbesicherung herstellen, dient die Bockkonstruktion nun vor allem als weitere Auflagemöglichkeit für das Dachwerk.

Das gemauerte Tonnengewölbe ragt mit einem Durchmesser von 9,80 m bis zu zwei Meter in das Dachwerk, so dass keine durchgehende Zerrbalkenlage angeordnet werden kann. Zur Aufnahme des Dachschiebs sind paarweise dies- und jenseits der Bindergespärre Kreuzstreben als Zangen angeordnet, die sich auf Höhe der unteren Kehlbalkenlage überblatten. Ansonsten erfährt der Querschnitt der Kreuzstreben keine Schwächung durch andere Konstruktionselemente. Ihr Anschluss an das Bindergespärre erfolgt an insgesamt sieben Stellen mit Eisenbolzen und Splint, deren Durchmesser ungefähr zwei Zentimeter beträgt.

Die Quertonnen der Seitenkapellen erlauben mit einer Tiefe von nahezu vier Metern zwar keine Anordnung eines stehenden Stuhles wie etwa im Dachwerk von Weyarn, jedoch bieten sie eine weitere vertikale Abstrebmöglichkeit des liegenden Stuhles im unteren Stockwerk des Daches. In Längsrichtung sind diese Ständer durch eine Fußschwelle und Andreaskreuze zu einer so genannten „Ständerwand“ verbunden (Abb. 2.58). Zur Ausbildung einer vollwertigen Stuhlwand fehlt lediglich das Rähm. Neben dem erleichterten Aufrichtvorgang des liegenden Stuhles ist diese Konstruktion Berechnungen zufolge steif genug, um große vertikale Lasten über die Ständer an die inneren Auflager zu leiten (Abb. 2.59).⁴⁰ Somit können horizontale Kräfte durch Reibung aufgenommen und die Sparrenfußpunkte gegen Verschiebungen geschützt werden. Die Annahme beidseitig horizontal unverschieblicher Lager ist gerechtfertigt. Ein polygonaler Bogen, ähnlich dem im Dachwerk von Tuntenhausen, bestimmt das Tragverhalten der Konstruktion maßgeblich. Die Bedeutung der Kreuzstreben ist, wie die der Diagonalstreben des Weyarner Dachwerks, als zweideutig einzustufen: Für den symmetrischen Lastfall aus Eigengewicht bestimmen in erster Linie die Steifigkeiten der Auflagerung, ob die Kreuzstreben als Zugbänder oder als Druckstreben agieren.⁴¹ Berücksichtigt man zusätzlich Windlasten, so wird die windzugewandte Kreuzstrebe mit Sicherheit auf Zug beansprucht und schützt damit den leewärtigen Sparren vorm Abheben. Die andere Kreuzstrebe wird erneut auf Druck beansprucht. Die Kreuzstreben sind damit erneut maßgeblicher an einer Bogentragwirkung als an einer Fachwerkwirkung beteiligt. Die Hängesäule erfährt sogar Druckbeanspruchung und bekräftigt damit ebenfalls die untergeordnete Rolle eines Fachwerks mit geknicktem Ober- und Untergurt. Auch Mayr war sich der Bogentragwirkung nicht bewusst und bildete die für eine Fachwerkwirkung maßgeblichen Anschlüsse zugfest aus. Im Vergleich zum Weyarner Dachwerk bewirkt jedoch die gelungene, fast ingenieurmäßig moderne Verwendung von Eisenbolzen, dass die Fachwerktragswirkung auch auf das aktuelle Tragverhalten des Dachwerks Einfluss nimmt. Bei abnehmender Redundanz des Systems und bei horizontalen Verschiebungen an den Auflagern könnte sich sogar eine rein statisch bestimmte Fachwerkstruktur einstellen.

Betrachtet man übrigens die als Auflager dienenden Quertonnen genau, so findet man eine bei allen besichtigten Dachwerken derart nur einmal aufgetretene Eigenheit im Bauprozess der Pfarrkirche Baumburg: Die Abseiten der Quertonnen sind bis auf die Höhe der Dachwerksauflager ausgemauert und tragen die Mauerlatten durchgehend. Somit muss die Wölbung zum Teil schon vor der Eindachung fertig gestellt gewesen sein. Lediglich die Mittelschiffstonne wurde noch nach dem Aufrichten des Dachwerks gewölbt.

⁴⁰Für die Ermittlung des grundsätzlichen Tragverhaltens des Baumburger Dachwerks wurde die ursprünglich der Gewölbesicherung dienende Bockkonstruktion vernachlässigt.

⁴¹Siehe dazu [77, S. 240–241]

3. Grundlagen für realitätsnahe Stabwerksberechnungen

Die umfassende Kenntnis der geometrischen Verhältnisse eines Dachwerks bildet eine erste wesentliche Grundlage für eine realitätsnahe Berechnung. Sind bereits Pläne vorhanden, so müssen diese vorab auf ihre Richtigkeit geprüft und bei Bedarf an den entsprechenden Stellen ergänzt oder erweitert werden. Die Anforderung an einen Bestandsplan für eine hölzerne Konstruktion definiert Rinn [132, S. 27] wie folgt:

- Alle statisch-konstruktiv relevanten Hölzer der Konstruktion müssen in mindestens einem Plan zeichnerisch dargestellt werden.
- In den Plänen sollten möglichst keine Hölzer übereinander gezeichnet werden.
- Die relative Position der Hölzer zueinander muss korrekt dargestellt sein.
- Große, statisch-konstruktiv relevante Verformungen sind einzuzeichnen.

Während Rinn in den meisten Fällen Systemskizzen für ausreichend erachtet, in welchen lediglich die bedeutsamen Hauptverformungen erfasst sind, schlägt Görlacher [53, 18/3] eine verformungsgetreue Erfassung der Bauwerksgeometrie vor, da anhand der Verformungsfigur bereits der mögliche Kraftfluss der Konstruktion zu erkennen ist. Eine weitere Möglichkeit zur verformungsgetreuen Erfassung der Dachwerksgeometrie stellt das Laserscanning dar. Bei diesem Verfahren werden alle Messpunkte dreidimensional im Raum aufgenommen und zu einer Punktwolke zusammengefügt. Anschließend können aus dem 3D-Modell beliebige Schnitte durch das Dachwerk erstellt werden. „Lücken“, die aufgrund der Sichtschattenwirkung der Balkenfülle entstehen, können durch mehrere Aufstellungen des Laserscanners geschlossen werden. Wagner stellt in [158] sinnvolle Einsatzbereiche dieses Verfahrens vor. Von Seiten der Denkmalpflege werden jedoch auch Bedenken gegen das Laserscanning geäußert, da diese Methode durchaus Nachteile hat. Der Autor der vorliegenden Arbeit teilt diese Meinung. So kann es oftmals sein, dass einzelne Bereiche des Dachwerks für die digitale Aufnahme gänzlich unzugänglich sind. Zudem sei das denkmalpflegerisch meist unzureichend qualifizierte Messpersonal oftmals nicht in der Lage, entscheidende Details als solche zu erkennen und geeignet zu dokumentieren. Daher sind vor

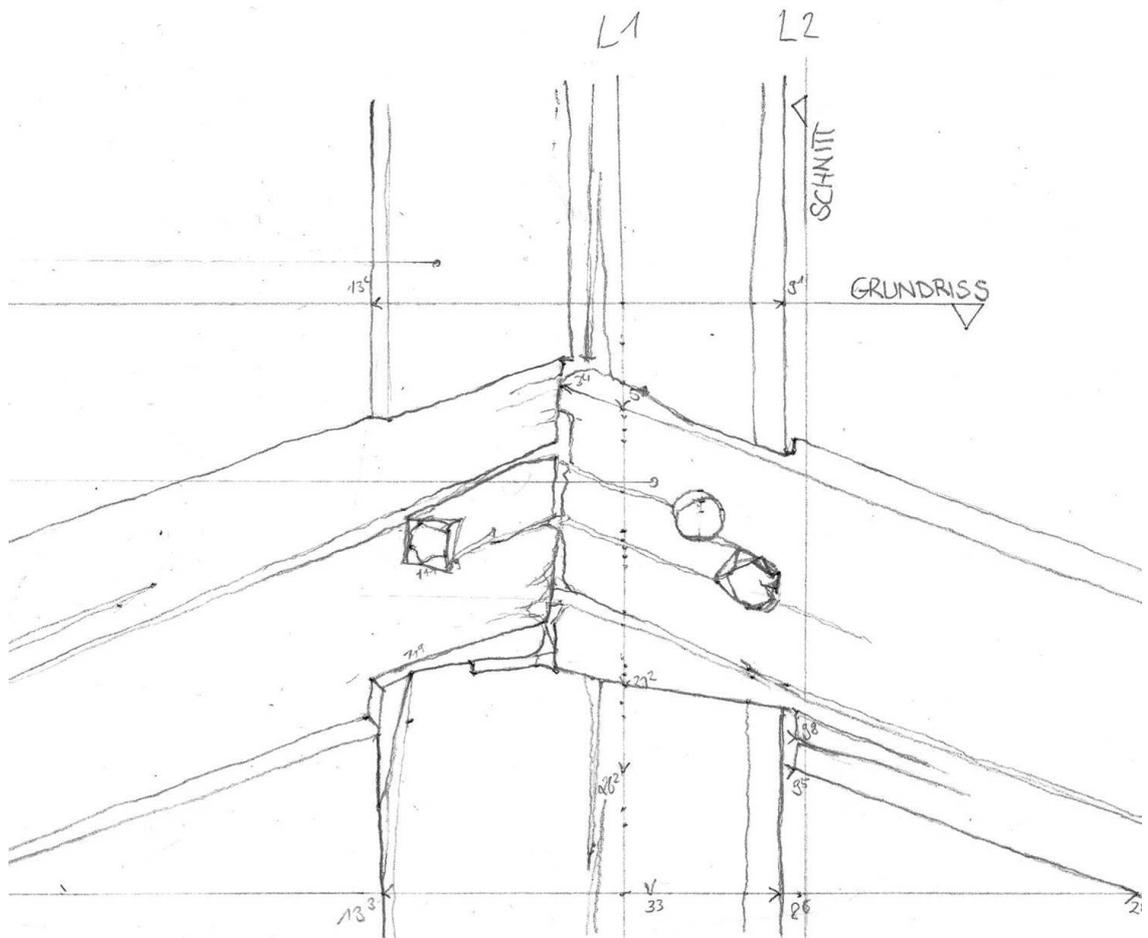


Abb. 3.1: Verbindungsdetail aus dem Dachwerk der Pfarrkirche Weyarn, Verfasser: L. Augustin und A. L. Schrempf

allem digitale Aufmaße, aber auch Handaufmaße stets von Fachleuten durch eine umfassende fotografische Dokumentation sowie durch Handzeichnungen von wichtigen Detailpunkten zu ergänzen (Abb. 3.1). Hinweise für ein geeignetes Vorgehen zur Systematisierung der fotografischen Aufnahme gibt Götz in [61, S. 18]. Welche Art des Aufmaßes nun die bessere ist, kann in Abhängigkeit des zur Verfügung stehenden Budgets für jedes einzelne Dachwerk nur individuell entschieden werden. Während beispielsweise für die Sanierung der Pfarrkirche St. Michael in Bertoldshofen eine detailgenaue Aufnahme des Systems genügte ([146]), erfolgte die Aufnahme des Dachwerks über dem Langhaus der Johanniskirche in Göttingen verformungsgetreu über ein Netzwerk von Schnüren ([61]), und das Dachwerk über dem Kaisersaal des Alten Schlosses auf der Insel Herrenchiemsee wurde mittels Laserscanning digital erfasst ([143]). Den eigenen Erfahrungen zufolge sind meist Systemskizzen mit den zugehörigen Hauptverformungen ausreichend.

Unter der Annahme, dass Bestandspläne bereits in hinreichend genauem Umfang vorliegen, sollen in diesem Kapitel weitere Grundlagen, die für eine realitätsnahe Berechnung mit einem Stabwerksprogramm erforderlich sind, dargelegt werden. Dabei führen die Erläuterungen häufig über den aktuellen Stand der Forschung hinaus. Als erstes sollen Schadensarten, deren Ursachen sowie deren Erfassung und Kartierung beschrieben werden. In Bezug auf die Gewinnung von Materialdaten werden als nächstes neben den Eigenschaften des Materials selbst verschiedene Verfahren der zerstörungsfreien oder -armen Prüfung hinsichtlich ihrer Einsatzmöglichkeiten und Anwendungsgrenzen vorgestellt. Des Weiteren sollen unterschiedliche Ansätze dargelegt werden, um die Nachgiebigkeiten zimmermannsmäßiger Verbindungen in die Systemmodellierung mit einzubeziehen. Abschließend werden Möglichkeiten zur Berücksichtigung der räumlichen Lastabtragung besprochen.

3.1. Schäden

3.1.1. Schadensarten und -ursachen

Die möglichen Schäden an einem Dachwerk können sehr vielfältig sein und sind für jede Konstruktion durch unterschiedliche Einflussfaktoren bestimmt. Ebenso umfassend können die Ursachen sein, welche einem vorliegenden Schaden zugrunde liegen. In der aktuellen Fachliteratur gibt es unterschiedliche Ansätze zur Zusammenstellung und Systematisierung dieser Vielzahl an Schadensarten und Schadensursachen. Beispielhaft sollen im Folgenden einige davon vorgestellt werden.

Im Rahmen des SFB 315 wurde es vermieden, Schadensarten in Relation zu möglichen Schadensursachen zu setzen. Es erfolgt lediglich eine Untergliederung in un-

mittelbar sichtbare und nicht unmittelbar sichtbare Schäden, deren Detektion nur unter Zuhilfenahme spezieller Untersuchungsmethoden möglich ist [55, S. 35–54]. Erler [37, S. 58] ordnet der Entstehung von Schäden das Umfeld, das Bauwerk sowie die Nutzung als Einflussfaktoren zu. Die schadensverursachenden Einwirkungen sind nach ihren physikalischen, biologischen und chemischen Auslösefaktoren in sechs Hauptgruppen unterteilt [37, S. 60]. Anschließend werden die Schadensarten unter Zuweisung entsprechender Schadensursachen vorgestellt [37, S. 63–75.]. Mönck und Erler dagegen nehmen mehrere Systematisierungen vor. Zum einen ordnen sie die Schadensarten nach ihrem Erscheinungsbild [117, S. 51–63] und zum anderen werden sie nach ihrer Entstehungsphase eingeteilt [117, S. 85]. In einem weiteren Schritt werden die Schadensursachen anhand sieben möglicher Einwirkungskategorien geordnet und die zugehörigen Schadensarten vorgestellt [117, S. 85 ff.]. Lißner und Rug stellen den Schadensarten lediglich fünf Ursachen gegenüber [108, S. 144]. Zudem werden Aussagen über die Häufigkeiten von Schäden getroffen [108, S. 145].

Nach Meinung des Verfassers dieser Arbeit ist all den aufgeführten Versuchen der Kategorisierung aufgrund der vielfältigen Ursachen und Erscheinungsformen von Schäden eine gewisse Unvollständigkeit gemein, da es immer spezielle Fälle und individuelle Ausnahmen gibt, bei denen sehr komplexe Zusammenhänge und Wechselbeziehungen zwischen Ursache und Wirkung auftreten. Was in dem einen Fall die Wirkung ist, tritt in einem anderen als Ursache auf. So kann beispielsweise ein mechanisches Ereignis zu einer undichten Dachhaut führen. Dies wiederum führt zu einem Feuchteintrag in das Innere des Daches und beruhend auf dieser Einwirkung zerstören Schädlinge das Holz. Von besonderer Bedeutung ist für den Bauingenieur zudem die Frage, wann der Schaden entstanden ist, und ob die ursprüngliche Schadensursache überhaupt noch aktiv ist. Wenn man sich erneut auf das eben erwähnte Beispiel beruft, so kann es sein, dass die Undichtigkeit der Dachhaut durch einen bereits Jahre zurückliegenden Sturm hervorgerufen wurde und folglich als Maßnahmen zur Schadensbehebung lediglich die konstruktive Wiederherstellung der Dachdeckung und ein Auswechseln des geschädigten Holzes erforderlich sind. Ist die Einwirkung dagegen noch aktiv, weil beispielsweise die Konstruktion als solches schlecht ausgeführt ist, bedarf es neben der Reparatur der Dachhaut auch subsidiärer Eingriffe in das Tragwerk, um zu vermeiden, dass der erst behobene Schaden kurze Zeit später an selber Stelle erneut auftritt. Als weiteres Beispiel der Komplexität möglicher Schäden und deren Ursachen können „scheinbare“ Schäden angeführt werden, wie sie im Rahmen eigener Untersuchungen etwa bei den Stuhlsäulen im Dachwerk der Pfarrkirche Tuntenhausen vorgefunden wurden. Deren gravierende Schiefstellung lässt jeden Bauingenieur unmittelbar auf einen mechanisch bedingten Schaden statischer oder dynamischer Art schließen. Umfassende Untersuchungen vor Ort zeigten jedoch, dass unter Anwendung des Ausschlussprinzips kein plausibler mechanischer Mechanismus für diese Schiefstellung gefunden

werden konnte. Zuletzt wurden die horizontalen Hölzer zwischen den Stuhlsäulen im polygonalen Chorabschluss auf unterschiedlichen Höhenlagen gemessen, und es stellte sich heraus, dass die jeweiligen Balken von unterschiedlicher Länge sind. Anhand dieser Erkenntnis konnte der unwahrscheinliche Fall, dass es sich um eine intentionale Schiefstellung handelt und die Hölzer von Anbeginn schief eingebaut waren, endgültig belegt werden. Bereits dieses Beispiel aus dem eigenen Erfahrungsschatz zeigt, dass eine vollständige Darstellung von Schäden und deren Ursachen nicht möglich ist. Ziel der folgenden Darstellung soll es daher sein, häufige in historischen Dachwerken auftretende Schäden mit deren hauptsächlichen Ursachen anhand geeigneter Beispiele vorzustellen.

Feuchteinwirkung und biologisch bedingte Schäden

Biologisch bedingte Schäden an Holz stehen meist in direkter Verbindung mit vorangegangener oder anhaltender Durchfeuchtung des betroffenen Bauteils, da Holz je nach Umgebungsbedingung Wasser aufnimmt beziehungsweise abgibt. Neben der mit Wasseraufnahme verbundenen unmittelbaren Abnahme der Festigkeit des Holzes ergibt sich die Gefahr der biologischen Holzzerstörung. Verursacher sind dabei in erster Linie Pilze, aber auch Insekten. Kempe schreibt in [91] ausführlich über das Vermeiden, Erkennen und Bekämpfen dieser Schädlinge. Während holzverfärbende Pilze keine Gefahr für die Holzsubstanz darstellen, bauen holzzerstörende Pilze Zellwände ab und verursachen dadurch eine Fäule. Bei Nadelholz tritt nach eigener Beobachtung vorrangig die sogenannte Braunfäule, auch Destruktionsfäule genannt, auf, bei welcher nur Zellulose und kein Lignin abgebaut wird. Dadurch kommt es zu einer deutlichen Braunfärbung des Holzes. Mit zunehmendem Fortschritt der Holzzerstörung entsteht ausgehend von anfänglichen Längs- und Querrissen ein Würfelbruch. Die nach der Zersetzung verbliebene Substanz zerfällt würfelartig und kann in der Hand zerrieben werden. Die bedeutendsten Vertreter der Hausfäulepilze sind der Echte Hausschwamm sowie diverse Nassfäulepilze (Brauner Keller- oder Warzenschwamm, Porenschwämme). Während Nassfäulepilze ein relativ hohes Maß an Holzfeuchtigkeit bedürfen ($\approx 35 - 60 \%$), ist der Echte Hausschwamm dadurch geprägt, dass er nur zu Beginn seines Wachstums ein relativ hohes Maß an Wasser benötigt ($\approx 20 \%$). Anschließend ist er unter bestimmten Umständen sogar in der Lage, trockenes Holz zu befallen. In historischen Dachwerken tritt Fäule vorrangig an Orten auf, welche dem Feuchteintrag besonders ausgesetzt sind. Als Beispiel sollen die Sparrenfüße im Dachwerk des Klostergebäudes von Beyharting genannt werden, an welchen die in erheblichem Maße aufgetretenen Fäuleschäden besonders gut sichtbar waren, da das Dach im Rahmen einer Sanierungsmaßnahme abgedeckt wurde (Abb. 3.2). Neben der statisch-konstruktiven Instandsetzung des geschädigten Bauteils müssen für eine dauerhafte Behebung der Schadensursachen auch alle



Abb. 3.2: Fäuleschaden an den Sparrenfüßen des Dachwerks über dem Klostersgäude von Beyharting infolge von Durchfeuchtung



Abb. 3.3: Insektenbefall (Anobien: Gewöhnlicher Nagekäfer) an einem Kehlbalken des Dachwerks der Pfarrkirche Tunttenhamen

feuchtigkeitsverursachenden Einwirkungen beseitigt werden.

Eine weitere Gefahr für Holz mit einem Feuchtegehalt $>50\%$ stellt der Befall durch Faulholzinsekten dar.⁴² Zwei nennenswerte Vertreter dieser Gruppe, welche sich auf durch Pilze vorgeschädigtes Holz spezialisiert haben, sind der Bunte Nagekäfer sowie der Troitzkopf. Optimale Lebensbedingungen finden sie zwischen 22 und 25°C . Andere Anobien wiederum, wie etwa der Gewöhnliche Nagekäfer, gehören zur Gruppe der Trockenholzinsekten und benötigen lediglich eine Holzfeuchte um den Fasersättigungspunkt, damit sie sich bestmöglich entwickeln können. Ein weiterer Vertreter dieser Gruppe, der Hausbock, ist der am meisten verbreitete Schädling in Gebäuden. Er befällt ausschließlich das Splintholz von Nadelholz. Da Hausbocklarven bei 28 - 30°C und einem Feuchtegehalt des Holzes um den Fasersättigungspunkt ideale Voraussetzungen vorfinden, um sich zu entwickeln, finden sie sich vor allem in warmen Dachböden und Dachwerken und hier bevorzugt an den Südseiten. Neben der genauen Kenntnis der Lebensbedingungen der einzelnen Insekten, sind typische Befallsmerkmale wie Fraßgänge, Anflug- und Schlupflöcher sowie Bohrmehlproben zu untersuchen und auszuwerten, um die jeweilige schadauslösende Insektenart sicher bestimmen zu können. Der in Abb. 3.3 dargestellte Schaden konnte beispielsweise anhand der Größe der Bohrlöcher sowie aufgrund der vorliegenden Holzfeuchte als Anobienbefall durch den Gewöhnlichen Nagekäfer identifiziert werden. Während der Erst- beziehungsweise Wiederbefall eines Holzbauteils durch die Trockenlegung der betroffenen Bereiche unterbunden werden kann, ist diese Maßnahme für aktiven Insektenbefall nicht ausreichend. Als weitere Maßnahmen werden meist Bekämpfungen mit Heißluftbehandlungen, Durchgasungen mit CO_2 oder der Einsatz chemischer Mittel bevorzugt. Bei zu geringer Resttragfähigkeit des Holzes müssen die befallenen Hölzer ausgebaut werden. Im vorliegenden Fall in Tuntenhausen konnte anhand frischer Nagselhäufchen auf einen lebenden Befall geschlossen werden. Da der in Abb. 3.3 dargestellte Schaden örtlich begrenzt, nicht stark ausgebildet und sehr gut zugänglich war, wurde eine Behandlung mit Heißluft empfohlen.

Im Zuge der zahlreichen Dachwerksbesichtigungen durch den Autor stellte sich heraus, dass ein großer Teil aller beobachteten Schäden biologischer Natur war. Lißner und Rug [108, S. 145] führen in Übereinstimmung mit dieser Erkenntnis an, dass sich über 70% aller Schäden in Dachwerken durch einen konstruktiv geeigneten Wetter- und Insektenschutz vermeiden lassen.

⁴²Die Bezeichnung Insektenbefall ist etwas irreführend, da der angerichtete Schaden nicht von den ausgewachsenen Insekten, sondern von deren Larven verursacht wird.

Chemisch bedingte Schäden

Obwohl Holz eine hohe Widerstandsfähigkeit gegen chemisch aggressive Stoffe (Salze, Laugen, Säuren) aufweist, kann es unter bestimmten Umständen (vor allem, wenn gilt: $11 < \text{pH-Wert} < 2$) zu chemisch bedingten Schäden kommen. Man spricht von chemischer Korrosion des Holzes. Die Einwirkung der Chemikalien kann grundsätzlich in fester, flüssiger oder auch gasförmiger Form erfolgen. Meist nimmt die Korrosionswirkung im Laufe der Zeit ab, so dass lediglich eine Zerstörung der oberflächennahen Bereiche erfolgt. Mit der Korrosion kann auch ein deutlicher Festigkeitsverlust verbunden sein. Die Tiefe der Korrosionswirkung ist anhand der Verfärbung der betroffenen Querschnittsschichten erkennbar. Historische Dachwerke sind nur in seltenen Fällen chemisch aggressiven Medien ausgesetzt. Eine grundsätzliche Ausnahme tritt bei Dachwerken mit Mönch+Nonne-Deckung auf. Im Laufe der Jahre wird bei Regen Kalziumhydroxid aus den bei dieser Deckung verwendeten Kalkmörteln ausgewaschen und in das Dachwerk transportiert. Anschließend dringt es in Dachlatten und Sparren ein und führt dazu, dass sich die oberflächennahen Holzzellen aufgrund der Zerstörung der Mittellamellen voneinander lösen. Man nennt diesen Vorgang Mazeration. Typische Erkennungsmerkmale sind anfängliche Salzausblühungen und mit fortschreitender Zerstörung eine wollige Strukturierung der Holzoberfläche. Meist reicht eine Entfernung der Salze mit beispielsweise einer Drahtbürste aus, um den Schaden zu beheben. Bei Dachlatten mit geringem Querschnitt und großem Sparrenabstand ist unter Umständen eine Neulattung erforderlich. Zu einem gewissen Erstaunen führte es beim Autor, dass in manchen Dachwerken Mazeration vorzufinden war, obwohl diese nicht mit Ziegeln gedeckt waren. Eine derartige Beobachtung trifft beispielsweise auch auf das Dachwerk der Pfarrkirche Tuntenhausen zu. Der Schlüssel zur Klärung solcher vorerst unverständlichen Gegebenheiten findet sich meist in der Baugeschichte wieder. So ergab die Auswertung der baugeschichtlichen Dokumentation der Pfarrkirche in Tuntenhausen, dass das Dachwerk von 1807 - 1881 nicht wie heute mit Schieferschindeln, sondern größtenteils mit Ziegeln gedeckt war [89, S. 74, S. 151–154] und es folglich zu den vorgefundenen Schäden kam.

Mechanisch bedingte Schäden

Für den Bauingenieur stellen mechanisch bedingte Schäden eine besonders wichtige Schadensgruppe dar, da die Lastaufnahmekapazität der Konstruktion für einen beschränkten Zeitraum nicht gegeben war oder gar immer noch überschritten ist. Mechanisch bedingte Schäden lassen sich in statische und dynamische Überbeanspruchungen sowie in ungeplante, nutzungsbedingte Beanspruchungen unterteilen. Da die betrachteten barocken Kirchendachwerke in der Regel keiner unmittelbaren



Abb. 3.4: Biegebruch im Dachwerk von Schloss Schleißheim infolge mechanischer Überlastung

Nutzung unterliegen, sollen im Folgenden lediglich die ersten beiden Fälle betrachtet werden. Statische Überbeanspruchungen können zum einen dadurch ausgelöst sein, dass das Tragsystem etwa durch fehlende Streben zur Schubaufnahme unzureichend ausgebildet ist, und daher schon seit der Entstehungsphase des Dachwerks bestehen. Zum anderen können sie durch Lastumlagerungen infolge des Ausfalls einzelner Tragwerksteile, durch Umnutzung und daraus resultierender Lasterhöhung oder durch unfachmännische Eingriffe (historische, aber auch jüngere Reparaturen; Neudeckung) im Laufe der Dachwerksgeschichte entstanden sein. Dynamische Überbeanspruchungen werden an historischen Dachwerken vorrangig von Wind in Form heftiger Stürme ausgelöst. Mit großer Sorgfalt sind in diesem Zusammenhang die Windverbände der Dachwerke zu prüfen. Die Folgen von Überlastungen, welche meist nur schwer nach ihren statischen und dynamischen Ursachen differenziert werden können, sind große Durchbiegungen, Verdrehungen und Schiefstellungen sowie lastbedingte Risse oder in seltenen Fällen gar Brüche. In Abb. 3.4 ist beispielsweise ein Biegebruch eines liegenden Stuhles zu sehen, welcher im flach geneigten Dachwerk von Schloss Schleißheim auftrat. Als hauptsächliche Ursache konnte die unzureichende Ausbildung der Konstruktion zur Übertragung von Schubkräften identifiziert werden. Da die aufgetretenen Schäden in diesem Falle einen entscheidenden Einfluss auf die Standsicherheit des Tragsystems haben, sollte dessen Trag-



Abb. 3.5: Ausgerissene Anblattung infolge Schwindens und Drehwüchsigkeit im Dachwerk der Pfarrkirche Baumburg

und Funktionsfähigkeit durch den Einbau additiver Tragelemente umgehend wiederhergestellt werden. Während solch gravierende Brüche eher selten beobachtet wurden, sind zugbelastete Druckverbindungen mechanisch schnell und häufig überlastet. Folglich unterliegen die betroffenen Holznägel einem Biegebruch, und der Kraftschluss der jeweiligen Verbindung wird unterbrochen. In den untersuchten Barockdachwerken wurde diese Situation häufig vorgefunden. Da es sich jedoch um Konstruktionen handelt, die statisch hochgradig unbestimmt sind, beeinflusst der bei geringen Kräften auftretende Ausfall einzelner Verbindungen die Standsicherheit der Konstruktion in der Regel nicht, da dies durch Lastumlagerungen innerhalb der Struktur ausgeglichen wird.

Materialspezifisch bedingte Schäden

Bei den materialspezifisch bedingten Schäden ist vor allem Schwinden zu nennen. Schwindrisse entstehen bei sich änderndem Feuchtegehalt unterhalb des Fasersättigungspunktes als Folge unterschiedlicher radialer und tangentialer Schwindmaße. Sie verlaufen radial von der Oberfläche auf den Kern des Holzbalkens zu. Für gewöhnlich haben sie eine Größenordnung, welche in statischer Hinsicht keiner

Berücksichtigung bedarf. Um den Einfluss eines Schwindrisses auf die Tragfähigkeit im Einzelnen beurteilen zu können, sind der Verlauf der Risse mit der Beanspruchungsart des Bauteils abzugleichen sowie geometrische Werte wie Risstiefe und Rissbreite zu ermitteln. Im Rahmen eigener Untersuchungen hat sich neben der Verwendung eines Rissbreitenlineals auch der Einsatz einer Schieblehre bewährt. Bei der Begutachtung von Schwindrissen fiel auf, dass diese häufig im Bereich von Nagellöchern auftreten und vor allem bei dünnen Blattverbindungen zum vollständigen „Aufreißen“ der Verbindung und damit zum Verlust des Kraftschlusses führen können. Bei zusätzlicher Drehwüchsigkeit eines Balkens kann es bei Blattverbindungen auch zu einem Bruch des Holznagels und folglich zum „Herausspringen“ des Blattes aus seiner Sasse kommen. Ein solcher eher seltener Fall konnte im Dachwerk der Pfarrkirche Baumburg ausfindig gemacht werden (Abb. 3.5).

3.1.2. Schadenserfassung

Bei der Schadenserfassung wird die Holzkonstruktion eingehend untersucht. Dabei ist es empfehlenswert, in zwei Schritten vorzugehen. In einer ersten visuellen Prüfung werden sämtliche sichtbaren Schäden erfasst. Neben dem optischen Eindruck des Holzes sollte in einer fühlenden Prüfung unter Verwendung handwerklicher Hilfsmittel (Zimmererhammer und Stechbeitel) auch dessen Klang und Stichfestigkeit getestet werden. Bei der Klangprobe wird mit der stumpfen Seite des Hammers angeschlagen. Hört man einen dumpfen Ton, so lässt sich ein Schaden vermuten, vernimmt man dagegen einen hellen Klang, so kann man von ungeschädigtem Holz ausgehen. Diese Aussage ist selbstverständlich lediglich als Anhalt anzusehen, da der Spannungszustand des Bauteils den erzeugten Ton mitbestimmt. Stellen, welche nach dem ersten Untersuchungsschritt visuell nicht ausreichend erfasst werden konnten oder an denen man Schäden aufgrund der Klangprobe vermutet, sollten zwingend mit weiterführenden Untersuchungsmethoden inspiziert werden. Für die detaillierte Begutachtung steht eine Vielzahl an technischen Hilfsmitteln zur Verfügung. Im Folgenden sollen die Holzfeuchtemessung, die Bohrwiderstandsmessung sowie die Ultraschallechomessung, welche im Rahmen eigener Untersuchungen durchgeführt wurden, eingehender besprochen werden. All diese Messverfahren lassen jedoch nur indirekte Rückschlüsse auf Schäden zu.

Da in der Regel aus Zeitgründen nicht alle verdeckten oder unzugänglichen Bereiche untersucht werden können, hat sich im Laufe der Messungen gezeigt, dass bei der Auswahl von Testpunkten neben der Sicht- und Klangprüfung auf erkennbare oder vermutete erhöhte Feuchtegehalte geachtet werden muss. Daher erscheint es dem Autor sinnvoll, als erste Maßnahme, welche der Sichtprüfung folgt, an den lokalen Untersuchungsbereichen stets die Holzfeuchte zu erfassen. Zu deren Ermittlung ha-



Abb. 3.6: Für eigene Messungen verwendetes Gerät:
TS 70 Ramm-Elektrode mit T2000 Messgerät

ben sich Geräte, die auf dem Prinzip der Messung der elektrischen Leitfähigkeit beruhen, besonders etabliert. An ausgewählter Stelle am Holzbalken werden zwei Elektroden angesetzt und mit Hilfe eines frei beweglichen Schlagbolzens beliebig tief in das Holz eingetrieben. Anschließend wird im Gerät ein Messstrom erzeugt, der durch eine der beiden Elektroden in das Holz und durch die andere wieder hinaus geleitet wird. Nach geräteinterner Messung liegen die Stromstärke I und die Spannung U vor. Mit Hilfe der physikalischen Gesetzmäßigkeit

$$R = \frac{U}{I} \tag{3.1}$$

kann nun auf den elektrischen Widerstand R geschlossen werden. Erhöht sich der Feuchtegehalt des Holzes, so steigt seine Leitfähigkeit, was im Umkehrschluss zur Senkung des Widerstands führt. Im Zuge eigener Messungen wurde das Gerät T2000S der Firma trotec verwendet (Abb. 3.6). Messergebnisse und deren statistische Auswertung sind im Rahmen der Materialdatengewinnung in Abschnitt 3.2.1 dargestellt. Weitere Verfahren zur Bestimmung der Holzfeuchtigkeit basieren auf den Prinzipien der Darrwägung von Proben beziehungsweise auf der Messung der

elektrischen Kapazität (vgl. [37, S. 77–78]). Bei der Ermittlung der Holzfeuchte wurde im Zusammenhang mit Schäden Folgendes festgestellt: Ist die gemessene Holzfeuchte an den betrachteten Stellen nur in oberflächennahen Bereichen über dem Wert der Ausgleichsfeuchte, so lässt sich meist auf einen temporären und unbedeutenden Wasserzutritt schließen. Trifft dies jedoch auf den gesamten Balkenquerschnitt zu, muss damit gerechnet werden, dass dem Holzbalken ständig Wasser zugeführt wird, wodurch die Anfälligkeit für Pilz- und Insektenbefall deutlich zunimmt (s. Abschnitt 3.1.1).

Um an lokalen Bereichen mit erhöhter Feuchtigkeit nicht sichtbare Schäden zu ermitteln, erwies sich die Bohrwiderstandsmessung im Rahmen eigener Untersuchungen als besonders geeignet. Im Zuge der vorliegenden Arbeit wurde mit dem System RESI-F400 der Firma IML gearbeitet (Abb. 3.7). Das Prinzip dieses zerstörungssparen Verfahrens geht nach Görlacher und Hättich auf die Ingenieure Kamm und Voß zurück [57, S. 455]. Sie setzten ein spezielles Bohrverfahren zur Faulstellenanalyse in ein einfach zu bedienendes Messgerät um, welches bei konstanter Vorschubgeschwindigkeit eine etwa 1,5 mm dicke und bis zu 40 cm lange Bohrnadel in das zu untersuchende Holz treibt. Die auf etwa 3 mm aufgeweitete Form des Bohrkopfes sorgt dafür, dass der Bohrwiderstand auch hauptsächlich an der Spitze der Bohrnadel anfällt und die im Bohrkanal entstehenden Reibungskräfte kaum ins Gewicht fallen [33, S. 206]. Der Bohrwiderstand wird über die Leistung des Bohrmotors gemessen und in einem X-Y Diagramm ausgegeben, wobei die X-Achse den Weg und die Y-Achse den Widerstand wiedergibt. Je höher bei einer Bohrung die Strom- bzw. Leistungsaufnahme ist, desto größer ist folglich der Widerstand, den das Holz entgegenbringt. Da hartes Spätholz einen größeren Bohrwiderstand als weiches Frühholz aufweist, schwankt die Kurve in intakten Holzbereichen (Abb. 3.8, Zentimeter 0 - 5 und 10 - 16). Ist das Holz dagegen geschädigt, sinkt der Bohrwiderstand in der Regel meist deutlich, in manchen Fällen sogar bis auf Null ab (Abb. 3.8, Zentimeter 5 - 10). Nach Hättich [67] kann mit Hilfe der Bohrwiderstandsmessung auch die Geometrie von Holzverbindungen bestimmt werden. Ebenso sind quantitative Rückschlüsse auf die Dichte des Holzes möglich. Die Vorzüge des Verfahrens liegen anhand der damit gemachten Erfahrungen jedoch eindeutig bei der Ermittlung von Schäden. Grenzen des Verfahrens werden von Rinn [131] aufgezeigt. Unter anderem verweist dieser auf umfangreiche ingenieurtechnische Erfahrung zur erfolgreichen Anwendung des Verfahrens. Nach Meinung des Autors, welcher selbst eine Vielzahl an Messungen in unterschiedlichen Dachwerken durchgeführt hat, stellen weder die Bedienung noch die rein visuelle Interpretation der Messwerte besonders hohe Ansprüche an die Fachkenntnis des Benutzers. Dadurch handelt es sich um ein Verfahren, welches auch bei anfänglich geringer Sachkenntnis Ergebnisse liefert, die schnell richtig interpretiert werden und damit einem breiten Spektrum an Anwendern zur Verfügung steht.



Abb. 3.7: Durchführung einer Bohrwiderstandsmessung durch den Autor im Dachwerk der Pfarrkirche Weyarn

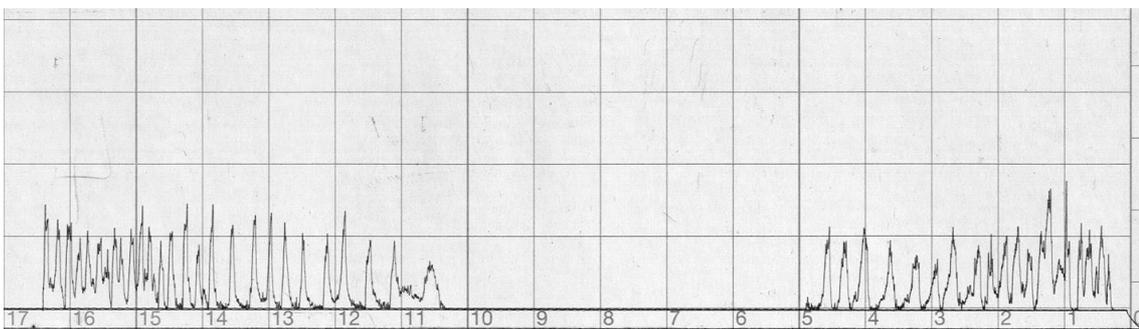


Abb. 3.8: Ergebnis einer Bohrwiderstandsmessung am Dachwerk des Klostergebäudes Beyharting; hier: Fehlender Bohrwiderstand von Zentimeter 5 bis 10 aufgrund von Fäulnis

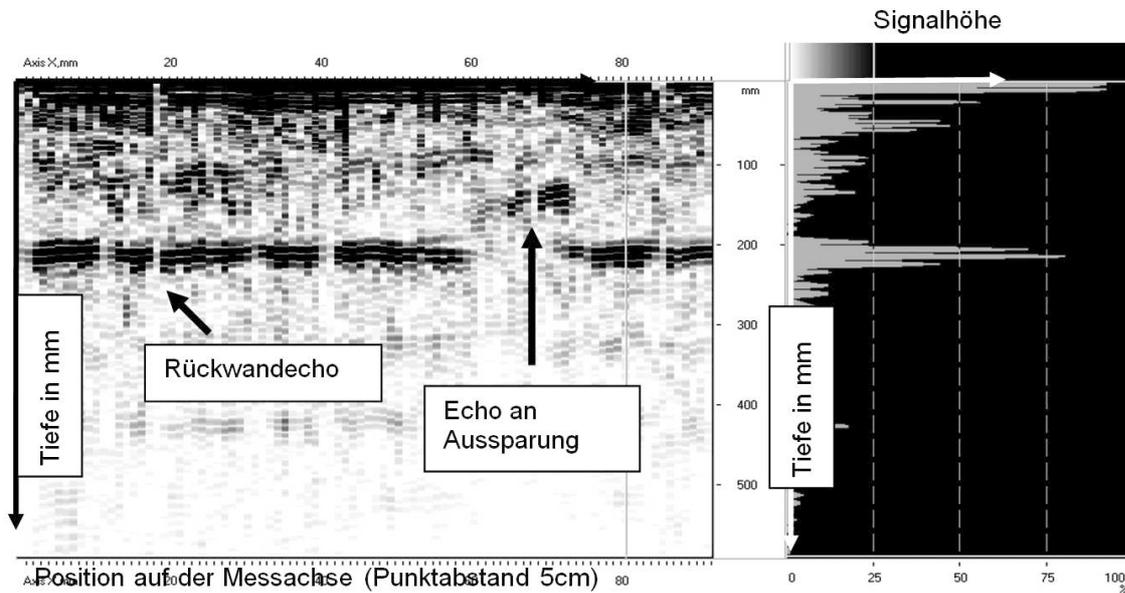


Abb. 3.9: Ergebnis einer Ultraschallechomessung mit deutlichen Rückwandechos



Abb. 3.10: links: Ultraschallechomessung des Autors in Zusammenarbeit mit A. Hasenstab, durchgeführt im Dachwerk der Pfarrkirche Weyarn; rechts: Prüfkopf und mobiler Messrechner der Firma ACSYS

In jüngeren wissenschaftlichen Arbeiten wird vor der Durchführung von Bohrwi-
derstandsmessungen auch die Anwendung eines niederfrequenten Ultraschallecho-
verfahrens zur flächigen Detektion von Schadstellen an historischen Holztragwerken
vorgeschlagen ([62], [65] und [66]). Prinzipiell beruht Ultraschallecho auf der Aus-
sendung und Reflexion von Schallwellen an Inhomogenitäten eines Bauteils. Die
verwendeten Prüfköpfe bewirken eine Anregung der Materie mit Transversalwellen
(auch: Schub-, Scher- oder Querwellen). Die gemessenen Laufzeiten werden gespei-
chert und graphisch als A- und B-Bilder dargestellt. Durch eine Kalibrierung der
Laufzeitmessungen mit der Schallgeschwindigkeit kann auch die Reflexionstiefe be-
stimmt und ausgegeben werden. Dies ermöglicht beispielsweise die Untersuchung der
Gleichmäßigkeit der Dicke eines Bauteils, welches von nur einer Seite aus zugäng-
lich ist. A-Bilder stellen den Intensitätsverlauf der Ultraschallamplitude über der
Zeit bzw. der Bauteildicke dar (Abb. 3.9, rechts). Durch die Aneinanderreihung
mehrerer A-Bilder entstehen B-Bilder (Abb. 3.9, links), welche die Schallechos der
Laufzeiten bzw. die Reflexionstiefe in einem zweidimensionalen Längsschnitt durch
das Bauteil darstellen. Bei entsprechender Erfahrung und Sachkenntnis können aus
dem so gewonnenen Wissen über Materialinhomogenitäten Rückschlüsse auf mögli-
che innere Schäden gezogen werden. Wenig ist bisher über die tatsächlichen Ein-
satzmöglichkeiten und Anwendungsgrenzen dieses Verfahrens bei historischen Dach-
werken bekannt. Um dies genauer spezifizieren zu können, wurden im Dachwerk der
Pfarrkirche Weyarn Untersuchungen vorgenommen [63]. Im Folgenden sollen die we-
sentlichen Erkenntnisse darlegt werden.

Für die nachfolgenden Messungen wurden das Ultraschallmesssystem A1220 der
Firma ACSYS als Impulsgeber und Aufnahmegerät der Empfangsdaten sowie der
Ultraschallkopf M1202 mit je 12 getrennten Sende- und Empfangsköpfen verwen-
det (Abb. 3.10). Die Mittenfrequenz des Prüfkopfes betrug 55 kHz. Aus früheren
Untersuchungen ist bekannt, dass sich das Signal-Rausch-Verhältnis durch Mittele-
nung der empfangenen Signale verbessert. Mit steigender Anzahl der Mittelungen
ist jedoch auch eine Zunahme der Messzeit verbunden. Durch Vorversuche wur-
de ein Optimum zwischen Messzeit und Signalqualität mit einer Mittelung von 4
Signalen pro Messpunkt bestimmt. Abb. 3.9 zeigt das Ergebnis einer Ultraschal-
lechomessung mit sehr deutlichen Echos an der Bauteilrückseite eines Holzbalkens.
Derart deutliche Reflexionen bedeuten, dass sich kein Schaden im Inneren des Holzes
befindet, da der Schall ungestört den Balken durchlaufen kann. Eine lokale Quer-
schnittsminderung des Balkens durch eine Blattsasse ist ebenfalls gut anhand von
Echos an der Aussparungstiefe sichtbar. Die Ergebnisse einer weiteren Messlinie
können Abb. 3.11 entnommen werden. Hier wurden zusätzlich zu den Echos an der
Bauteilrückseite auch Echos vom Inneren des Bauteils empfangen. Diese Reflexions-
ebene befindet sich relativ genau in der Bauteilmitte und konnte einem Schwindriss
zugeordnet werden. Verfahrensbedingt kann der Bereich hinter dem Riss nach einer

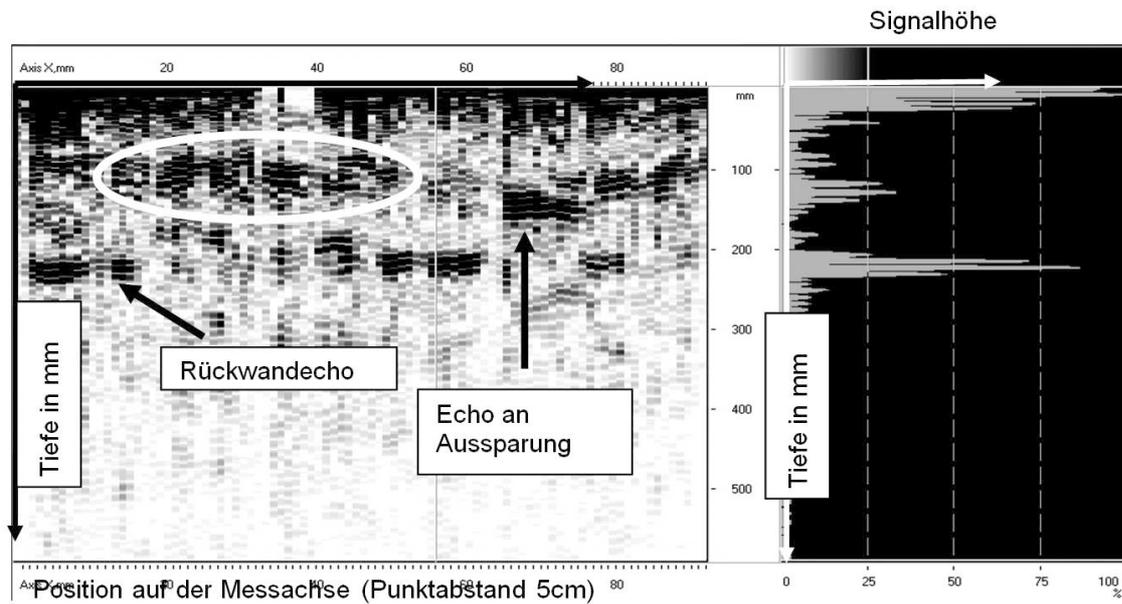


Abb. 3.11: Ergebnis einer Ultraschallechomessung mit Echos in Bauteilmitte (weißer Kreis), erzeugt durch einen Schwindriss

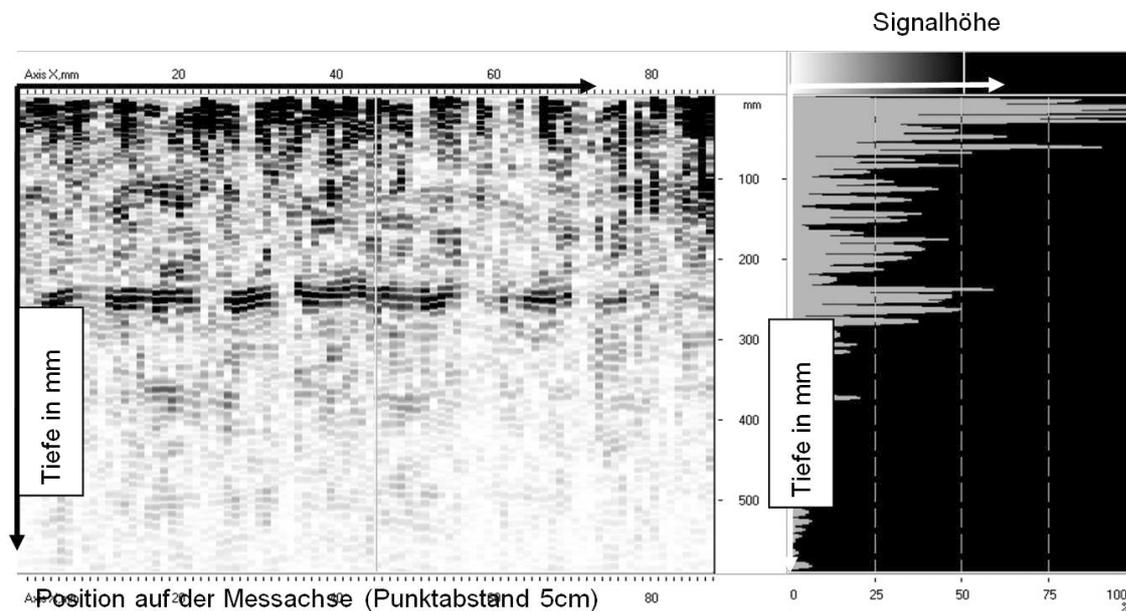


Abb. 3.12: Ergebnis einer Ultraschallechomessung. In Bereichen mit geschädigter, vermulmter bzw. fasriger Oberfläche liegen keine Echos vor

Totalreflexion nicht weiter von der einen Seite untersucht werden. Anhand dieser beiden Messlinien wird ersichtlich, dass Bauteilinhomogenitäten und Balkendicken grundsätzlich problemlos festgestellt werden können. Da bis dahin alle Messungen an den Seitenflächen der Balken stattfanden, sollten in einem weiteren Schritt auch Untersuchungen entlang der Balkenoberseiten durchgeführt werden. Das Ergebnis einer solchen Ultraschallechomessung ist in Abb. 3.12 dargestellt und zeigt zu Beginn der Messung deutliche Reflexionen an der Bauteilrückseite (Dicke 25 cm). Diese deutlichen Reflexe nehmen nach etwa 3,5 m Messspur ab und bleiben im weiteren Verlauf ganz aus. Da bei den vorangegangenen seitlichen Ultraschallechomessungen im selben Bereich deutliche Rückwandreflexe empfangen wurden, konnte nicht von einem inneren Schaden ausgegangen werden. Die Dämpfung der Ultraschallsignale hatte folglich eine andere Ursache. Eine genaue Inaugenscheinnahme der horizontalen Messoberfläche des Kehlbalkens ergab, dass die Oberfläche teilweise aufgefaserter war. Während Unebenheiten, welche beispielsweise durch das Bebeilen der Balken bedingt sind, durch die federnde Lagerung der Prüfköpfe ausgeglichen werden, führen Auffaserungen dazu, dass jene Bereiche für Ultraschallechomessungen ungeeignet sind. Die Schallübertragung ist völlig unterbunden. Weiterhin zeigte sich, dass es an den oberen Balkenflächen in der Regel zu einer deutlichen Ansammlung von Staub und anderen Feinstteilen kommt, oder, dass die Oberflächen des Holzes vermulmt sind. Auch diese Erscheinungen erschweren die Ankopplung deutlich und unterdrücken die Übertragung von Schallwellen meist komplett. Im weiteren Verlauf der Messungen wurden auch immer wieder Messlinien erzeugt, die trotz geeigneter Oberflächenbeschaffenheit nicht ausreichend gedeutet werden konnten. Der Grund hierfür liegt in Signalverzerrungen, welche durch Inhomogenitäten des Materials (z.B. Äste) ausgelöst werden. Selbst für den erfahrenen Benutzer können dann zahlreiche Messungen erforderlich werden, um klare Erkenntnisse zu gewinnen. Bedingt durch den damit verbundenen hohen zeitlichen Aufwand sollte die Ultraschallechomethode in historischen Dachwerken lediglich von erfahrenen Anwendern an wenigen ausgewählten Stellen im Verbund mit weiteren zerstörungsfreien Prüfmethoden eingesetzt werden.

Abschließend sollen auch noch ein paar Worte zur Untersuchung von Eisenteilen in historischen Dachwerken gesagt werden. Von den in Abschnitt 3.1.1 geschilderten Schadensarten sind sie nur von Korrosion betroffen. Unter Ausschluss selten vorkommender, chemisch aggressiver Medien ist es vor allem die Luftfeuchtigkeit in Dachwerken, welche zur Bildung einer Rostschicht führt. Der Korrosionsgrad, also die Tiefe der Durchrostung kann festgestellt werden, indem ein Teil der betroffenen Oberfläche durch Schaber oder Schleifwerkzeuge freigelegt wird. Eigene Untersuchungen zeigten, dass sich selbst nach Jahrhunderten kaum bedeutende Korrosionsschäden ausbilden. Daeves bestätigt diese Beobachtung und führt sie auf die schwefelarme Zusammensetzung der Luft zurück, wie sie vor der Einführung der

Steinkohle vorhanden war [17]. In dieser Atmosphäre bildeten sich auf den Eisenteilen schnell dichte Rostschichten, welche, wenn sie einmal vorhanden sind, auch dem Angriff der heutigen Industrieluft standhalten. Weitere Untersuchungen des Gefügeeinneren mittels Ultraschall (Impulsecho und Durchschallung) sind daher eher unnötig und im Rahmen dieser Arbeit nicht weiter verfolgt worden. Darüber hinaus würde sich ihre Durchführung ohnehin als schwierig gestalten, da die stabförmigen Eisenteile aufgrund der unzureichenden Querschnittswerte keine geeignete Ankopplung der Kontaktköpfe in Längsrichtung ermöglichen beziehungsweise die Dicke der Eisenbänder in der Regel unzureichend ist.

3.1.3. Schadenskartierung

Neben der Erfassung möglichst aller Schäden, kommt auch ihrer durchdachten und systematischen Dokumentation eine große Bedeutung zu. Hierfür können die Bestandspläne eines Dachwerks genutzt werden. Als einfache und verständliche Arbeitsgrundlage wird üblicherweise ein Sparrenbuch erstellt, in welches alle relevanten Ergebnisse zeichnerisch und symbolhaft eingetragen werden. Bei der farblichen Kodierung sollte sich auf einige wenige, klar differenzierte Schadensklassen beschränkt werden, welche die wichtigsten Ergebnisse bereits auf den ersten Blick liefern. Rinn schlägt beispielsweise vor, vier unterschiedliche Klassen zu bilden [132, S. 31], wobei auch ungeschädigte Bereiche farblich zu markieren sind. Darüber hinaus sollten auch Symbole oder kurze Ergänzungen in Textform eingetragen werden, um weitere wichtige Aspekte zu beschreiben, die für die Bewertung der Standsicherheit von Bedeutung sind. Damit die Schadenskartierung auch von Dritten schnell ausgewertet werden kann, ist es empfehlenswert, ein Verzeichnis aller Schadensklassen und Symbole in Form einer Legende beizulegen. Wie schon bei der Erfassung der geometrischen Verhältnisse sollten die vorgefundenen Schäden im Rahmen ihrer Dokumentation neben der Eintragung ins Sparrenbuch auch fotografisch festgehalten werden.

Im Rahmen einer durch den Autor betreuten Bachelorarbeit wurde das Dachwerk der Pfarrkirche Tuntenhausen eingehend untersucht und alle Schäden in einem Sparrenbuch festgehalten, welches nach eben beschriebenem Muster angelegt worden ist. Ein Auszug des Sparrenbuchs inklusive der verwendeten Legende ist in Anhang C, Abb. C.1 dargestellt. Die von Rinn vorgeschlagene Vorgehensweise hat sich im Verlaufe der Arbeit als praxisorientiert und gut anwendbar erwiesen.

3.2. Material

Für eine realitätsnahe Berechnung stellen umfassende Kenntnisse der Materialeigenschaften von historischem Holz und historischem Schmiedeeisen einen wesentlichen Bestandteil dar, da die Steifigkeitskennwerte die Verformung der Struktur bestimmen und die Festigkeiten den Bauteilwiderstand für entsprechende Einzelnachweise definieren. Während für neues Bauholz und für neuwertigen Stahl die Kennwerte aus den entsprechenden Normen entnommen werden können, gibt es keine vergleichbaren Weisungen, die speziell die Eigenschaften historischer Materialien beinhalten. Daher sollen in dem nachfolgenden Abschnitt die vorhandenen Forschungsergebnisse aufgeführt und Materialkennwerte für weitere Berechnungen bestimmt werden. Des Weiteren soll die zerstörungsfreie Gewinnung von Materialdaten anhand eines Beispiels demonstriert werden.

3.2.1. Holz

Elastische Materialeigenschaften und Festigkeiten

Grundsätzlich steht bei der Beschreibung des Tragverhaltens historischer als auch neuer Holzbauteile das unterschiedliche Trag- und Verformungsverhalten in longitudinaler (l), radialer (r) und tangentialer (t) Belastungsrichtung aufgrund des orthotropen Aufbaus von Holz (Kollmann [100] und Niemz [120]) im Vordergrund. Für orthotrope Werkstoffe gilt, dass Normalspannungen in Längsrichtung keine Scherungen bzw. Schubspannungen keine Dehnungen bewirken. Zudem rufen Schubspannungen nur in ihrer Wirkungsebene Scherungen hervor. Da der Unterschied zwischen den radial und tangential zu den Jahrringen orientierten Elastizitätsmoduln im Vergleich zum fasernparallelen sehr gering ist und eine entsprechende Differenzierung im existierenden Bauwerk praktisch nicht möglich ist, kann er näherungsweise vernachlässigt werden. Durch diese Idealisierung weist das Material in der lr - und lt -Ebene dieselben elastischen Eigenschaften auf ($r = t$). Der Werkstoff Holz kann nun durch nur noch zwei unabhängige Richtungen, die Faserrichtung (l) und die ihrer Normalen (p) beschrieben werden. Man nennt dies transversale Isotropie. Zwischen

den Dehnungen ϵ und den Spannungen σ verbleibt damit folgende Beziehung

$$\begin{bmatrix} \epsilon_{ll} \\ \epsilon_{rr} \\ \epsilon_{tt} \\ \epsilon_{lr} \\ \epsilon_{lt} \\ \epsilon_{rt} \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} \frac{1}{E_l} & -\frac{\nu_{pl}}{E_p} & -\frac{\nu_{pl}}{E_p} & 0 & 0 & 0 \\ -\frac{\nu_{lp}}{E_l} & \frac{1}{E_p} & -\frac{\nu_p}{E_p} & 0 & 0 & 0 \\ -\frac{\nu_{lp}}{E_l} & -\frac{\nu_p}{E_p} & \frac{1}{E_p} & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & \frac{1}{G_{lp}} & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & \frac{1}{G_{lp}} & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & \frac{1+\nu_p}{E_p} \end{bmatrix} \cdot \begin{bmatrix} \sigma_{ll} \\ \sigma_{rr} \\ \sigma_{tt} \\ \sigma_{lr} \\ \sigma_{lt} \\ \sigma_{rt} \end{bmatrix} \quad (3.2)$$

für welche die Symmetrieeigenschaft

$$\frac{\nu_{pl}}{E_p} = \frac{\nu_{lp}}{E_l} \quad (3.3)$$

gilt. Damit verbleiben die fünf unabhängigen elastischen Materialparameter sowie die zugehörigen Festigkeitskennwerte nach Tab. 3.1. Hinsichtlich der Festigkeiten gilt es zu beachten, dass sich Holz unter Druckbelastung anders verhält als unter Zugbelastung.

Im Zuge des Sonderforschungsbereiches 315 wurde an kleinen, fehlerfreien Holzproben sowie durch Untersuchungen an Proben in Originalabmessungen mit verkürzten Stützweiten gezeigt, dass historisches Holz insgesamt vergleichbare Festigkeits- und Steifigkeitseigenschaften zu neuem Bauholz aufweist ([32], [34], [55] und [56]). Rug und Seemann [134] kommen im Rahmen eigener Forschungen an Normproben zum selben Ergebnis. Nier [121] hingegen, der eine sehr hohe Anzahl an Messungen ausgewertet hat, verweist in seiner Arbeit auf einen alterungsbedingten Festigkeitsverlust bei durchschnittlich belasteten, biegebeanspruchten Balken in Balkenlagen. Demnach nimmt die Biegefestigkeit innerhalb eines Zeitraumes von 100 Jahren um 6,9 % ab, was vor allem auf die vergleichsweise höhere Ästigkeit von älteren Holzbauteilen zurückgeführt wird. Die Druckfestigkeit dagegen unterliegt im Jahrhundertmittel lediglich einer Minderung von 0,9 %. Ob dies auch für andere Bauteilfunktionen (Dachsparren, Unterzüge, druckbeanspruchte Streben, ...) zutrifft, ist nicht erforscht. Görlacher stellt in [54] ein Verfahren zur Bestimmung des Rollschubmoduls vor.

Über diese Erkenntnisse hinaus wurde der in Abb. 3.13 gezeigte Fichtenbalken aus der Pfarrkirche Baumburg an der Berner Fachhochschule für Architektur, Holz und

Tab. 3.1: Materialparameter bei transversaler Isotropie

Steifigkeits- und Festigkeitskennwerte		
E_l	...	Elastizitätsmodul in longitudinale Richtung (E_l)
E_p	...	Elastizitätsmodul in tangentialer bzw. radialer Richtung ($E_r = E_t$)
G_{lp}	...	Schubmodul, der in der lr - bzw. lt -Ebene wirkt ($G_{lr} = G_{lt}$)
ν_{lp}	...	Querkontraktionszahl, die in der lr - bzw. lt -Ebene wirkt
ν_p	...	Querkontraktionszahl, die in der rt -Ebene wirkt
$f_{t,l}$...	Zugfestigkeit parallel zur Faserrichtung
$f_{c,l}$...	Druckfestigkeit parallel zur Faserrichtung
$f_{t,p}$...	Zugfestigkeit quer zur Faserrichtung (r und t)
$f_{c,p}$...	Druckfestigkeit quer zur Faserrichtung (r und t)
$f_{v,lp}$...	Scherfestigkeit, die in der lr - bzw. lt -Ebene wirkt
$f_{v,p}$...	Rollschubfestigkeit in der rt -Ebene



Abb. 3.13: Holzprobe aus dem Dachwerk der Pfarrkirche Baumburg zur Bestimmung der Festigkeits- und Steifigkeitswerte

Tab. 3.2: Holzfeuchte, Rohdichte, Steifigkeits- und Festigkeitskennwerte der Holzprobe aus der Pfarrkirche Baumburg

Parameter	Einheit	Mittelwert	Minimum	Maximum	Stand.abw.
u	[%]	12,9	12,3	13,7	0,5
ρ	[kg/m ³]	483	414	579	41
E_l	[N/mm ²]	13063	10240	16397	2290
E_p	[N/mm ²]	322	243	432	57
G_{lp}	[N/mm ²]	271	171	386	67
G_p	[N/mm ²]	27	13,4	62,7	14
$f_{t,l}$	[N/mm ²]	93,4	61,8	110,6	22,4
$f_{t,p}$	[N/mm ²]	3,9	2,4	5,0	0,9
$f_{c,l}$	[N/mm ²]	37,9	35,9	40,3	1,5
$f_{c,p}$	[N/mm ²]	4,4	3,3	5,2	0,9
$f_{v,lp}$	[N/mm ²]	11,5	10,6	12,5	0,7
$f_{v,p}$	[N/mm ²]	3,1	2,1	4,2	0,7

Tab. 3.3: Materialkennwerte für Stabwerksberechnungen

Parameter	Einheit	Wert
ρ	[kg/m ³]	460
E_l	[N/mm ²]	11000
G_{lp}	[N/mm ²]	750
$f_{c,l}$	[N/mm ²]	45
$f_{c,p}$	[N/mm ²]	3,5

Bau neben der Ermittlung von Holzfeuchte und Rohdichte in zerstörenden Prüfungen hinsichtlich seiner mechanischen Eigenschaften untersucht ([105]). Die statistische Auswertung der einzelnen Versuchsserien unter Berücksichtigung der transversalen Isotropie ist in Tab. 3.2 aufgeführt. Bezieht man den gemittelten Rohdichtewert und den gemittelten Elastizitätsmodul auf die DIN 1052:2008-12 [23], so lässt sich der Balken nach Tab. F.5 der Festigkeitsklasse C35 zuordnen. Abweichungen von den empfohlenen Steifigkeitskennwerten der Festigkeitsklasse C35 zeigen sich senkrecht zur Faser, also beim Elastizitätsmodul E_p , sowie beim Schub- und Rollschubmodul. Der gemessene Schubmodul G_{lp} beträgt beispielsweise nur etwa 30 % vom vorgegebenen Sollwert dieser Festigkeitsklasse. Die gemittelten Festigkeiten liegen logischerweise alle deutlich über den charakteristischen Werten der DIN 1052:2008-12, was einer Zuordnung zur Festigkeitsklasse C35 nicht widerspricht. Die nötigen Fraktilwerte für einen direkten Vergleich wurden aufgrund des relativ geringen Probenumfangs der zerstörenden Prüfung nicht ermittelt. Allgemein soll angemerkt sein, dass die vorhandene Probenanzahl für statistisch sichere Mittelwerte und Standardabweichungen zu gering ist. Zieht man für einen Vergleich der Festigkeiten die DIN 68364 [27, Tab. 1] heran, welche sich auf gemittelte Werte bezieht, so ist die Übereinstimmung der Ergebnisse mit Ausnahme der Biegefestigkeit, welche etwa 50 % unter dem angegebenen Wert liegt, sehr gut. Insgesamt lässt sich der wissenschaftliche Forschungsstand, dass schadfreies, historisches Holz keinen zeitbedingten Festigkeits- oder Steifigkeitsverlust aufweist, durchaus stützen. Folglich können die Werte der gültigen Normen auf historisches Holz angewendet werden.

Für Stabwerksberechnungen sind von den in Tab. 3.1 angegebenen Materialparametern lediglich E_l und G_{lp} vonnöten. Als dritter Kennwert ist die Wichte des Materials anzusetzen. Da Holz einen sehr geringen Schubmodul G_{lp} aufweist, sollte bei üblichen Stabwerksprogrammen nicht auf die schubstarre Theorie von Bernoulli, sondern auf die schubweichen Ansatz von Timoshenko zurückgegriffen werden, nach welcher sich der Querschnitt eines Balkens um den Winkel γ gegenüber der Senkrechten verdrehen kann. Weiterhin wird für die Modellierung der Anschlusssteifigkeiten in Abschnitt 3.3 die Druckfestigkeit parallel und senkrecht zur Faser $f_{c,l}$ und $f_{c,p}$ benötigt. In der DIN 68364 findet sich für Fichtenholz ein Elastizitätsmodul von 11000 N/mm^2 , eine Rohdichte von 460 kg/m^3 und eine Druckfestigkeit parallel zur Faser von 45 N/mm^2 . Aus der Rohdichte lässt sich eine Wichte von $4,51 \text{ kN/m}^3$ ermitteln. In der DIN EN 338 ordnet sich Nadelholz mit einer Rohdichte von 460 kg/m^3 in die Festigkeitsklasse C30 ein. In dieser ist der Schubmodul mit 750 N/mm^2 , die Druckfestigkeit parallel zur Faser mit 23 N/mm^2 und die Druckfestigkeit rechtwinklig zur Faser mit $2,7 \text{ N/mm}^2$ angegeben. Die Druckfestigkeiten liegen jedoch als 5% - Quantile vor und müssen mit Hilfe der in DIN 68364, Tab. A.1 angegebenen Variationskoeffizienten in einen Mittelwert umgerechnet werden. Da-

zu wurde die Annahme getroffen, dass der Variationskoeffizient der Druckfestigkeit rechtwinklig zur Faser gleich dem der Druckfestigkeit parallel zur Faser ist. Das Ergebnis dieser Berechnung und eine Übersicht sämtlicher Eingangswerte, welche für die Stabwerksberechnungen in Kapitel 5 verwendet worden sind, sind in Tab. 3.3 zusammengestellt.

Für dreidimensionale FE-Berechnungen müssen sämtliche der in Tabelle 3.1 aufgeführten elastischen Steifigkeits- sowie Festigkeitskennwerte verwendet werden. Darüber hinaus ist das plastische Materialverhalten von Holz zu definieren, auf welches an dieser Stelle nicht weiter eingegangen wird. Im Rahmen der FE-Vorbereitung zur Steifigkeitsermittlung von Überblattungen unter Normalkraft in Kapitel 4 soll dies jedoch in aller Ausführlichkeit erfolgen.

Erfassung von Materialdaten in situ

In historischen Tragwerken ist der Ausbau von Holzbalken zur Bestimmung der Tragfähigkeit mittels zerstörender Prüfungen aus denkmalpflegerischer Sicht meist undenkbar. Forschungen im Rahmen des SFB 315 haben gezeigt, dass sich in diesem Falle eine vierstufige Vorgehensweise unter Anwendung zerstörungsfreier Prüfmethoden anbietet, wobei nach der Beanspruchungsart der Hölzer zu unterscheiden ist. Während für Holz mit einer gewöhnlichen Beanspruchung die ersten beiden der folgenden Schritte ausreichend sind, müssen für die Klassifizierung hoch beanspruchter Bauteile alle vier Untersuchungsschritte durchgeführt werden. Da Schäden schon in Abschnitt 3.1 behandelt wurden und ohnehin einer gesonderten Betrachtung bedürfen, soll im Folgendem von der Prüfung ungeschädigten Holzes ausgegangen werden.

In einem ersten Schritt sollte Holz visuell nach der DIN 4074-1 ([26]) in Sortierklassen (S7: niedrige Tragfähigkeit, S10: normale Tragfähigkeit, S13: hohe Tragfähigkeit) eingeteilt werden. Als maßgebliche Sortiermerkmale gelten unter anderem Baumkanten, Äste, Jahrringbreite, Risse oder Krümmungen. Anschließend kann die zugehörige Festigkeitsklasse des Holzes nach der DIN 1052:2008-12, Tab. F.6 bestimmt werden. Bei der visuellen Sortierung ergeben sich bei Holz im eingebautem Zustand jedoch besondere Schwierigkeiten, da das Holz in der Regel nicht von allen Seiten zugänglich ist und sich im eingebauten Zustand nicht alle Sortierregeln anwenden lassen. Abhängig von der Beanspruchungsart des Balkens ist es bei entsprechend sorgfältigem Vorgehen sinnvoll, die Sortiermerkmale zu modifizieren. Man bewegt sich damit jedoch außerhalb des gültigen Normenwerks, da weder dieses Vorgehen noch die jetzt folgenden in-situ-Verfahren trotz zahlreicher positiver Erprobungen an Altholzbauteilen in den letzten 20 Jahren zu einer bauaufsichtlichen Zulassung geführt haben. Bei Bedarf ist die Zustimmung der Bauaufsicht für jeden Einzelfall

einzuholen.

Als nächstes ist zur Abschätzung der Tragfähigkeit die Ermittlung der Holzfeuchte an ausgewählten Stellen unerlässlich, da sowohl die meisten Festigkeitseigenschaften als auch festigkeitsrelevante Parameter, wie die Rohdichte oder der Elastizitätsmodul, unmittelbar von ihr abhängen. Alleine zur realistischen Abschätzung von Schwindverformungen, die durch Änderungen der Holzfeuchte bedingt werden und in Schwindrissen oder Klaffungen resultieren und damit Einfluss auf das Tragverhalten nehmen können, ist es erforderlich, die im Bauteil vorhandene Holzfeuchte zu bestimmen. Neben diesen Erkenntnissen für die Modellierung ist für eine Nachweisführung nach DIN 1052:2008-12 die Zuordnung des Bauwerkes zu einer Nutzungsklasse anhand der klimatischen Verhältnisse seiner Umgebung während der Nutzungsdauer vorzunehmen. Anhand der Umgebungsverhältnisse, welche zum einen durch die Temperatur und zum anderen durch die relative Luftfeuchte der umgebenden Luft gekennzeichnet sind, kann auf die Ausgleichsfeuchte der Holzbauteile, welche sich im Laufe der Zeit einstellen wird, geschlossen werden. Diese ermöglicht ihrerseits die eindeutige Zuordnung zu einer Nutzungsklasse nach DIN 1052:2008-12, Tab. F.3.

In einem dritten Schritt sollte für hochbeanspruchte Bauteile die Rohdichte ermittelt werden. Grundsätzlich gilt, je höher die Rohdichte eines Holzes ist, desto größer ist auch seine Festigkeit. Im Einzelfall kann dieses Wissen eine wichtige Hilfe sein, um Holzbauteilen eine höhere Festigkeit zuzuweisen als zuvor nach DIN 4074-1 geschehen. Dabei ist wichtig, die Rohdichte stets in Verbindung mit der Ästigkeit des Bauteils zu betrachten. Während Holz mit wenigen kleinen Ästen und mit einer hohen Rohdichte eine wesentlich höhere Biegefestigkeit aufweist als Holz mit wenigen kleinen Ästen und mit einer geringen Rohdichte, ist diese Beobachtung bei Hölzern mit vielen großen Ästen nach [49] nicht zu machen. Eine Rohdichtebestimmung ist also nur im Falle von „astarmen“ Holz mit kleinen Astdurchmessern sinnvoll. Auch für die Bestimmung des Eigengewichtes einer Konstruktion sind Kenntnisse über die Rohdichte der verbauten Hölzer von großem Vorteil, da dies die Möglichkeit bietet, von den empfohlenen Wichten in DIN 1055-1 [24, Tab. 9] abzuweichen und die eigenen, exakteren Werte zu verwenden. Der Umfang der Messungen ist in diesem Falle entsprechend groß zu wählen. Als geeignetes, zerstörungsfreies Verfahren zur Rohdichteermittlung schlägt Görlacher die Bohrwiderstandsmessung [57], die Auszieh-widerstandsmessung [51] und die Eindringwiderstandsmessung [50] vor, wobei sich vor allem letztgenannte besonders bewährt hat. Eigene Untersuchungen nach eben dieser Methode wurden mit dem Gerät Pilodyn 6J durchgeführt (Abb. 3.14). Die Regressionsgleichung, die den Zusammenhang zwischen der Rohdichte und der

Eindringtiefe wiedergibt, lautet:

$$\rho_m = 795 - 27,1 \cdot e \quad [\text{kg/m}^3] \quad (3.4)$$

Die Eindringtiefe e ist in [mm] einzusetzen. Soll die Rohdichte auf die DIN-basierte Holzfeuchte $u = 12\%$ bezogen werden, so ist e mit dem Korrekturfaktor $(1 - 0,0073 \cdot (u - 12))$ zu multiplizieren. Anhand der Rohdichtewerte, die in DIN EN 338 [29, Tab. 1] für jede Festigkeitsklasse geregelt sind, besteht auch die Möglichkeit einer unmittelbaren Festigkeitssortierung.

Soll eine besonders hohe Festigkeit nachgewiesen werden oder ist man grundsätzlich an der Bestimmung der Steifigkeiten einzelner Bauteile interessiert, um Eingangswerte für die Ermittlung der Schnittkräfte zu erhalten, bietet es sich an, den Elastizitätsmodul zu bestimmen, da nach [48] die Korrelationskoeffizienten zwischen Elastizitätsmodul und Festigkeiten für neues und altes Holz zwischen 0,7 und 0,8 liegen. Zur Bestimmung des Elastizitätsmoduls von Hölzern im eingebauten Zustand gibt es nach Görlacher [52] zwei geeignete Verfahren. Bei der zeitaufwendigeren, statischen Methode handelt es sich um einen Biegeversuch, bei welchem anhand der Verformungen, die durch eine aufgebrachte Last entstanden sind, der Biegeelastizitätsmodul mittels der Elastizitätstheorie errechnet wird. Beim zweiten Verfahren, bei welchem das Holz einer dynamischen Belastung unterworfen wird, handelt es sich um ein Durchschallungsverfahren. Es wird eine niederfrequente Ultraschallwelle durch einen Sendekopf in den Prüfkörper eingeleitet und durch einen zweiten Schallkopf wieder aufgenommen. Gemessen wird die Laufzeit t der Ultraschallwelle. Anhand der Länge s der Messstrecke kann eine gemittelte Geschwindigkeit v berechnet werden und unter Vernachlässigung der Querkontraktion der Elastizitätsmodul E_{dyn} aus der Rohdichte des Holzes und aus der Geschwindigkeit der Ultraschallwelle zu

$$E_{dyn} = v^2 \cdot \rho \quad (3.5)$$

bestimmt werden. Nach Tichelmann [153] ist dieser Wert etwa 7% größer als der statische Elastizitätsmodul E_{stat} . Soll der Elastizitätsmodul auf die DIN-basierte Holzfeuchte $u = 12\%$ umgerechnet werden, so ist zur ermittelten Geschwindigkeit der Korrekturwert $29 \cdot (u - 12)$ zu addieren. Steiger untersuchte in [150] Möglichkeiten und Grenzen dieses Verfahrens bei der Sortierung von Schweizer Fichten-Bauholz. Im Rahmen eigener Untersuchungen wurde das Gerät Sylvatest Duo verwendet (Abb. 3.15).



Abb. 3.14: Für eigene Dichtermittlungen verwendetes Gerät: Piodyn 6J



Abb. 3.15: Für eigene Messungen verwendetes Gerät: SylvaTEST-DUO mit Konusschallköpfen und Plexiglas-Prüfkörper

Im Anschluss an die Vorstellung des mehrschrittigen Untersuchungsverfahrens soll eine exemplarische Untersuchung am Dachwerk der Pfarrkirche Weyarn unternommen werden.⁴³ Besonderes Augenmerk wird dabei auf die statistische Auswertung der Ergebnisse gelegt. Eine Möglichkeit zur Kartierung von in situ erfassten Materialdaten befindet sich in Anhang C, Abb. C.2. Bei insgesamt 96 lokal über mehrere Gespärre gestreute Einzelmessungen der Holzfeuchte wurde der Erwartungswert des Stichprobenmittels zu $u = 18,0 \%$ errechnet und als Schätzer für den Erwartungswert der Grundgesamtheit ($n = \infty$) angesetzt. Nach mehreren hundert Jahren kann davon ausgegangen werden, dass es sich hierbei um die Ausgleichsfeuchte u_a handelt, welche im Jahresverlauf in Abhängigkeit der Temperatur und der relativen Luftfeuchte nur geringen Schwankungen unterliegt. Dieser Wert ist vor allem dann von Bedeutung, wenn die vorhandene Rohdichte oder der vorhandene dynamische Elastizitätsmodul mit den Werten der DIN 1052:2008-12, welchen eine Holzfeuchte von $u = 12 \%$ zugrunde liegt, verglichen werden sollen und die entsprechenden Korrekturfaktoren angesetzt werden.

Im nächsten Untersuchungsschritt wurden Eindringwiderstandsmessungen mit dem Messgerät Pilodyn 6J durchgeführt. Hierzu wurden insgesamt 240 Einzelwerte aufgenommen. Dem Messverfahren entsprechend sollen je vier Messungen in einem eng begrenzten Bereich von etwa 10×10 Zentimetern liegen und arithmetisch gemittelt werden, womit 60 verwendbare Eindringtiefen zur Bestimmung der Rohdichte verbleiben. Von vorrangigem Interesse ist die Verteilung dieser 60 Werte. Da die berechneten Rohdichten nach Formel 3.4 einer linearen Transformation der gemessenen Eindringtiefen entsprechen, kann anhand der Verteilung der Eindringtiefe unmittelbar auf die Verteilung der Rohdichte geschlossen werden. Um zu überprüfen, ob die Eindringtiefen der Normalverteilung unterliegen, kann ein Anpassungstest mit der Chi-Quadrat-Verteilung durchgeführt werden. Da der Erwartungswert μ und die Standardabweichung σ der Grundgesamtheit ($n = \infty$) an Eindringtiefen nicht bekannt sind, müssen diese Parameter anhand unserer Stichprobe geschätzt werden. Als Schätzwert für den Erwartungswert der Eindringtiefe ergibt sich

$$\bar{e} = \frac{1}{n} \sum_{i=1}^n e_i = 14,28 \quad [\text{mm}] \quad (3.6)$$

⁴³Neben den Untersuchungen und statischen Auswertungen am Dachwerk der Pfarrkirche Weyarn führte Ley im Rahmen seiner Bachelorarbeit unter intensiver Betreuung des Verfassers eine vergleichbare Materialdatenerfassung im Dachwerk der Pfarrkirche Tuntenhausen durch [106].

Der Schätzer für die Standardabweichung kann zu

$$\bar{s}_e = \sqrt{\frac{\sum_{i=1}^n (e_i - \bar{e})^2}{n-1}} = 2,11 \quad [\text{mm}] \quad (3.7)$$

bestimmt werden.

Nun werden die gemessenen Eindringtiefen in mehrere Klassen eingeteilt und die tatsächlich aufgetretenen Häufigkeiten $H(K)$ mit den nach der Normalverteilung erwarteten Häufigkeiten $E(K)$ verglichen. Graphisch ist dies in Abb. 3.16 für $K = 6$ gewählte Klassen dargestellt. Ob die beobachteten und erwarteten Häufigkeiten nicht nur optisch zusammenpassen, kann überprüft werden, indem für die Summe Z der normierten Abweichungsquadrate nach Tab. 3.4, welche eine Chi-Quadrat-verteilte Zufallsvariable ist, ein einseitiges Konfidenzintervall ermittelt wird. Mit der gewählten Signifikanzzahl $\alpha = 0,05$ lässt sich aus der Chi-Quadrat-Verteilung mit $m = K - 1 - 2 = 3$ Freiheitsgraden nach Abb. 3.17 der Wert der Akzeptanzschranke $C = 7,82$ ablesen. Da $C > Z$ gilt, spricht nichts gegen die Hypothese, dass die Eindringtiefe und damit auch die Rohdichte normalverteilt sind. Aus den Rechenregeln für Erwartungswerte

$$E(\rho) = E(795 - 27,1 \cdot e) = 795 - 27,1 \cdot E(e) \quad (3.8)$$

folgt der Erwartungswert der Rohdichte zu $E(\rho_m) = \rho_m = 408 \text{ kg/m}^3$. Die Varianz $Var(\rho_m)$ kann zu

$$Var(795 - 27,1 \cdot e) = 0 + 27,1^2 \cdot Var(e) = 3258 \quad [\text{kg}^2/\text{m}^6] \quad (3.9)$$

bestimmt werden. Damit beträgt die Standardabweichung $\sigma_\rho = 57,1 \text{ kg/m}^3$. Der errechnete Erwartungswert zeigt mit etwa 5 % Abweichung eine gute Übereinstimmung mit Untersuchungen an genormten Probekörpern aus dem Weyarner Dachwerk, bei denen für ρ_m etwa ein Wert von 430 kg/m^3 ermittelt wurde. Werden Fraktile- oder Quantilwerte gewünscht, so können diese gemäß den Eigenschaften der Normalverteilung berechnet werden. Der von Görlacher in [50] gewählte Ansatz die 5%-Fraktile über die Reststreuung der Stichprobe in Form einer weiteren, parallel verlaufenden Geraden zu bestimmen, sollte aufgrund der abschnittsweise nicht gleichmäßig verlaufenden Streuung einer beliebigen Stichprobe verworfen werden.

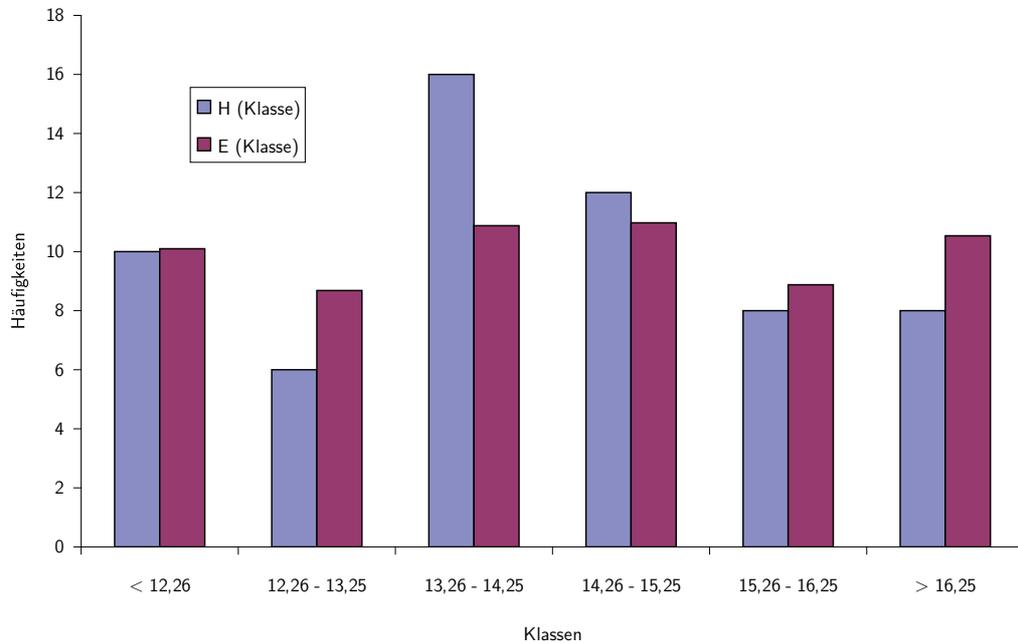


Abb. 3.16: Beobachtete und erwartete Häufigkeiten der Eindringtiefen [mm]

Tab. 3.4: Bestimmung der Summe Z der skalierten Fehlerquadrate

Klassen	H(K)	E(K)	$Z = \frac{[H(K)-E(K)]^2}{E(K)}$
< 12,26 :	10	10,0802	0,000638
12,26 – 13,25 :	6	8,68307	0,829069
13,26 – 14,25 :	16	10,89641	2,390388
14,26 – 15,25 :	12	10,96871	0,096963
15,26 – 16,25 :	8	8,857065	0,082935
> 16,25 :	8	10,51454	0,601351
Summe:	60	60	4,001345

In einem letzten Schritt soll nun noch der dynamische Elastizitätsmodul E_{dyn} bestimmt werden. Um die Untersuchungsergebnisse möglichst vergleichbar zu gestalten, sollte darauf geachtet werden, für die Messstrecken s nicht mehr als drei bis vier Bezugslängen festzulegen. Im eigenen Falle wurden 0,95 Meter, 1,95 Meter und 2,95 Meter angesetzt und anschließend insgesamt 212 Einzelmessungen der Laufzeit t mit zusätzlicher Bestimmung der Geschwindigkeit v durchgeführt, wobei je vier an einem Balkenabschnitt zusammenliegende Werte arithmetisch gemittelt wurden. Damit verbleiben 53 Geschwindigkeiten zur statistischen Auswertung. Der Schätzer für den Erwartungswert des Stichprobenmittels beträgt $\bar{v} = 5559 \text{ m/s}$, für die Standardabweichung $\bar{s}_v = 342 \text{ m/s}$. Ein weiterer Anpassungstest mit der Chi-Quadrat-Verteilung (6 Klassen: < 5150 , $5150 - 5350$, $5350 - 5550$, $5550 - 5750$, $5750 - 5950$, > 5950) zeigt, dass auch diese Größe als normalverteilt ($\alpha = 0,95 : C = 7,82 > Z = 2,70$) angenommen werden kann. Während die Geschwindigkeiten v über definierte Längen s (Intervalle) gemessen wurden, sind die Rohdichten nur punktuell beziehungsweise an kleinen Volumenelementen zu erfassen. Daher erscheint es sinnvoll, zur Bestimmung des Elastizitätsmoduls E_{dyn} den Erwartungswert der Rohdichte ρ_m anzusetzen, womit lediglich die Geschwindigkeit v als Veränderliche verbleibt. Es bedarf keiner weiteren Erläuterung, dass die einzelnen Berechnungen des Elastizitätsmoduls nach dieser Mess- und Berechnungsmethode unter Annahme einer normalverteilten Geschwindigkeit v mit einem Freiheitsgrad ($m = 1$) Chi-Quadrat-verteilt sein werden. Aufgrund dieser Erkenntnis ist die unmittelbare Bestimmung von Fraktile- und Quantilwerten für E_{dyn} nicht möglich, was jedoch durch Anpassung der Chi-Quadrat-Verteilung an die vorliegende Stichprobe durch einfache Transformierungs- und Skalierungsvorgänge gelöst werden kann. Ein qualitativer Vergleich der oberen und unteren Bereiche der Chi-Quadrat- mit der Normalverteilung nach Abb. 3.18 zeigt deutlich, dass die anhand der Chi-Quadrat-Verteilung bestimmten Fraktile- und Quantilwerte auf alle Fälle auf der sicheren Seiten liegen, da sie die Normalverteilung zu beiden Seiten unterschätzen.

Soll für weitere Berechnungen ein gemittelter Elastizitätsmodul $E_{dyn,m}$ angesetzt werden, so wird diese Zufallsvariable nach dem Zentralen Grenzwertsatz wiederum asymptotisch normalverteilt sein. Aus den Rechenregeln für Erwartungswerte und Varianzen

$$E(\rho_m \cdot v_m^2) = \rho_m \cdot E(v_m^2) = \rho_m \cdot [E(v_m)^2 - Var(v_m)] \quad (3.10)$$

lässt sich dieser zu $E_{dyn,m} = 12656 \text{ N/mm}^2$ mit einer Standardabweichung von $\sigma_E = 1533 \text{ N/mm}^2$ ermitteln. Berücksichtigt man die bereits erwähnte 7%-ige Abminderung des Ergebnisses, so erhält man einen mittleren, faserparallelen Elastizitätsmodul von $E_l = 11770 \text{ N/mm}^2$ mit einer Standardabweichung $\sigma_E = 1426 \text{ N/mm}^2$.

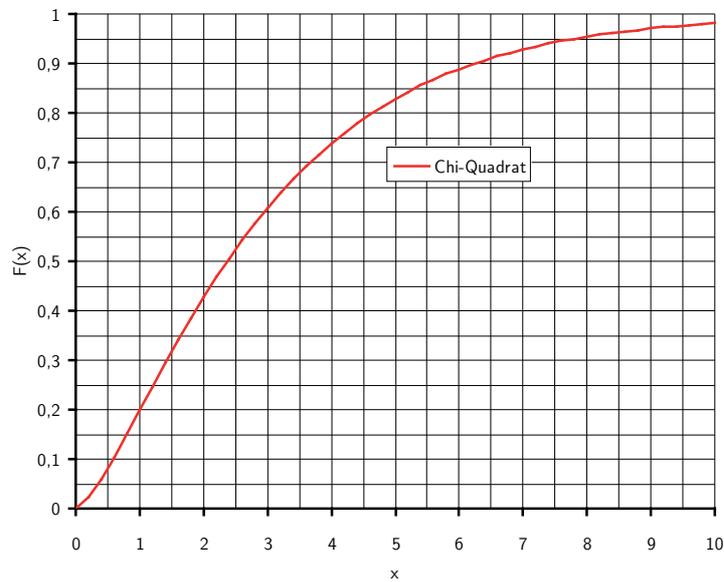


Abb. 3.17: Chi-Quadrat-Verteilung mit $m = 3$ Freiheitsgraden

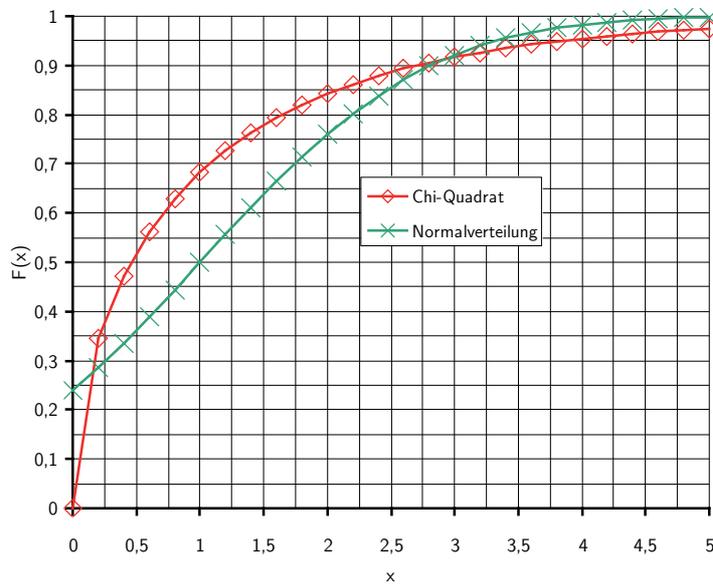


Abb. 3.18: Vergleich der Chi-Quadrat-Verteilung ($m = 1$ Freiheitsgrade) mit der angepassten Normalverteilung

3.2.2. Eisen

Elastische Materialeigenschaften und Festigkeiten

Nach Abschnitt 2.5 kommt historisches Eisen in barocken Dachwerken in Form von geschmiedeten Zugbändern oder Zugstangen sowie als Bolzen vor. Aufgrund der Abmessungsverhältnisse der stabförmigen Elemente ($l \gg b, h$) kann die Querkontraktion ν außer Acht gelassen werden. Berücksichtigt man des Weiteren deren näherungsweise uniaxiale Belastung in Stablängsrichtung, so verbleibt der entsprechende Elastizitätsmodul E_E als einziger erforderlicher Steifigkeitskennwert. Die zugehörigen Festigkeitskennwerte sind die Zugfestigkeit R_{pm} sowie die Streckgrenze $R_{p0,2}$. Nähere Kenntnisse zu den plastischen Eigenschaften von historischem Eisen sind im Zuge von Stabwerksberechnungen nicht erforderlich.

Raupach et al. untersuchten in [129] zwei vormittelalterliche Eisenproben aus dem Ringanker des Aachener Doms im Hinblick auf Zusammensetzung und Gefüge. Kennzeichnend waren einerseits ein niedriger Kohlenstoffgehalt und andererseits ein hoher Phosphorgehalt. Das Gefüge wies neben großen Schlackeeinschlüssen im Wesentlichen ein grobkörniges, ferritisches Gefüge auf. Materialuntersuchungen an mittelalterlichen Eisenproben wurden von Daeves [17] vorgenommen. Im Vergleich zu neuzeitlichen Stählen zeigten sich die untersuchten Dübel in ihrer chemischen Zusammensetzung als sehr kohlenstoff- und manganarme, aber phosphorreiche Schweißisen. Der Aufbau erwies sich aufgrund von starken Schlackenadern als sehr inhomogen. Barocke Eisenproben wurden von Lambrecht und Weiß untersucht. In [103] bestimmten sie die chemische Zusammensetzung, die Festigkeitseigenschaften sowie die Gefügestruktur der schweißeisernen Armierungen im Mauerwerk der Dresdner Frauenkirche. Die inhomogenen, schlackeversetzten, kohlenstoffarmen Schmiedeeisen kamen in ihren mechanischen Eigenschaften denen von unlegiertem Stahl St 33 gleich, wobei die Eigenschaftsstreuung sehr groß war. Zusammenfassend lässt sich feststellen, dass sich die untersuchten vorindustriellen Eisenproben in ihrer chemi-



Abb. 3.19: Eisenband aus dem Dachwerk der Klosterkirche Fürstenfeldbruck zur Bestimmung der Zugfestigkeit, Streckgrenze, Bruchdehnung und chemischen Zusammensetzung

schen Zusammensetzung deutlich von modernen Stählen unterscheiden, in ihren mechanischen Eigenschaften dagegen nur geringe Abweichungen zeigen. Im letzten Viertel des 18. Jahrhunderts, also genau zum Ende der Barockzeit, begann mit der industriellen Revolution auch die Entwicklung der modernen Eisenindustrie. Durch die einsetzende Massenproduktion von Stahlprodukten konnten Bauwerke errichtet werden, die ausschließlich aus diesen Materialien bestanden. Umfangreiche Untersuchungen an Eisen- und Stahlkonstruktionen des 19. Jahrhunderts wurden von Käpplein und Wielgosch-Frey [90] im Teilprojekt C3, SFB 315 durchgeführt. Des Weiteren nahm Helmerich [71] im Auftrag der Bundesanstalt für Materialforschung und -prüfung (BAM) Messungen und Untersuchungen an eisernen Brückenbauwerken des späten 19. und frühen 20. Jahrhunderts vor. Brandes [13] befasste sich ebenfalls mit den Eigenschaften alter Stähle des 19. Jahrhunderts und bewertete die minimal invasive Materialprüfung mittels Kleinzugproben kritisch.

Der Grund für die von modernen Stählen abweichende chemische Zusammensetzung und Gefügestruktur von Eisen, welches vor der industriellen Revolution gefertigt wurde, ist in den verwendeten Erzen und bei den Herstellungsverfahren jener Tage zu finden. Diese sind unter anderem in [4], [5], [86] und [87] in aller Ausführlichkeit beschrieben. Schon seit dem Mittelalter wurde Eisen entweder in Rennfeuern (Schmiedeherden) oder in Stücköfen (Schachtöfen) durch die Reduktion von Eisenerzen erzeugt, wobei Holzkohle als Energielieferant diente. Durch Ausheizen der angefallenen Luppen wurde das Eisen schmiedbar gemacht. Ab dem 14. Jahrhundert war es den Hüttenleuten möglich, flüssiges Roheisen in Floßöfen zu gewinnen. Durch die verbesserte Luftzufuhr über Wassergebläse erhöhte sich die Betriebstemperatur und folglich auch der Durchsatz der Öfen. Als Endprodukt erhielt man ein gleichmäßiger zusammengesetztes aber zugleich auch fremdstoffreicheres Eisen, welches durch einen Oxydationsvorgang, das sogenannte "Frischen", in schmiedbares Eisen gewandelt wurde. Ab dem 15. Jahrhundert wurden Floßöfen zunehmend durch deren Weiterentwicklung in Form von Hochöfen mit offener Brust verdrängt. Die wahre Natur der Stahlgewinnung war in jenen Tagen noch nicht bekannt ([87, S. 153]). Welches der eben vorgestellten Verfahren bei den vor Ort vorgefundenen Eisenteilen jeweils tatsächlich Anwendung fand, lässt sich ohne weitere Untersuchungen der Gefügestruktur und chemischen Zusammensetzung nicht feststellen, da die Herkunft der jeweiligen Eisen, wenn überhaupt, nur unter sehr großem und meist unwirtschaftlichem Aufwand nachvollziehbar ist. Sicher ist jedoch, dass die Qualität des barocken Eisens - unabhängig vom Herstellungsverfahren - der von modernen Stählen immer unterlegen ist, da sich die Reinheit und Homogenität des Materials heute weit besser kontrollieren lässt. Dabei beeinträchtigen chemische Verunreinigungen durch Phosphor oder Schwefel (Seigerungszone) die Werkstoffigenschaften ebenso wie Fehler im Materialgefüge (Schlackeeinschlüsse).

Um die vorhandene Wissensbasis über die Eigenschaften barocken Eisens zu erwei-

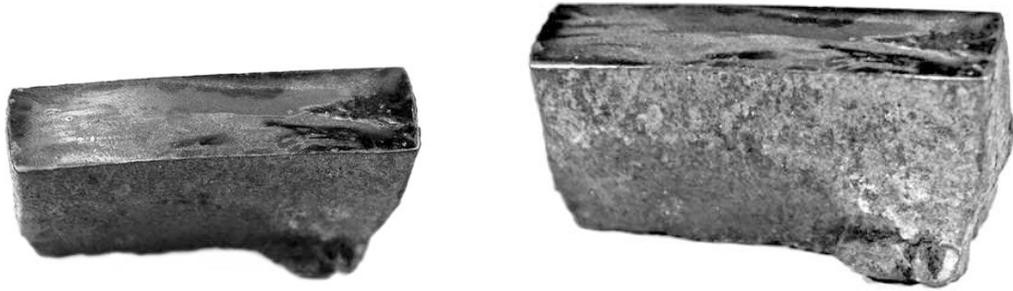


Abb. 3.20: Anschnittstelle einer Eisenprobe aus dem Dachwerk der Klosterkirche Fürstenfeldbruck zur mikroskopischen Untersuchung

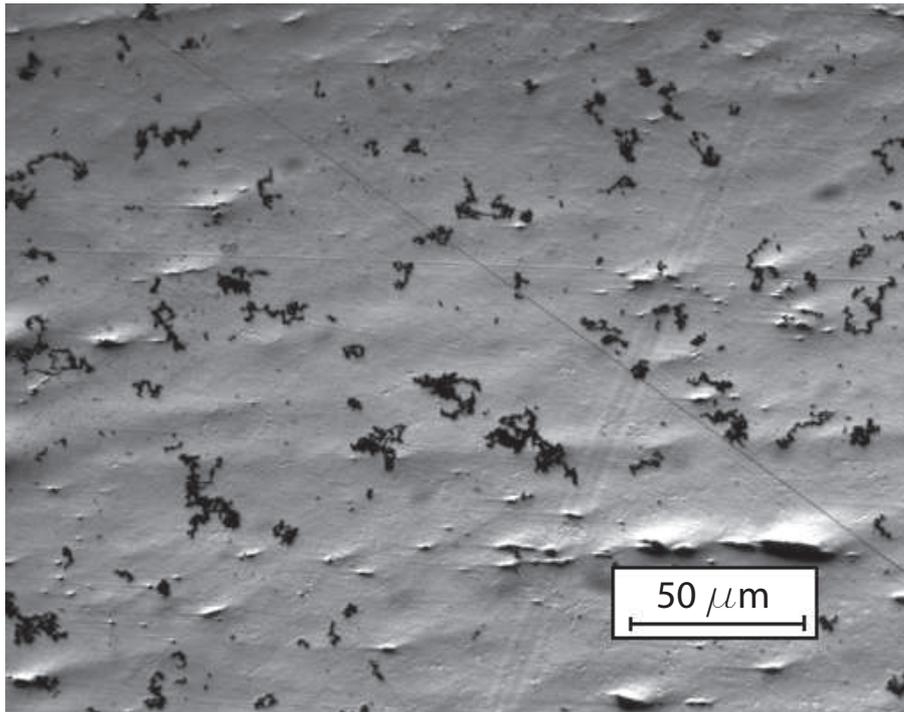


Abb. 3.21: Polierte Oberflächenstruktur einer Eisenprobe mit Schlackeeinschlüssen unter dem Mikroskop

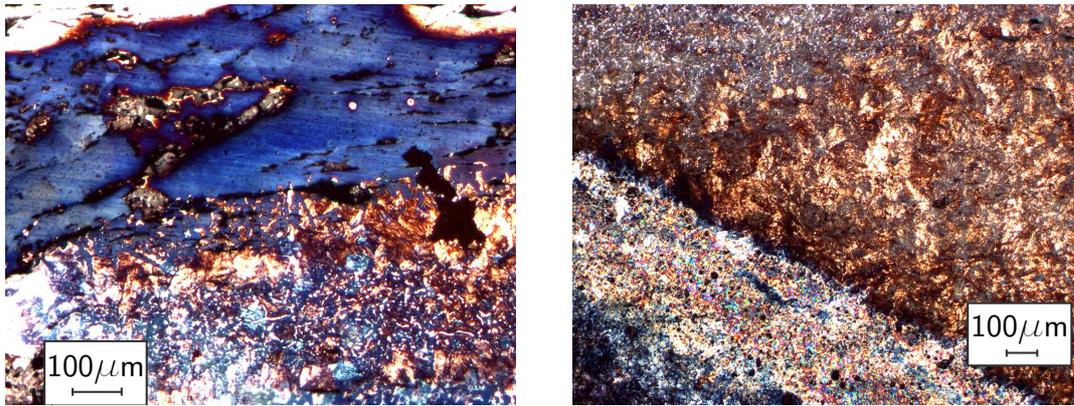


Abb. 3.22: Ergebnisse der der Farbätzung nach Klemm I

tern, wurden eigene Untersuchungen an einem handgeschmiedeten Eisenband von etwa 55 cm Länge, 5 cm Breite und 1,2 cm Dicke aus dem barocken Dachwerk der ehemaligen Klosterkirche Fürstenfeld in Fürstenfeldbruck gemäß Abb. 3.19 vorgenommen. Zu Beginn der Untersuchung wurde von dem vorliegenden Eisenband ein etwa drei Zentimeter langes Stück abgeschnitten, um die Gefügestruktur zu analysieren. Bei Betrachtung der Oberflächenstruktur in Abb. 3.20 erkennt man an der Anschnittstelle mit bloßem Auge ein fleckiges Profil, welches bereits auf die durch Schmiedearbeiten bedingte Inhomogenität der Gefügestruktur hinweist. Beim Polieren der Oberfläche für die nachfolgende mikroskopische Untersuchung zeigte sich ein hoher Härtegrad. Abb. 3.21 zeigt die Oberflächenstruktur des Eisenteiles nach dem Polieren unter dem Mikroskop. Die schwarzen Einschlüsse, bei denen es sich um Schlacken handelt, lösten sich beim Polieren körnig aus dem Gefüge und erzeugten auf der Oberfläche sichtbare Kratzer. Bei der anschließenden Behandlung mit Salpetersäure, reagierte die Probe lokal unterschiedlich und bildete sichtbar matte Stellen aus. Anschließend wurde eine 30-sekündige Farbätzung nach Klemm I durchgeführt, bei der $2\text{ g}/100\text{ ml}$ Kaliumdisulfit in kaltgesättigte Natriumthiosulfatlösung zugegeben werden. Die Ergebnisse der Farbätzung sind in Abb. 3.22 zu sehen. Die unterschiedlichen Einfärbungen markieren die in Tabelle 3.5 angegebenen Gefügearten. Faktisch liegen fast alle bei diesem Werkstoff möglichen Gefügemodifikationen an unterschiedlichen Stellen im Volumen der Probe vor. Besonders häufig traten bei der metallographischen Untersuchung großflächige Gebiete an Perlitkristallen auf (Abb. 3.22, links). Alternativ zeigten sich auch Bereiche, die nahezu aus reinem Eisen bestanden (Abb. 3.22, rechts). Neben den zahlreichen Schlackeeinschlüssen und Seigerungszoneen erkennt man zudem je zwei unterschiedliche Materiallagen, die durch die Handarbeit des Schmiedes bedingt sind und sich in ihrer jeweiligen Gefügeart deutlich voneinander unterscheiden. Eine abschließende optische Betrachtung der Eisenprobe nach mehreren Tagen zeigte kaum Anzeichen von Oberflächenkorrosi-

on. Die Gefügestruktur zeigte damit erwartungsgemäß deutliche Unterschiede zu modernem Stahl.

Der verbliebene, größere Teil der Eisenprobe wurde an die LGA Bautechnik GmbH nach Nürnberg geschickt, wo eine Spektralanalyse zur Bestimmung der chemischen Zusammensetzung des Eisenbandes durchgeführt wurde. Die Ergebnisse aus [64], welche aufgrund der genannten Analyseverfahren lediglich als lokale Aufnahme betrachtet werden können, sind in Tab. 3.6 zusammengefasst. Es handelt sich demnach um nahezu reines Eisen. Aufgrund des hohen Kohlenstoffgehalts von 0,85 % kann unter Zuhilfenahme des Eisen - Kohlenstoff - Schaubildes und der Beobachtungen unter dem Mikroskop von einem unlegierten Perlitstahl ausgegangen werden. Im Vergleich zu den Eisenteilen, welche von Lambrecht und Weiß [103] untersucht wurden, ist der Anteil des Legierungselementes Phosphor sehr gering. Daher muss von vergleichsweise niedrigeren Festigkeitskennwerten ausgegangen werden. Der hohe Kohlenstoffgehalt sollte eine entsprechend geringe Bruchdehnung bedingen. Zur Gewinnung der Materialkennwerte wurden fünf Proben angefertigt und zerstörend unter Ermittlung von Elastizitätsmodul, Streckgrenze, Zugfestigkeit und Bruchdehnung geprüft ([64]). Die Ergebnisse sind in Tab. 3.7 dargestellt. Entgegen der Erwartung des Autors ergaben sich geringere Steifigkeits- und Festigkeitsunterschiede zu modernem Stahl als vermutet. Anhand der mittleren Streckgrenze von 357 N/mm^2 entspricht die historische Eisenprobe mindestens einem St 37-2. Während die elastisch bedingten Verformungen größer sind als bei modernen Stählen, verhält sich das Eisenband mit einer Bruchdehnung von 9% im plastischen Bereich sehr spröde.

Auch nach diesen Untersuchungen verbleiben viele Unsicherheiten und Fragen bezüglich der repräsentativen Eigenschaften von barockem Eisen. Zur Klärung müssen weitere Forschungen anhand umfangreicher Versuchsserien folgen. Speziell in historischen Dachwerken werden es nie die eisernen Verbindungsmittel sein, die einem

Tab. 3.5: Farbätzung nach Klemm

Farbe	Gefügeart
blau	Perlit
braun	Ferrit
ungefärbt (weiß)	Zementit
hellbraun, orange	Seigerungszone
dunkles grau, schwarz	Schlackeeinschluss

Tab. 3.6: Chemische Zusammensetzung der Probe in % (auszugsweise)

Fe	C	Si	P	S	N	Mn	Cu	Ni
99,0	0,851	0,0909	0,0047	<0,0002	<0,0004	0,0185	0,0068	0,0148

Tab. 3.7: Prüfergebnisse der Zugversuche

Parameter	Einheit	Mittelwert	Minimum	Maximum	Stand.abw.
Streckgrenze $R_{p0,2}$	[N/mm ²]	357	296	490	68
Zugfestigkeit R_m	[N/mm ²]	527	495	605	39
Bruchdehnung A	[%]	9,0	7,3	12,0	1,8
E-Modul E_E	[N/mm ²]	168632	155953	179294	8326

Versagen unterliegen, da sie nicht die Schwachpunkte der Konstruktion darstellen. Diesbezüglich sind weitere Untersuchungen vorerst als nachrangig zu betrachten. In erster Näherung können bedenkenlos die Materialkennwerte für „Stahl ohne Werksbescheinigung“ nach DIN 1052:1988-04, Teil 1, Abschnitt 5.3.3 [22], die auch im Rahmen des SFB 315 für Berechnungen angesetzt wurden, verwendet werden.

Erfassung von Materialdaten in situ

Analog zu historischem Holz gilt auch für verbaute Eisenteile, dass sie aus Gründen der Denkmalpflege in der Regel nicht ausgebaut werden dürfen. Damit müssen Materialkennwerte in situ bestimmt werden. Frey [43] empfiehlt in diesem Zusammenhang für Eisen- und Stahlkonstruktionen die Entnahme von Kleinzugproben und eine direkte Messung der Zugfestigkeit. Es wird aber auch angeführt, dass dieses Verfahren nur für Flusstähle, welche erst ab Mitte des 19. Jahrhunderts mit Hilfe des Bessemer-Verfahrens hergestellt werden konnten, empfehlenswert ist. Käpplein schlägt neben einer eingehenden visuellen Begutachtung für Grauguss vor allem anschließende Ultraschallmessungen zur Bestimmung des Elastizitätsmoduls vor [90]. Während die Entnahme von Zugproben schon alleine aufgrund der Abmessungen der stabförmigen Eisenteile in barocken Dachwerken unmöglich ist, sollte der dynamische Elastizitätsmodul durchaus mithilfe der Ultraschalltechnik zu bestimmen sein. Anhand weniger Versuche erwies sich diese Methode aber als ungeeignet. Zum

einen bereitet es enorme Schwierigkeiten, das Signal überhaupt in die dünnen Eisenteile einzuleiten, zum anderen führt die äußerst inhomogene Gefügestruktur des Materials zu einer derart ausgeprägten Signaldämpfung, dass die Schallwelle entweder gar nicht oder nur mit deutlichen Laufzeitstörungen am Empfänger aufgenommen werden kann. Eine dritte Möglichkeit zur Bestimmung von Materialkennwerten besteht in der mobilen Härteprüfung von Eisen, da der gemessene Härtewert anhand von empirisch ermittelten Korrelationstabellen in eine zugehörige Zugfestigkeit umgewertet werden kann. Grundsätzlich kann zwischen statischen und dynamischen Prüfverfahren unterschieden werden. Bei statischen Prüfverfahren wird die Härte aus dem Quotienten von aufgebrachtener Prüflast und der Fläche des bleibenden Eindrucks nach Wegnahme der Last definiert. Während die Prüflast vordefiniert ist, gibt es unterschiedliche Möglichkeiten den Prüfeindruck zu bestimmen. Beim UCI-Verfahren (Ultrasonic Contact Impedance) erfolgt dessen Bestimmung indirekt. Dazu wird ein Vickersdiamant in Längsrichtung mit einer Resonanzfrequenz von etwa 70 Hz zur Schwingung angeregt und anschließend die Verschiebung der Ultraschallfrequenz bei aufgebrachtener Last elektronisch ermittelt. Da die Frequenzverschiebung proportional zur Kontaktfläche ist, kann der Prüfeindruck berechnet werden. Bei zu leichten oder dünnen Bauteilen können Messfehler aufgrund von Resonanzschwingungen auftreten. Ein neueres statisches Verfahren ist das TIV-Verfahren (Through Indenter Viewing), bei welchem sich der Eindringprozess des Diamanten in das Prüfmaterial direkt über ein optisches System beobachten lässt [42]. Bei dieser Methode entfallen materialbedingte Kalibrierungsvorgänge des Gerätes und Prüfungen sind auch an dünnen und leichten Bauteilen möglich. Bei der Anwendung des Rückprallverfahrens handelt es sich dagegen um ein dynamisches Verfahren, bei dem die Härte des Werkstoffes indirekt über den Energieverlust eines Schlagkörpers beim Aufprall auf das Prüfmaterial gemessen wird. Bei der Untersuchung vor Ort muss unabhängig vom angewandten Verfahren darauf geachtet werden, dass die untersuchten Oberflächen frei von Rost und Verschmutzungen sind. Zudem müssen die Eisenteile in ihrer Lage fixiert werden, so dass keine Eigenbewegung der Prüfkörper möglich ist.

3.3. Nachgiebigkeiten der Verbindungen

Für die Schnittkraftermittlung von Tragwerken ist es zwingend erforderlich, Kenntnisse über das lokale Trag- und Verformungsverhalten der Knotenpunkte zu haben. In vielen Literaturquellen wird in diesem Zusammenhang sogar angegeben, dass die Modellierung der Anschlüsse einen ganz entscheidenden Einfluss auf das Tragverhalten des Gesamtsystems hat, da kleine Änderungen der Anschlusssteifigkeiten bereits deutliche Veränderungen im Schnittgrößenverlauf bewirken können ([3], [101]

und [162]). In unterschiedlichen Forschungsprojekten der 80er und 90er Jahre wurden auf der Grundlage von umfangreichen Versuchsreihen zahlreiche Vorschläge zur Bemessung verschiedener zimmermannsmäßiger Verbindungen gemacht. Vor allem Heimeshoff (Heimeshoff und Köhler [69], Heimeshoff et al. [70]) sowie die Mitarbeiter des SFB 315 ([55], [56]) konnten wesentliche Erkenntnisse zur Nachweisführung von zimmermannsmäßigen Verbindungen unter Normalkraftbelastung beitragen. Da der Schwerpunkt der damaligen Forschungsaktivitäten jedoch vor allem auf der Ermittlung von Traglasten lag, wurden Steifigkeiten meist nur sekundär untersucht. Das Steifigkeitsverhalten eines normalkraftbelasteten Anschlusses wurde stark vereinfacht als linear elastische Feder unter Vernachlässigung des Verformungsanteils aus Schlupf abgebildet. In diesem Falle konnte die Dehnsteifigkeit C aus dem Quotienten der zulässigen Normalkraft N_{zul} nach der DIN1052:1988-04 [22] und dem zugehörigen Verformungsweg w_{zul} zu

$$C = \frac{N_{zul}}{w_{zul}} \quad (3.11)$$

ermittelt werden. Über diesen Ansatz der Steifigkeitsbestimmung hinaus liegt mittlerweile eine überschaubare Anzahl an weiteren wissenschaftlichen Arbeiten zu den Nachgiebigkeiten von planmäßig auf Druck beanspruchten Verbindungen vor (s. Abschnitt 3.3.2 und 3.3.3). Anschlüssen, die planmäßig zur Übertragung von Zugkräften vorgesehen sind (s. Abschnitt 3.3.4), widmete sich seit den Untersuchungen des SFB 315 niemand. Des Weiteren sind die Steifigkeiten einiger Verbindungen unter Normalkraftbelastung bisher gänzlich unbekannt (s. Abschnitt 3.3.5).

Querkraftbedingte Nachgiebigkeiten sind für zimmermannsmäßige Verbindungen bisher nicht untersucht. Eine Ausnahme stellt die Zapfenverbindung dar (s. Abschnitt 3.3.2). Rotationssteifigkeiten spielen nach [20, S. 13] bei der Modellierung von historischen Verbindungen nur eine untergeordnete Rolle, da der zur Momentenübertragung notwendige Hebelarm aufgrund der relativ kleinen Anschlussfläche der Balken gering ist. Daher wurden historische Holzverbindungen bisher entweder als Vollgelenke oder als Volleinspannungen angenommen. Obwohl dies nach [11, S. 229] dem tatsächlichen Tragverhalten in gewissen Situationen nur bedingt gerecht wird, gibt es bis auf wenige Ausnahmen ([147] oder [126]) keine wissenschaftlichen Untersuchungen zu den Rotationssteifigkeiten von zimmermannsmäßigen Verbindungen. In Kapitel 6 wird daher ein eigener Ansatz zum Abschätzen der Verdrehsteifigkeiten zimmermannsmäßiger Verbindungen vorgeschlagen.

In der DIN 1052:2008-12 [23] werden zu den Steifigkeiten zimmermannsmäßiger Verbindungen und Verbindungsmittel mit Ausnahme von stiftförmigen metallischen Verbindungsmitteln in Anhang G.1 keine Aussagen getroffen. Lißner und Rug [109,

S. 24–38] liefern als Hilfestellung einen eher wenig brauchbaren Überblick zur Anwendung der DIN auf alte Holzkonstruktionen. Weitere, meist unbrauchbare Hinweise finden sich in den zur Norm gehörigen Erläuterungen [8, S. 194–196; S. 212–214].

Für die eigenen Berechnungen in Kapitel 5 sollen nun einfache, nichtlineare Kraft-Verformungs-Modelle hinsichtlich der Normalkraftübertragung entwickelt werden. In den folgenden Abschnitten wird jeder Anschlusstyp auf Grundlage des aktuellen Forschungsstandes kurz vorgestellt und es werden die für die Kraft-Verformungs-Linien benötigten Werte ermittelt. Dabei wird zwischen zulässigen, sowie „elastischen“ und maximalen Werten unterschieden. Zulässige Beanspruchungen können meist aus entsprechenden Vorarbeiten entnommen werden. Die „elastischen“ Werte bezeichnen den Punkt, ab dem sich der Anschluss irreversibel zu verformen beginnt, also nach Entlastung nicht mehr in seine ursprüngliche Lage zurückkehrt. Maximalkräfte oder -verformungen geben die Obergrenze der Belastbarkeit an. In den Anschlussmodellen wird mit Überschreiten der Maximalkraft keine Schädigung abgebildet. Zur Berücksichtigung der Duktilität soll die maximal aufnehmbare Kraft nach deren Erreichen konstant bleiben, die Verformung des Anschlusses kann sich aber weiter erhöhen. Abschließend wird die Modellierung von Klaffungen besprochen, da neben der Steifigkeit der Verbindung auch deren Zustand Berücksichtigung finden soll (s. Abschnitt 3.3.7).

3.3.1. Holznagel

Ehlbeck und Hättich führten im Rahmen des SFB 315 etwa 150 Versuche an Blatt- und Zapfenverbindungen aus Fichtenholz mit Holznägeln aus neuem sowie 200 Jahre altem Eichenholz durch [35]. Auf Grundlage dieser Versuche wurde ein Bemessungsvorschlag für ein- und zweiseitig belastete Eichenholznägel gemacht [60]. Die zulässige Beanspruchung eines Eichenholznagels für eine n -schnittige Verbindung ergibt sich demnach zu

$$N_{zul} = 4 \cdot n \cdot d^2 \cdot \frac{\rho_N}{0,57} \quad [\text{N}] \quad (3.12)$$

mit

- n ... Anzahl der Scherfugen
- d ... Durchmesser des Holznagels in [mm]
- ρ_N ... Dichte der Holznägel in [g/cm³]

In Anlehnung an die zulässige Beanspruchung wurde die lineare Steifigkeit von Eichenholznägeln zu

$$C_N = 1,0 \cdot N_{zul} \quad [\text{N/mm}] \quad (3.13)$$

definiert.

Kessel und Augustin [92], [93] nahmen ebenfalls Untersuchungen zum Tragverhalten von Eichenholznägeln vor. Von den insgesamt 110 Verbindungen wurden vorrangig zweischnittige Zapfenverbindungen aus Eichenholz unter einem Winkel von 90° mit zwei Holznägeln getestet. Die Formel zur Ermittlung der zugehörigen Maximallast lautet

$$N_{max} = 1,96 \cdot d - 23,3 \quad [\text{kN}] \quad (3.14)$$

Für Fichtenholz lagen die Tragfähigkeiten etwa 15% - 40% niedriger. Steifigkeitsaussagen wurden in Anlehnung an DIN EN 26891 [28] getroffen.

Blaß et al. stellen in [9] ein Modell in Anlehnung an das Berechnungskonzept der DIN 1052:2008-12 (s. auch Johansen - Theorie [88]) vor. Hierzu wurden für Holzstifte aus Eiche, Buche und Bongossi 81 Versuche an zweischnittigen Nadelholzverbindungen vorgenommen. Auf Grundlage der experimentellen Untersuchungen wurde anschließend ein Rechenmodell entwickelt, welches die Berechnung der Traglast unter Berücksichtigung aller wesentlichen Einflussgrößen ermöglicht. Nach Blaß et al. [9, S. 49] ist für das Versagen eines Holznagels meist dessen Biege- und Lochleibungswiderstand maßgebend, die Lochleibungsfestigkeit der Bauteile wird im Allgemeinen nicht ausgenutzt. Der charakteristische Wert der Tragfähigkeit R_k eines Holzstiftes pro Scherfläche ist wie folgt zu berechnen:

$$R_k = \sqrt{\frac{2 \cdot \beta}{1 + \beta}} \cdot \sqrt{2 \cdot M_{u,k} \cdot \delta \cdot f_{h,1,k} \cdot d} \quad [\text{N}] \quad (3.15)$$

mit

- $f_{h,1,k}$... charakteristische Lochleibungsfestigkeit des Seitenholzes 1 in $[\text{N/mm}^2]$
- $M_{u,k}$... charakteristisches Biegemoment des Holzstiftes in $[\text{Nmm}]$
- d ... Durchmesser des Holzstiftes in $[\text{mm}]$
- δ ... Abminderungsbeiwert
- β ... $f_{h,2,k}/f_{h,1,k}$

Der Rechenwert für den Anfangsverschiebungsmodul C_N wird in Abhängigkeit vom Durchmesser des Holznagels zu

$$C_N = 220 \cdot d \quad [\text{N/mm}] \quad (3.16)$$

vorgeschlagen, wobei d in [mm] einzusetzen ist.

Ceraldi et al. vergleichen in [16] 90 experimentell bestimmte Bruchlasten von Holznägeln aus Eiche und Esche mit den jeweils maßgeblichen Versagensmoden der Johansen - Theorie. Die Abweichungen zwischen experimenteller und rechnerischer Bestimmung erweisen sich insgesamt als gering. Steifigkeitswerte werden nicht angegeben. Walter und Shanks [147] führten insgesamt 56 Versuche an Zapfenverbindungen aus Eichenholz mit gedrechselten, konisch zulaufenden sowie maschinell hergestellten Eichenholznägeln durch. Ihre Beanspruchung erfolgte sowohl radial als auch tangential auf Biegung. Die bestimmten Steifigkeiten variierten je nach Herstellungs- und Beanspruchungsart zwischen 12152 und 3432 N/mm. Schmidt und Daniels [142] bestimmten die Eigenschaften von 700 Eichenholznägeln einer einzelnen Population von Weißeichen aus dem Norden der USA. Die gewonnenen Ergebnisse wurden in Korrelation mit Zugversuchen an Zapfenverbindungen gebracht, welche aus Douglasie, Roteiche oder Gelbkiefer hergestellt waren. In einem weiteren Forschungsprojekt bestimmten Schmidt und Miller die Steifigkeiten von Holznägeln in Zapfenverbindungen, welche aus Pappel gefertigt waren [114].

Aufgrund der exotischen Holzarten soll nicht weiter auf die von Schmidt et al. gewonnenen Steifigkeiten eingegangen werden. Ebenso erweisen sich die Untersuchungen von Walter und Shanks, sowie von Kessel und Augustin aufgrund der aus Eichenholz gefertigten Verbindungen für die Modellierung von Anschlüssen in südbayerischen Barockdachwerken als unbrauchbar. Vergleicht man nun noch die Anzahl der Versuche mit Eichenholznägeln von Blaß et al. mit denen von Ehlbeck und Hättich, so erscheint es dem Autor sinnvoll, für die folgende Modellierung auf die Erkenntnisse Letztgenannter zurückzugreifen.

Werden Druckverbindungen wie etwa Zapfen oder Versatz unplanmäßig auf Zug belastet, so können sie die auftretenden Kräfte nur über den Holznagel übertragen. Die Anzahl der vorhandenen Scherfugen ist $m = 2$. Setzt man nun die von Ehlbeck und Hättich gemittelte Rohdichte des alten Eichenholzes mit einem Wert von $\rho_N = 0,75 \text{ g/cm}^3$ sowie einen aus zahlreichen Dachwerksbegehungen erfassten mittleren Durchmesser der Holznägel von 24 mm in Gleichung 3.12 ein, so ergibt sich die zulässige Beanspruchung eines Nagels zu $N_{zul} = 6,1 \text{ kN}$. Die damit verbundene zulässige Verformung w_{zul} beträgt laut [11, S. 238] 1 mm. Für die Erstellung der nichtlinearen Kraft-Verformungs-Linie wird weiterhin eine maximal zulässige Kraft N_{max} benötigt. Die Versuchsreihen ZL05-ZL09 in [35, S. 289] liefern als maximal aufnehmbare Zugkraft eines Zapfenanschlusses einen Mittelwert von 13,75 kN. Die maximale Verformung w_{max} wird mit 15 mm angenommen. Ab diesem Zeitpunkt soll der Anschluss keine weiteren Lasten mehr aufnehmen können. Abschließend gilt es noch, eine Kraft N_{el} festzulegen, ab der der Nagel zu plastifizieren beginnt. Die Auswertung verschiedener Last-Verformungsdiagramme von Holznägeln zeigt, dass die

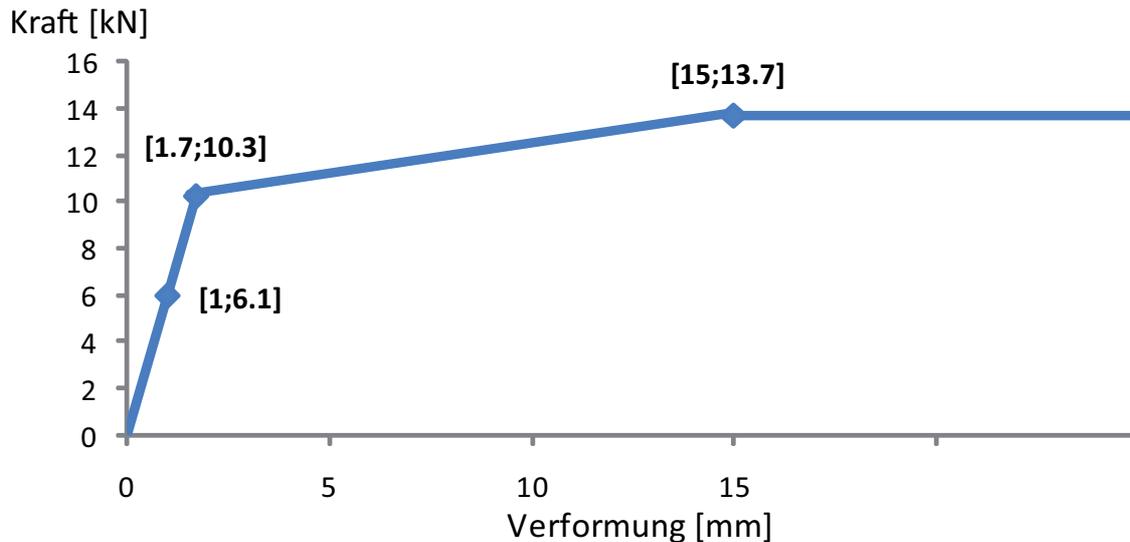


Abb. 3.23: Kraft-Verformungs-Linie für den Zugbereich einer zweischnittigen Druckverbindung (Steifigkeit des Holz nagels)

Elastizitätsgrenze eines Holz nagels bei 60-75% der maximalen Zugkraft N_{max} angenommen werden kann. Für den Faktor 0,75 errechnet sich ein Wert von $N_{el} = 10,3$ kN. Die bis zur Elastizitätsgrenze linear ansteigende Verformung w_{el} ermittelt sich zu 1,7 mm. Somit liegen alle erforderlichen Werte vor, um eine abschnittsweise lineare Kraft-Verformungs-Linie zu bilden. Die resultierende Kraft-Verformungs-Linie für den Zugbereich einer Druckverbindung ist in Abb. 3.23 dargestellt. Da jeder der errechneten Parameter von der geometrischen Ausbildung der zweischnittigen Verbindung unabhängig ist, erweist sich dieser Verlauf für den Zugbereich aller zu modellierenden Versätze und Zapfungen als gültig, insofern auch tatsächlich ein Holz nagel vorhanden ist. Ist dies nicht der Fall, so sollte numerisch bedingt eine sehr geringe Steifigkeit für den Zugbereich einer Druckverbindung angesetzt werden.

3.3.2. Zapfung

Zapfenverbindungen können in Abhängigkeit ihrer Funktion und Belastung sowohl Querkräfte als auch Druckkräfte übertragen. Die Übertragung von Zugkräften erfolgt, wenn vorhanden, über Holz nägels. Querkraftbeanspruchte Zapfenverbindungen finden sich beispielsweise häufig in Deckenkonstruktionen. Ihre Ausführungsform entspricht in diesem Fall meist der eines Brustzapfens. Schelling und Hinkes [73], [138] erarbeiteten auf Grundlage umfangreicher Versuche und rechnerischer Untersuchungen Bemessungsregeln für derartige Zapfenverbindungen, welche anschließend in die DIN 1052:1988-04 [22] aufgenommen wurden und in ähnlicher Form

auch in der derzeit gültigen Holzbaunorm Anwendung finden [23, Formel 285]. Steifigkeitseigenschaften wurden im Rahmen dieser Forschungen nicht ausgewertet. In barocken Dachwerken kommen Brustzapfen eher selten vor. Man findet sie gelegentlich beispielsweise beim Anschluss von Unterzügen an Hängesäulen. Deutlich öfter findet sich dagegen der hochkant gerichtete Zapfen, etwa beim Anschluss von Kehlbalken an Sparren. Für diese Zapfenorientierung führten Schmidt und Miller [114] sowie Shanks und Walker [147] in jüngeren Untersuchungen einige wenige Versuche unter Querkraftbeanspruchung durch. Repräsentative Ergebnisse konnten auf dieser Grundlage nicht ermittelt werden.

Das Steifigkeitsverhalten von Zapfenverbindungen unter Druckkraftbeanspruchung, welches im Rahmen der folgenden Anschlussmodellierung von Bedeutung ist, untersuchte erstmals Staudacher [148] im Jahre 1936 an Probekörpern mit den Anschlusswinkeln von $\alpha = 30^\circ, 45^\circ$ und 60° . Die ermittelten Steifigkeiten betragen 5,4 bis $11,1 \text{ kN/cm}^2$ bezogen auf einen Zentimeter Stabbreite.

Huber und Reim [81] führten im Jahre 1982 FE-Berechnungen an Brettschichtholzträgern durch, welche schräg zur Faserrichtung auf Druck beansprucht wurden. Ziel war es, den Parameter κ als Bestandteil der Formel 3.17 zur Bestimmung der Verformung u eines Trägers senkrecht zu seiner Längsachse zu identifizieren. Aufgrund des verwendeten Materials wird an dieser Stelle nicht weiter auf die Ergebnisse eingegangen.

$$u = \frac{\sigma_p \cdot h}{E_p \cdot \kappa} \quad (3.17)$$

mit

- σ_p ... Spannung in der Kontaktfläche, senkrecht zur Faser
- E_p ... Elastizitätsmodul senkrecht zur Faser des Gurtstabes
- h ... Trägerhöhe
- κ : Parameter für verschiedene Verhältnisse zwischen Höhe und Breite des Trägers

Möhler gibt etwas später in [115, S. 214] an, dass für druckbeanspruchte Kontaktanschlüsse eine zulässige Verschiebung von $w_{zul} = 1,5 \text{ mm}$ angenommen werden könne, welche aus herstellungsbedingtem Schlupf und elastischer Knotenverformung resultiere und unabhängig von der Höhe der Beanspruchung sei. Auf dieser Grundlage könnten bei Kenntnis der zulässigen Beanspruchung N_{zul} nach der DIN

1052:1988-04 (Entwurf 1984) die entsprechenden Dehnsteifigkeiten bestimmt werden. Milbrandt und Königer erweitern den Vorschlag Möhlers in [113, Tabelle 1.2.1] um die Berücksichtigung der Schwindverformungen.

In den Erläuterungen zur DIN 1052:1988-04 [21] wird unter E 8.5 erwähnt, dass bei der Berechnung der Durchbiegungen von Fachwerkträgern im Rahmen des Gebrauchstauglichkeitsnachweises die Nachgiebigkeiten aller Anschlüsse zu berücksichtigen seien. Die durch Passungenauigkeiten oder Beanspruchung der Gurte rechtwinklig zur Faser hervorgerufenen Verschiebungen des Stabendes Δ_i könnten für Kontaktanschlüsse unter Druckbeanspruchung zu

$$\Delta_i = \frac{N_i \cdot h_g}{2 \cdot E_p \cdot A_i} \quad (3.18)$$

mit

- N_i ... Normalkraft im Druckstab
- h_g ... Gurthöhe
- E_p ... Elastizitätsmodul senkrecht zur Faser des Gurtstabes
- A_i ... Querschnittsfläche des Druckstabes

berechnet werden. Die aktuelle DIN 1052:2008-12 [23] gibt keine Auskünfte zu den Nachgiebigkeiten von Zapfenverbindungen.

Blaß et al. [11] stellen einen Lösungsansatz für den speziellen Fall des vertikalen Anschlusses eines Pfostens an Kopf- oder Fußschwellen dar. Die relativ hohe Tragfähigkeit der Verbindung geht mit einer deutlichen Verschiebung quer zum durchlaufenden Balken (Schwellenpressung) einher. Unter Annahme einer über die Kontaktfläche gleichmäßig verteilten Spannungsverteilung und einer Lastausbreitung in Schwellenlängsrichtung unter dem Winkel α gilt im Falle einer unnachgiebig gelagerten Schwelle

$$C = \frac{2 \cdot \tan \alpha}{\ln\left(2 \cdot \frac{k}{m} \cdot \tan \alpha + 1\right)} \cdot b \cdot E_p \quad [\text{N/mm}] \quad (3.19)$$

mit

- k ... h_1/b (Verhältnis aus Höhe und Breite der Schwelle)
- α ... Lastausbreitungswinkel
- m ... h_2/b (Verhältnis aus Höhe und Breite des Pfostens)
- E_p ... Elastizitätsmodul senkrecht zur Faser

Anhand von FE-Vergleichsberechnungen konnte gezeigt werden, dass der zunächst unbekannte Winkel α etwa 45° beträgt. Wird der Pfosten dagegen elastisch gelagert und an einen Biegeträger angeschlossen, so berechnet sich die Steifigkeit des Anschlusses nach Formel 3.20. In [56, S. 233] findet sich eine tabellarische Auswertung für den Parameter ξ in Abhängigkeit von h_1/b und h_2/b .

$$C_B = \xi \cdot b \cdot E_p \quad [\text{N/mm}] \quad (3.20)$$

Die jüngste Arbeit über Zapfenverbindungen, die dem Autor bekannt ist, stammt von Koch [95], welcher sich sowohl der experimentellen als auch rechnerischen Untersuchung schräger Zapfen zuwandte.⁴⁴ Im Rahmen der experimentellen Bestimmung der Bruchlasten wurden die Steifigkeiten der Verbindungen sowohl unter Berücksichtigung als auch unter Vernachlässigung von Anteilen aus Schlupf in Anlehnung an DIN EN 26891 [28] bestimmt. Das anschließend entwickelte Ingenieurmodell eignet sich dagegen leider nur zur Berechnung der Bruchlasten von schrägen Zapfen.

Für die nichtlineare Steifigkeitsermittlung von Zapfenverbindungen wurde im Rahmen dieser Arbeit auf die Überlegungen Möhlers zurückgegriffen, da dieser Vorschlag in der DIN 1052:1988-04 Berücksichtigung fand und bereits in [68, S. 200] und [101, S. 76] erfolgreiche Anwendung fand. In der folgenden Beispielrechnung soll die Vorgehensweise zur Ermittlung der maximalen Druckkraft N_{max} einer Zapfenverbindung unter einem Anschlusswinkel $\alpha = 45^\circ$ aufgezeigt werden (s. Tab. 3.8). In Abb. 3.24 ist zur Veranschaulichung der Berechnung der zugehörige Kräfteplan aufgezeigt. Die maximale Normalkraft ergibt sich zu $N_{max} = 134,3$ kN. Als maximale Verformung soll $w_{max} = 15$ mm angenommen werden. Wie im Berechnungsbeispiel zu erkennen ist, haben die Abmessungen des Zapfenlochträgers keinen Einfluss auf die Beanspruchbarkeit der Verbindung, solange sie größer sind als die Abmessungen des angezapften Balkens. Wird dieselbe Berechnungsmethode für die Ermittlung der zulässigen Druckkraft N_{zul} angewandt ($\sigma_{zul,\parallel} = 8,5$ N/mm² und $\sigma_{zul,\perp} = 2,0$ N/mm²), so ergibt sich ein Wert von $N_{zul} = 64,3$ kN. Mit der „elastischen“ Normalkraft von $N_{el} = 100,7$ kN wird die Elastizitätsgrenze bei einer Verformung von $w_{el} = 2,4$ mm erreicht. Unter Berücksichtigung der Ergebnisse aus Abschnitt 3.3.1 ist die Kraft-Verformungs-Linie der berechneten Zapfenverbindung in Abb. 3.25 angegeben.

⁴⁴Koch selbst spricht nicht von schrägen Zapfen, sondern definiert in seiner Arbeit den neuen Begriff „abgestirnter“ Zapfen, der nach Meinung des Autors unnötig ist.

Tab. 3.8: Ermittlung der maximalen Normalkraft einer Zapfenverbindung

maximale Druckspannung von Fichtenholz: -parallel zur Faser	$f_{c,l} = 45,0 \frac{N}{mm^2}$
-senkrecht zur Faser	$f_{c,p} = 3,5 \frac{N}{mm^2}$
Druck mit Winkel α zwischen Kraft- und Faserrichtung: $f_{c,\alpha} = f_{c,l} - (f_{c,l} - f_{c,p}) \cdot \sin \alpha$	$\alpha = 45,0^\circ$ $f_{c,\alpha} = 15,7 \frac{N}{mm^2}$
Kontaktfläche Zapfen: $A_l = b \cdot t = 50mm \cdot 70mm$	$A_l = 3500,0 \text{ mm}^2$
maximale Kraft in horizontale Richtung: $F_{max,l} = f_{c,\alpha} \cdot A_l$	$F_{max,l} = 54,8 \text{ kN}$
Kontaktfläche der Balken: $A_p = b \cdot t = (180mm - 50mm) \cdot \frac{210mm}{\sin(45^\circ)}$	$A_p = 38608 \text{ mm}^2$
maximale Kraft in vertikale Richtung: $F_{max,p} = f_{c,p} \cdot A_p$	$F_{max,p} = 135,1 \text{ kN}$
maximale, resultierende Kraft: $F_{max} = \sqrt{(F_{max,l}^2 + F_{max,p}^2)}$	$F_{max} = 145,8 \text{ kN}$
Winkel zwischen F_{max} und $F_{max,l}$: $\psi = \arctan\left(\frac{F_{max,p}}{F_{max,l}}\right)$	$\psi = 67,9^\circ$
Winkel zwischen F_{max} und N_{max} : $\gamma = \psi - \alpha$	$\gamma = 22,9^\circ$
maximale Normalkraft: $N_{max} = F_{max} \cdot \cos \gamma$	$N_{max} = 134,3 \text{ kN}$

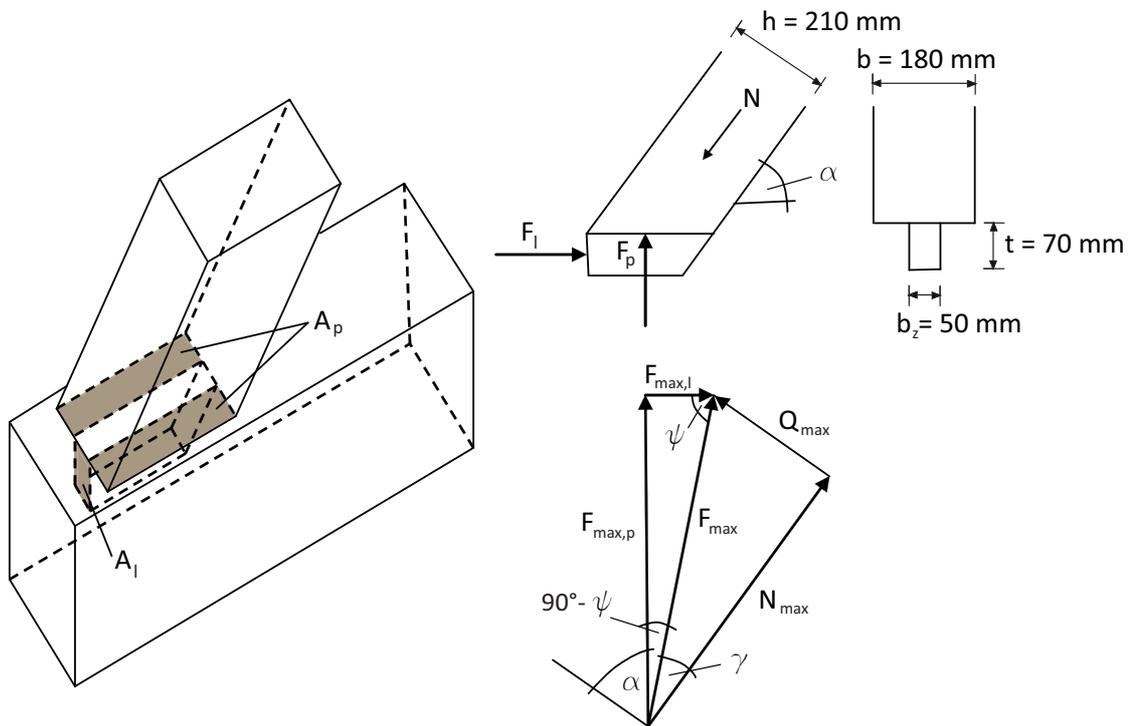


Abb. 3.24: Kräfteplan zur Ermittlung der maximal übertragbaren Druckkraft einer Zapfenverbindung

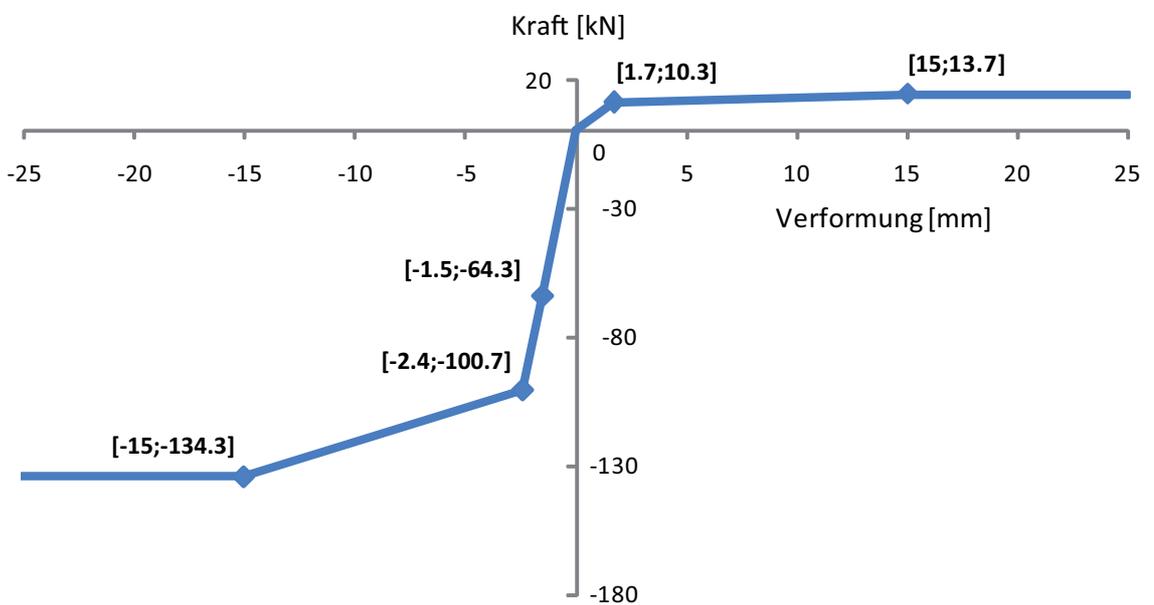


Abb. 3.25: Kraft-Verformungs-Linie einer Zapfenverbindung

3.3.3. Versatz

Der Versatz ist ein relativ leicht herstellbarer und sehr tragfähiger Druckanschluss. In der Regel führen Schwindverformungen zu einer Öffnung der langen Fuge, so dass die wirkende Kraft maßgeblich über die Stirnfläche des Einschnitts abgetragen wird [30, S.76]. Staudacher [148] untersuchte neben der schrägen Zapfenverbindung auch Stirnversätze sowie doppelte Versätze. Die ermittelten Steifigkeiten betragen für Stirnversätze 5,55 bis 10,7 kN/cm^2 bezogen auf einen Zentimeter Stabbreite und für doppelte Versätze 8,0 bis 9,5 kN/cm^2 . Die Größenordnung der Steifigkeit von Stirnversätzen entspricht folglich etwa der von schrägen Zapfenverbindungen.

Möhler [115] benennt die zulässige Verschiebung für Versätze zu $w_{zul} = 1,5$ mm. Diese Auffassung wird ebenfalls von Milbrandt und König [113] sowie in den Erläuterungen zur DIN 1052:1988-04 [21] geteilt.

Umfangreiche Versuche zum Tragverhalten von rechtwinkligen Stirnversätzen wurden von Heimeshoff und Köhler unternommen [69]. Insgesamt wurden 50 Prüfkörper, auf neun Prüfserien verteilt, untersucht. Sämtliche Last-Verformungskurven sind in [69, Anlage 12] dokumentiert. Neben der Erläuterung des Kräftespieles eines Versatzes sowie eines Bemessungsverfahrens für Vorholzlänge und Versatztiefe geben die Autoren auch eine Formel zur Abschätzung der Steifigkeit einer Versatzung ohne Berücksichtigung von Schlupf an (s. Formel 3.21).

$$C = (45,2 - 42,1 \cdot \sin^2 \alpha) \cdot \frac{b}{12} \cdot \left(1 + \frac{t_v - 2,34}{2,34} \cdot 0,1\right) \quad [\text{kN/mm}] \quad (3.21)$$

mit

- α ... Anschlusswinkel der Balken
- b ... Bauteilbreite [cm]
- t_v ... Versatztiefe [cm]

In [70] geben Heimeshoff et al. an, dass die Verformung eines Versatzes bei passgenauer Herstellung vorrangig durch die Zusammendrückung des Gurtes rechtwinklig zu seiner Faser gekennzeichnet ist, etwa 0,5 bis 1,2 mm betrage und nur in geringem Maße von der Versatzart abhängig sei. Eine näherungsweise Bestimmung der Verformung ist mit der Formel

$$w_v = \frac{D \cdot \sin^2 \alpha}{b_G \cdot h_D \cdot E_p} \cdot \frac{h_G}{\kappa_v} \quad (3.22)$$

mit

w_v	...	Zusammendrückung des Gurtes bis zur Schwerachse
D	...	Strebenkraft
α	...	Strebenneigung
b_G	...	Breite des Gurtes
h_G	...	Höhe des Gurtes
h_D	...	Höhe der Strebe
E_p	...	Elastizitätsmodul rechtwinklig zur Faserrichtung
κ_v	...	=2 (Abstand des Versatzeinschnittes vom Auflagerrand $< h_G$) =3 (Abstand des Versatzeinschnittes vom Auflagerrand $> h_G$)

möglich.

Auch im Rahmen des SFB 315 fanden experimentelle Untersuchungen an Versätzen statt. Görlacher und Kromer [59] testeten 40 Prüfkörper hinsichtlich ihres Versagensmechanismus. Anschließend wurden die Bruchlasten auf die damals gültigen Festigkeitskennwerte von Holz zurückgerechnet. Hinsichtlich der mittleren fiktiven Druckfestigkeiten parallel zur Faser ergab sich bei einem Vergleich mit den zulässigen Druckspannungen ein Sicherheitsfaktor von 5,0. Görlacher und Kromer empfehlen daher, nach eingehender Sichtung der Qualität des Versatzes die zulässigen Druckfestigkeiten zu erhöhen (Sortierklasse I). Steifigkeitsbetrachtungen wurden nicht unternommen. Gegen Ende des Forschungsprojektes verweisen Blaß et al. [11] darauf, dass sich die Berechnung der Verformung nach Gleichung 3.22 aufgrund von Einflüssen wie Schwinden, Streuung der Materialparameter, etc. als schwierig gestaltet. Um dennoch Anhaltswerte für die Nachgiebigkeiten von Versatzungen bestimmen zu können, wurden zweidimensionale FE-Berechnungen durchgeführt. Als Ergebnis wird angeführt, die Steifigkeit für druckbeanspruchte Versätze einheitlich zu

$$C_{\parallel} = C_{\perp} = 1 \cdot 10^5 \quad [\text{N/mm}] \quad (3.23)$$

abzuschätzen.

Neuere wissenschaftliche Untersuchungen zu Versatzanschlüssen wurden und werden derzeit im internationalen Umfeld vorgenommen. Als maßgeblich ist die Arbeit von Parisi und Piazza [126] zu erwähnen. Die Autoren verglichen experimentelle Untersuchungen zu den Verdrehsteifigkeiten an Versätzen mit einer zweidimensionalen FE-Berechnung unter Variation der Parameter Reibung, Versatzbreite und Anschlusswinkel. Dabei erkannten sie, dass Versätze Rotationssteifigkeiten aufweisen, welche nicht vernachlässigt werden sollten. Angaben zu deren Größenordnung

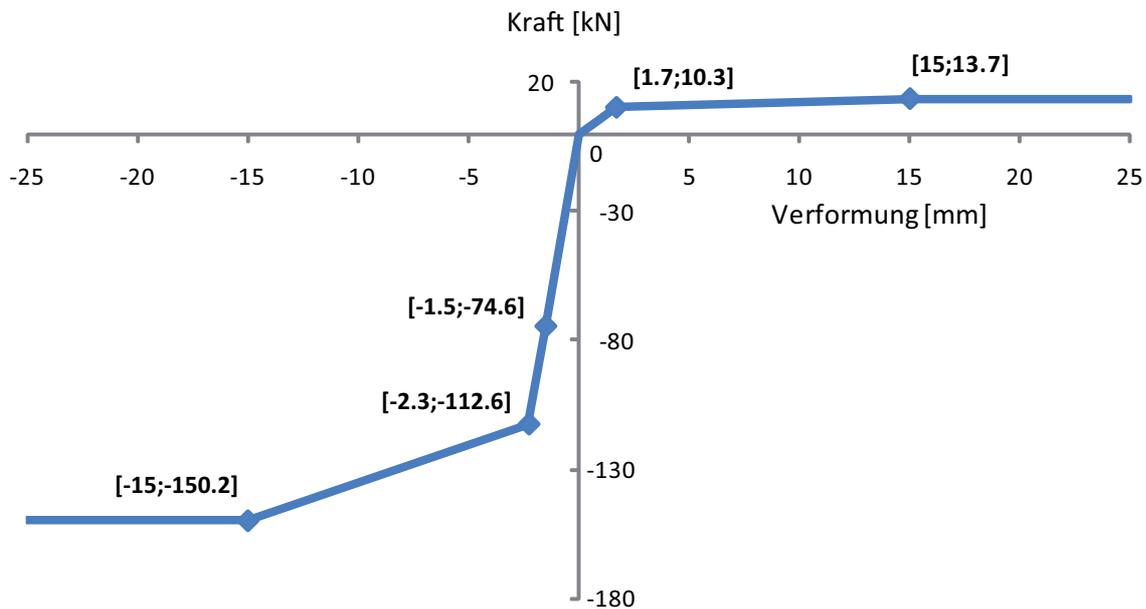


Abb. 3.26: Beispiel einer Kraft-Verformungs-Linie eines Versatzanschlusses

werden in [126, Tabelle 1] gemacht. Weitere Forschungen hierzu wurden von Fabbrocino et al. [38] unternommen, welcher auf Seite 721 die Anfangsrotationssteifigkeiten für Versatzanschlüsse an ausgewählten Stellen eines Dachwerkes angibt. Palma und Cruz wiederum wenden sich in [125] nicht nur klassischen Versätzen, sondern auch solchen mit zusätzlichem Zapfen zu. Des Weiteren werden Versätze in Verbindung mit Eisenteilen hinsichtlich ihrer Verdrehsteifigkeit untersucht. Doch anstatt Winkel und Momente zu messen bzw. zu berechnen und auszuwerten, führen die Autoren in sämtlichen Diagrammen Kräfte und Verformungen auf, so dass der Leser kaum in der Lage ist, verwertbares Zahlenmaterial für sich zu gewinnen. Als Letzter sei der Portugiese Feio genannt, welcher im Rahmen seiner Dissertation [18] das Tragverhalten von Versätzen mit Zapfen und Holznagel unter Druckbeanspruchung eingehend untersuchte. Steifigkeiten stehen jedoch lediglich am Rande der Betrachtung.

Als wenig hilfreich erweisen sich bei der Suche nach Steifigkeiten für Versätze sämtliche Fassungen der DIN 1052. Während in der Fassung von 1988 lediglich konstruktive Hinweise zur Gestaltung von Versätzen gegeben werden, findet sich in der aktuellen Fassung neben derartiger Angaben auch ein Nachweiskonzept.

Als Referenz für die zur Modellierung getroffenen Annahmen sollen die Belastungsversuche für den rechtwinkligen Stirnversatz von Heimeshoff und Köhler [69] dienen, da es sich hierbei um die bisher umfassendste Forschung hinsichtlich der Steifig-

keiten von Versätzen handelt. Im Folgenden soll jedoch nicht Gleichung 3.21 zur Ermittlung der Steifigkeiten verwendet werden, sondern ein eigener heuristischer Ansatz auf Grundlage der im Rahmen der Versuche gemessenen Kräfte verfolgt werden. Durch Mittelung der Ergebnisse der Versuchsserien 1-7 in [69, Tab. 4.2] ergibt sich für die Höchstlast N_{max} ein Wert von 78,1 kN und für die zulässige Kraft ohne Schlupf $N_{zul} = 38,8$ kN. Bezogen auf die Balkenbreiten von 120 mm und eine durchschnittliche Versatztiefe von 23,4 mm ergibt sich so in der Stirnfläche eine maximale Spannung von 27,81 N/mm^2 und eine zulässige Spannung von 13,82 N/mm^2 . In der weiteren Betrachtung soll die Variation des Versatzanschlusswinkels, welche im Bereich von 35 bis 55 Grad nur zu geringen Änderungen der Beanspruchbarkeit führt, vernachlässigt werden. Unter der Annahme, dass die Kraftübertragung linear von der Versatzbreite sowie der Versatztiefe abhängt, können die maximal aufnehmbaren und zulässigen Kräfte bei Kenntnis dieser Parameter ermittelt werden. Weist man nun der zulässigen Kraft N_{zul} noch eine zulässige Verschiebung von 1,5 mm zu, kann man die Anfangssteifigkeit der Verbindung ermitteln. Die Elastizitätsgrenze kann anhand der Auswertung der in [69, Anlage 12] dargestellten Kraft-Verformungs-Diagramme auf 75 Prozent der maximalen Kraft N_{max} festgelegt werden. Eine Extrapolation der zulässigen Verschiebung liefert für die Grenze der elastischen Verformung ein Ergebnis von 2,3 mm. Ab diesem Punkt wird ein abgeflachter, linearer Anstieg bis zur Maximalkraft bei einer Verformung von 15 mm angenommen. In Abb. 3.26 wird die Kraft-Verformungs-Linie eines 180 mm breiten Versatzes mit einer Versatztiefe von 30 mm unter Berücksichtigung des Zugbereichs dargestellt.

3.3.4. Anblattung

Bei Belastung einer Blattverbindung auf Zug wird die wirkende Kraft als eine Druckbeanspruchung der Flanken in den Hauptträger übertragen. Diese Druckkraft setzt sich jeweils aus einer senkrecht auf die Flanke wirkenden Normalkraft und aus einer Reibungskraft zusammen. Die Reibung ist dabei vom Reibungswinkel und der Größe der Normalkraft abhängig.

Erste Versuche an Weißschwanzblättern sowie geraden Hakenblättern führten Heimeshoff und Köhler an 50 bzw. 43 Probekörpern durch [69]. Wie schon bei den Stirnversätzen erfolgte auch hier eine sehr detaillierte Auswertung der Versuche hinsichtlich der Bruchbilder, der Wirkungsweise, der Bemessung sowie der Steifigkeiten der Verbindungen. Während in [69, Anlage 2] sämtliche Last-Verformungsdiagramme für gerade Hakenblätter dargestellt sind, vermisst man diese für Weißschwanzblätter. Für jene Verbindung konnten die Autoren keine hinreichend zuverlässige rechnerische Bestimmung der zulässigen Beanspruchung ermitteln und schlagen da-

her weitere systematische Versuche mit größeren Stückzahlen vor.

Görlacher et al. [58] nahmen diesen Vorschlag auf und untersuchten kurze Zeit später Blätter unterschiedlichster Form in insgesamt 82 Einzelversuchen. Auf dieser Grundlage konnte anschließend eine Bemessungsformel zur Abschätzung der Tragfähigkeit von Blattverbindungen entwickelt werden. Durch einen Geometriefaktor k nach Formel 3.24 werden dabei die Neigungswinkel der Blattflanken, γ_1 und γ_2 , die Reibungswinkel, ϕ_1 und ϕ_2 und der Anschlusswinkel α der Verbindung berücksichtigt [58, S. 285]. Für die Größenordnung der Reibungswinkel wird der untere Grenzwert für gehobelte Oberflächen $\phi = 15^\circ$ nach Möhler [116] vorgeschlagen.

$$k = \frac{\tan(\gamma_2 + \phi_2) - \frac{1}{\tan \alpha}}{\tan(\gamma_1 + \phi_1) + \tan(\gamma_2 + \phi_2)} \quad (3.24)$$

Die Bruchlast einer Blattverbindung berechnet sich anschließend in Abhängigkeit von k , dem Anschlusswinkel α sowie der halben Einbindetiefe a des Blattes über die Höhe des durchgehenden Holzes nach Gleichung 3.25. Bei Vorhandensein eines Holznagels wird empfohlen, die Bruchlast um 3 kN zu erhöhen [58, S. 282]. Für die Berechnung der zulässigen Normalkraft N_{zul} wird ein pauschaler Sicherheitsfaktor von 3,0 vorgeschlagen [58, S. 288].

$$\begin{aligned} N_{max} &= 0,188 \cdot \frac{a}{\sin \alpha} \cdot \frac{1}{1-k} & k &\leq 0,5 \\ N_{max} &= 0,188 \cdot \frac{a}{\sin \alpha} \cdot \frac{1}{k} & k &\geq 0,5 \end{aligned} \quad (3.25)$$

Neben diesen beiden Forschungsprojekten sind dem Autor keine weiteren Untersuchungen zu Blattverbindungen bekannt. Die DIN 1052:2008-12 [23] liefert ebenfalls keine Hilfestellungen im Umgang mit Blattverbindungen. In den Erläuterungen zur DIN 1052 [8] ist der Vorschlag Görlachers dagegen verarbeitet. Für die Ermittlung der nichtlinearen Steifigkeitsmodelle wird daher im Folgenden auf die Erkenntnisse von Görlacher et al. zurückgegriffen.

Die zulässige Verformung w_{zul} kann anhand der in [58, S. 289] angegebenen Anfangssteifigkeit für Schwalbenschwanz- und Weißschwanzanschlüsse zu 2,5 mm und für Hakenblätter zu 1 mm bestimmt werden. Der Bruchlast soll erneut eine Verformung von 15 mm zugeordnet werden, da mit dem Erreichen der maximalen

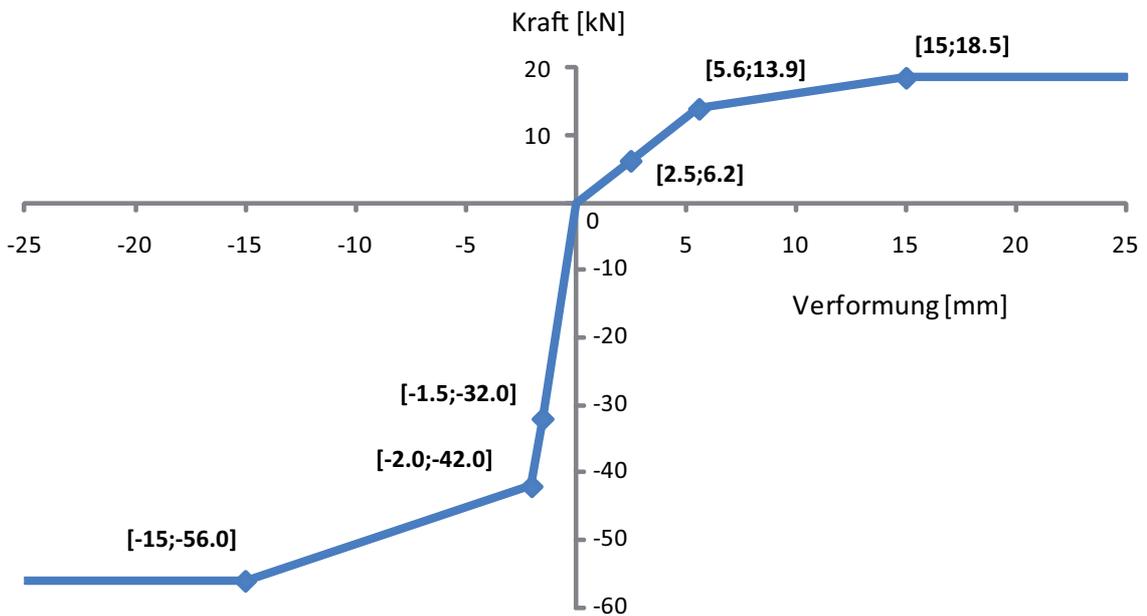


Abb. 3.27: Kraft-Verformungs-Linie für ein Weißschwanzblatt

Beanspruchung bei Blattverbindungen große Verformungen verbunden sind. Die Elastizitätsgrenze wird mit 75 Prozent von N_{max} deutlich über N_{zul} zu

$$N_{el} = \frac{9}{4} \cdot N_{zul} \quad (3.26)$$

angesetzt. Die elastischen Verformungen wurden anhand von w_{zul} linear extrapoliert. Für die aufnehmbare Druckbeanspruchung wurden die zulässigen und maximalen Beanspruchbarkeiten gemäß der in Abschnitt 3.3.2 erklärten Verfahrensweise berechnet. Für ein mit einem Holznagel gesichertes 55 mm starkes Weißschwanzblatt mit den Abmessungen $h/b=180/140$ mm, welches einen Balken mit $h/b=210/180$ mm angeschlossen ist, ergibt sich somit beispielsweise mit den Parametern $\alpha = 45^\circ$, $a = 105$ mm, $\gamma_1 = 0^\circ$ und $\gamma_2 = 10^\circ$ die in Abb. 3.27 gezeigte Kraft-Verformungs-Linie.

3.3.5. Überblattung und Verkämmung

Zu den Steifigkeiten von Überblattungen und Verkämmungen gibt es bisher keinerlei wissenschaftliche Untersuchungen. Daher sollen in Kapitel 4 eigene Experimente

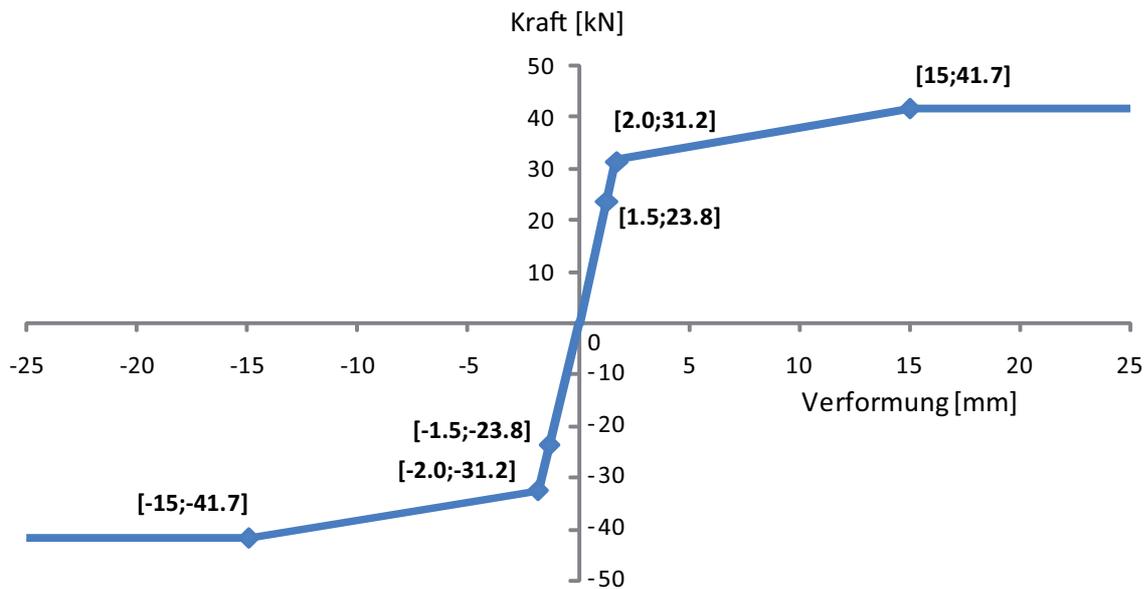


Abb. 3.28: Kraft-Verformungs-Linie einer Überblattung

und Berechnungen vorgenommen werden, um einen Beitrag zur Schließung dieser Wissenslücke zu liefern. Eine vereinfachte Abschätzung der Kraft-Verformungs-Linie von Überblattungen und in der Ebene belasteten Verkämmungen wurde wie folgt ermittelt:

Eine Überblattung leitet unabhängig von der Beanspruchung des einen Balkens auf Zug oder Druck stets Druckkräfte über eine der Seitenwangen der Blattsasse in das andere Holz ein. Die Beanspruchung erfolgt dabei vorrangig senkrecht zur Faser. Nach Ermittlung der druckbeanspruchten Fläche der Seitenwange, können die zulässigen beziehungsweise maximalen Kräfte F_{zul} und F_{max} der Kontaktfläche durch Multiplikation mit den entsprechenden Spannungen für Fichtenholz ermittelt werden. Unter Berücksichtigung des Anschlusswinkels können anschließend die Normalkräfte N_{zul} und N_{max} berechnet werden. Ordnet man diesen Kräften nun die bereits bekannten Verformungen von $w_{zul} = 1,5$ mm und $w_{max} = 15$ mm zu, ergibt sich unter Berücksichtigung der Elastizitätsgrenze bei $N_{el} = 0,75 \cdot N_{max}$ und Extrapolation von w_{el} für eine Überblattung mit den Balkenabmessungen $h/b=170/140$ mm und $h/b=270/210$ mm die Kraft-Verformungs-Linie nach Abb. 3.28. Liegende Verkämmungen, welche senkrecht zu ihrer Ebene auf Druck beansprucht sind, wurden in Anlehnung an Abschnitt 3.3.2 modelliert, wobei die Zusammendrückung beider Balken senkrecht zu ihrer Faser berücksichtigt worden ist. Die zugehörige

Anfangssteifigkeit, welche je nach Abmessung des Anschlusses bei etwa $C = 25000$ N/mm liegt, wurde anschließend den noch in Abschnitt 3.4 zu besprechenden, räumlichen Koppelementen zugewiesen.

3.3.6. Anschlüsse mit Eisenteilen

Forschungsergebnisse zum Steifigkeitsverhalten geschmiedeter eiserner Bänder sowie zu historischen Eisenbolzen liegen nicht vor. Folglich wurde zur Modellierung der Kraft-Verformungs-Linien auf die Angaben der Normen für stiftförmige metallische Verbindungsmittel zurückgegriffen. Da sowohl unter Druck- als auch unter Zugbeanspruchung große Kräfte aufgenommen werden können, soll im Folgenden lediglich ein linearer Verlauf der Kraft-Verformungs-Linie ermittelt werden.

Nach der DIN 1052:1988-04 [22] kann folgende Gleichung zur Bestimmung der zulässigen Normalkraft N_{zul} einer Bolzenverbindung verwendet werden, wobei der geringere Wert maßgebend ist:

$$N_{zul} = \sigma_{zul} \cdot a \cdot d_b \tag{3.27}$$

$$N_{zul} = B \cdot d_b^2$$

mit

- σ_{zul} ... zulässige mittlere Lochleibungsspannung des Holzes in Abhängigkeit der Scherfugen [N/mm^2]
- a ... Holzdicke [mm]
- d_b ... Bolzendurchmesser [mm]
- B : Festwert nach [22, Tab.10] (51 für Passbolzen in Nadelholz)

Der zugehörige Verschiebungsmodul C_b lässt sich für n Bolzen zu

$$C_b = 1,2 \cdot n \cdot N_{zul} \tag{3.28}$$

bestimmen, wenn man davon ausgeht, dass die Anfangsklaffungen zwischen Bolzen und Verbindung durch das Eigengewicht der Konstruktion abgebaut worden sind [11, S. 238].

Treten Bolzen in Verbindung mit Eisenbändern auf, so dürfen die zulässigen Belastungen N_{zul} um den Faktor 1,25 erhöht werden. Unter Vernachlässigung der Dehnung des Eisenbandes kann die Nachgiebigkeit der Verbindung ebenfalls gemäß Formel 3.28 errechnet werden.

Im Zuge der Neufassung der DIN 1052 [23] wurden für stiftförmige metallische Verbindungsmittel neue Formeln zur Berechnung nach der Johansen-Theorie [88] festgelegt. Die Werte für die charakteristische Tragfähigkeit R_k sind in Anhang G.2 für den jeweiligen Versagensfall aufgestellt. Die Anfangssteifigkeit K_{ser} eines Stabdübels oder Bolzens berechnet sich nach Anhang G.1 je Scherfuge zu

$$K_{ser} = \frac{\rho_k^{1,5}}{20} \cdot d_b \quad [\text{N/mm}] \quad (3.29)$$

mit

ρ_k ... charakteristische Rohdichte der verbundenen Bauteile [kg/m^3]; bei Stahl-Holz-Verbindungen ist der charakteristische Rohdichtewert des Holzwerkstoffes einzusetzen

d_b ... Bolzendurchmesser [mm]

Für die Bestimmung der linearen Anschlusssteifigkeit wurde auf das Konzept der DIN 1052:1988-04 [22] zurückgegriffen, da hierdurch die Konsistenz zu den Nachgiebigkeiten anderer Anschlussarten gewahrt ist, welche auch auf Grundlage zulässiger Normalkräfte N_{zul} bestimmt wurden. Für ein u-förmiges Hängeeisen, welches einen Kehlbalken umgreift und mit einem 25 mm starken Bolzen zugfest an eine Hängesäule anschließt, ergibt sich beispielsweise nach Formel 3.27 und 3.28 eine zulässige Normalkraft von 39,8 kN bei einer Verformung von 0,8 mm.

3.3.7. Klaffungen

Klaffungen sind bei nicht dauerhaft druckbeanspruchten Holzverbindungen auftretende Spalten zwischen den Kontaktflächen nach Abb. 3.29. Ihre Größe kann von wenigen Millimetern bis hin zu mehreren Zentimetern reichen. Sie entstehen beispielsweise durch Schwindverformungen der Hölzer, ungenaue Arbeitsweise der Zimmerleute oder durch bleibende plastische Verformungen aus kritischen Ereignissen im Laufe der Lastgeschichte eines Bauwerkes. In den meisten Fällen wird es dem Ingenieur nicht möglich sein, die Beobachtung „Klaffung“ in die Summe ihrer Bestandteile zu trennen. Dies ist jedoch auch nicht nötig. Durch die ganzheitliche Berücksichtigung von Klaffungen in den Kraft-Verformungs-Linien wird neben der



Abb. 3.29: Klaffung zwischen Sparren und Kehlbalken im Dachwerk der Pfarrkirche Weyarn

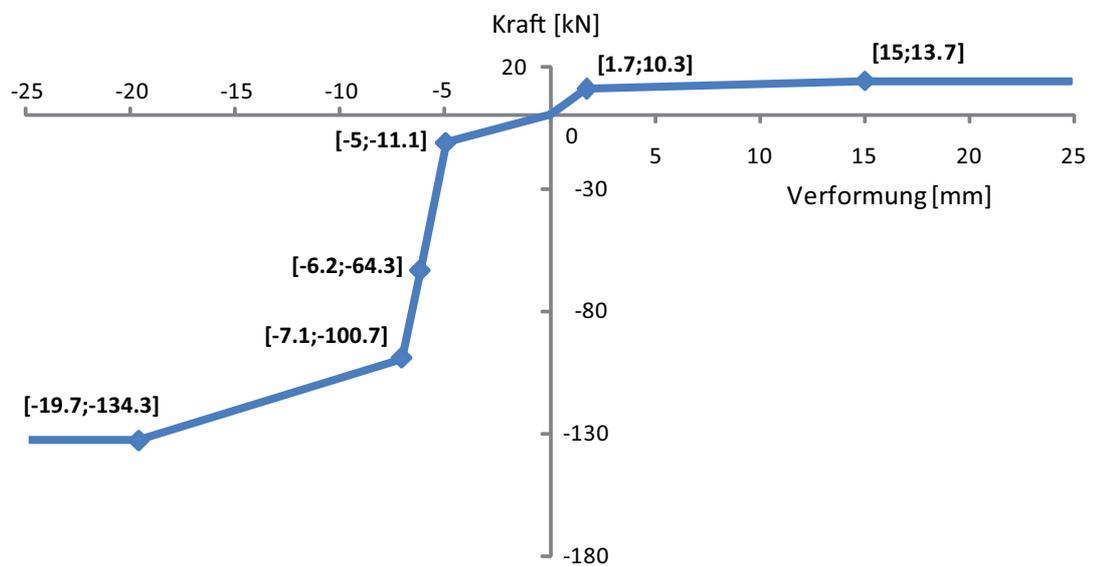


Abb. 3.30: Kraft-Verformungs-Linie eines Zapfenanschlusses mit Klaffung $k = 5$ mm

Steifigkeit der Verbindung auch deren aktueller Zustand und damit die gesamte Vorgeschichte der Verbindung in die Rechnung mit einbezogen. Um im Modellierungsprozess sinnvolle Größen für die aufgetretenen Klaffungen anzusetzen, müssen diese sorgfältig vor Ort inspiziert, aufgenommen und anschließend in ein „Verbindungsbuch“ eingetragen werden. Besonders hilfreich erweist sich in diesem Zusammenhang die Verwendung einer Schieblehre sowie eine umfassende photographische Dokumentation. Der Autor selbst unternahm diese Anstrengungen im Dachwerk der Pfarrkirche Weyarn. In Anhang C, Abb. C.3 sind die Größen von Klaffungen (Angaben in [mm]) an einigen ausgewählten Stellen beispielhaft angegeben. Im Folgenden sollen die wesentlichen Erkenntnisse der Klaffungsaufnahme kurz dargestellt werden:

Die untersuchten Versätze waren meist ausreichend auf Druck beansprucht, so dass sie in ihren Stirnflächen meist keine Klaffungen aufwiesen. Anders verhielt sich dies bei Zapfenanschlüssen. Während vertikal gerichtete Zapfen den Versätzen gleichkamen, zeigten horizontal angeordnete Verzapfungen häufig deutliche Klaffungen. An den Seiten der Kontaktflächen zeigten diese Größen bis zu 1 cm (Abb. 3.29). An den Unterseiten der Kehlbalken betrugen sie sogar bis zu 3 cm, was jedoch nach Meinung des Verfassers vor allem dem Aufrichtvorgang geschuldet ist, da sich das Auflegen der Sparren sonst kaum mehr als machbar gestaltet [79, S. 335]. Die Gruppe der Blattverbindungen ist alleine schon aufgrund von Schwindvorgängen besonders anfällig für Klaffungen. So kam es im Dachwerk der Pfarrkirche Weyarn bei nahezu allen untersuchten Anblattungen und Überblattungen zu Klaffungen von über einem Zentimeter. Als Letztes wurden noch Kammverbindungen untersucht. Als Ergebnis zeigte sich, dass liegende Kammverbindungen, welche vorrangig in den unteren Dachwerksregionen vorzufinden sind, in der Regel keine Klaffungen aufweisen, da sie hinreichend auf Druck belastet sind. Abschließend bleibt anzumerken, dass der Umfang dieser Untersuchung, welcher sich auf insgesamt 188 Verbindungen erstreckte, für verlässliche Daten sicherlich noch unzureichend ist und weitere Kartierungen von Klaffungen angestrebt werden sollten.

Im Folgenden soll die Berücksichtigung von Klaffungen exemplarisch an einer Zapfenverbindung nach Abb. 3.29 erläutert werden. Für das Steifigkeitsverhalten einer Verzapfung im Zugbereich sind Klaffungen nicht von Bedeutung. Wird ein solcher Anschluss dagegen mit Druckkräften belastet, müssen sich zuerst die Klaffungen schließen, bevor Kräfte planmäßig über die Kontaktflächen der Balken übertragen werden können. Bis dies der Fall ist, liefert lediglich der ansonsten nur im Zugbereich wirkende Holznagel einen Steifigkeitsbeitrag. Da dieser bekanntlich gering ist, kann es hinsichtlich der Gesamttragwirkung des Dachwerkes bereits zu großen Verformungen kommen, ohne dass erhebliche Druckkräfte nötig sind. Abb. 3.30 zeigt die Kraft-Verformungs-Linie für eine Zapfung, welche eine Klaffung von 5 mm aufweist. Dabei wurde die Steifigkeit des Holznagels im Druckbereich vereinfachend

linearisiert, obwohl sich der Holznagel bei einer Verformung von 5 mm bereits im elastoplastischen Bereich befindet.

3.4. Räumlichkeit der Lastabtragung

Nach Abschnitt 2.3 sind viele barocke Dachwerke durch ausgeprägte Längstragwerke gekennzeichnet. Um realitätsnahe Aussagen über das Tragverhalten eines Barockdaches machen zu können, ist damit neben der spezifischen Kenntnis der Materialeigenschaften auch die Berücksichtigung der Längstragwirkung erforderlich. Nach [10] gibt es hinsichtlich der Komplexität und des Vernetzungsgrades vier unterschiedliche Berechnungsarten zur Schnittkraftermittlung. Im Folgenden soll erörtert werden, wie sich diese vier Methoden auf barocke Dachwerke anwenden lassen.

Vereinfachte Überschlagsrechnungen in Form von Handrechnungen an einzelnen Bauteilen sollen einen ersten Überblick über das grobe Tragverhalten des vorliegenden Systems liefern. Es entsteht ein erstes Bild über die Hauptbeanspruchungen am Tragwerk. Längstragwirkungen können nicht berücksichtigt werden. Zur Bemessung eines barocken Tragwerkes oder zu dessen wirklichkeitsnaher Berechnung eignet sich dieses Verfahren nicht.

Bei **ebenen Berechnungen** einzelner Gespärre bleibt das räumliche Tragverhalten ebenfalls unberücksichtigt. Ebene Betrachtungen sind dann gerechtfertigt und ausreichend, wenn keine oder nur eine sehr geringe Längskopplung der Gespärre durch Rähme oder Schwellen gegeben ist. Dies ist häufig bei mittelalterlichen Dächern der Fall. Bei barocken Dachwerken ist die Betrachtung einzelner Gespärre aufgrund unzureichender Abbildung der Längstragwirkung nur selten ausreichend, um realitätsnahe Schnittkräfte zu ermitteln. Die Bestimmung des Lastabtragungsmechanismus des Dachwerks ist dagegen möglich (s. dazu die Berechnungen in Kapitel 2). Der Vorteil dieser Berechnungsart liegt im relativ geringen Aufwand und ihrer geringen Komplexität.

Bei einer **räumlichen Berechnung** wird ein dreidimensionales Modell erstellt. Dadurch erhält man genaue Kenntnis über unterschiedliche Lastumlagerungen, was wiederum zu einer Präzisierung der Ergebnisse führt. Vor allem bei den räumlich komplexen Strukturen barocker Dachwerke scheint diese Methode unumgänglich. Verbunden mit einem Genauigkeitszugewinn der Ergebnisse ist jedoch auch ein hoher Modellierungs- und Eingabeaufwand, da an jedem Knoten sechs Freiheitsgrade vorhanden sind, denen Steifigkeiten zugeordnet werden müssen. Die unterschiedliche Orientierung der Querschnitte im Raum ist dabei zwingend zu beachten. Durch

die Einführung von Versagensmechanismen in den Verbindungen kann es beim Eintreten eines solchen Falles ungewollt zur Bildung eines kinematischen Teilsystemes kommen. Dies kann eine zeitaufwendige Ursachensuche zur Folge haben und erfordert einen im Umgang mit diesen Programmen erfahrenen Nutzer.

Um mit vertretbarem Zeitaufwand ein quasi räumliches System abbilden zu können, können **ebene Berechnungen unter Berücksichtigung der Räumlichkeit** durchgeführt werden, welche sich so genannter Ersatzsysteme bedienen. Unter ebenen Ersatzsystemen versteht man alle „Näherungsmethoden“, die versuchen, die räumliche Lastabtragung durch Federkopplung, Belastungsumlagerung, etc. zu beschreiben. In [10] wurde der Idee nachgegangen, die räumliche Lastabtragung unter Berücksichtigung der Kontinuitätsbedingungen der Verformungen zwischen den Gespärren in einem iterativen Prozess zu erfassen. Dazu werden in den Leergespärren an den Koppelstellen rücktreibende Kräfte und in den Bindergespärren an denselben Stellen die aus den Leergespärren resultierenden abtreibenden Kräfte angesetzt. Die Berechnungen lieferten nach Blaß et al. gute Ergebnisse unter einem geringen Iterationsaufwand. Diese Auffassung wird von Barthel [3, S. 44], von Hauer et al. [68, S. 199] sowie vom Verfasser dieser Arbeit nicht geteilt. Nach deren Erfahrungen erfordert diese Iterationsmethode einen großen zeitlichen Aufwand, da geringe Änderungen der Kraftgrößen zu großen Veränderungen der Verformungen führen können, was ein Anpassen der Verformungen als sehr schwierig gestaltet. Daher schlägt Barthel eine „Koppelmethode“ vor, bei welcher Binder- und Leergespärre an allen Stellen, an denen sich ein Rähm, Überzug oder Unterzug befindet, mit Senkfedern verbunden werden. Die Steifigkeiten der Senkfedern, welche die Biegung des Koppelbalkens beschreiben, können per Handrechnung ermittelt werden. Schwierigkeiten ergeben sich mit dieser Methode bei fachwerkartigen Längsverbänden, wie sie in barocken Dachwerken meist vorliegen. Im Zuge dieser Arbeit wird daher auf eine alternative, am Institut entwickelte „Koppelmethode“ zurückgegriffen, deren Idee dem Aufrichtvorgang historischer Dachwerke geschuldet ist. Ein historisches Dachwerk beruht auf der Anordnung ebener Teilsysteme (Bindergespärre, Leergespärre und Längsverbände). Unter Vernachlässigung von Torsionseinflüssen in den einzelnen Teilsystemen, welche nur einen geringen Einfluss auf das globale Tragverhalten haben, kann die gesamte räumliche Dachwerkstruktur „ausgefaltet“ und in eine Ebene gebracht werden. Die Verbindung der einzelnen ebenen Teilsysteme kann nun durch abstandslose Koppellelemente erfolgen, welche die Verschiebungskomponenten miteinander verbinden. Besonderes Augenmerk ist auf die Randbedingungen der Längsverbände zu legen, um ungewollte Auflagerungen zu vermeiden. Der größte Vorteil gegenüber den bereits erwähnten räumlichen Ersatzverfahren liegt darin, dass die Längsverbände in ihrer Gesamtheit in die Berechnungen eingehen. Gerade bei barocken Dachwerken mit ausgeprägten Längsverbänden bietet diese Methode damit einen höheren Grad an Genauigkeit bei der Schnittkraftermittlung.

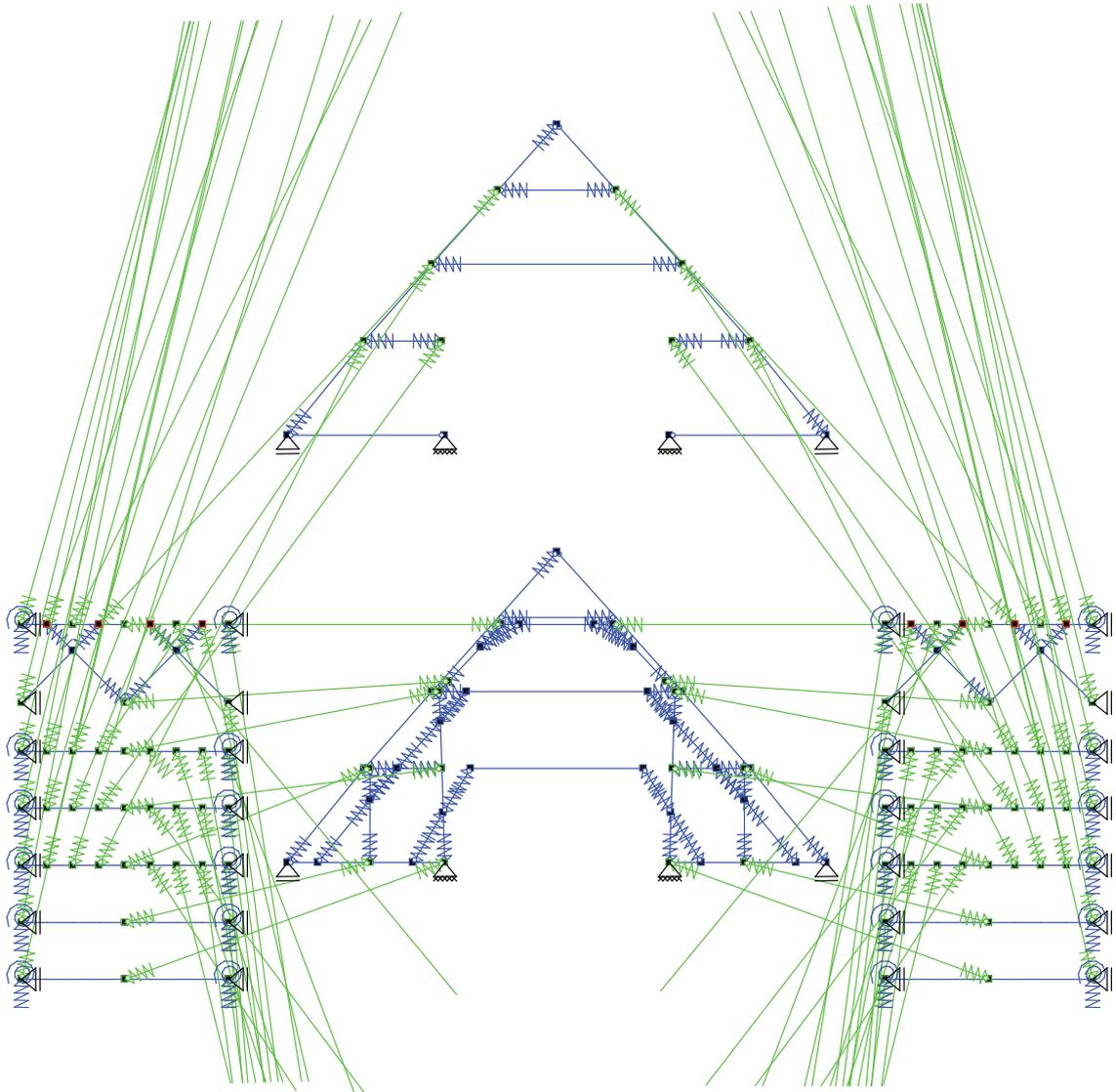


Abb. 3.31: Tunttenhausen. Ausschnitt der Modellierung mit Koppelementen

Als Beispiel für die eben beschriebene Abbildung der Räumlichkeit ist in Abb. 3.31 ein Ausschnitt des statischen Systems für das Dachwerk der Wallfahrtsbasilika Tuntenhausen zu sehen. Die Ergebnisse von Berechnungen des Autors nach diesem neuen Verfahren sind in Abschnitt 5.2 dargestellt.

Nach Meinung des Verfassers empfiehlt es sich, den Grad der Komplexität schrittweise zu steigern. Barthel [3] teilt diese Ansicht ebenfalls. Zudem lohnt es sich aufgrund des hohen Eingabeaufwandes bei der räumlichen Berechnung immer, nach Möglichkeit Ersatzsysteme zu verwenden. Grundsätzlich lässt sich bei allen Modellen feststellen, dass die Berücksichtigung der Räumlichkeit zu einer Verbesserung der Ergebnisse führt und in derartigen Fällen oftmals ein nachweisbarer Spannungs- und Verformungszustand erreicht wird.

4. Das Steifigkeitsverhalten von Überblattungen unter Normalkraftbeanspruchung

In Abschnitt 3.3.5 wurde festgestellt, dass für Überblattungen keine wissenschaftlich fundierten Kenntnisse zum Last-Verformungsverhalten sowie zum Versagensverhalten unter Normalkraftbelastung vorliegen. Daher wurden im Rahmen dieser Arbeit experimentelle Untersuchungen an Überblattungen unter zentrischer Zugbeanspruchung mit Probekörpern in Originalgröße durchgeführt. Darüber hinaus wurden im Vorfeld der Versuchsdurchführung Berechnungen mit der FE-Methode, auch für alternative Lastfälle vorgenommen. Im Folgenden sollen die Ergebnisse, welche auch in [98] und [99] veröffentlicht sind, dargelegt, gegenübergestellt und ausgewertet werden. Vorrangiges Ziel der Auswertung ist es, das Steifigkeitsverhalten der getesteten Überblattung in einer abschnittsweise linearen Last-Verformungskurve abzubilden, welche anschließend in kommerziellen Stabwerksprogrammen zur Anwendung kommen kann.

4.1. Versuchsvorbereitung

4.1.1. Versuchsbeschreibung und Versuchsaufbau

Häufig treten Überblattungen in Form von Anschlüssen zwischen sparrenparallelen Steigstreben und Stuhlsäulen unter einem Winkel von etwa 45° auf. Treten Schäden an den Sparrenfüßen oder an den Kehlbalkenanschlüssen eines Dachwerkes auf, so gewinnen diese Verbindungen an Bedeutung und bieten neben ihrer Sinnhaftigkeit beim Aufrichtvorgang auch einen zunehmenden statischen Nutzen, da sich die Lastabtragung der Struktur auch in deren Inneres verlagert (s. Abschnitt 2.2). Neben der Lagesicherung durch einen Holznagel werden solche Überblattungen an ihren Flanken häufig mit kleinen Versätzen ausgearbeitet. Die Ausführung der berechneten sowie experimentell getesteten Verbindung ist zur Veranschaulichung in

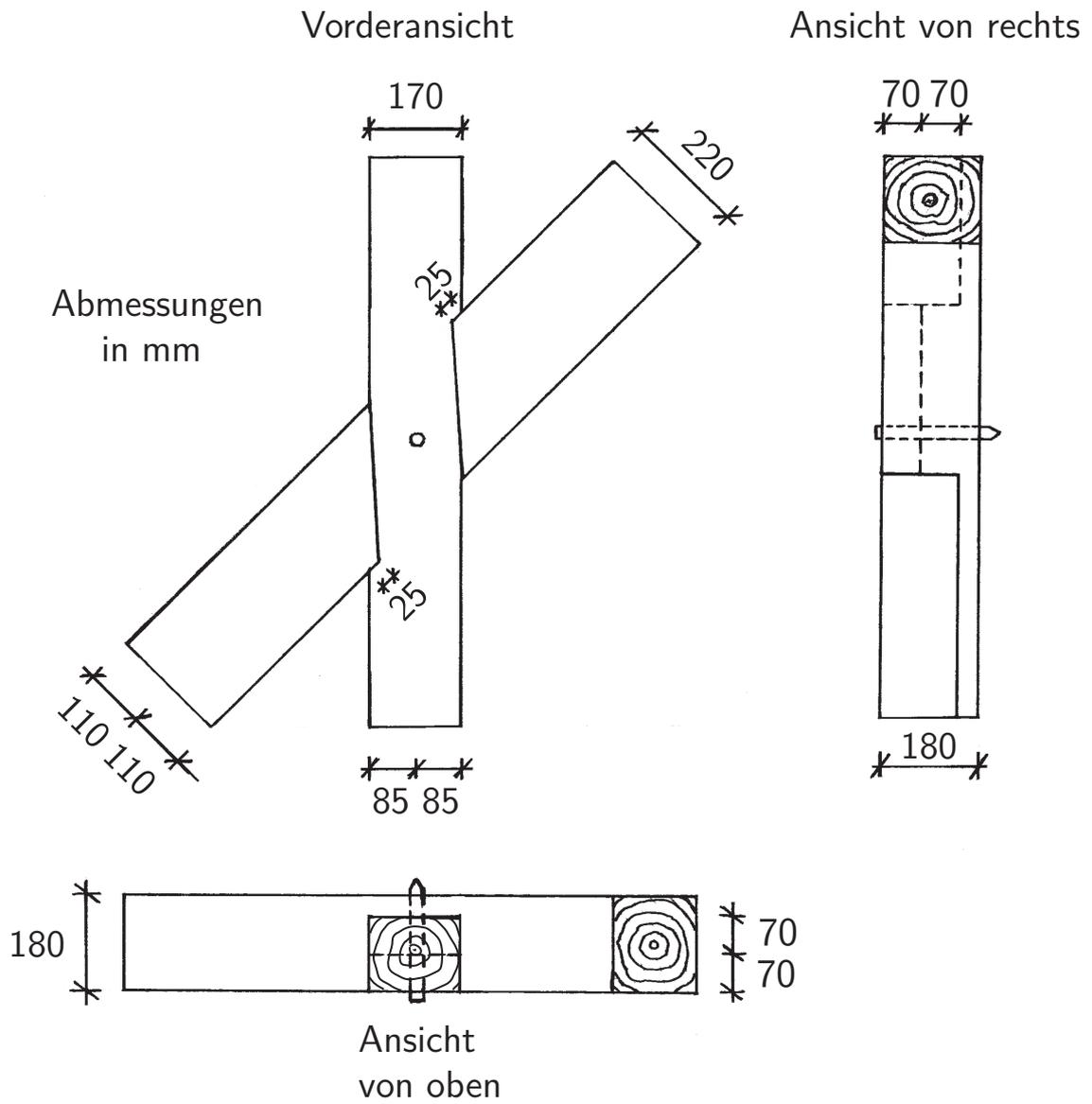


Abb. 4.1: Geometrie der untersuchten Verbindung (Orthonormalprojektionen)

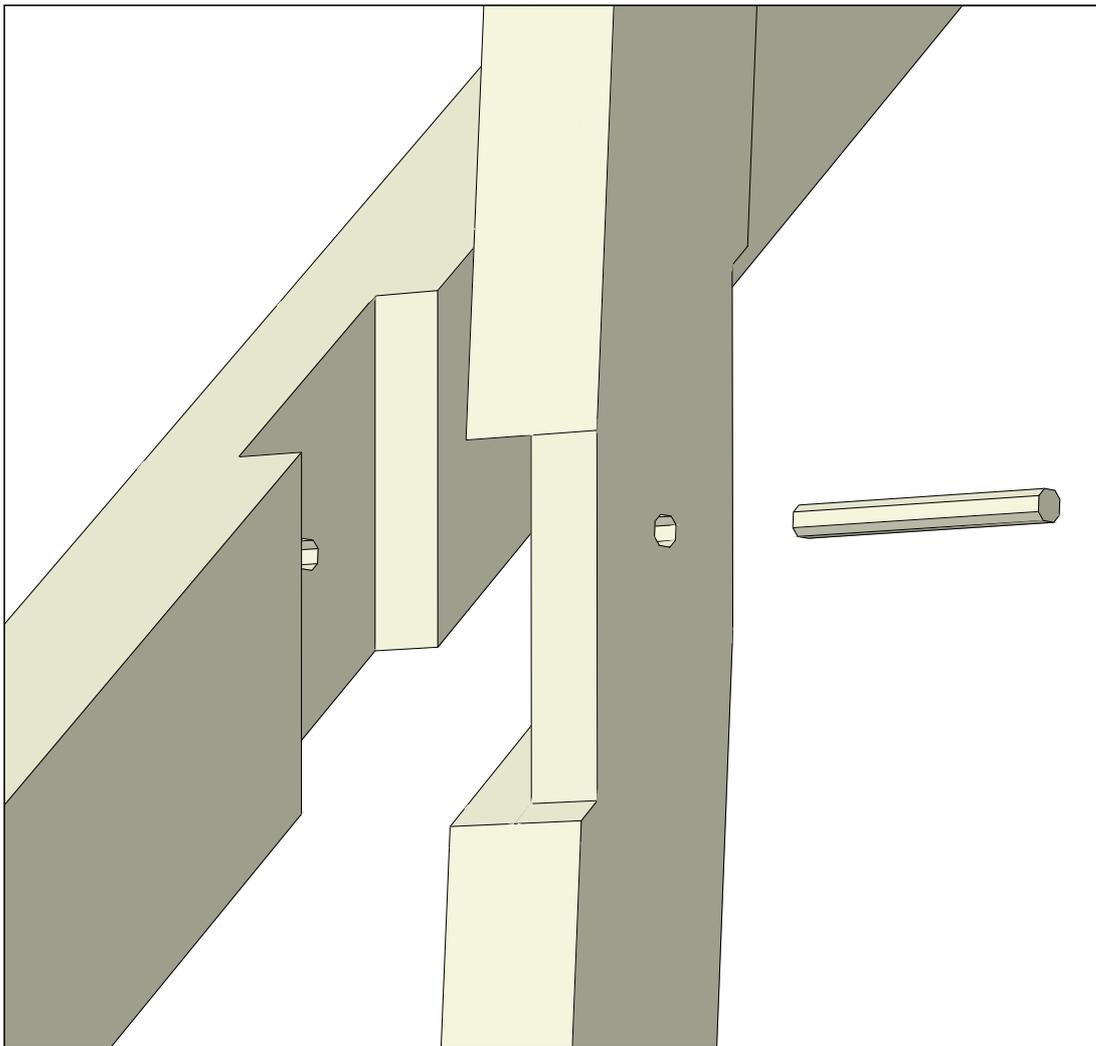


Abb. 4.2: Perspektive der untersuchten Überblattung unter 45° (Explosionszeichnung)

Abb. 4.1 in Form mehrerer Orthonormalprojektionen sowie in Abb. 4.2 in einer Explosionszeichnung dargestellt.

Als besonders interessant ist das Verhalten von Überblattungen unter einseitiger Zugbeanspruchung anzusehen, da die Verbindung an der lastzugewandten Seite auf Zug beansprucht wird und auf der lastabgewandten Seite vorrangig Druckkräfte in der Kontaktzone auftreten. Zur Ermittlung des Last-Verformungsverhaltens einer zugbeanspruchten Überblattung wurde ein Versuchsaufbau in Anlehnung an Versuche von Görlacher et al. [58] an zugbeanspruchten Anblattungen gemäß Abb. 4.3 gewählt. Durch die Ausbildung des Prüfgerüsts in Form eines Dreigelenkrahmens werden am Anschluss des Querträgers ungewünschte Einspanneffekte vermieden. Dadurch werden nur Zugkräfte und keine planmäßigen Momente übertragen. Die gewählte Lastaufbringung führt durch das Senkrechtstellen des Prüfzylinders zu einer Eigenstabilisierung des Prüfgerüsts. Während die Aufnahme der eingeleiteten Kraft direkt am Prüfzylinder erfolgt, werden die relativen Verformungen zwischen Querträger und Vertikalbalken durch zwei induktive Wegaufnehmer (W1 und W2) ermittelt.

4.1.2. Beschaffenheit des Versuchsmaterials und Probenherstellung

Mangels historischen Holzes, und um die Streuung des Materials möglichst gering zu halten und die Vergleichbarkeit der Ergebnisse zu gewährleisten, wurden die Versuchskörper aus neuwertigem Fichtenholz hergestellt. Sowohl für die Querträger als auch für die vertikal gerichteten Balken wurden Ganzhölzer verwendet, da der Kern der Balken wie auch bei historisch bebeitelten Balken etwa mittig liegen sollte (Abb. 4.4). Dies führte beim Lagern der Balken zu Schwindrissen, die radial auf den Kern zulaufen. Die Querträger der einzelnen Prüfkörper wurden hinsichtlich

Tab. 4.1: Materialkennwerte der Querträger

Parameter	Einheit	Mittelwert	Minimum	Maximum	Stand.abw.
u	[%]	13,33	12,2	15,6	0,9
ρ	[kg/m ³]	479	398	588	59
$f_{c,l}$	[N/mm ²]	32,8	30,0	40,2	3,4
E_l	[N/mm ²]	10094	7849	12733	1804

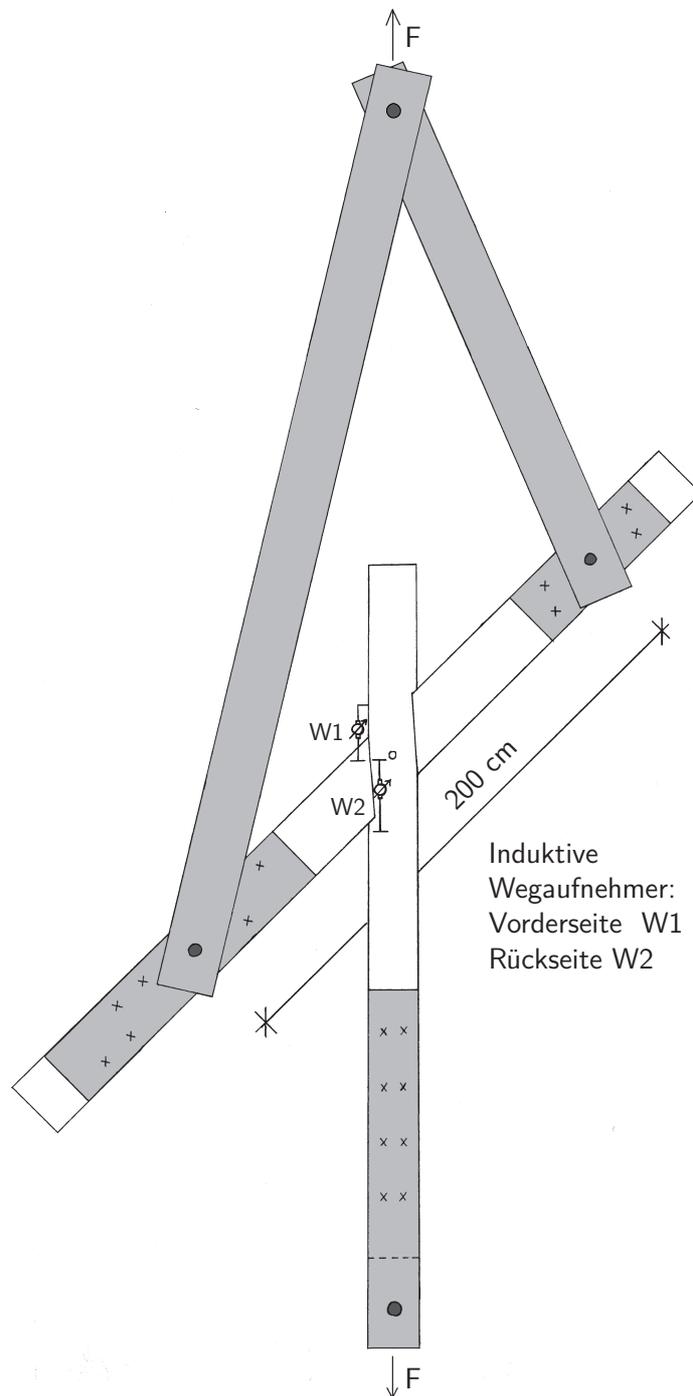


Abb. 4.3: Versuchsanordnung für zugbeanspruchte Überblattungen unter 45°



Abb. 4.4: Versuchsbalken mit mittigem Kern



Abb. 4.5: Zimmermannsmäßige Ausarbeitung einer Überblattung

ihrer Materialgüte an der Universität Kassel untersucht. Demnach betrug die mittlere Holzfeuchte zum Anschaffungszeitpunkt 13,3 %. Der mittlere Rohdichtewert des Holzes ergab sich zu 479 kg/m^3 , der mittlere Elastizitätsmodul lag bei 10094 N/mm^2 . Die Untersuchung hinsichtlich der Druckfestigkeit parallel zur Faser lieferte einen Mittelwert von $32,8 \text{ N/mm}^2$. Damit handelt es sich nach DIN 68364 [27] um Fichtenholz mit durchschnittlicher Rohdichte, durchschnittlichem E-Modul, aber unterdurchschnittlicher Druckfestigkeit. Über diese Werte hinaus sind in Tab. 4.1 auch die jeweils ermittelten Minimal- und Maximalwerte sowie die Standardabweichungen angegeben.

Die Ausarbeitung der Proben erfolgte in zimmermannsmäßiger Tradition mit Säge, Holzhammer und Stemmeisen (Abb. 4.5). Dadurch bildeten sich in den Blattsassen unebene, raue Kontaktflächen aus. Geringfügige Klaffungen der Verbindungen ließen sich nicht vermeiden. Die Holznägel wurden aus neuem Eichenholz gefertigt. Zur Herstellung wurden quadratische Rohlinge mit einer Kantenlänge von 25 mm durch Abspalten der Kanten in Faserlängsrichtung in eine gleichmäßige, achteckige Form gebracht. Der Bohrlochdurchmesser der Überblattungen betrug 25 mm.

4.1.3. FE-Vorbereitung

Zur Dimensionierung des Prüfgerüsts und zur Abschätzung des Last-Verformungsverhaltens muss vorab die maximal aufnehmbare Last sowie die damit einhergehenden Verformungen der Verbindung abgeschätzt werden. Dazu wurde im Vorfeld der Versuchsdurchführung eine umfassende, dreidimensionale FE-Berechnung durchgeführt. Darüber hinaus wurden weitere, nicht experimentell untersuchte Lastfälle betrachtet, um die Last-Verformungskurve im Anschluss an die Versuchsauswertung

zumindest qualitativ ergänzen zu können. Als Programm diene ABAQUS von der gleichnamigen Firma ([1]). Im Folgenden sollen das Berechnungsmodell sowie die Ergebnisse vorgestellt und erläutert werden.

Materialmodell und Materialeigenschaften

Als elastisches Werkstoffmodell wurde der Berechnung die in Abschnitt 3.2.1 erläuterte transversal isotrope Definition des Hooke'schen Gesetzes zugrunde gelegt. Die Materialkennwerte sind gemäß Tab. 4.2 auf Grundlage der in Tab. 4.1 aufgeführten Versuchsergebnisse sowie einer umfassenden Literaturrecherche ([23], [27], [29], [100], [105], [120] und [140]) gewählt worden.

Geeignete elastoplastische Materialmodelle für Holz sind nur in geringem Maße verfügbar. Grundlage für alle in den letzten Jahren veröffentlichten Plastizitätsmodelle bildet die Arbeit von Eberhardsteiner [31], in der umfangreiche biaxiale Festigkeitsuntersuchungen an ungestörtem Fichtenholz aufgeführt sind. Daraufhin haben Mackenzie-Helnwein et al. [112] ein orthotropes Einflächenplastizitätsmodell mit Berücksichtigung von nicht assoziierten Ver- und Entfestigungsgesetzen für fehlerfreies Fichtenholz in der lr -Ebene entwickelt. Fleischmann [41] erweiterte dieses Werkstoffmodell auf Grundlage von ergänzenden Experimenten an fehlerfreiem und ästigem Fichtenholz, in denen er die orthotropen Materialparameter in der lt -Ebene bestimmte. Ein dreidimensionales elastoplastisches Materialmodell für Holz, welches für die FEM mit expliziter Zeitintegration entwickelt worden ist, publizierten Tabiei und Wu [152]. Schmidt stellt in [141], [140, S. 38–59] ebenfalls ein dreidimensionales, feuchte- und temperaturabhängiges elastisch-plastisches Mehrflächenplastizitätsmodell zur Berücksichtigung des beanspruchungs- und richtungsabhängigen Nachbruchverhaltens vor.

Da ABAQUS jedoch keines dieser Materialmodelle anbieten kann und im Rahmen der Vorberechnung vorerst kein neues Materialgesetz implementiert werden sollte, wurde zur Berücksichtigung plastischer Einflüsse auf die orthotrope Plastizitätstheorie von Hill ([72], S. 317 ff.) zurückgegriffen. Sie wurde auf Basis des Mises-

Tab. 4.2: Elastische Materialkennwerte

	E_l [N/mm ²]	E_p [N/mm ²]	G_{lp} [N/mm ²]	ν_{lp} [–]	ν_p [–]
Fichte	10000	625	700	0,016	0,33
Eiche	13000	1250	1150	0,1025	0,48

Kriteriums für isotrope Materialien entwickelt, um das unter großen plastischen Deformationen zunehmend orthotrope Verhalten von Metallen besser zu beschreiben. Man kann diese Theorie auch auf Holz anwenden, wenn das unterschiedliche Verhalten von Holz auf Zug und Druck in der jeweiligen Materialrichtung vernachlässigt wird. Da die aufnehmbaren Druckspannungen für Holz kleiner als die entsprechenden Zugspannungen sind und jene das Gesamtverhalten der Verbindung ohnehin dominieren, kann diese Einschränkung hingenommen und die Druckfestigkeit als jeweils maßgeblicher Festigkeitswert gewählt werden. Zugfestigkeiten beeinflussen das Steifigkeitsverhalten somit lediglich sekundär. Für den Fall der transversalen Isotropie ist damit die Kenntnis folgender vier Festigkeitswerte nötig:

- $f_{c,l}$... Druckfestigkeit parallel zur Faserrichtung
- $f_{c,p}$... Druckfestigkeit quer zur Faserrichtung (r und t)
- $f_{v,lp}$... Scherfestigkeit, die in der lr - bzw. lt -Ebene wirkt
- $f_{v,p}$... Rollschubfestigkeit in der rt -Ebene

Die Größenordnungen dieser Festigkeitskennwerte wurden im Rahmen der Literaturrecherche der elastischen Materialkennwerte für Fichten- und Eichenholz ebenfalls eruiert. Die zur Berechnung gewählten Werte sind in Tab. 4.3 angegeben.

Neben der Wahl der Festigkeiten ist nun noch das Verhalten des Materials bis zum Erreichen dieser Werte als auch darüber hinaus zu definieren. In Anlehnung an Abb. 4.6 soll ein abschnittsweise linearisiertes Materialverhalten mit einem linear elastischen Bereich bis $x \cdot \sigma_{max}$ sowie einem elastoplastischen Abschnitt mit isotroper Verfestigung bis σ_{max} angesetzt werden. Bei Erreichen der maximalen Spannung σ_{max} wird das Spannungs-Verzerrungs-Diagramm zur Abbildung des Versagens in Form einer horizontalen Linie weitergeführt. Die Annahme dieser Post-Peak-Modellierung scheint gerechtfertigt, wenn man berücksichtigt, dass sich Holz unter der maßgeblichen Belastung auf Druck auch nach Erreichen seiner Festigkeit sehr duktil verhält und die Verformungen unter nur geringfügigen Lasteinbußen noch erheblich zuneh-

Tab. 4.3: Plastische Materialkennwerte

	$f_{c,l}$ [N/mm ²]	$f_{c,p}$ [N/mm ²]	$f_{v,lp}$ [N/mm ²]	$f_{v,p}$ [N/mm ²]
Fichte	32,8	6	5,84	2
Eiche	52	12,6	11,5	2,2

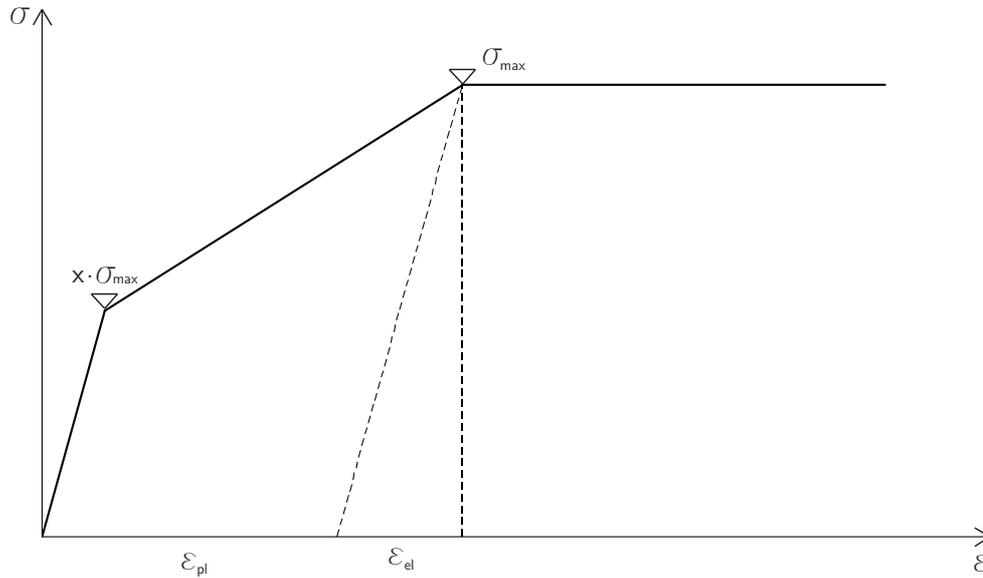


Abb. 4.6: Prinzipielles abschnittsweise lineares Spannungs-Verzerrungs-Diagramm für die elastoplastische Berechnung

men ([85], Abb. 2). Die plastische Verzerrung, bei der die Festigkeitswerte erreicht werden, wurde in Anlehnung an Druckversuche in radialer Richtung von Fleischmann [41, S. 154] mit einem Wert von 10 % angenommen. Es handelt sich hierbei um eine konservative Abschätzung, da sowohl Belastungen in longitudinaler Richtung als auch Schubkräfte deutlich geringere Verzerrungen bewirken. Zur Vervollständigung der Materialkennlinie benötigt man nun noch die Spannung, bei der das Material zu plastifizieren beginnt. Nach Fleischmann [41, S. 154] treten plastische Deformationen bei Druck in radialer Richtung etwa bei 75 % von $f_{c,p}$ auf. Auch in den in Abschnitt 3.2.1 dargestellten Versuchen an einer Probe aus dem Dachwerk der Pfarrkirche Baumburg [105, S. 26–27] wurde die Spannung σ_{el} , bis zu der sich der Werkstoff linear elastisch verhält, mit etwa 70 % von $f_{c,p}$ ermittelt. Völlig anders verhielt sich bei diesen Untersuchungen dagegen das Material bei Druck parallel zur Faser, wo Plastifizieren erst ab $0,85$ bis $0,90 \cdot f_{c,l}$ auftrat [105, S. 25]. Bei der Ermittlung der Scherfestigkeiten sowie bei der Rollschubfestigkeit bildeten sich dagegen erste bleibende Verformungen bereits bei etwa 10 % von $f_{v,lp}$ bzw. $f_{v,p}$ aus [105, S. 28–31]. Da im Materialmodell ohnehin keine Inhomogenitäten berücksichtigt werden und Schub gerade beim Versagen der Verbindung voraussichtlich eine große Rolle spielen wird, soll bei der Spannung σ_{el} eine ebenso konservative Annahme wie bei der Abschätzung der plastischen Verzerrung getroffen und der Faktor x aus Abb. 4.6 in Anlehnung an die Bestimmung der Scherfestigkeiten zu 0,1 gesetzt

werden. Somit sind alle erforderlichen Parameter gegeben, um das elastoplastische Materialverhalten durch die gewünschte abschnittsweise lineare Funktion darzustellen.

Schädigungs- und Versagenskriterien wurden bei der Erstellung des Materialmodells nicht berücksichtigt, da das Steifigkeitsverhalten vorrangig druckgeprägt sein wird. Folglich werden etwa Schubfugen oder diskrete Risse, welche im Laufe der Belastung entstehen können und damit das Versagensverhalten der Verbindung maßgeblich prägen, nicht abgebildet. Die Traglast wird somit im Falle der FE-Berechnung voraussichtlich höher sein als bei der experimentellen Untersuchung. Die Vernachlässigung von Schädigungs- und Versagenskriterien bedingt auch, dass die vor allem bei hohen Lasten auftretenden Spannungszustände innerhalb der Verbindung nicht mehr dem realen Verhalten entsprechen werden. Daher wird in der folgenden Ergebnisauswertung auf die für das Steifigkeitsverhalten bedeutungslose Darstellung von Spannungszuständen verzichtet.

Analyseverfahren

Die Verbindungen eines Dachwerkes erfahren neben ihrer dauerhaften Belastung nur veränderliche Lasten mit geringen Beschleunigungen. Damit bedarf es einer statischen Analyse der Verbindung, bei der die Geschwindigkeit der Lastaufbringung keinen Einfluss auf das Ergebnis nimmt. Durch das elastoplastische Materialverhalten sowie die noch zu modellierenden Kontaktbeziehungen zwischen den Holzbalken erhält man ein System gekoppelter, nichtlinearer Differentialgleichungen, zu dessen Lösung sich das Verfahren nach Newton-Raphson anbietet. Bei diesem Verfahren wird die Last in mehreren aufeinanderfolgenden Lastschritten auf die zu untersuchende Struktur aufgebracht. Wenn das Gleichgewicht zwischen inneren und äußeren Kräften nach Gleichung 4.1 für das Lastinkrement $\Delta P(u)_i$ in einem iterativen Prozess an allen Knoten gefunden ist, wird das nächste Lastinkrement $\Delta P(u)_{i+1}$ aufgebracht. Zur Bestimmung des Vektors der inneren Kräfte $\underline{I}(u)$ muss die Steifigkeitsmatrix $\underline{K}(u)$ des Modells in jedem iterativen Berechnungsschritt neu berechnet und anschließend das Gleichungssystem gelöst werden. Bedingt durch die ausgeprägte Nichtlinearität der Struktur, die vor allem durch den Kontakt zwischen den einzelnen Bauteilen resultiert, ist der Aufwand an Rechenzeit sehr groß.

$$\underline{R} = \underline{K}(u) \cdot \underline{u} - \underline{P}(u) = 0 \quad (4.1)$$

Allgemein dienen Zeitintegrationsverfahren der Lösung dynamischer Problemstellungen. Während sich die HHT-Methode eines impliziten Operators bedient und

anschließend ein nichtlineares Gleichungssystem zu lösen ist, kommt das explizite Verfahren ohne Steifigkeitsmatrix und ohne konventionelle Gleichungslöser aus. Es muss also nicht iteriert werden. Gelingt es bei diesem Verfahren, dynamische Effekte so zu unterdrücken, dass sie auf das Ergebnis keinen merklichen Einfluss haben, so bietet sich eine geeignete Möglichkeit, ein statisches, kontaktdominiertes Problem schneller und ressourcensparender als mit dem Verfahren nach Newton-Raphson zu analysieren. Bevor jedoch näher auf die zu berücksichtigenden Faktoren eingegangen wird, wie dynamische Effekte unterdrückt werden können, soll das explizite Zeitintegrationsverfahren erläutert werden, mit dem die anschließenden Berechnungen auch durchgeführt wurden.

Bei zeitabhängigen Verfahren müssen zur Bildung des Kräftegleichgewichts nach Gleichung 4.2 neben den inneren und äußeren Kräften auch die Trägheitskräfte $\underline{M} \cdot \underline{\ddot{u}}$ der Struktur miteinbezogen werden. Zudem geht bei der Ermittlung der inneren und äußeren Kräfte nicht nur der Verschiebungsvektor \underline{u} , sondern unter Umständen auch Dämpfungsanteile und somit der Geschwindigkeitsvektor $\underline{\dot{u}}$ mit ein.

$$\underline{R} = \underline{M} \cdot \underline{\ddot{u}} + \underline{I}(u, \dot{u}) - \underline{P}(u, \dot{u}) = 0 \quad (4.2)$$

mit

$$\underline{I}(u) = \underline{K}(u, \dot{u}) \cdot \underline{u} + \underline{D}(u, \dot{u}) \cdot \underline{\dot{u}} \quad (4.3)$$

Der Algorithmus der expliziten Zeitintegration lässt sich nach Nasdala [119, S. 111] für ein beliebiges Zeitinkrement $\Delta t = t_{n+1} - t_n$ wie folgt beschreiben:⁴⁵

1. Gegeben seien:

- \underline{u}_n ... Verschiebungen des alten Zeitpunktes t_n
- $\underline{\dot{u}}_n$... Geschwindigkeiten des alten Zeitpunktes t_n
- $\underline{u}_{n-\frac{1}{2}}$... Geschwindigkeiten des (alten) Zwischenzeitpunktes $t_{n-\frac{1}{2}}$

2. Berechnung der Knotengeschwindigkeiten im neuen Zwischenzeitpunkt $t_{n+\frac{1}{2}}$

⁴⁵Eine Ausnahme stellt das erste Zeitinkrement dar, da in diesem Fall für den Zeitpunkt $t = 0$ Anfangsbedingungen für $\underline{\dot{u}}_{-\frac{1}{2}}$ und $\underline{\dot{u}}_{\frac{1}{2}}$ zu definieren sind.

mittels expliziter Mittelpunktsregel unter der Annahme konstanter Beschleunigungen:

$$\dot{\underline{u}}_{n+\frac{1}{2}} = \dot{\underline{u}}_{n-\frac{1}{2}} + \frac{\Delta t_{n+1} + \Delta t_n}{2} \cdot \ddot{\underline{u}}_n \quad (4.4)$$

Anmerkung: Aufgrund der Annahme konstanter Beschleunigungen sind die Zeitschritte Δt ziemlich klein zu halten, um ausreichend genaue Ergebnisse zu erzeugen.

3. Berechnung der Verschiebungen im neuen Zeitpunkt t_{n+1} mittels expliziter Mittelpunktsregel:

$$\underline{u}_{n+1} = \underline{u}_n + \Delta t_{n+1} \cdot \dot{\underline{u}}_{n+\frac{1}{2}} \quad (4.5)$$

4. Bestimmung der inneren Kräfte an den Elementen:

Hierzu werden die Verzerrungsinkremente $d\varepsilon$ der Elemente aus der Verzerrungsrate $\dot{\varepsilon}$ bestimmt und daraus die Spannungen σ mithilfe der konstitutiven Gleichungen ermittelt.

$$\sigma_{(n+1)} = f(\sigma_n, d\varepsilon) \quad (4.6)$$

Abschließend können die inneren Kräfte an den Knoten assembliert werden.

$$\underline{I}_{n+1} = \underline{I}(\underline{u}_{n+1}, \dot{\underline{u}}_{n+\frac{1}{2}}) \quad (4.7)$$

5. Bestimmung der äußeren Kräfte:

$$\underline{P}_{n+1} = \underline{P}(\underline{u}_{n+1}, \dot{\underline{u}}_{n+\frac{1}{2}}) \quad (4.8)$$

6. Bestimmung der Beschleunigungen:

$$\ddot{\underline{u}}_{n+1} = \underline{\underline{M}}^{(-1)} \cdot (\underline{P}_{n+1} - \underline{I}_{n+1}) \quad (4.9)$$

7. Zur Berechnung des nächsten Inkrementes gehe zu Schritt 1.

Der Schlüssel zur numerischen Effizienz des expliziten Verfahrens liegt darin, eine diagonalisierte Massenmatrix zu erzeugen, welche mit äußerst geringer Anstrengung invertiert werden kann. Der größte Aufwand der Berechnung liegt damit bei der Ermittlung der inneren Kräfte \underline{I} . Während das Verfahren nach Newton-Raphson unbedingt stabil ist, weist das vorgestellte explizite Zeitintegrationsverfahren nur eine bedingte Stabilität auf. Das Stabilitätslimit der Berechnung wird durch die größte Eigenfrequenz der Struktur zu

$$\Delta t \leq \frac{2}{\omega_{max}} \cdot (\sqrt{1 + \xi_{max}^2} - \xi_{max}) \quad (4.10)$$

mit

ω_{max} ... Eigenkreisfrequenz des höchsten Eigenmodes

ξ_{max} ... Lehr'sche Dämpfung des höchsten Eigenmodes

vorgegeben. Da es aber für große Systeme meist mit zu großem Aufwand verbunden wäre, die höchste Eigenkreisfrequenz ω_{max} zu ermitteln, betrachtet man jedes Element isoliert und benutzt das Element mit der größten Eigenfrequenz als Näherungslösung für das stabile Zeitinkrement. Die elementweise Betrachtung des stabilen Zeitinkrementes liefert stets einen höheren Wert als die globale Bestimmung und lässt sich zu

$$\Delta t \leq \frac{L_{min}}{c} \quad (4.11)$$

mit

L_{min} ... kleinste charakteristische Elementabmessung (Element mit der größten Eigenfrequenz)

c ... Wellenausbreitungsgeschwindigkeit (Schallgeschwindigkeit)

ermitteln.

Lastaufbringung und Randbedingungen

Um das explizite Zeitintegrationsverfahren auf statische Probleme anwenden zu können, bedarf es, wie bereits erwähnt, einiger spezieller Überlegungen. Bei einem statischen Problem handelt es sich um einen zeitlich sehr lang andauernden

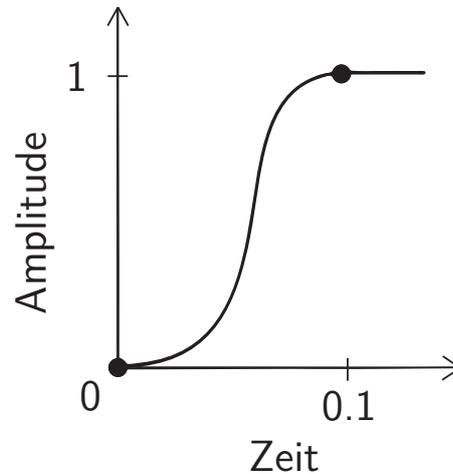
Vorgang, der sehr geringen Beschleunigungen unterliegt. Die Simulation eines statischen Problems über seine natürliche Zeitskala ist mit dem expliziten Verfahren hinsichtlich der Rechendauer meist unpraktisch oder gar unmöglich. Die Anzahl an erforderlichen Zeitinkrementen wäre übermäßig groß, da das stabile Zeitinkrement für gewöhnlich recht klein ist. Einerseits muss dieser Vorgang also, um eine numerisch wirtschaftliche Lösung zu erhalten, irgendwie beschleunigt werden. Andererseits führt aber eine zunehmende Beschleunigung der Berechnung den statischen Gleichgewichtszustand in einen dynamischen über, wodurch Trägheitskräfte einen entscheidenden Einfluss auf die Lösung nehmen. Folglich gilt es, eine Belastungsdauer zu finden, bei welcher dynamische Effekte unter einem vertretbaren Rechenaufwand unbedeutend bleiben. Zur Ermittlung einer entsprechenden Belastungsdauer müssen die Eigenformen der Struktur betrachtet werden. Für gewöhnlich dominiert die niedrigste Eigenform einer Struktur die statische Lösung. Kennt man die kleinste Eigenkreisfrequenz ω_{min} , so kann die zugehörige Periode der geringsten Eigenform zu

$$T = \frac{1}{\omega_{min}} \tag{4.12}$$

bestimmt werden. Unter Berücksichtigung eines Sicherheitsfaktors von 5 – 10 kann dann die Zeitdauer zur Erzeugung der dazugehörigen quasi-statischen Lösung abgeschätzt werden.

Die Ermittlung von Eigenkreisfrequenzen kann durch Betrachtung der dynamischen Antwort des unbelasteten, linearen Systems ($P = 0$) erfolgen. Unter Anwendung der Subspace-Iterationsmethode wurde die niedrigste Eigenfrequenz zu $\omega_{min} = 49,45$ Hz errechnet. Damit liegt die Periode der niedrigsten Eigenform bei $T \simeq 0,02$ s. Unter Berücksichtigung eines Faktors von 5 liegt die resultierende Lastaufbringungszeit bei 0,1 s.

Neben der Dauer ist auch die Art der Lastaufbringung von großer Bedeutung, da plötzliche Bewegungen Spannungswellen erzeugen, die das statische Ergebnis verfälschen. Für die Richtigkeit einer quasi-statischen Analyse muss sie so „glatt“ wie möglich aufgebracht werden, um sicherzustellen, dass die Änderung der Beschleunigung und Geschwindigkeit von einem Inkrement zum nächsten gering ist. ABAQUS bietet dazu eine spezielle Amplitudenkurve gemäß nebenstehender Abbildung an, deren erste und zweite Ableitung zu Beginn und zum Ende der Lastaufbringung Null sind.



Berücksichtigt man diese beiden Überlegungen, so ist eine quasi-statische Berechnung des Systems nach dem expliziten Zeitintegrationsverfahren möglich. Da die Trägheitskräfte nur noch einen vernachlässigbaren Einfluss auf die Lösung des Problems haben und damit auch die Geschwindigkeit des Materials im Modell ebenfalls klein ist, muss auch die kinetische Energie E_{KE} des Modells klein sein. Sie dient der Rechnung als Kontrollmöglichkeit und soll zu kaum einem Zeitpunkt der Berechnung mehr als etwa 5 % der inneren Energie E_I betragen ([1, Kapitel 13-7]).

Neben der Lastaufbringung sollen noch die Randbedingungen des Querträgers betrachtet werden. Im Versuchsaufbau ist der Querträger zwei Meter lang und an seinen Enden gelenkig gelagert. Die Modellierung derartiger Randbedingungen ist in der folgenden FE-Berechnung aber nicht möglich, da eine Berechnung mit dreidimensionalen Kontinuumselementen erfolgen soll und somit die Verdrehungsfreiheitsgrade nicht aktiv sind. Um das reale Versuchsverhalten dennoch möglichst gut zu approximieren, wurde ein vier Meter langer, fest eingespannter Balken als Ersatzsystem gewählt, da dessen Momentennullpunkte etwa in seinen Viertelpunkten liegen.

Kontaktformulierung

Die Wechselbeziehung zwischen den einzelnen Bauteilen des Versuchs (Querträger, Vertikalbalken und Nagel) stellt einen wesentlichen Bestandteil der Modellierung dar. Solange zwischen den Bauteilen ein Lücke klappt, kann keine Kraft übertragen werden. Wenn sie jedoch in Berührung kommen, wird sofort Kontakt aktiviert und es kann eine beliebig große Kraft in senkrechter Richtung auf die Kontaktflächen

wirken. Man bezeichnet dieses in Abb. 4.7, links dargestellte physikalische Verhalten als „harten“ Kontakt. Da es sich dabei um eine ausgeprägte, unstetige Form einer Nichtlinearität handelt, stellt die numerische Approximation dieses Verhaltens eine besondere Herausforderung dar. Abaqus/Explicit erzeugt ein Ersatzproblem, indem geringe Durchdringungen der Kontaktflächen zugelassen werden. Anschließend wird jeder Durchdringung über eine hohe lineare Penalty-Steifigkeit ein Anpressdruck nach Abb. 4.7, rechts zugewiesen und eine Korrektur der Durchdringungen mit einer Prädiktor-Korrektor-Methode vorgenommen. Die Anwendung der Penalty-Methode bewirkt zwar eine gewisse numerische „Entfestigung“, jedoch auch die Stetigkeit und damit Eindeutigkeit der Kontaktformulierung.

Wenn zwei Körper mit rauen Oberflächen in Kontakt zueinander treten, können durch Reibung auch Schubkräfte übertragen werden. Folglich müssen diese Kräfte, welche das Gleiten der Kontaktflächen relativ zueinander verhindern, bei der Berechnung berücksichtigt werden. Ein gebräuchliches Modell zur Abbildung von Reibung stellt die Coulomb'sche Reibung dar, bei der das Reibungsverhalten zwischen den Flächen durch den Reibungskoeffizienten μ charakterisiert wird. Für Fichtenholz beträgt der Koeffizient der Haftreibung nach Niemz [120, S. 121] etwa 0,7. Gemäß Abb. 4.8 tritt solange keine tangential Bewegung zwischen den Kontaktflächen auf, bis eine kritische Schubspannung τ_{crit} erreicht ist, welche sich nach Gleichung 4.13 bestimmen lässt.

$$\tau_{crit} = \mu \cdot p \tag{4.13}$$

mit

- τ_{crit} ... kritische Schubspannung
- μ ... Reibungskoeffizient
- p ... Anpressdruck zwischen zwei Kontaktflächen

Ist τ_{crit} erreicht, so beginnen die Kontaktflächen relativ zueinander zu gleiten. Bei abnehmenden Schubspannungen haften die Flächen wieder solange aneinander, bis τ_{crit} erreicht ist und ein Gleiten in entgegengesetzter Richtung eintritt. Damit handelt es sich bei Reibung ebenso wie bei der Kontaktformulierung senkrecht zu einer Fläche um einen hochgradig nichtlinearen Effekt. Für die numerische Abbildung von Reibung greift ABAQUS erneut auf Penalty-Steifigkeiten zurück, welche auf Grundlage eines zulässigen „elastischen Schlupfs“ bestimmt werden. Der elastische Schlupf ist in ABAQUS/Explicit mit 0,5 % der charakteristischen Elementabmessung voreingestellt.

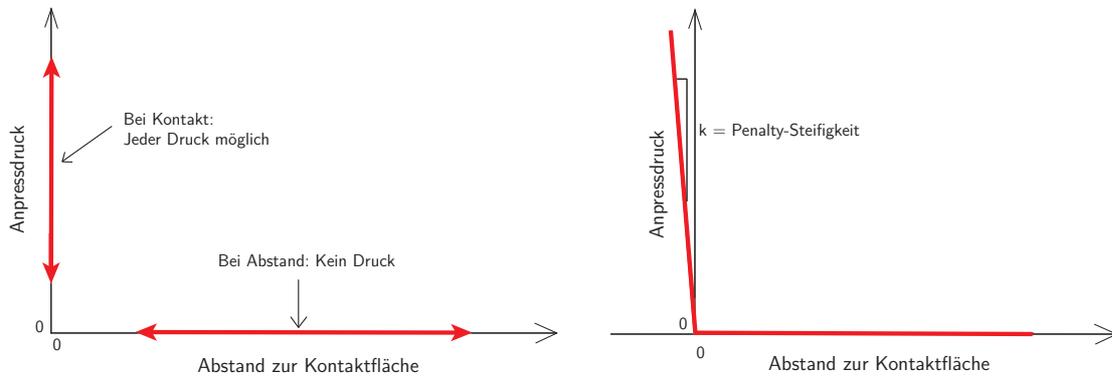


Abb. 4.7: links: Physikalisches Verhalten zwischen Anpressdruck und Abstand zur Kontaktfläche; rechts: Numerische Modellierung nach der Penalty-Methode

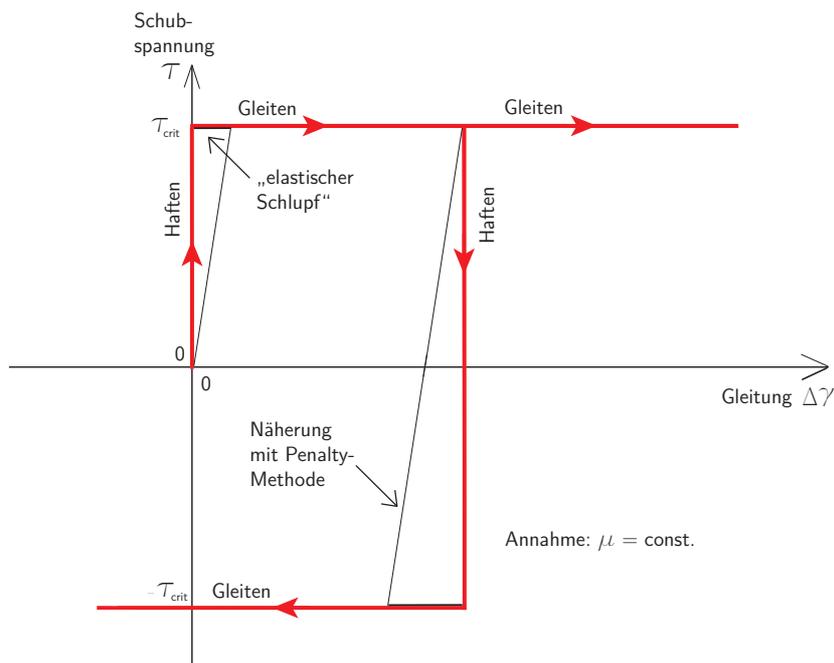


Abb. 4.8: Isotrope Reibung nach Coulomb (rot) mit Näherung durch Penalty-Methode (schwarz)

Gebietsdiskretisierung

Zur Vernetzung eines dreidimensionalen Berechnungsmodells sind Volumenelemente erforderlich. Dabei haben die Elementgrundform, der Polynomgrad der Ansatzfunktionen und die Anzahl der Interpolationspunkte einen wesentlichen Einfluss auf das Ergebnis. Einen weiteren wichtigen Faktor stellt die Elementgröße bzw. die Netzfeinheit dar, auf welche im Anschluss noch näher eingegangen wird.

In Abaqus kann bei der Elementform zwischen Tetraedern, Pentaedern und Hexaedern gewählt werden. Allgemein sind Elemente mit viereckiger Grundform denen mit dreieckiger Grundform aufgrund ihrer höheren Rechengenauigkeit (bilineare Ordnung) bei gleichem numerischen Aufwand vorzuziehen. Dementsprechend wurde das gesamte Modell ausschließlich mit Hexaedern vernetzt. Bei der Kontrolle der Elemente muss darauf geachtet werden, allzu spitze Winkel ($\alpha < 60^\circ$) zu vermeiden. Für die Wahl der Ansatzfunktion gilt allgemein, je höher der Polynomgrad p , desto besser die Ergebnisse. Mit dem Polynomgrad p steigt aber auch der Rechenaufwand. Da Abaqus/Explicit für Hexaedernetze lediglich Ansatzfunktionen anbietet, bei denen zwischen den Knoten linear interpoliert wird (Polynomgrad $p = 1$), soll an dieser Stelle auch nur auf Elemente mit linearen Ansatzfunktionen näher eingegangen werden. Lineare Elemente verfügen nur an ihren Ecken über Knoten. Neben der Ermittlung des Spannungs-Verzerrungs-Verhaltens der Elemente an ihren Knoten muss für jedes Element auch die Werkstoffantwort bestimmt werden. Eine nahezu exakte integrale Erfassung der Werkstoffgrößen ist mit der Gauß-Integration möglich. Vollintegrierte, lineare Volumenelemente nutzen pro Richtung zwei Integrationspunkte und verfügen damit über insgesamt acht Integrationspunkte in ihrem Inneren. Eine Alternative zur Vollintegration nach Gauß besteht darin, weniger Integrationspunkte zu verwenden. Man spricht von reduzierter Integration. Lineare, reduziert integrierte Elemente nutzen lediglich einen Integrationspunkt pro Richtung und haben damit im dreidimensionalen Fall einen Integrationspunkt im Schwerpunkt des Elementes. Für die FE-Vorbereitung sollen Elemente mit reduzierter Integration genutzt werden. Zum besseren Verständnis sind die Knoten und Integrationspunkte von vierseitigen, zweidimensionalen, linearen, vollintegrierten sowie reduziert integrierten Elementen in Abb. 4.9 veranschaulicht.

Vollintegrierte, lineare Elemente leiden am Effekt des Schublocking (unzulässige Scherung an den Gaußpunkten bei Biegung). Reduziert integrierte, lineare Elemente haben einen anderen Nachteil, nämlich den Effekt des „Hourglassings“. Der Begriff Hourglassing stammt von einem regelmäßigen Muster gemäß Abb. 4.10, welches sich aufgrund der Unterintegration des Elementes ausbildet und wie eine Aneinanderreihung von Sanduhren aussieht. Da das Element nur einen Integrationspunkt besitzt, hat es für den dargestellten Biegezustand nicht die Möglichkeit festzustel-

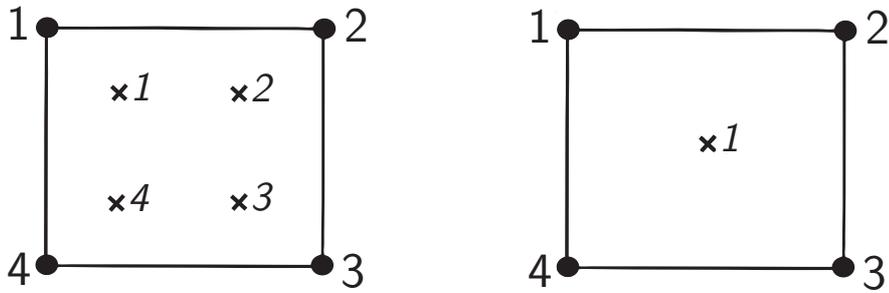


Abb. 4.9: Knoten und Integrationspunkte in einem zweidimensionalen, voll integrierten, linearen Element (links) und in einem zweidimensionalen, reduziert integrierten, linearen Element (rechts)

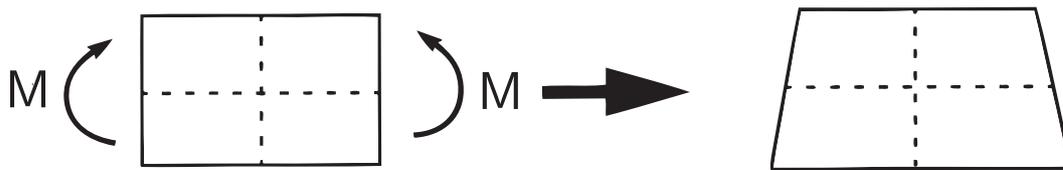


Abb. 4.10: Verformung eines zweidimensionalen, linearen Elementes mit reduzierter Integration unter Biegebeanspruchung M

len, ob es verzerrt ist: Betrachtet man dazu die beiden gestrichelten Linien in Abb. 4.10, rechts, so stellt man fest, dass sich im Vergleich zum linken Bild keine dieser Linien in ihrer Länge geändert hat. Auch die Winkel zwischen der vertikalen und der horizontalen Linie sind unverändert. Somit treten am Integrationspunkt keine Spannungen auf und es kann auch keine zugehörige Verzerrungsenergie berechnet werden, obwohl sich das Element verformt hat. Hourglassing wird daher auch als Null-Energie-Zustand bezeichnet.

Durch die Verwendung eines ausreichend feinen Netzes kann in der Regel sichergestellt werden, dass kein Hourglassing auftritt. Um mögliches lokales Hourglassing festzustellen, bedarf jedes Ergebnis einer visuellen Überprüfung. Zudem bietet ABAQUS steifigkeitsbasierte oder viskose Stabilisierungstechniken an, um Hourglassing-Zustände zu unterdrücken. Eine rein steifigkeitsbasierte Stabilisierung, welche für die folgende Berechnung gewählt wurde, kann man sich in Form von Federn vorstellen, die einen künstlichen Widerstand gegen Null-Energie-Moden erzeugen. Viskose Ansätze greifen dagegen auf innere Dämpferelemente zurück. Auch eine Kombination beider Methoden ist möglich. Für die zur Erzeugung des Hourglassing-Widerstands benötigte Stabilisierungsenergie gilt, dass sie nach [1, Kapitel 10-42] maximal 2 % der inneren Energie betragen soll.

Netzfeinheitsstudie und Massenskalierung

Die numerische Genauigkeit der Ergebnisse hängt vom verwendeten Netz ab. Mit Erhöhung der Netzfeinheit wird die numerische Lösung des Problems zunehmend in einen Grenzwert übergehen. Mit der Genauigkeit der Ergebnisse steigt aber auch der Rechenaufwand. Um zu wissen, bei welcher Feinheit das Ergebnis konvergiert, muss eine Netzfeinheitsstudie betrieben werden.

Im Folgenden soll der Einfluss der Netzfeinheit auf das Last-Verformungsverhalten einer zugbeanspruchten Überblattung erörtert werden. Hierzu wurden drei Berech-

Tab. 4.4: Angaben zur Netzfeinheitsstudie

Netzbezeichnung	Feinheit [mm]	Elemente	Relative Rechenzeit
fein	10x10x10	205503	12,71
normal	15x15x15	66364	3,42
grob	20x20x20	27588	1,0

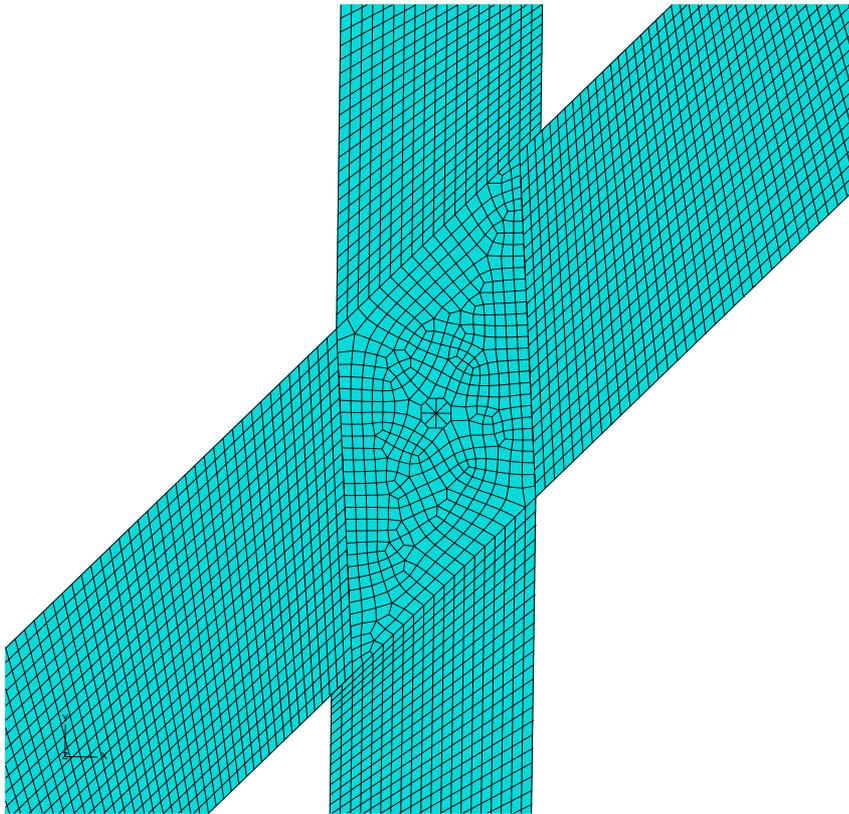


Abb. 4.11: Feinstes FE-Netz mit mittlerer Elementkantenlänge 10 mm (205503 Elemente)

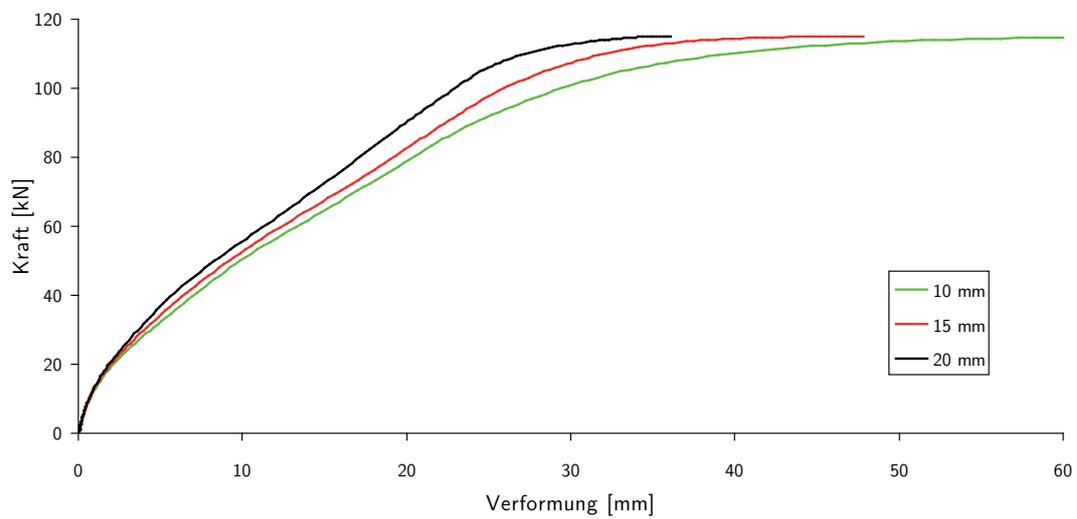


Abb. 4.12: Ergebnisse der Netzfeinheitsstudie

nungen nach Tab. 4.4 durchgeführt. Als Beispiel für die Vernetzung der Verbindung ist das feinste Netz in Abb. 4.11 dargestellt. Die Ergebnisse der Studie können in Abb. 4.12 eingesehen werden. Unabhängig von der Feinheit des Netzes ist bei allen Berechnungen eine maximale Last von etwa 115 kN zu erwarten. Tatsächlich kann, wie bereits auf S. 154 erwähnt, davon ausgegangen werden, dass diese bei der experimentellen Bestimmung wohl niedriger liegen wird, da Schädigungs- und Versagenskriterien im Materialmodell nicht berücksichtigt sind. Hinsichtlich der relativen Verformungen reagiert die Verbindung bei zunehmender Feinheit des Netzes immer weicher. Während die Verformungen des groben Netzes bei Erreichen der maximalen Last etwa 25 mm betragen, liegen sie beim normalen Netz bei 35 mm und erreichen beim feinsten Netz sogar einen Wert von 50 mm. Vergleicht man nun noch die drei Kurven untereinander, so liegen die Last-Verformungskurven bis zu einer Kraft von etwa 30 kN nahezu übereinander. Anschließend weichen die Kurven voneinander ab, wobei sich die Ergebnisse bei einer Netzfeinheit von 15 mm und 10 mm erkennbar näher sind. Obwohl man an dieser Stelle wohl noch nicht von einem vollständig konvergierten Netz sprechen kann, ist die Tendenz dazu erkennbar. Im Zuge der Vorberechnung wurde auf eine weitere Verfeinerung des Netzes verzichtet, da die Rechenzeit für das feinste Netz bereits bei 47,5 Stunden lag und die Ergebnisse mit dieser Diskretisierung vorerst hinreichend genau erscheinen.

Im Folgenden soll noch geprüft werden, ob für die anschließenden Lastfalluntersuchungen noch Rechenzeit eingespart werden kann. Bei der Beschreibung des Analyseverfahrens wurde erläutert, dass das stabile Zeitinkrement bei elementweiser Betrachtung zu

$$\Delta t \leq \frac{L_{min}}{c} \quad (4.14)$$

bestimmt wird.

Für linear elastische, isotrope Materialien, die kaum Querkontraktion aufweisen, berechnet sich die Wellenausbreitungsgeschwindigkeit zu

$$c = \sqrt{\frac{E}{\rho}} \quad (4.15)$$

mit

E ... Elastizitätsmodul des Materials

ρ ... Rohdichte des Materials

Setzt man nun Gleichung 4.15 in Gleichung 4.14 ein, so lässt sich das stabile Zeitinkrement auch zu

$$\Delta t \leq \frac{L_{min} \cdot \sqrt{\rho}}{\sqrt{E}} \quad (4.16)$$

ausdrücken.

Erhöht man nach Gleichung 4.16 die Rohdichte des Materials um den Faktor $f = n^2$, so erhöht sich das stabile Zeitinkrement um den Faktor n . Dadurch benötigt man weniger Zeit, um die Analyse durchzuführen. Auch bei nichtlinearen, orthotropen Materialien, die Einflüssen aus der Querkontraktion ν unterliegen, führt eine künstliche Skalierung der Massen zu einer Erhöhung des stabilen Zeitinkrements. Während damit zwar der Rechenaufwand abnimmt, zeigt sich derselbe negative Einfluss auf die Massenträgheitskräfte wie bei einer Erhöhung der Lastaufbringungsgeschwindigkeit: Die dynamischen Effekte sowie die kinetische Energie nehmen im Simulationsvorgang zu und führen bei übermäßigen Skalierungsfaktoren zu falschen Ergebnissen. Somit gilt es, einen geeigneten Massenskalierungsfaktor f zu finden, der zwar einerseits die Rechnung beschleunigt, aber andererseits den quasi-statischen Charakter der Berechnung nicht verfälscht. Die Ergebnisse für die Skalierungsfaktoren 1, 2 und 5 sind in Abb. 4.13 dargestellt. Während sich das Last-Verformungsverhalten zwischen den Faktoren $f = 1$ und $f = 2$ kaum unterscheidet, liefert der Faktor $f = 5$ bereits ein zu steifes Ergebnis. Unter Berücksichtigung der in Tab. 4.5 angegebenen Ersparnis an Rechenzeit, soll für die folgenden Lastfalluntersuchungen der Massenskalierungsfaktor $f = 2$ angesetzt werden.

Tab. 4.5: Ergebnisse der Massenskalierung

Skalierungsfaktor	Relative Rechenzeit
1	1,0
2	0,73
5	0,51

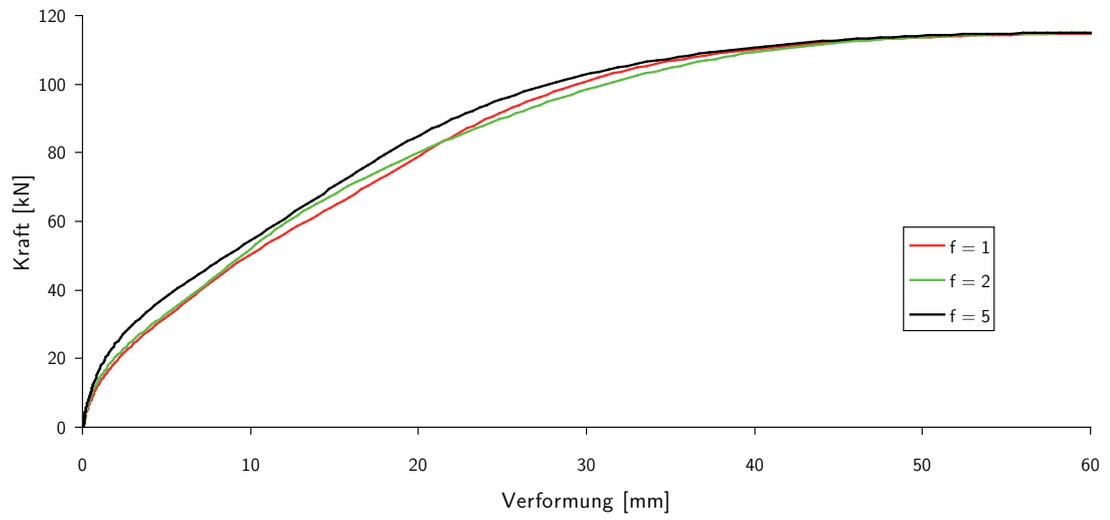


Abb. 4.13: Ergebnisse der Massenskalierungsstudie

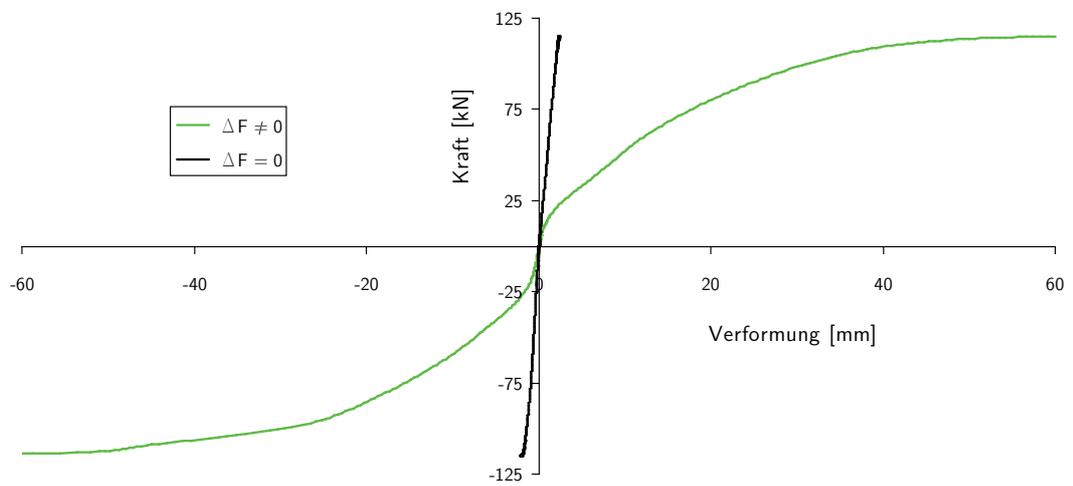


Abb. 4.14: Ergebnisse der Studie unterschiedlicher Lastfälle

Lastfallunterscheidungen

Nachdem die Ergebnisse der Versuchsvorbereitung vorliegen, sollen noch weitere Lastfälle betrachtet werden. Sollen die aufgebrachten Lasten lediglich in Form von Normalkräften im Vertikalbalken wirken, so ergeben sich drei weitere Lastfälle: Zum einen wurde einseitig Druck erzeugt, zum anderen von beiden Seiten gleichmäßig Druck aufgebracht und in einem dritten Fall von beiden Seiten gleichmäßiger Zug angesetzt. Die Ergebnisse sind in Abb. 4.14 dargestellt.

Vergleicht man das Ergebnis für einseitigen Druck mit der Berechnung für einseitigen Zug, so sind die beiden Last-Verformungskurven nahezu gleich, wobei sich die Verbindung unter Beanspruchung mit Zugkräften etwas nachgiebiger verhält. Die Erklärung dieses geringfügigen und damit vernachlässigbaren Unterschiedes ist im Verformungsverhalten des Vertikalbalkens zu finden. Während dessen lastabgewandte Seite unter Druck lediglich einer Starrkörperverschiebung unterliegt, führen Zugkräfte zu einer zusätzlichen Materialdehnung der Überblattung in Längsrichtung. Ganz anders verhält sich die Verbindung, wenn man von beiden Seiten gleichmäßig Zug- oder Druckkräfte aufbringt ($\Delta F = 0$). Eine derartige Beanspruchung ist beispielsweise typisch bei Andreaskreuzen, da Windverbände meist auf Scherung beansprucht werden. Da im Falle der Zugkräfte keine Kräfte auf den Querträger und auch im Falle von Druckkräften vergleichsweise geringe Kräfte quer zur Faser des Querträgers wirken, wird die Berechnung vorrangig durch das faserparallele Verhalten des Materials bestimmt und somit eine Änderung des Materialmodells erforderlich. Um das isotrope Verfestigungsverhalten an der Faserlängsrichtung zu orientieren, wurde die Spannung, bei dem das Material zu plastifizieren beginnt, zu $\sigma_{el} = 0,85 \cdot \sigma_{max}$ angenommen und die plastische Verformung ϵ_{pl} beim Erreichen der maximalen Spannungen zu 0,005 angesetzt. Die mit diesen Annahmen gewonnenen Ergebnisse zeigen ein sehr steifes Verhalten der Verbindung, so dass Überblattungen bei der Belastungsart $\Delta F = 0$ näherungsweise als starre Verbindungen modelliert werden können.

4.2. Versuchsdurchführung und Versuchsergebnisse

Nach der Erläuterung aller vorbereitenden Maßnahmen sollen nun die Durchführung des Versuches sowie die daraus gewonnenen Ergebnisse hinsichtlich des Last-Verformungsverhaltens sowie die Versagensmechanismen von Überblattungen unter einem Anschlusswinkel von 45° präsentiert werden.

4.2.1. Versuchsdurchführung

Dem Versuchsaufbau nach Abschnitt 4.1.1 entsprechend wurden insgesamt 11 Proben getestet. Die ausgearbeiteten Prüfkörper wiesen bedingt durch den vorangegangenen, mehrmonatigen Lagerungsvorgang deutliche Schwindrisse auf. Teilweise erstreckten sich die Risse auch über die Verbindung. Da damit jedoch keine nennenswerte Zunahme der Klaffungen verbunden war und die eben geschilderte Situation ohnehin so in der gebauten Realität auftritt, wurden keine korrigierenden Maßnahmen getroffen. Die Versuchsdurchführung erfolgte weggesteuert mit einer Verformungsgeschwindigkeit von $0,1 \text{ mm/s}$.

Historische Konstruktionen befinden sich im Zustand der Wiederbelastung. Um das Wiederbelastungsverhalten möglichst realitätsnah untersuchen zu können, wurden die Versuchskörper quasistatischen Be-, Ent- und Wiederbelastungszyklen unterworfen. Dabei wurden die zyklischen Belastungen jeweils bis zu einem Verschiebungsinkrement von $\Delta w = 3 \text{ mm}$ (Kolbenweg) gegenüber dem vorausgegangenen Verschiebungsmaximum geführt. Am Ende eines jeden Zyklus wurde die Verschiebung mindestens so lange gehalten, bis das hörbare Knacken der Verbindung aufhörte und die Kolbenkraft konstant blieb. Durch diese Vorgehensweise sollte es ermöglicht werden, nicht nur die Einhüllende der Beanspruchungskurve, sondern auch das Auftreten von plastischen Effekten sowie mögliche Schädigungseffekte der Struktur zu erfassen.

Die relativen Verformungen des Querträgers und des Vertikalbalkens zueinander wurden über zwei induktive Wegaufnehmer (W1 und W2 nach Abb. 4.3) gemessen und anschließend zusammen mit der aufgebrachten Kraft in Last-Verformungsdiagrammen aufgezeichnet. Die maximale aufnehmbare Verformung der Wegaufnehmer betrug 20 mm . Als weitere Verformungskenngröße wurde der Kolbenweg gemessen und sein Verhältnis zur aufgebrachten Kraft in einem dritten Diagramm festgehalten. Der Aufbau der Prüfeinrichtung sowie die Instrumentierung von Probe 06 sind in Abb. 4.15 und Abb. 4.16 zu sehen. Statistische Angaben zu den Holzfeuchten der Probekörper bei Versuchsdurchführung sind in Tab. 4.6 angegeben.

4.2.2. Last-Verformungsverhalten

Steht eine Überblattung unter einseitiger, zentrischer Zugbeanspruchung, so wird die lastabgewandte Seite des Querträgers durch die obere Stirnseite der Blattsasse des Vertikalbalkens quer zu dessen Faser auf Druck beansprucht. Die dort auftretende relative Verformung der beiden Balken zueinander prägt die Steifigkeit einer Überblattung maßgeblich. Die zugehörige Verschiebung wird durch den induktiven Wegaufnehmer W1 aufgenommen. Für die Ermittlung der Gesamtsteifigkeit der

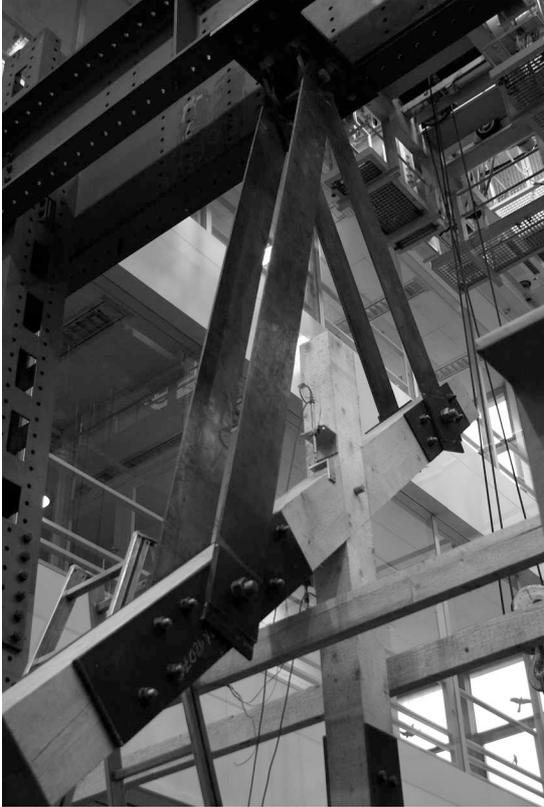


Abb. 4.15: Probekörper 06 vor der Versuchsdurchführung

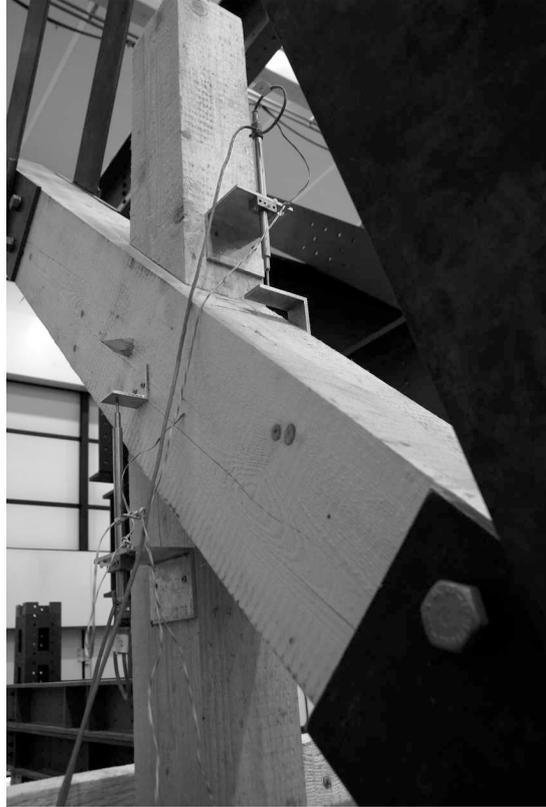


Abb. 4.16: Instrumentierung von Probekörper 06

Tab. 4.6: Gemessene Holzfeuchte bei der Versuchsdurchführung

	Mittelwert	Minimum	Maximum	Stand.abw.
Holzfeuchte [%]	15,9	13,4	17,3	1,0

Verbindung reicht diese Verformung jedoch nicht aus, sie kann lediglich als Kontrollmaß dienen. Die gesuchte Gesamtverformung der Verbindung enthält neben der druckinduzierten Verformung einen zusätzlichen Anteil aus faserparalleler Dehnung des vertikal gerichteten Balkens über dessen Blattlänge. Somit tritt sie an der lastzugewandten Seite auf und ist über den induktiven Wegaufnehmer W2 zu ermitteln. Die einzelnen Last-Verformungsdiagramme der gesamten Versuchsreihe sind für die am Wegaufnehmer W2 aufgenommenen Verformungen in Anhang D dargestellt. Zudem befinden sich in Anhang D auch die zugehörigen Lasten-Kolbenwegdiagramme, da oftmals noch weitere Be- und Entlastungszyklen gefahren werden konnten, auch wenn der induktive Wegaufnehmer W2 bereits eine maximale Verformung von 20 mm erreicht hatte.

Allgemein lässt sich das experimentell ermittelte Last-Verformungsverhalten von Überblattungen unter einem Anschlusswinkel von 45° in vier von der Belastung abhängige, gleitend ineinander übergehende Bereiche unterteilen. Da diese Abschnitte zwar bei allen Prüfkörpern unterschiedlich ausgeprägt, aber qualitativ gleich sind, wird bei der Erläuterung des Last-Verformungsverhaltens der Verbindung immer wieder exemplarisch auf die in Abb. 4.17 dargestellte Verbindungssteifigkeit von Probe 08 Bezug genommen.⁴⁶ Um zusätzlich die Streuung der gesamten Versuchsreihe graphisch zu dokumentieren, sind sämtliche Last-Verformungskurven auch in einem gemeinsamen Diagramm dargestellt (Abb. 4.18). Aus Gründen der Übersichtlichkeit wurden sämtliche Entlastungs- und Wiederbelastungszyklen entfernt und nur noch die Einhüllenden der Last-Verformungskurven dargestellt. Zur Ermittlung der Einhüllenden wurde ausgehend vom Peak der vorangegangenen Wiederbelastung nach Möglichkeit eine horizontale Linie zum aktuellen Belastungszyklus gezogen.

In einem ersten Bereich bis etwa 10 kN treten abhängig von den Klaffungen der Verbindungen zunächst große Verformungen auf, während die Last nur langsam ansteigt. Die Steifigkeit der Verbindung wird im Wesentlichen durch den von Anfang an kraftschlüssigen Holznagel bestimmt. Mit zunehmender Belastung schließen sich allmählich sämtliche Klaffungen, der Druckkontakt sowie die Versätze am Blatt werden aktiviert und die Last-Verformungskurve steigt überproportional an, bis sie in den Bereich 2 übergeht. Da die ausgearbeiteten Proben im Vergleich zum Zustand von Überblattungen, der in historischen Dachwerken vorgefunden wurde, nur verhältnismäßig geringe Klaffungen aufwies, ist dieser Bereich nicht sehr ausgeprägt.⁴⁷ Probe 08 war sogar gänzlich klaffungsfrei. Bei der ersten Entlastung zeigen sich am quer zur Faser auf Druck beanspruchten Querträger bereits irreversible,

⁴⁶Probe 01 und 02 stellen in gewisser Hinsicht eine Ausnahme dar, da hier die Belastungsgeschwindigkeit der Versuchsdurchführung noch etwas zu hoch war.

⁴⁷Der maximale Klaffungswert aller Proben belief sich auf 6 mm, der Mittelwert der Klaffungen lag bei 1,5 mm.

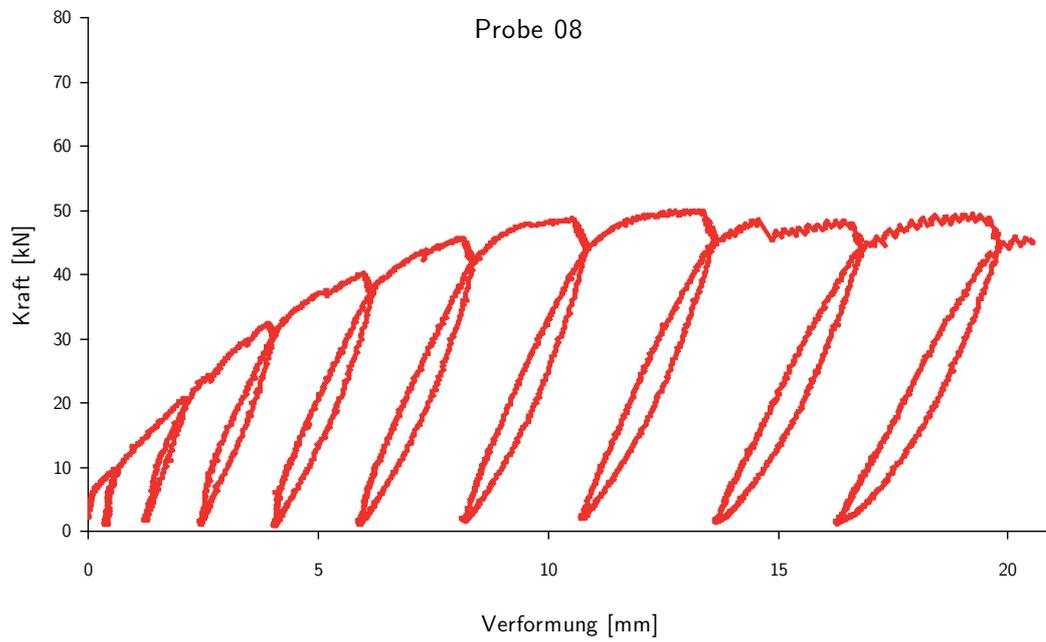


Abb. 4.17: Last-Verformungs-Diagramm, Probe 08. Induktiver Wegaufnehmer W2

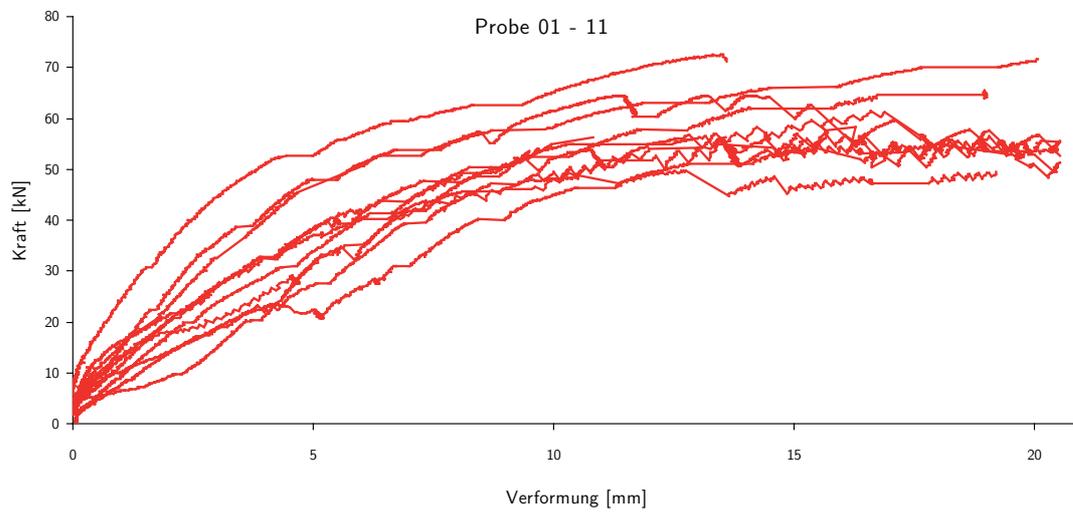


Abb. 4.18: Last-Verformungs-Diagramme, Probe 01 - 11. Be- und Entlastungszyklen entfernt

plastische Verformungen. Das Steifigkeitsverhalten der Verbindung erweist sich somit von Anfang an als nichtlinear. Bei Probe 08 verbleiben beispielsweise nach einer Belastung mit 9,76 kN bereits 0,4 mm an plastischer Verformung. Der erste Entlastungs - Wiederbelastungszyklus zeigt nahezu keine Hysterese.

Im Verlauf der nächsten zwei bis drei Be- und Entlastungsphasen (Lastbereich 2) beschreibt die Einhüllende des Last-Verformungsdiagrammes bis zu einer Last von etwa 30 - 45 kN mit leichten Abweichungen nahezu eine Gerade und zeigt damit lineares Verhalten. Bei Probe 08 beträgt diese zum nächsten Bereich nicht scharf abgrenzbare Last etwa 32,5 kN. Unstetigkeitsstellen, wie man sie etwa durch den Bruch des Eichennagels erwarten könnte, treten größtenteils nicht auf. Der Einfluss des Holznagels auf die Steifigkeit der Verbindung ist als vernachlässigbar gering anzusehen. Der Verlauf der unterschiedlichen Entlastungsäste des Bereiches 2 ist nahezu parallel. Somit sind während des gesamten beim Belasten scheinbar linearen Verhaltens bereits plastische Verzerrungen von bis zu 5 mm entstanden. Nennenswerte Schädigungseffekte können dagegen nicht beobachtet werden; vielmehr entspricht die elastische Steifigkeit immer noch jener der Erstbelastung. Die frühe Plastizität ist sicher auf ungleichförmige Pressungen quer zur Faser in der Druckkontaktfläche zurückzuführen. Im Laufe der weiteren Belastung bauen sich solche Spannungsspitzen durch großflächigeres Plastifizieren ab. Bei Betrachtung der einzelnen Entlastungs- und Wiederbelastungszyklen fällt eine geringfügige Hysterese auf. Diese ist darauf zurückzuführen, dass an den Druck-Reibungs-Kontaktflächen der Versätze die Grenze der Gleitreibung überschritten wird und somit bei Be- und Entlastung ein Rutschen in entgegengesetzter Richtung stattfindet. Möglicherweise spielen in diesem Zusammenhang auch viskose Effekte des Materials eine Rolle. Probe 08 weist am Ende des Lastbereiches 2 bereits eine dauerhafte gegenseitige Verschiebung von 2,4 mm auf. Die Entlastungs- beziehungsweise Wiederbelastungsäste in Bereich 2 können zur Ermittlung der linearen Verbindungssteifigkeit verwendet werden. Dazu wurde einheitlich für alle Proben der 3. oder 4. Entlastungs- und Wiederbelastungszyklus mit einer bis dahin maximalen Last von etwa 40 kN gewählt und eine Regressionsgerade mit der Methode der kleinsten Quadrate gemäß Abb. 4.19 errechnet. Die Auswertung der linearen Steifigkeiten befindet sich in Tab. 4.7.

Der dritte Bereich schließt erneut ohne scharfe Grenze an Abschnitt 2 an und ist durch einen erkennbar abflachenden, nichtlinearen Anstieg der Einhüllenden des Last-Verformungsdiagrammes bis zur aufnehmbaren Höchstlast F_{max} gekennzeichnet. In diesem Belastungsbereich beginnt deutlich hörbar eine Rissbildung im Inneren der Verbindung. Oftmals bildet sich ein sägezahnförmiger Verlauf der Last-Verformungskurve aus, was auf einen Wechsel zwischen Haft- und Gleitreibung an den Kontaktflächen der Verbindung hinweist. Der parallele Verlauf der Entlastungs - Wiederbelastungszyklen zeigt jedoch nach wie vor, dass Plastizität und nicht Schädigung des Materials das Gesamtverhalten der Verbindung dominiert.

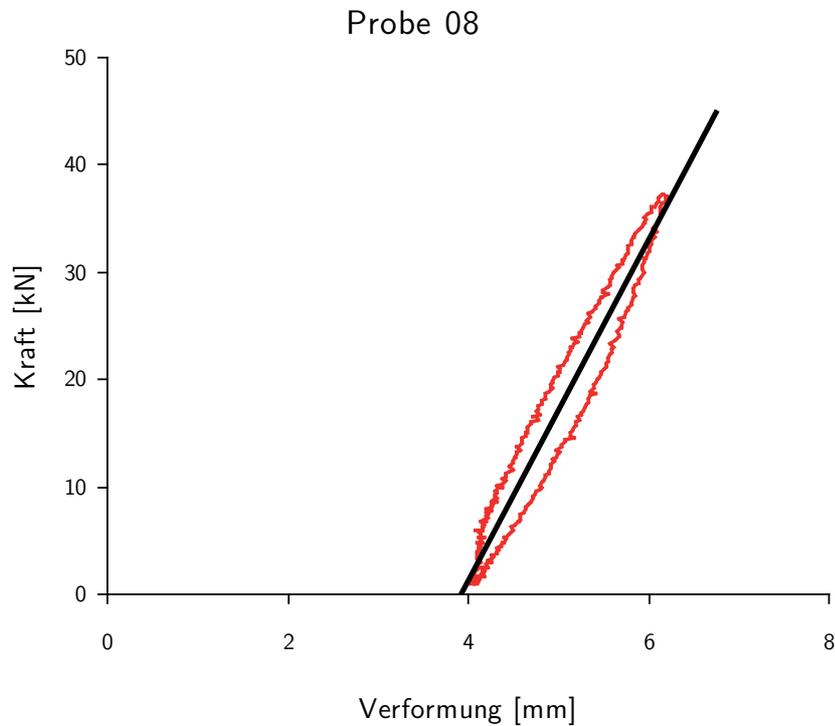


Abb. 4.19: Ermittlung der linearen Anfangssteifigkeit für Probe 08 (lineare Fehlerquadratmethode)

Tab. 4.7: Statistische Auswertung der Last-Verformungsdiagramme am Wegaufnehmer W2

Parameter	Einheit	Mittelwert	Minimum	Maximum	Stand.abw.
C_{lin}	[N/mm]	17272	13074	21016	2613
F_{max}	[kN]	61,39	49,93	73,12	6,91
$w_{F_{max}}$	[mm]	15,9	10,8	20,0	3,3

Die plastischen Verformungen nehmen weiter zu und wachsen auf über 10 mm, teils über 20 mm an. Bei Probe 08 wird die maximale Belastung am Ende des 7. Belastungszyklus mit einem Wert von 49,9 kN erreicht. Die zugehörige Gesamtrelativverschiebung der Verbindung beträgt 13,2 mm, die plastische Verformung nach Entlastung 10,7 mm. Eine statistische Auswertung der maximalen Lasten sowie der zugehörigen Verformung der Verbindungen ist in Tab. 4.7 wiedergegeben.

Mit Erreichen der Maximallast zeigen alle Proben ein sehr duktiles Verhalten und können sich bei gleichbleibender oder nur geringfügig abfallender Last noch erheblich weiter verformen (Bereich 4). Sehr deutlich zeigen dies die Last-Kolbenweg-Diagramme in Anhang D, in denen oftmals wesentlich mehr Be- und Entlastungszyklen aufgezeichnet werden konnten als am induktiven Wegaufnehmer W2, da dieser auf $\Delta w = 20$ mm beschränkt war. Mit der Zunahme der Verformungen treten bei allen Proben weitere Rissbildungen auf, welche sich in den Last-Verformungsdiagrammen in Form der bereits erwähnten Oszillationen widerspiegeln. Selbst unter den weiterhin zunehmenden plastischen Verformungen ist im Vergleich der einzelnen Be- und Entlastungszyklen kaum Schädigung erkennbar. In nahezu allen Versuchen wurde die Belastung abgebrochen, weil die Experimentiereinrichtung an ihre geometrischen Grenzen stieß.

4.2.3. Versagen

Während das Last-Verformungsverhalten, wie in Abschnitt 4.2.2 erläutert, maßgeblich durch die querdruckbedingte Nachgiebigkeit des Querträgers geprägt wird, ist die Maximallast der untersuchten Überblattungen durch zwei andere, nennenswerte mechanische Effekte bestimmt.

Als erster Einfluss ist eine Verdrehung des Vertikalbalkens gemäß Abb. 4.20 zu nennen. Die Ursache für dieses geometrische Versagen von Überblattungen unter einem Winkel von 45° liegt in der ungleichen Spannungsverteilung der druckbeanspruchten Kontaktfläche zwischen Querträger und Vertikalbalken begründet und lässt sich wie folgt erklären: Mit der Zugkraft des Kolbens ist auch eine abgleitende Bewegung des Vertikalbalkens nach links entlang des Querträgers verbunden. Dies führt auf der lastabgewandten Stirnseite der Blattsasse des Vertikalbalkens zu einer Entlastung des rechten Druckbereichs, während sich die Druckkräfte auf der linken Seite konzentrieren. Bezieht man diese Kräfte auf den Gesamtquerschnitt des Vertikalbalkens, so ist vor allem dessen hinteres, linkes Viertel stark auf Druck beansprucht und es kommt zu einer mehraxialen Biegung des Vertikalbalkens über die von vorne links nach hinten rechts verlaufende Querschnittsdiagonale. Die Auswirkungen dieser mehraxialen Biegung zeigen sich auch am Querträger. Durch das Gleiten und Drehen des Vertikalbalkens werden die oberen Holzschichten am Querträger auf-



Abb. 4.20: Probe 04: Rotation des vertikalen Balkens (Versagensmodus 1)



Abb. 4.21: Probe 04: Rissbildung am Vertikalbalken (Versagensmodus 2)

gesplittert und der Vertikalbalken schiebt sich mit Anpressdruck keilförmig in den Querträger hinein. Betrachtet man in Abb. 4.22 die linke Seite des auf Druck quer zur Faser belasteten Bereiches, so ist dieser lokale Schaden deutlich zu erkennen. Ein komplettes geometrisches Versagen der Verbindung, also ein „Herausspringen“ des Vertikalbalkens aus dem Querträger, konnte nicht beobachtet werden, da vorher bereits ein anderer Einfluss maßgeblich wird, der im Folgenden erläutert werden soll.

Betrachtet man während der Versuchsdurchführung die linke lastabgewandte Seite des Vertikalbalkens, so bildet sich mit zunehmender Last ein immer größer werdender, faserparallel nach oben verlaufender Riss gemäß Abb. 4.21 aus, der bei den Versuchen letztlich das Versagen der Verbindung auslöste. In Abb. 4.23 erkennt man neben der Einschneidung des Vertikalbalkens durch den Querträger, dass sich dieser Riss genau auf der Hälfte des Querschnittes an der Blattsasse ausbildet. Diskrete Risse bzw. Schubfugen entstehen immer dann, wenn Holz auf Querkzug bzw. Schub beansprucht wird, da es dann sehr spröde reagiert. Eben jener Fall tritt am Vertikalbalken auf, da der vordere Teil des Balkens in seiner Verformung der Zugkraft folgen kann, wohingegen der hintere Abschnitt durch den Querträger daran gehindert wird (Mischung aus mode I und mode III Riss in der linearen Bruchmechanik). Begrenzt wird der Riss durch das obere Ende des Vertikalbalkens. Es handelt sich hierbei um eine Eigenheit des Versuchsaufbaus, da in historischen Dachwerken die überblatteten Balken zu beiden Seiten weiterlaufen und in eine größere Rahmenstruktur eingebunden sind. Mit den entsprechend größeren Vorholzlängen von meist 1,5 m oder mehr wird der Riss in Realität wahrscheinlich nicht zum endgültigen Versagen der Verbindung führen, sondern es wird eher zu erwarten sein, dass die mehraxiale Biegung der Balken das oben beschriebene geometrische Versagen hervorruft und sich die überblatteten Balken voneinander lösen.

4.3. FE-Vorberechnung vs. Experimentelle Bestimmung

Im Anschluss an die Auswertung der Versuche, sollen die Ergebnisse der FE-Vorberechnung mit denen der experimentellen Bestimmung verglichen werden. Im Falle von Unterschieden sollen deren Gründe angeführt werden. Ziel ist es, die Stärken und Schwächen der einzelnen Verfahren gegenüberzustellen und Vorschläge für eine Verbesserung des Berechnungsmodells zu geben.

Vergleicht man die Ergebnisse der Vorberechnung mit denen der 11 durchgeführten Versuche (Abb. 4.24), so zeigt sich eine erstaunlich gute Übereinstimmung der



Abb. 4.22: Probe 05: Querträger nach der Versuchsdurchführung, Ansicht von oben

Last-Verformungskurven bis zu einer Belastung von 50 kN. Erste plastische Verformungen zeigen sich bei der FE-Vorberechnung beginnend ab einer Kraft von 10,1585 kN. Mit der zugehörigen elastischen Verformung von 0,601446 mm ergibt sich eine lineare Verbindungssteifigkeit $C_{lin} = 16890 \text{ N/mm}$. Damit deckt sich auch diese Auswertung sehr gut mit den Werten der Versuchsdurchführung aus Tab. 4.7. Eine zunehmend schlechter werdende Übereinstimmung der Ergebnisse zeigt sich jedoch ab dem Bereich $F \geq 50 \text{ kN}$, der Bereich über 80 kN ist aufgrund der extremen Abweichungen in Abb. 4.24 nicht mehr dargestellt.

Die Gründe für die deutlichen Unterschiede bei hoher Belastung liegen zum einen in der Modellierung des Materials. Während in der FE-Materialmodellierung das Hill-Kriterium keine Unterscheidung zwischen Zug und Druck ermöglicht, ist diese Unterscheidung für Überblattungen unter Zugbeanspruchung durchaus sinnvoll, da das Steifigkeitsverhalten druckdominiert, das Bruchverhalten jedoch durch das spröde Zugverhalten sowie Schubeinflüsse gekennzeichnet ist. Dabei sollte neben der Unterscheidung der Festigkeitswerte auf Zug und Druck auch auf eine anisotrope Verfestigung des Materials zurückgegriffen werden können. Da ABAQUS die Erstellung eigener Materialroutinen ermöglicht, ist die Implementierung eines Mehrflächenplastizitätsgesetzes, beispielsweise nach Schmidt [140, S. 38–59], für weitere

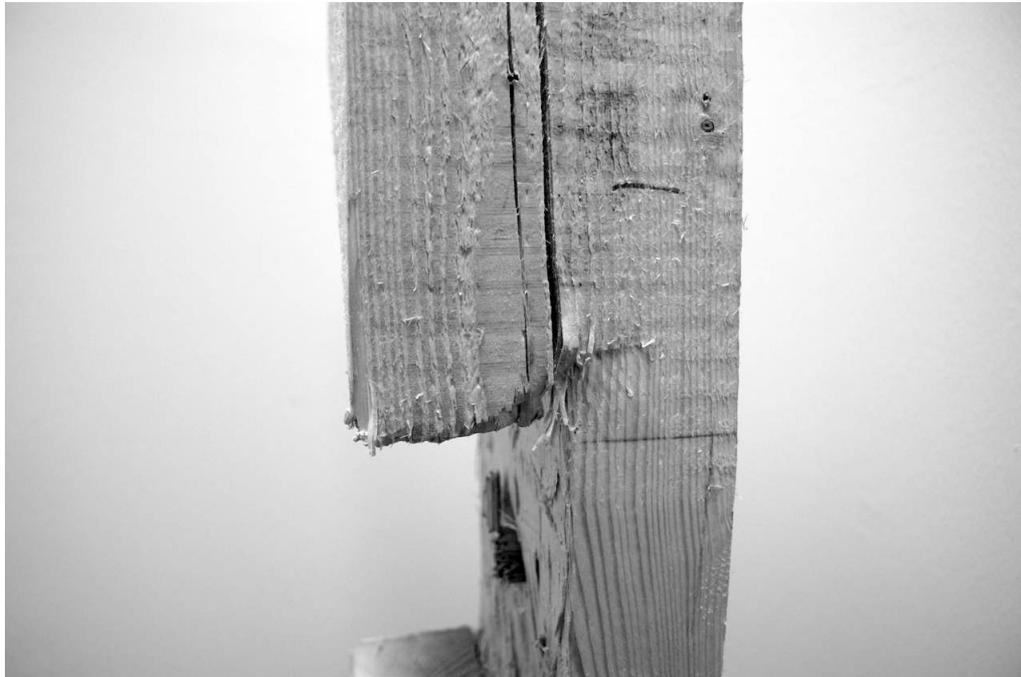


Abb. 4.23: Probe 05: Vertikalbalken nach der Versuchsdurchführung, Ansicht von links

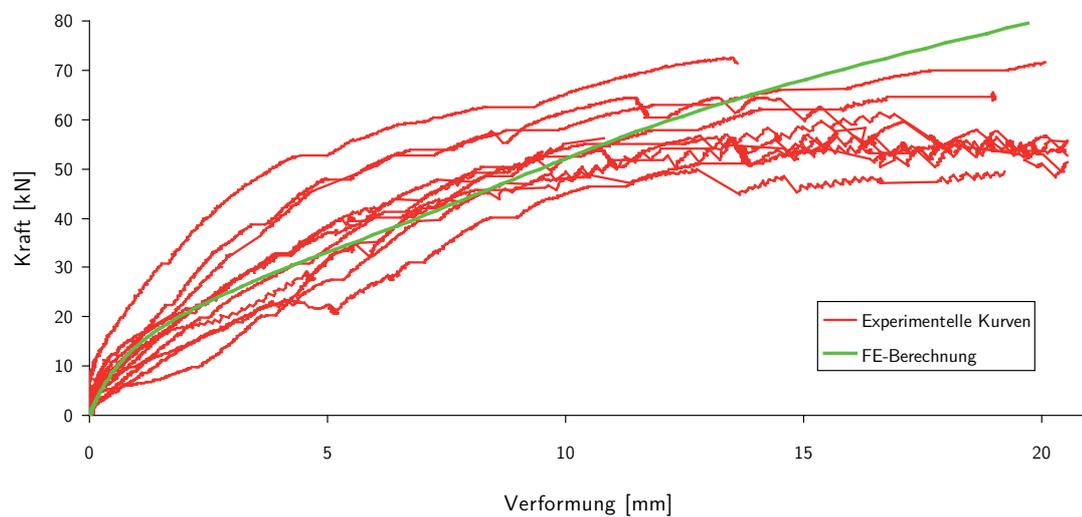


Abb. 4.24: Vergleich der Ergebnisse aus der FE-Vorbereitung mit den experimentell bestimmten Werten

Berechnungen sinnvoll. Neben der Plastizität zeigte die bei den Be- und Entlastungszyklen der Versuche auftretende Hysterese, dass viskoelastische Einflüsse im Materialmodell ebenfalls eine Rolle spielen könnten und daher berücksichtigt werden sollten. Schädigung kann dagegen vernachlässigt werden. Zum anderen ist eine ganz wesentliche Verbesserung der Ergebnisse mit der Modellierung des diskreten Risses an der linken, lastabgewandten Seite des Vertikalbalkens zu erwarten. Sowohl das Last-Verformungsverhalten unter hohen Lasten als auch die maximal aufnehmbare Last F_{max} werden maßgeblich durch diesen Riss dominiert. Ist lediglich der erste Versagenspunkt bei Querkzug- und Schubversagen von Interesse, so eignen sich zur Modellierung linear-elastische bruchmechanische Ansätze, bei denen lineare Spannungs-Rissöffnungsbeziehungen berücksichtigt werden. Sollen neben der Rissentstehung auch dessen Wachstum und Änderungen der Rissfortpflanzungsrichtung sowie das Postkollaps-Verhalten treffend beschrieben werden, so ist die Verwendung von Interface-Elementen zur Abbildung von Verformungsdiskontinuitäten bei der Versagenssimulation sowie die Beschreibung entsprechender Elementformulierungen und Interface-Materialmodelle erforderlich. Ein geeignetes Modellierungsverfahren wird beispielsweise von Schmidt in [140, S. 63–76] vorgestellt.

Aber auch die experimentelle Bestimmung der Steifigkeiten von Überblattungen ist von gewissen Ungenauigkeiten begleitet. Zum einen ist die unterschiedliche Beschaffenheit der einzelnen Holzbalken (Ästigkeit, Schwindrisse, Materialdaten) zu nennen, auf welche man ausgenommen von gewissen Sortiervorgängen im Vorfeld keinen Einfluss hat. Zum anderen stellt es eine gewisse Herausforderung dar, eine Überblattung herzustellen, die mit einer nach historischen Arbeitsweisen gefertigten Überblattung vergleichbar ist. Maschinelle Methoden ermöglichen zwar ein sehr exaktes Arbeiten, aber andererseits führen sie auch zu einem anderen Produkt. Vergleicht man beispielsweise die Oberflächenbeschaffenheit einer traditionell gefertigten mit einer maschinell ausgearbeiteten Überblattung, so zeigen sich deutliche Unterschiede in der Struktur der Fasern. Während bei zimmermannsmäßiger Fertigung die verbleibenden Fasern der Blattsasse ungestört sind, werden sie beim Sägen dem Schnittverlauf folgend abgetrennt. Will man dies vermeiden und eine Verbindung nach althergebrachter Tradition herstellen, so ergibt sich ein anderes Problem. Obwohl die heutigen Zimmerer die entsprechenden Arbeitsweisen zwar kennen und diese auch anzuwenden wissen, sind sie darin dennoch meist nicht geübt. Selbst bei einem diesbezüglich erfahrenen Zimmerer kann man bei Arbeiten mit Holzhammer und Stemmeisen nicht erwarten, dass dieselben Genauigkeiten wie bei maschineller Fertigung erzielt werden, wodurch die Streuung der Eingangsparameter für Versuche zunimmt. Eine weitere Schwierigkeit stellen Schwind- und Torsionsvorgänge des Holzes dar, da sich dadurch die Bohrlöcher, welche gemäß Abb. 4.3 zur Kraftübertragung vom Querträger in das Prüfgerüst erforderlich sind, in ihrer relativen Lage zur Aufhängung ändern können und damit unter Umständen ein Einführen der Bolzen

unmöglich wird. In einem solchen Falle ist ein zweites „Aufbohren“ der Löcher erforderlich, wodurch Schlupfeinflüsse am Versuchsaufbau zunehmen. Zur Vermeidung ausgeprägter Schwind- und Torsionsvorgänge sollte das verwendete Versuchsmaterial nach Möglichkeit von Beginn an unter möglichst gleichbleibenden Temperatur- und Luftfeuchtebedingungen gelagert werden.

4.4. Arbeitslinie für die Modellierung von Überblattungen

Im Folgenden soll noch ein Vorschlag für die Modellierung der Steifigkeiten von Überblattungen mit Versätzen unter 45° gemacht werden. Mit Bezug auf die Modellierungsannahmen in Abschnitt 3.3 soll speziell für Überblattungen der getesteten Geometrie eine neue, abschnittsweise lineare Kennlinie erarbeitet werden. Für eine generelle Anwendbarkeit bzw. für die Entwicklung eines allgemein gültigen Bemessungsverfahrens bedarf es jedoch noch einer Erweiterung der experimentellen Untersuchungen unter Variation der Anschlusswinkel und der Versatztiefen. Zudem sollten die in Abschnitt 4.3 angesprochenen Verbesserungsmaßnahmen an der Modellierung des FE-Modells vorgenommen werden.

Überblattungen in historischen Dachwerken unterscheiden sich von den untersuchten Prüfkörpern insofern, als dass sie über die Jahrhunderte hinweg schon vielen Lastwechseln und auch Belastungsspitzen ausgesetzt waren. Da der Wert der bis zum heutigen Tage erreichten höchsten Last nicht ermittelt werden kann, muss hierfür eine Annahme getroffen werden. Im Folgenden wird davon ausgegangen, dass die Verbindung in ihrer Geschichte bereits mindestens einmalig mit etwa $F = \frac{2}{3} \cdot F_{max} \simeq 40$ kN belastet war. Die plastische Verformung $w_{pl,F=40\text{kN}}$, welcher die Verbindung zu diesem Zeitpunkt bereits unterliegt, kann anhand der Entlastungsäste der 11 Prüfkörper bei $F = 40$ kN ermittelt werden. Eine statistische Auswertung der plastischen Verformungen $w_{pl,F=40\text{kN}}$, deren Mittelwert bei 4,0 mm liegt, ist in Tab. 4.8 angeführt. Ist die Überblattung nun einer Wiederbelastung

Tab. 4.8: Statistische Auswertung der Modellierungsparameter

Parameter	Einheit	Mittelwert	Minimum	Maximum	Stand.abw.
$w_{pl,F=40\text{kN}}$	[mm]	4,04	1,7	6,8	1,5
$F_{w \geq 15\text{mm}}$	[kN]	58,12	47,72	72,51	7,17

ausgesetzt, so folgt ihre Verformung näherungsweise der bereits in Abschnitt 4.2.2 bestimmten lineare Steifigkeit C_{lin} , welche im Zuge der Modellierung auf einen runden Wert von 17000 N/mm abgerundet werden kann.

In einer weiteren Annahme soll davon ausgegangen werden, dass die Verbindung keine weiteren Kräfte mehr übertragen kann, wenn die Verformung der Überblattung größer als 15 mm wird. Die zugehörige Kraft $F_{w \geq 15 \text{ mm}}$ wurde durch Mittelung aller Kräfte bestimmt, die die einzelnen Prüfkörper noch über eine Verformung von 15 mm hinaus aufnehmen konnten. Die Ergebnisse dieser Berechnung sind in Tab. 4.8 angegeben, als Modellierungswert wurde $F_{w \geq 15 \text{ mm}} = 58 \text{ kN}$ gewählt. Um auch der Duktilität der Verbindung Rechnung zu tragen, wird die Last-Verformungskurve abschließend in Form einer horizontalen Linie weitergeführt. Somit kann sich die Verbindung unter gleichbleibender Last noch erheblich verformen. Das graphische Ergebnis des Modellierungsvorganges befindet sich in Abb. 4.25 und liefert unter Berücksichtigung der Vorbelastung der Verbindung eine gute Übereinstimmung mit der FE-Vorberechnung sowie mit der experimentellen Bestimmung. Mit der Kenntnis aus der FE-Vorberechnung, dass für einseitig auf Zug und Druck beanspruchte Überblattungen nur relativ geringe Steifigkeitsunterschiede bestehen, kann die für Zugkräfte modellierte Last-Verformungskurve auch auf den Druckbereich übertragen werden.

Da Klaffungen in der Verbindung durch viele Gründe wie etwa Plastizität oder Schwinden entstehen können, sollte deren Modellierung nicht auf Annahmen basieren, sondern anhand individueller Untersuchungen der Verbindungen im untersuchten Dachwerk erfolgen. Daher soll die Last-Verformungskurve abschließend um den plastischen Verformungsanteil $w_{pl, F=40 \text{ kN}}$ korrigiert werden. Die klaffungsfreie, abschnittsweise lineare Anschlussfeder-Kennlinie für Überblattungen unter einem Winkel von 45° und mit Versätzen von $2,5 \text{ cm}$ Einbindetiefe ist in Abb. 4.26 dargestellt. Sollen nun Klaffungen berücksichtigt werden, so müssen lediglich der Druck- und der Zugast der Last-Verformungskurve um die nötigen Werte nach links bzw. nach rechts verschoben werden. Als Steifigkeit für das Schließen der Klaffungen ist ein kleiner positiver Wert, beispielsweise die Steifigkeit eines einschnittig beanspruchten Holznagels anzusetzen.

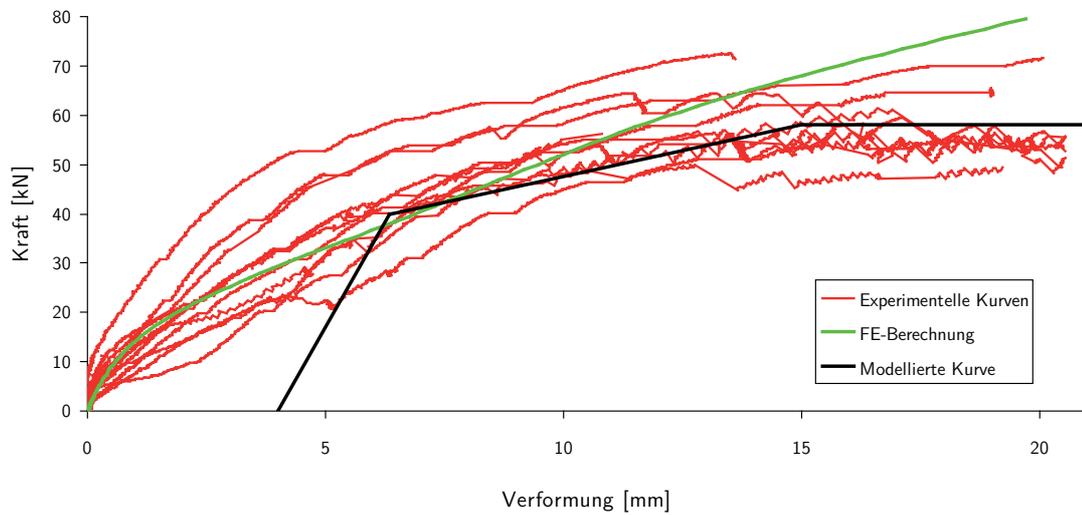


Abb. 4.25: Entwicklung einer stückweise linearen Anschlussfeder-Kennlinie für Überblattungen

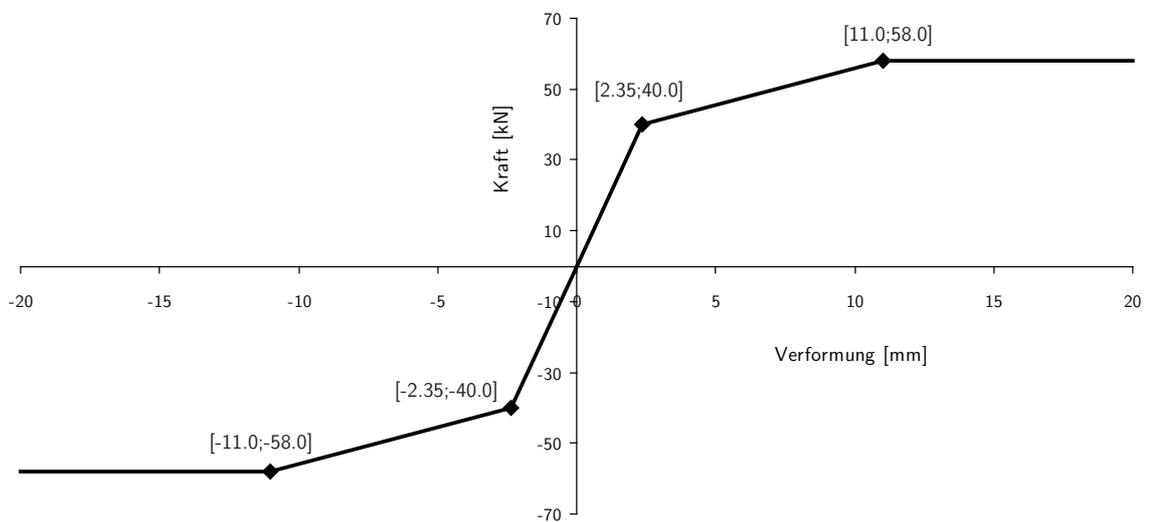


Abb. 4.26: Stückweise lineare Anschlussfeder-Kennlinie für Überblattungen

5. Realitätsnahe Berechnungen barocker Dachwerke

Im Anschluss an die Ermittlung aller erforderlichen, in Kapitel 3 erörterten sowie in Kapitel 4 erweiterten Grundlagen für realitätsnahe Stabwerksberechnungen, wurden jene im Rahmen einer vom Verfasser dieser Arbeit betreuten Diplomarbeit an drei Beispielen angewendet [6]. Im Folgenden sollen die gewonnenen Berechnungsergebnisse eingehender untersucht, gegenübergestellt und erläutert werden. Besonderes Augenmerk soll hierbei auf den Einfluss der nichtlinearen Steifigkeitsmodelle (s. Abschnitt 5.1) und der neu entwickelten Koppelmethode zur Berücksichtigung der räumlichen Lastabtragung (s. Abschnitt 5.2) gelegt werden. Als erstes Beispiel wurde mit dem Dachwerk der Pfarrkirche Tuntenhausen ein offenes, barockes Hallenkirchendachwerk mit gotischen Grundzügen gewählt. Im Gegensatz dazu stellt die anschließend folgende evangelische Ulrichskirche in Augsburg mit ihrem saalartigen Unterbau einen klassischen Vertreter des offenen Barockdachwerks dar. Das dritte untersuchte Objekt wird durch das Dachwerk der Pfarrkirche in Weyarn gebildet, welches der in Bayern sehr häufig vorkommenden Gruppe der offenen, barocken Wandpfeilerkirchendachwerke zuzuordnen ist.

Allgemein sind dem Autor nur wenige Forschungsarbeiten zum realitätsnahen Tragverhalten historischer Dachwerke bekannt. Bedeutende Erkenntnisse wurden im Rahmen des SFB 315 gewonnen. Der Gruppe der sensitiven, offenen Dachwerke wurde dabei jedoch keinerlei Beachtung geschenkt. Görlacher et al. [60] bewiesen in einem ersten zweidimensionalen Berechnungsfall an einem Dachwerk mit durchgehender Zerrbalkenlage, dass die Berücksichtigung linearer Nachgiebigkeiten bei zugbeanspruchten Verbindungen einen bedeutenden Einfluss auf den Schnittkraftverlauf der gesamten Konstruktion hat. Ein Jahr später ergänzten Hauer et al. [68] diesen Ansatz hinsichtlich linearer Nachgiebigkeiten für druckbeanspruchte Verbindungen. Die anschließend an zwei „geschlossenen“ Dachwerken durchgeführten, dreidimensionalen Berechnungen zeigten, dass sowohl die Berücksichtigung der Nachgiebigkeiten von Druckverbindungen als auch die Berücksichtigung der räumlichen Lastabtragung zu einer gleichmäßigeren Lastabtragung und damit zu einer höheren Tragkapazität der Struktur führen. Da sich dreidimensionale Berechnungen als sehr zeitaufwendig erweisen, entwickelten Blass et al. [10] im Anschluss daran

eine iterative Methode zur Berücksichtigung der Räumlichkeit, welche sich in der praktischen Anwendung jedoch ebenfalls als sehr zeitintensiv herausstellte (s. Abschnitt 3.4). Die umfassendsten Untersuchungen zur realitätsnahen Modellierung von ebenen und räumlichen Dachtragwerken stammen von Kraft [101], welche in ihrer Arbeit unterschiedliche Ansätze zur Berücksichtigung der Dehnsteifigkeiten von druck- und zugbeanspruchten Verbindungen (Blatt, Zapfen und Versatz) miteinander vergleicht. In besonderem Maße wird der Frage nachgegangen, welchen Beitrag fachwerkartige Längstragwerke unter der Firstlinie zur räumlichen Lastabtragung leisten. Kritisch ist in diesem Zusammenhang anzumerken, dass durch die ausschließliche Untersuchung eines ganz speziellen Konstruktionstypus keine allgemeinen Rückschlüsse auf weitere Dachkonstruktionen gezogen werden konnten. Nach Meinung des Verfassers hätte Kraft vorzugsweise eine breitere Betrachtung anstellen sollen. Berechnungen, in denen querkraftbedingte oder momenteninduzierte Nachgiebigkeiten Berücksichtigung gefunden hätten, sind dem Autor nicht bekannt.

Im Zusammenhang mit den Forschungsarbeiten des SFB 315 sollen auch noch ein paar Worte zu den damaligen Grenzen beim Arbeiten mit kommerziellen Stabwerksprogrammen gesagt sein. Spezielle Knotenelemente, welche die Kraftübertragung zwischen zwei Knoten durch Federkopplung ermöglichen, wie dies beispielsweise im Rahmen dieser Arbeit geschieht, lagen damals noch nicht vor, so dass eine Umrechnung der Dehnsteifigkeiten nach dem Ersatzstabverfahren erforderlich war. Die Bestimmung von ideellen Querschnittswerten erfolgte in Anlehnung an [113, S. 6–9]. Da die Biegesteifigkeiten der Stäbe jedoch keine Änderung erfahren durften, wurden bei den betroffenen Querschnitten die tatsächlichen Flächenträgheitsmomente angesetzt. Eine weitere Schwierigkeit zeigte sich bei der Berücksichtigung des unterschiedlichen Verhaltens der Verbindungen bei Beanspruchung auf Druck und Zug, da linear elastische Federn beziehungsweise Ersatzstäbe nur die Steifigkeit einer Beanspruchungsart abbilden können. Folglich musste jede Verbindung im Anschluss an eine Berechnung auf ihren tatsächlichen Beanspruchungszustand kontrolliert, die Steifigkeit bei Bedarf angepasst und die Berechnung wiederholt werden. Dies war in einem aufwendigen, iterativen Prozess solange durchzuführen, bis jede Anschlusssteifigkeit der richtigen Beanspruchungsart zugeordnet war. Alleine aufgrund dieser Widrigkeiten befanden sich die damaligen Forschungsprojekte an ihrer technischen Grenze. Görlacher führt als Ausblick auf weitere Forschungsprojekte an, dass weitere Betrachtungen an Dachwerken unter Berücksichtigung von Nichtlinearitäten durchgeführt werden sollten, wenn eine entsprechende Leistungsfähigkeit der Programme sowie geeignete Rechnerkapazitäten vorhanden seien [56, S. 116]. Des Weiteren könne er sich eine Variation der Einflussparameter gut vorstellen.

Nach diesem kurzen Exkurs über den Stand der Forschung sollen nun die im Rahmen der eigenen Berechnungen angesetzten Lastfälle besprochen werden. Neben

dem aus der vorhandenen Konstruktion ermittelten Eigengewicht sollten die statischen Modelle auch mit dem Gewicht der Dachhaut und mit Windlasten gemäß der DIN 1055: Einwirkungen auf Tragwerke - Teil 4 [25] belastet werden. Auf eine Belastung mit Schnee, welche einer Potenzierung der Dachdeckung entspricht, wurde verzichtet. Es folgt daraus die Zusammenstellung der Lastfälle „Eigengewicht und Dachhaut“ sowie „Eigengewicht und Dachhaut mit linksseitig anströmenden Wind“. Die Lastfälle werden im Weiteren als „Eigengewicht“ und als „Eigengewicht + Wind“ bezeichnet. Die Ermittlung der Dach- und Windlasten wird im Folgenden kurz erläutert.

Das Gewicht der Dachhaut wurde abhängig vom betrachteten Dachwerk nach der DIN 1055: Einwirkungen auf Tragwerke - Teil 1 [24] oder durch eigene Gewichtsermittlungen bestimmt. Die Dachdeckung der Wallfahrtsbasilika Tuntenhausen beispielsweise besteht aus einer zweifachen Schieferdeckung, einer Lage Dachpappe und einer 2,7 cm starken Brettschicht. Daraus ergibt sich rechnerisch eine Last von $0,39 \text{ kN/m}$ pro Gespärre. Das Dach der evangelischen Ulrichskirche in Augsburg besitzt dagegen eine Biberschwanz-Doppeldeckung, welche nach DIN 1055-1 inklusive Lattung mit $0,75 \text{ kN/m}^2$ angesetzt werden soll. Da in Augsburg der Abstand der Gespärre circa 1 m beträgt, ergibt sich dieser Wert auch für die wirkende Streckenlast. Die Dachhaut der Pfarrkirche in Weyarn besteht aus 3 Lagen Holzschindeln und einer 4 cm dicken Konterlattung, welche auf einer 4 cm starken Lattung befestigt ist. Darunter folgen 3 Lagen Dachpappe und eine 2,5 cm starke durchgängige Brettschicht. Die Last pro Gespärre beträgt damit $0,44 \text{ kN/m}$. Für die Berechnung der Windlasten wurden sämtliche Dachflächen als Satteldächer betrachtet. Die Ortschaft Weyarn befindet sich in Windzone 1, Augsburg und Tuntenhausen liegen dagegen in Windzone 2. Da keines der untersuchten Dachwerke über 25 m hoch ist, können die vereinfachten Geschwindigkeitsdrücke angenommen werden. Unter Beachtung der entsprechenden Dachgeometrie und Berücksichtigung der jeweiligen Lasteinzugsbreite eines Gespärres ergeben sich die in Tab. 5.1 gezeigten Windlasten, wobei Windsog als negativer Wert angegeben ist. Die Beanspruchung der Dachfläche ist in vier Zonen unterteilt. Zone G ist der windzugewandte untere, Zone H der obere Bereich. Die Zonen I und J bezeichnen die windabgewandte untere beziehungsweise obere Dachfläche.

5.1. Berechnungen unter Berücksichtigung von Nichtlinearitäten

Im folgenden Abschnitt wird an den Bindergespärren der Dachwerke von Tuntenhausen, Augsburg und Weyarn untersucht, in welchem Maße sich unterschiedli-

Tab. 5.1: Windlasten, bezogen auf die Lasteinzugsbreite eines Gespärres

Zonenlasten [kN/m]	Tuntenhausen	Augsburg	Weyarn
Zone G	0.568	0.630	0.693
Zone H	0.510	0.585	0.614
Zone I	-0.325	-0.360	-0.396
Zone J	-0.405	-0.450	-0.495

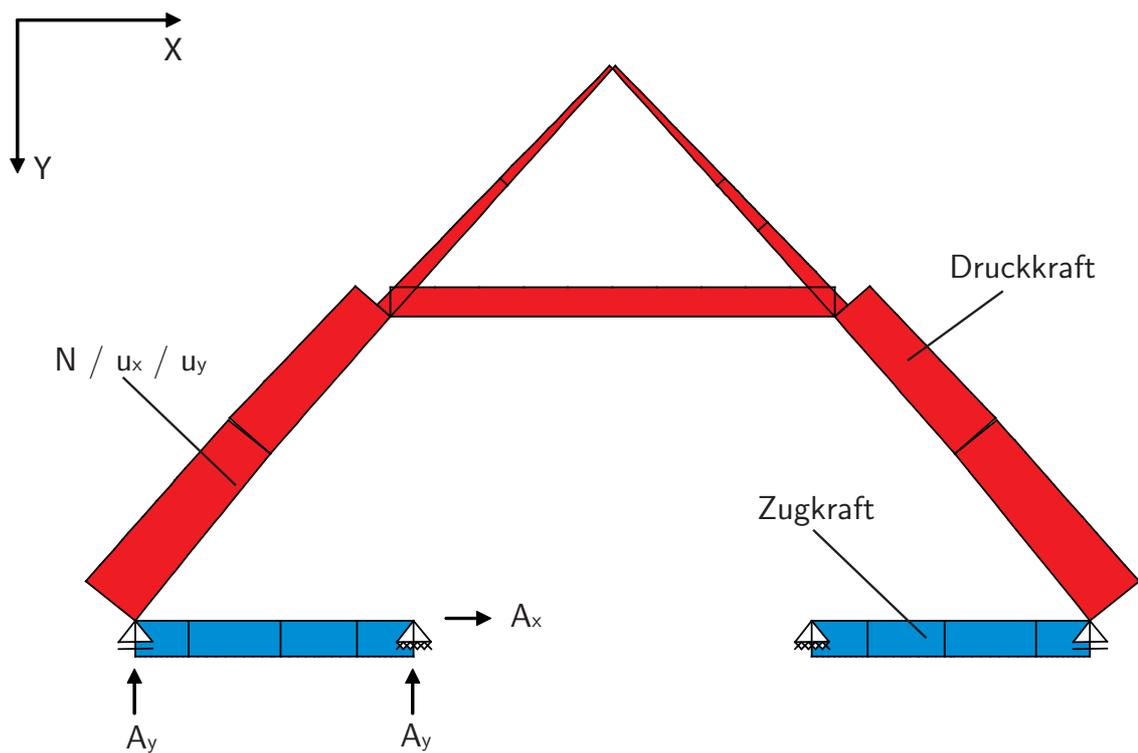


Abb. 5.1: Beispiel für die Bilddarstellung

che Anschlussmodellierungen auf den Normalkraftverlauf, die Verschiebungen und die Auflagerkräfte auswirken. Hierbei werden vier verschiedene Modelle betrachtet. Im ersten Fall wurde lediglich zwischen starrer und gelenkigen Einspannung unterschieden, die Normalkraft- und Querkraftübertragung erfolgte vollständig. Dies entspricht dem bereits aus Kapitel 2 bekannten Ansatz, welcher im Zuge der Vergleichbarkeit der Ergebnisse an dieser Stelle erneute Anwendung finden soll. Beim zweiten Modell wurde das Verhalten der zimmermannsmäßigen Verbindungen durch Federn abgebildet, welche einer linearen Beziehung zwischen Schnittkraft und Verformung unterliegen. Dabei wird für Normalkräfte die Anfangssteifigkeit bezüglich der Haupttragrichtung des jeweiligen Anschlusses nach Abschnitt 3.3 angesetzt. Die Querkraftübertragung sollte mit einer Federsteifigkeit von $C_Q = 10000 \text{ kN/mm}$ kaum einer Begrenzung unterliegen. Bei den Verdrehsteifigkeiten wird für Versätze und Zapfenverbindungen eine geringe Einspannwirkung von $C_\varphi = 5,7 \text{ kNm/rad}$ angenommen, da sich diese Anschlüsse nahezu gelenkig verhalten. Für Verblattungen jeglicher Art wird dagegen eine Steifigkeit von $C_\varphi = 114 \text{ kNm/rad}$ angegeben, da diese Verbindungen durchaus Steifigkeiten aufweisen, die berücksichtigt werden sollten (s. dazu auch Kapitel 6). Iterative Neuberechnungen wurden nicht durchgeführt. Darauf aufbauend fanden im dritten Modell die in Abschnitt 3.3 beschriebenen, nichtlinearen Normalkraft-Verformungs-Modelle Verwendung. Das vierte Modell wurde um die ebenfalls in Abschnitt 3.3 beschriebenen Klaffungen im Rahmen der Normalkraftübertragung erweitert. In der folgenden Untersuchung wurde ausgewählten Zapfenverbindungen, Anblattungen und Überblattungen ein pauschaler Klaffungswert $k = 5 \text{ mm}$ zugewiesen. Die angesprochenen Modelle werden im Weiteren als „Starr“, „Linear“, „Nichtlinear“ und „Nichtlinear + Klaffung“ bezeichnet. Effekte der räumlichen Lastabtragung bleiben an dieser Stelle noch gänzlich unberücksichtigt. Für die Modellierung der gebetteten Lagerung zwischen Kehlbalken und Spannriegel bei liegenden Stühlen wurde jedoch beginnend mit dem Modell „Linear“ auf das in Abschnitt 3.4 vorgestellte, dimensionslose Koppелеlement zurückgegriffen. Das Schema für die Beschriftung aller noch folgenden Abbildungen ist in Abb. 5.1 dargestellt. Demnach werden Zugkräfte blau und positiv, Druckkräfte dagegen rot und negativ dargestellt. Zugkräfte überdecken Druckkräfte. Die positive X-Richtung ist nach rechts, die positive Y-Richtung nach unten gerichtet. Auswertungspunkte sind mit dem Wert der Normalkraft, der Verschiebung in X- sowie der Verschiebung in Y-Richtung beschriftet. Auflager werden, abhängig vom Auflagertyp, mit X- und Y-Wert beschrieben, wobei die Orientierung der Kraft durch die Pfeilrichtung definiert wird.

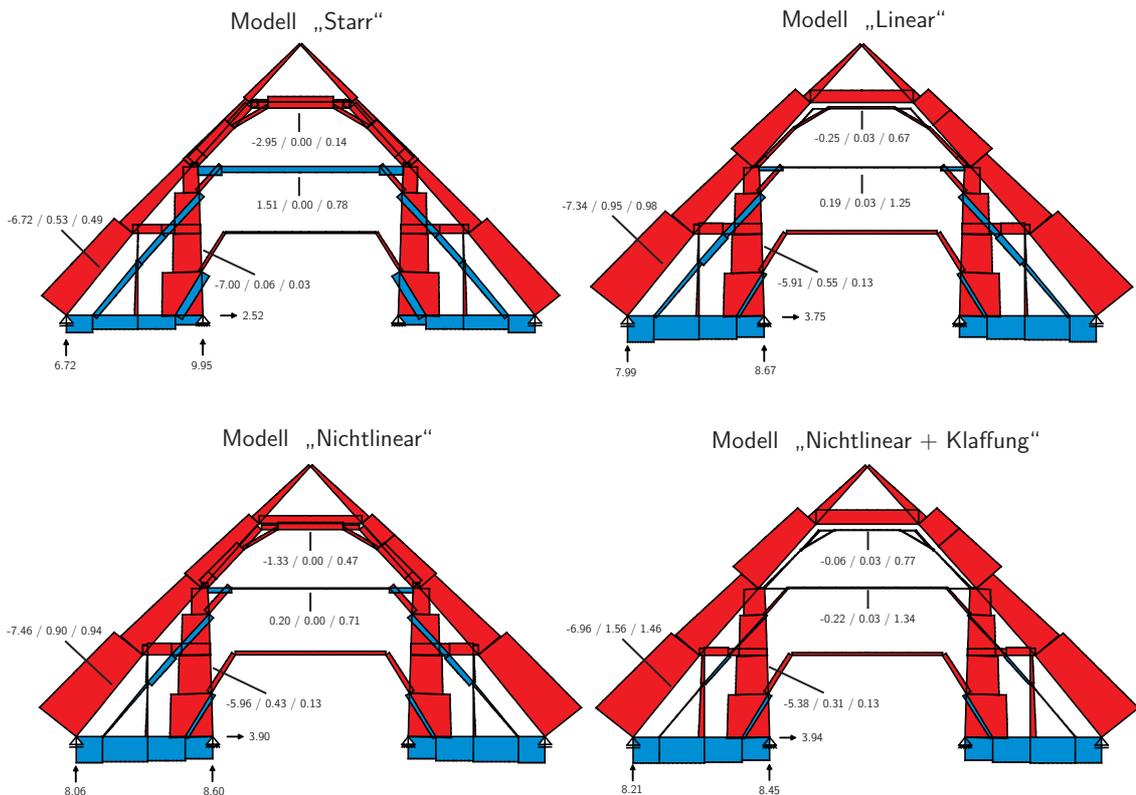


Abb. 5.2: Tuntenhausen, Lastfall „Eigengewicht“

5.1.1. Das Dachwerk der Pfarrkirche Tuntenhausen

Als erstes soll nun das Dachwerk der Wallfahrtsbasilika in Tuntenhausen im Lastfall „Eigengewicht“ eingehender betrachtet werden. Für die folgende Auswertung sind die Berechnungsergebnisse der vier unterschiedlichen Modellierungsansätze in Abb. 5.2 gegenübergestellt. Beim „starren“ Modell ist zu erkennen, dass Zugkräfte entlang der äußeren, sparrenparallelen Steigstreben und weiter durch den Kehlbalcken des hohen stehenden Stuhles laufen. Die Stuhlsäulen wiederum leiten ihrerseits große Druckkräfte in die inneren Auflager und die Sparren stehen unter von oben nach unten ansteigender Druckkraft. Der im oberen Stockwerk befindliche liegende Stuhl ist einheitlich auf Druck belastet. Die vertikalen Auflagerkräfte werden zu circa 40 % vom äußeren und zu 60 % vom inneren Auflager übernommen. Der Horizontalschub des inneren Auflagers entspricht ungefähr 25 % der ankommenden, vertikalen Kraft. Die größten Verformungen stellen sich mit ca. 2 mm im untersten Kehlbalcken ein und überschreiten ansonsten kaum die Grenze von einem Millimeter. Beim „linearen“ Modell bewirken die nun berücksichtigten Nachgiebigkeiten

der Verbindungen, dass die inneren Strukturen des Dachwerkes „weicher“ werden und somit geringere Kräfte übertragen. Folglich verringern sich die Zugkräfte in den inneren und äußeren Steigstreben um etwa 25 %. Auch im Kehlbalken des hohen stehenden Stuhles sinkt die Kraft von 1,51 kN auf 0,19 kN deutlich ab. Weiterhin nehmen die stehenden Stuhlsäulen circa 1,1 kN weniger an Kraft auf. Der liegende Stuhl ist im Vergleich zum „starr“ Modell sogar nahezu unbelastet. Als Folge der Abnahme der Kräfte in den inneren Strukturen kommt es in den Sparren zu einer Erhöhung der Druckkräfte um 10 %. Dadurch verteilen sich die vertikalen Auflagerkräfte nun nahezu gleichmäßig auf die inneren und äußeren Auflager. Die Schubkräfte am inneren Auflager erhöhen sich deutlich um 50 %. Trotz all dieser Umlagerungsprozesse ändert sich der Lastabtragungsmechanismus nicht. Die Verformungen der Struktur nehmen erkennbar zu. Kritische Werte werden jedoch nicht erreicht. Betrachtet man nun das Modell „Nichtlinear“, zeigt sich eine weitere geringfügige Abschwächung der Zugkräfte in den Steigstreben. Der liegende Stuhl wird nun wieder mit geringen Druckkräften beansprucht. Die Kraft im Spannriegel steigt von 0,25 kN auf 1,33 kN an. Ein geringer Teil der Lasten verlagert sich von den Dachsparren in die stehenden Stuhlsäulen zurück. Die eintretenden Verformungen sind meist geringfügig kleiner als die des Vorgängermodells. Im Modell „Nichtlinear + Klaffung“ ändert sich im Wesentlichen nichts mehr am Kraftverlauf. Die stehenden niedrigen Stuhlsäulen erhalten erstmals nennenswerte Druckkräfte von bis zu 1 kN und die Druckkraft im Spannriegel des liegenden Stuhls verringert sich bis auf 0,06 kN. Die Kräfte in den sparrenparallelen Streben sinken auf nahezu Null ab, da diese ausschließlich durch klaffende Verblattungen gekennzeichnet sind. Allgemein unterliegen sämtliche mit Klaffungen versehenen Anschlüsse großen Verformungen, so dass sich die Verschiebungen des Dachwerks deutlich erhöhen. Im Vergleich zum Modell „Nichtlinear“ sind sie um bis zu 80 % größer.

Betrachtet man den Lastfall „Eigengewicht + Wind“ in Abb. 5.3, so erkennt man im Modell „Starr“ auffällige Kraftverläufe im Bereich der oberen Kopfbänder. An diesen Stellen wird ein Schwachpunkt der unnachgiebigen Modellierung sichtbar, da die Kräfte hier „im Kreis laufen“. Die luvseitige, innere Stuhlsäule trägt vom Wind erhöhte, große Druckkräfte ab. Die leeseitigen Stuhlsäulen dagegen werden durch den Windsog entlastet, was zu einer Reduzierung der Druckkraft führt. In der äußeren stehenden Stuhlsäule treten sogar, bedingt durch die angesetzte, geringe Zugsteifigkeit der Verbindungen, Zugkräfte auf. Die luvseitige innere Steigstrebe steht bis zur hohen stehenden Stuhlsäule unter Zugkraft, die leeseitige unter geringer Druckbeanspruchung. Die Verformungen sind mit ca. 2 mm im untersten Kehlbalken und 1,32 mm an der Luvseite des liegenden Stuhls am höchsten. Die vertikalen Auflagerkräfte konzentrieren sich im inneren luvseitigen und dem äußeren leeseitigen Auflager. Im inneren windabgewandten Auflager übersteigen die horizontalen Kräfte die vertikalen, was durch den starken Windsog zu begründen ist. Aufgrund

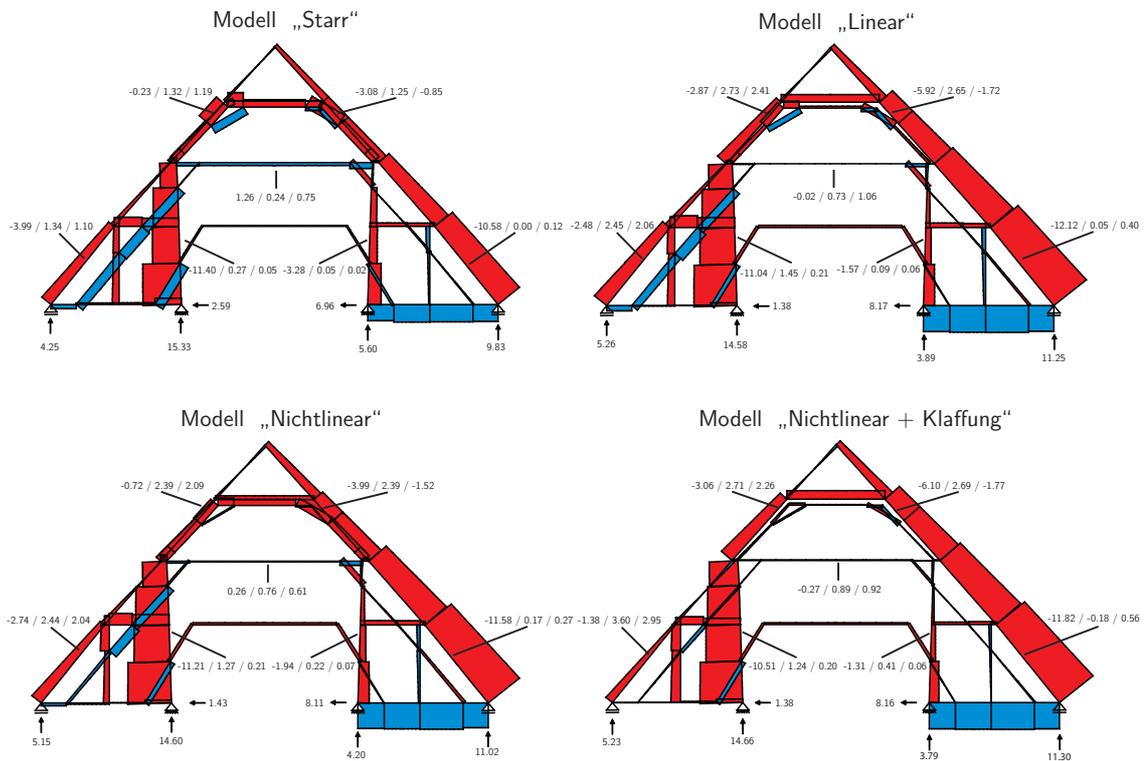


Abb. 5.3: Tuntenhausen, Lastfall „Eigengewicht + Wind“

des Winddruckes hat die innere, windzugewandte horizontale Auflagerkraft ihre Richtung geändert, es herrschen geringe Druckkräfte im Zerrbalken. Dem Verfasser dieser Arbeit ist durchaus bewusst, dass ein derartiges Verhalten der Auflager bei einem Reibungskoeffizienten von $\mu < 1$ eigentlich nicht möglich und in deren unzureichenden Modellierung begründet ist. Da es jedoch das vorrangige Ziel der Berechnungen ist, den Einfluss der Anschlussnachgiebigkeiten auf das Tragverhalten von Dachwerken zu untersuchen, soll dieser Effekt, welcher bei allen untersuchten Dachwerken im Lastfall „Eigengewicht + Wind“ auftrat, in den folgenden Betrachtungen unberücksichtigt bleiben. Eine kritische Würdigung des eigenen Vorgehens sowie Ansätze zur Verbesserung der Auflagermodellierung finden sich in Abschnitt 5.3. Beim Modell „Linear“ ändert sich die Beanspruchung ähnlich, wie bereits zuvor im Lastfall „Eigengewicht“ beobachtet. Die Zugkräfte verringern sich mit Ausnahme des Zerrbalkens im gesamten System und die Druckkräfte verlagern sich leeseitig von den Stuhlsäulen in die Sparren. Der mittlere Kehlbalken nimmt mit einer Zugkraftänderung von 1,28 kN auf -0,02 kN an der Lastabtragung praktisch nicht mehr teil. Die Verschiebungen steigen an der windzugewandten Seite des liegenden Stuhls bis auf 2,53 mm und auch im Gesamtsystem erkennbar an. Das „nichtlinea-

re“ Modell weist bis auf eine weitere Verringerung der Zugkraft in der luvseitigen äußeren Steigstrebe und einer geringfügigen Verringerung der Sparrenlasten zugunsten der Stuhlsäulen keine nennenswerten Änderungen im Schnittkraftverlauf auf. Die Verschiebungen nehmen etwas ab, da die auf Druck beanspruchten Überblatungen größere Steifigkeiten aufweisen. Beim Modell „Nichtlinear + Klaffung“ sind die deutlichsten Änderungen das Abfallen der Kräfte in den Steigstreben sowie im liegenden Stuhl. Im windzugewandten Sparren treten jetzt im mittleren und oberen Bereich Zugkräfte anstatt von Druckkräften auf. Diese Effekte können der deutlichen Verformungszunahme zugeschrieben werden. So erhöhen sich die Verschiebungen in einem ähnlich hohen Maße wie im Lastfall „Eigengewicht“ beispielsweise bis auf 3,60 mm Durchbiegung des Dachsparrens im Bereich des niedrigen stehenden Stuhles.

Zusammenfassend ist zu erkennen, dass sich sämtliche Modellierungen nur im Detail voneinander unterscheiden. Der wirkende Lastabtragungsmechanismus weist keine Abhängigkeit von der Genauigkeit der Anschlussmodellierung auf. Mit zunehmender Präzisierung der Anschlussmodellierung ist jedoch eine Umlagerung der Kräfte verbunden. Die Steigstreben sowie die Kehlbalkenlage des hohen stehenden Stuhls verlieren dabei fast komplett ihre Bedeutung als Zugband, um den Bogenschub des Dachwerkes kurzzuschließen. Zudem lagern sich Kräfte von den Stuhlsäulen in die Sparren um und die Zugkräfte in den Stichbalken erhöhen sich. Die gesamte innere Struktur des Dachwerkes verliert also im Vergleich zum äußeren Rahmen an Bedeutung. Der Normalkraftverlauf wirkt im Allgemeinen homogener, singuläre Überlastungen einzelner Anschlüsse sind somit unwahrscheinlicher. Da sich die untersuchten Modelle zunehmend nachgiebiger verhalten und bei gleicher Kraft größere Verformungen zulassen, nehmen die Verschiebungen des Systems deutlich zu.

5.1.2. Das Dachwerk der evangelischen Ulrichskirche in Augsburg

Als Nächstes soll das Dachwerk der evangelischen Ulrichskirche in Augsburg näher betrachtet werden. Die Ergebnisse für den Lastfall „Eigengewicht“ sind in Abb. 5.4 dargestellt. Der Normalkraftverlauf am Modell „Starr“ zeigt, dass die Kreuzstreben sowie der obere Teil der Hängesäule mit bis zu 21,40 kN große Zugkräfte übertragen. In Verbindung mit den druckbeanspruchten Sparren bildet sich ein Fachwerk mit geknicktem Ober- und Untergurt aus, wobei sich die Druckkraft im unteren Bereich der Daches zwischen den Stuhlsäulen und den Sparren aufteilt. Alle weiteren Konstruktionselemente wie etwa der obere liegende Stuhl, die beiden Kehlbalken sowie die oberen Abschnitte der Kreuzstreben übertragen nur geringe Kräfte. Da die Kreuzstreben in St. Ulrich ungewöhnlicherweise über die Sparren hinaus an die

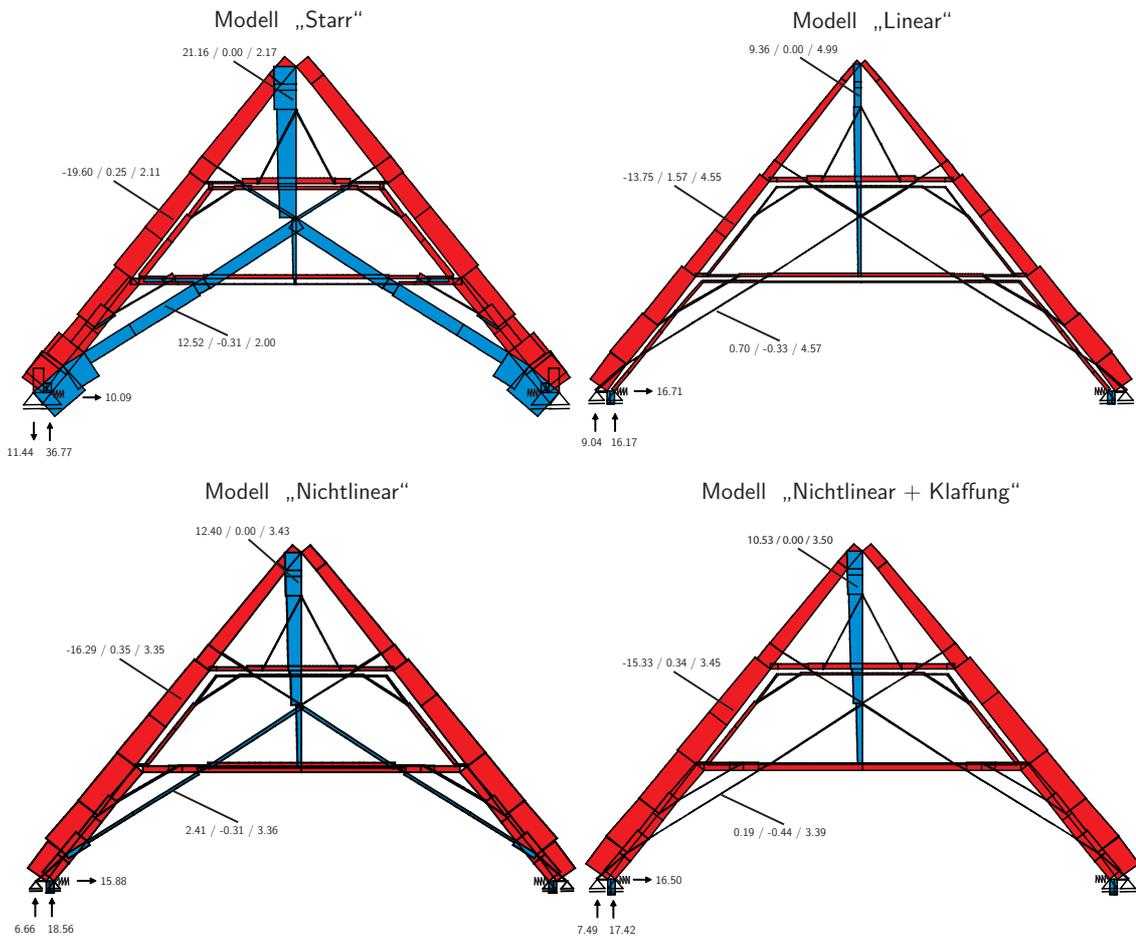


Abb. 5.4: Augsburg, Lastfall „Eigengewicht“

beiden äußeren Auflager laufen, versuchen diese unter einer Zugbeanspruchung von 11,44 kN abzuheben. Infolge dessen stehen die beiden inneren Auflager unter einer hohen Druckbeanspruchung von 36,77 kN. Die wirkenden Schubkräfte betragen mit 10,09 kN etwa 40 % der ankommenden Vertikalkräfte. Durch die in horizontaler Richtung nachgiebige Modellierung des Unterbaues mit einer Federsteifigkeit von $C = 5 \text{ MN/m}$ kommt es schon jetzt zu Verformungen von bis zu 2,7 mm. Das Modell „Linear“ zeigt im gleichen Lastfall einen völlig anderen Schnittkraftverlauf. Die Zugkräfte in den Kreuzstreben sind mit 0,70 kN nahezu verschwunden. Die alleinige Aufgabe der Hängesäule besteht nun darin, die Kehlbalken und Spannriegel zu halten, wodurch sich die Zugkräfte um 56 % deutlich verringern. Die Haupttragwirkung ändert sich zu einer Art polygonalem Bogen, welcher vorrangig aus den beiden Sparren und in geringem Maße aus den Kehlbalken des Systems gebildet wird. Die vertikale Auflagerkraft teilt sich als Druckkraft im Verhältnis 35:65 auf.

Die Schubkraft erhöht sich von 10,09 kN auf 16,71 kN und beträgt damit ungefähr 66 % der vertikalen Auflagerkräfte. Die Gesamtverformungen erhöhen sich um circa 100 %. Die Modelle „Nichtlinear“ und „Nichtlinear + Klaffung“ verhalten sich ähnlich wie im Falle der linearen Anschlussmodellierung und zeigen im unmittelbaren Vergleich kaum Unterschiede. Im Folgenden soll daher lediglich das Modell „Nichtlinear + Klaffung“ besprochen werden. In diesem Fall sind die Zugkräfte in den Kreuzstreben mit 0,19 kN nahezu komplett verschwunden. In der Hängesäule dagegen erhöhen sie sich auf 10,53 kN. Die vertikale Auflagerkraft teilt sich nun als Druckkraft im Verhältnis 30:70 auf, die Schubkraft erfährt keine nennenswerte Änderung. Die Verformungen nehmen trotz der Berücksichtigung von Nichtlinearitäten nicht merklich zu. Dies liegt darin begründet, dass die inneren Strukturen des Dachwerks kaum Einfluss auf das Tragverhalten des Dachwerks nehmen.

Der Lastfall „Eigengewicht + Wind“ nach Abb. 5.5 zeigt am „starren“ Modell wie auch schon im Lastfall „Eigengewicht“ das statische System eines Fachwerkes mit geknicktem oberem und unterem Gurt. Der Normalkraftverlauf lässt erkennen, dass sich die Zugkräfte in der luvseitigen Kreuzstrebe um 58 % erhöhen und in der lee-seitigen in ähnlichem Umfang abschwächen. Der restliche Innenausbau ist bis auf die unteren Stuhlsäulen kaum belastet. Die vertikale Auflagerkraft teilt sich erneut in eine hohe Zug- und eine hohe Druckkomponente. Im Vergleich mit dem Lastfall „Eigengewicht“ erkennt man, dass das System sowohl hinsichtlich der Schnittkräfte als auch in Bezug auf die Verformungen nur in geringem Maße auf Windlasten reagiert. Die maximalen Verformungen liegen mit 2,71 mm Sparrenbiegung im Bereich des oberen liegenden Stuhles. Bei einem Vergleich der Modelle „Linear“, „Nichtlinear“ und „Nichtlinear + Klaffung“ untereinander zeigen sich kaum Unterschiede im Schnittkraftverlauf. Folglich soll lediglich auf das Modell „Nichtlinear + Klaffung“ eingegangen und mit dem „starren“ Modell verglichen werden: Die Zugkraft in der Hängesäule ist fast genau so groß wie im vorherigen Lastfall und halbiert sich im Vergleich zum Modell „Starr“. Die Last in den beiden Dachsparren verringert sich um circa 20 %. Die Kreuzstreben übertragen an den Auswertepunkten jetzt nur noch 3,79 kN Zug- beziehungsweise 3,40 kN Druckkraft. Dadurch entstehen größere Schubkräfte an den Auflagern von insgesamt 33,81 kN. In ganz besonderem Maße fallen aber die enorm gestiegenen Verformungen ins Auge. Sie liegen teilweise beim Achtfachen der vorausgegangenen Werte und erreichen ihr Maximum ebenfalls an den Sparren im Bereich des oberen liegenden Stuhles mit 12,48 mm in X- und 11,98 mm in Y-Richtung.

Anstelle der nachgiebigen Lagerung des Dachwerks durch horizontal wirkende Federn soll in einem weiteren Schritt untersucht werden, wie sich das System verhält, wenn von festen Auflagern ausgegangen wird, welche mit einer nach außen gerichteten, horizontalen Auflagerverschiebung von je 2,5 cm versehen sind (Abb. 5.6). Unter dieser Annahme bleiben die horizontalen Auflagerbeanspruchungen im Ver-

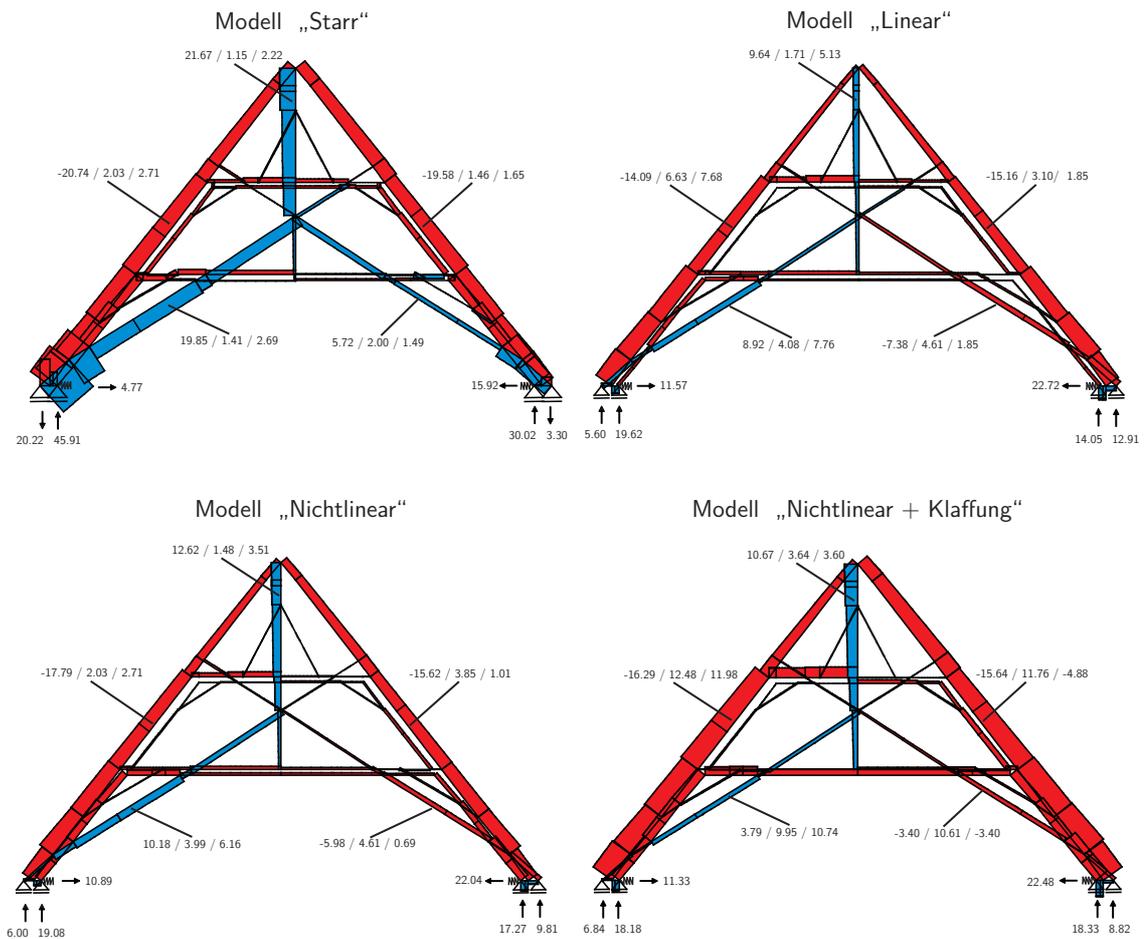


Abb. 5.5: Augsburg, Lastfall „Eigengewicht + Wind“

gleich zum Federmodell in etwa gleich, jedoch bildet sich im Inneren der Struktur ein Zugband entlang der unteren Stuhlsäule und des unteren Spannriegels aus. Dadurch stehen die inneren vertikalen Auflager unter Zug und die äußeren unter entsprechend hoher Drucklast. Die Kreuzstreben haben nur noch im unteren luvseitigen Bereich Anteil an der Zugkraftabtragung. Die Sparrenlasten und die Zugbeanspruchung der Hängesäule erhöhen sich deutlich. Die beiden Kehlbalken fungieren als Druckstreben und der gesamte obere liegende Stuhl ist ausgeschaltet. Die Verformungen sind aufgrund der Auflagerverschiebungen und der Klaffungen, welche vor der Kraftübertragung überwunden werden müssen, sehr hoch.

In der Gesamtbetrachtung ergibt sich vom Dachwerk St. Ulrich in Augsburg folgendes Bild: Mit dem Wechsel zu nachgiebigen Verbindungsmodellierungen ändert sich der Lastabtragungsmechanismus des Systems. Die Fachwerkwirkung geht dabei

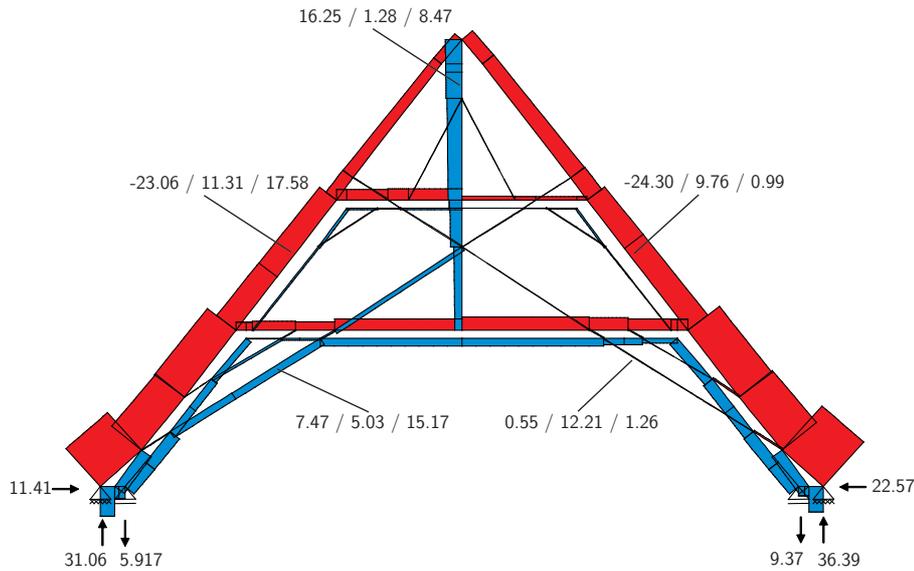


Abb. 5.6: Augsburg, Modell „Nichtlinear + Klaffung“ mit Auflager-verschiebung, Lastfall „Eigengewicht + Wind“

zugunsten der Sparren verloren. Damit verlieren die Kreuzstreben ihre Bedeutung und die vertikalen Auflagerkräfte verlagern sich in großem Maß nach außen. Es entsteht ein polygonales Bogentragwerk. Während die Berücksichtigung von Nichtlinearitäten unabhängig vom untersuchten Lastfall keine wesentlichen Änderungen der Normalkraftverläufe bewirkt, trifft dies nicht auf die Verformungen zu. Vor allem im Lastfall „Eigengewicht + Wind“ nehmen diese deutlich zu. Das statische System reagiert folglich sehr „gutmütig“ auf Windlasten, die zusätzlichen Kräfte werden unter Inkaufnahme großer Verformungen im Dachwerk verteilt und erzeugen kaum Spannungsmaxima. Im Falle der angesetzten Auflagerverschiebung ist zu erkennen, dass unterschiedliche Definitionen der Auflagerbedingungen auch deutlich voneinander abweichende Ergebnisse nach sich ziehen können. Dies bestätigt die Notwendigkeit einer genauen Analyse des Dachwerkunterbaus für eine realitätsnahe Berechnung.

5.1.3. Das Dachwerk der Pfarrkirche Weyarn

Abschließend soll das Dachwerk der Wandpfeilerkirche in Weyarn untersucht werden. Dieses zeigt ein ganz anderes Verhalten als zuvor bei St. Ulrich in Augsburg beobachtet. Man erkennt in Abb. 5.7 im Lastfall „Eigengewicht“, dass die Hängesäule das einzige Zugglied des Systems darstellt. Die Reste der als ausgerissen modellierten Diagonalen übertragen fast keine Kraft und auch der liegende Stuhl wird

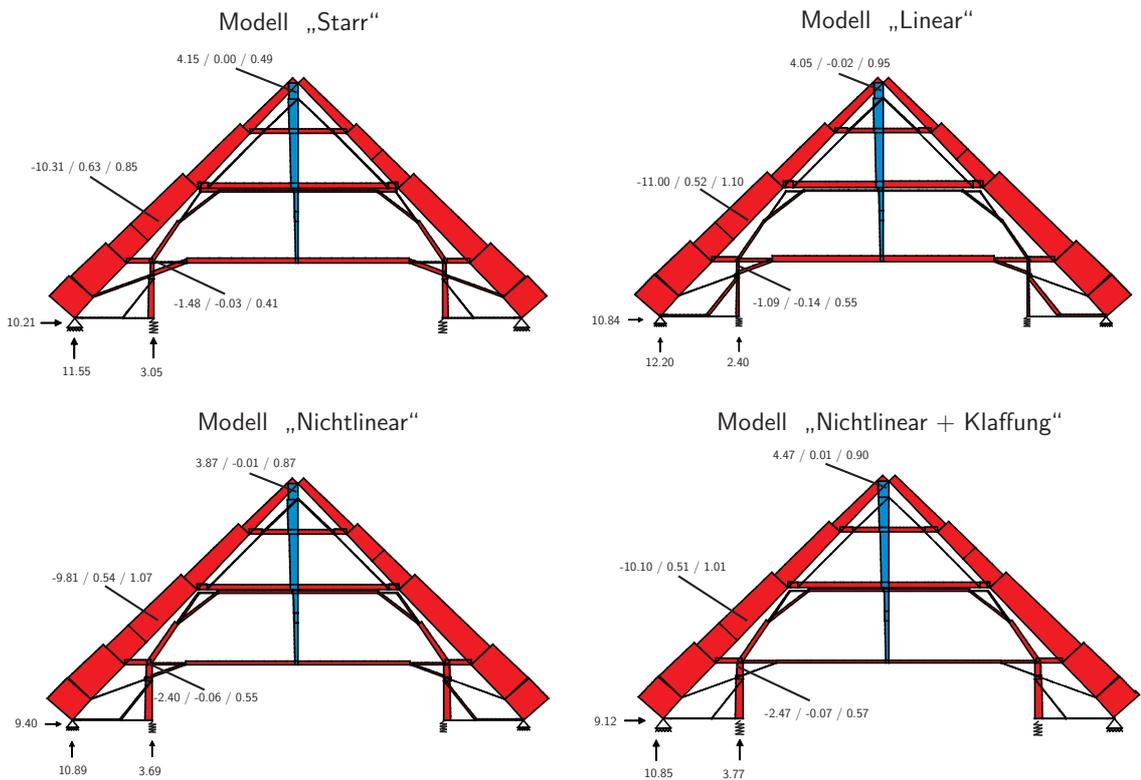


Abb. 5.7: Weyarn, Lastfall „Eigengewicht“

kaum beansprucht. Ebenso nehmen die Stichbalken sowie die Abstreben der Hängesäule nicht an der Lastabtragung teil. Der stehende Stuhl steht aufgrund seiner vertikal nachgiebigen Lagerung ebenfalls nur unter geringer Druckbeanspruchung von 3,05 kN. An den äußeren Auflagern kommen dagegen 11,55 kN an. Der Großteil der entstehenden Druckkräfte wird demnach über die Dachsparren direkt in die äußeren Auflagern geleitet. Als Lastabtragungsmechanismus ist unverkennbar eine Bogentragwirkung vorhanden, wobei die Wandpfeiler die entstandenen Schubkräfte von je 10,21 kN aufnehmen. Damit dient nahezu der gesamte Innenausbau zwar der Aussteifung und dem Aufrichten des Gesamtsystems, überträgt in diesem Lastfall aber offensichtlich kaum externe Kräfte. Lediglich die drei Kehlbalken des Dachwerks fungieren als weitere Druckglieder des Bogens. Die Normalkräfte ändern sich vom Modell „Starr“ bis hin zum Modell „Nichtlinear + Klaffung“ nur in geringem Maße. Die Stuhlsäulen werden etwas stärker beansprucht und auch die Zugkraft in der Hängesäule erhöht sich leicht um 0,42 kN. Dieser Zugkraftanstieg hat seine Ursache vorrangig in der größeren Verformung der Kehlbalken. Allgemein erhöhen sich die Verformungen im Gesamtsystem um circa 20 %. Durch die Mehrbeanspruchung der inneren Strukturen nimmt der Dachschub um etwa 11 % ab.

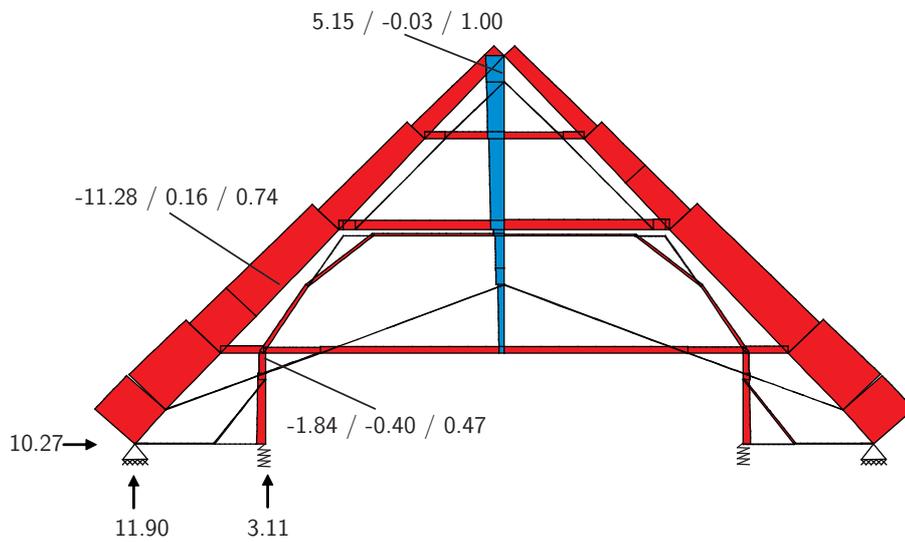


Abb. 5.8: Weyarn, Modell „Nichtlinear + Klaffung“ mit intakten Diagonalen, Lastfall „Eigengewicht“

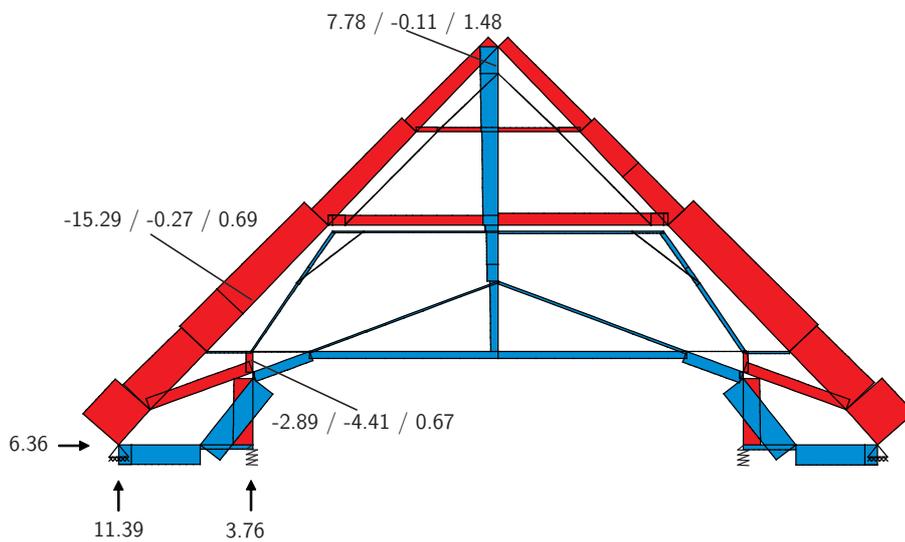


Abb. 5.9: Weyarn, Modell „Nichtlinear + Klaffung“ mit intakten Diagonalen und Auflagerverschiebung, Lastfall „Eigengewicht“

Auch wenn man die ausgerissenen Diagonalen als intakt in das Modell „Nichtlinear + Klaffung“ integriert, ändern sich die Schnittkräfte aufgrund der unverschieblichen Auflager nur unwesentlich, da die Diagonalen lediglich 0,08 kN Zugkraft übertragen (Abb. 5.8). Die Hängesäule jedoch muss nun auch die Diagonalstreben halten, was zu einer weiteren Erhöhung der Zugkraft auf 5,15 kN führt. Im weiteren Verlauf der Analyse soll auch bei diesem Dachwerk eine horizontal nach außen gerichtete Auflagerverschiebung von 2,5 cm je Wandpfeiler angenommen werden. Wie in Abb. 5.9 zu erkennen ist, bildet sich auch hier ein Zugband im Inneren der Struktur aus. Die Zugkräfte werden größtenteils entlang der Stichbalken, den Abstreben des stehenden Stuhls, der Diagonalstreben sowie des unteren Kehlbalkens geführt. Nur etwa 25 % der Zugkräfte laufen entlang der Diagonalen an die Hängesäule. Des Weiteren wird ein geringer Teil der Zugkräfte aufgrund der großen Verschiebungen auch über den liegenden Stuhl im oberen Stockwerk übertragen.

Der Lastfall „Eigengewicht + Wind“ zeigt für das „starre“ Modell, dass die inneren Strukturen, im Vergleich zum vorausgegangenen Lastfall, deutlicher zum Lastabtrag herangezogen werden und Kräfte übernehmen (Abb. 5.10). Die windzugewandten liegenden und stehenden Stuhlsäulen tragen mit bis zu 12,16 kN hohe Druckkräfte ab, die windabgewandten stehen mit bis zu 11,1 kN unter hoher Zugbeanspruchung. Demzufolge steht auch der leeseitige stehende Stuhl sowie das zugehörige vertikale Auflager unter Zugkraft. Betrachtet man die reale Ausführung der Verbindungen der Stuhlkonstruktionen, so ist sofort ersichtlich, dass dieser Schnittkraftverlauf die Realität noch nicht hinreichend genau abzubilden vermag. Die Verformungen sind mit bis zu 3,49 mm Durchbiegung des Dachsparrens im Bereich des liegenden Stuhles deutlich höher als im Lastfall „Eigengewicht“. Betrachtet man anschließend die drei verbleibenden Modelle untereinander, so zeigen sich erneut kaum Unterschiede. Daher soll lediglich das Modell „Nichtlinear + Klaffungen“ einem Vergleich mit dem Modell „Starr“ unterzogen werden. Bei diesem erkennt man zum einen eine 40 prozentige Verlagerung der luvseitigen Druckkraft vom Dachsparren in die Stuhlsäule und zum anderen ein nahezu komplettes Verschwinden der Zugkraft in den leeseitigen Stuhlsäulen. Damit geht auch eine Verringerung der leeseitigen inneren Auflagerkraft von 3,26 kN auf 0,27 kN einher. Des Weiteren verlieren die Abstreben der Hängesäule jegliche Druckkraft und auch die Kräfte in den wirksamen Teilen der Diagonalen und im unteren Kehlbalken verringern sich deutlich. Während sich die Schubkräfte um 32 % verringern, erhöhen sich die Verschiebungen im Gesamtsystem um über 120 %. In einem weiteren Schritt soll erörtert werden, wie das System im Lastfall „Eigengewicht + Wind“ mit intakten Diagonalen reagiert (Abb. 5.11). Die Diagonalen übertragen 1,98 kN Zug- bzw. 1,85 kN Druckkraft. Dies führt dazu, dass der windzugewandte Sparren wieder komplett druckbeansprucht wird. Im Vergleich mit dem Modell „Starr“ sind die Änderungen des Schnittkraft- und Verformungsverlaufes zwar deutlicher, aber immer noch verhältnismäßig gering.

5.1. BERECHNUNGEN UNTER BERÜCKSICHTIGUNG VON NICHTLINEARITÄTEN

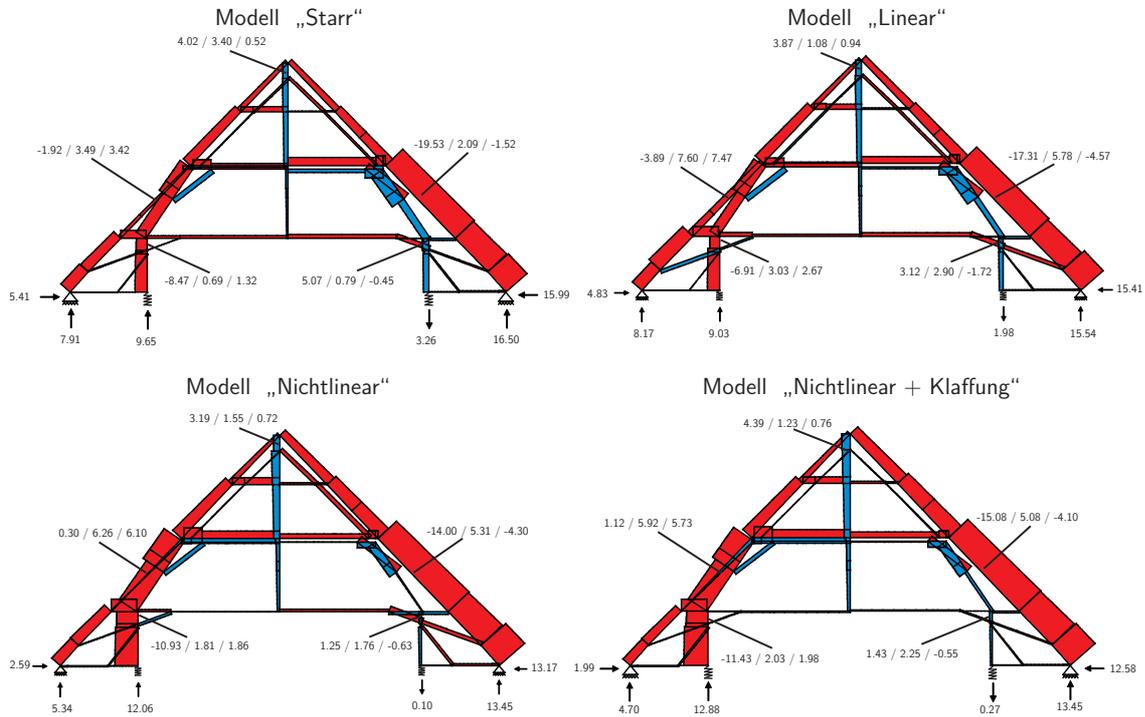


Abb. 5.10: Weyarn, Lastfall „Eigengewicht + Wind“

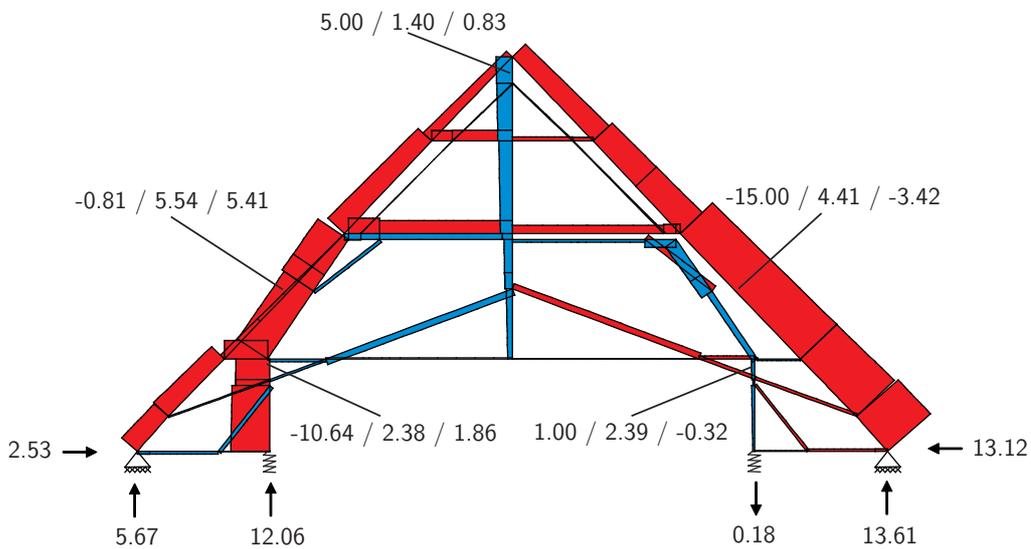


Abb. 5.11: Weyarn, Modell „Nichtlinear + Klaffung“ mit intakten Diagonalen, Lastfall „Eigengewicht + Wind“

Abschließend ist zum Dachwerk der Stiftskirche in Weyarn zu sagen, dass, wie auch schon bei den Dachwerken in Tuntenhausen und Augsburg erkennbar, die Berücksichtigung von Nichtlinearitäten nur zu geringfügigen Änderungen im Schnittkraftverlauf führt. Insgesamt erscheint der Schnittkraftverlauf jedoch immer homogener. Besonders positive Auswirkungen der nichtlinearen Modellierung sind hinsichtlich der abnehmenden Schubkräfte erkennbar. Vor allem im Lastfall „Eigengewicht + Wind“ nehmen diese beim Vergleich des „linearen“ Modells mit dem Modell „Nichtlinear + Klaffung“ um etwa 30 % ab. Die Tendenz der gegenüber Druckkräften zurücktretenden Zugkräfte ist im Weyarner Dachwerk nicht zu erkennen. Gerade in der Hängesäule, dem einzig dauerhaft zugbeanspruchten Bauteil, erhöhen sich die Zugkräfte mit zunehmendem Durchhängen der drei Kehlbalken erkennbar. Die Verformungen des Systems nehmen bei nachgiebiger Anschlussmodellierung deutlich zu, nichtlineare Einflüsse wirken sich hierbei kaum aus.

5.2. Berechnungen unter Berücksichtigung der räumlichen Lastabtragung

Im vorhergehenden Abschnitt wurden die Bindergespärre der drei untersuchten Dachwerke nur mit einer Flächenlast entsprechend dem Abstand bis zum nächsten Gespärre belastet. Dies würde aber voraussetzen, dass die zwischen den Bindern befindlichen Leergespärre dieselbe Last eigenständig abtragen. In Realität geben jedoch die Leergespärre einen Teil ihrer Kräfte über längsgerichtete Bauteile an die Binder ab. Bei den nun folgenden Rechnungen sollen die bisherigen Modelle „Nichtlinear + Klaffung“, welche aufgrund ihrer Anschlussmodellierung der Realität am Nächsten kommen, unter Anwendung zweier unterschiedlicher Methoden zur Berücksichtigung der räumlichen Lastabtragung weiter verbessert werden.

5.2.1. Das Dachwerk der Pfarrkirche Tuntenhausen

Eine einfache und häufig angewandte Modellierungsmöglichkeit, um die Räumlichkeit der Lastabtragung zu berücksichtigen, ist es, die Längskopplung eines Dachwerks durch Ersatzfedern abzubilden. Die entscheidende Frage, die sich in diesem Zusammenhang stellt, ist, wie viel Kraft aus den Leergespärren in die Binder eingetragen wird, also welche Federsteifigkeiten für eine realitätsnahe Berechnung anzusetzen sind. Entgegen der aufwendigen, iterativen Methode von Blass et al. [10], welche an die Kontinuität der Horizontalverformungen gebunden ist, sollen bei den folgenden Berechnungen lediglich die bedeutenderen, vertikalen Auflagerungen in Form von linearen Federn abgebildet werden. Als Erstes sollen dazu ein Leergespärre

5.2. BERECHNUNGEN UNTER BERÜCKSICHTIGUNG DER RÄUMLICHEN LASTABTRAGUNG

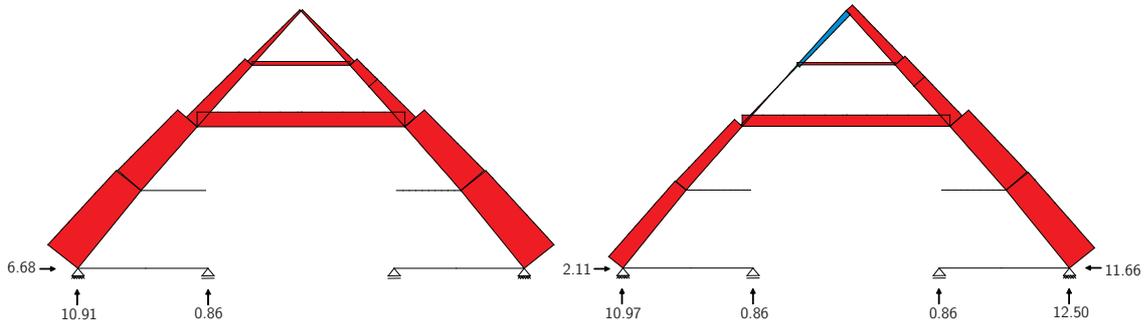


Abb. 5.12: Tuntenhausen, Leergespärre ohne Zwischenaufleger, Lastfall „Eigengewicht“ und „Eigengewicht + Wind“

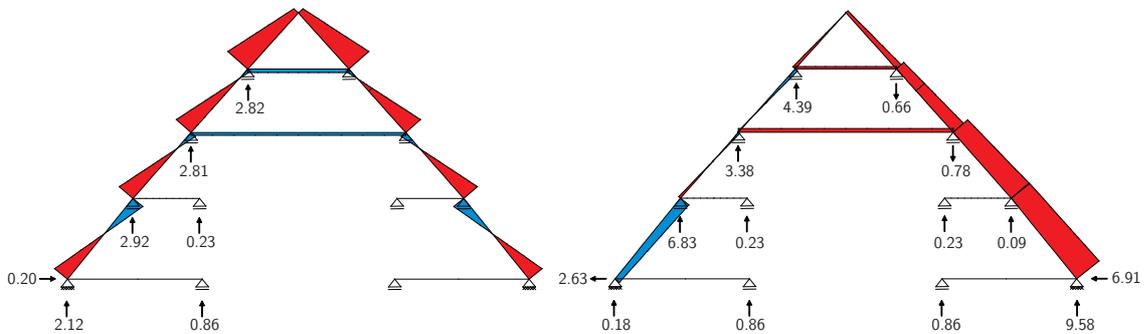


Abb. 5.13: Tuntenhausen, Leergespärre mit vertikal festen Zwischenauflägern, Lastfall „Eigengewicht“ und „Eigengewicht + Wind“

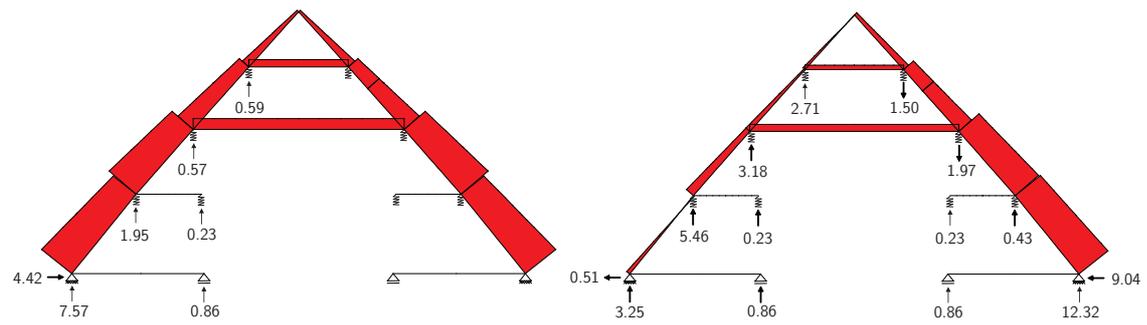


Abb. 5.14: Tuntenhausen, Leergespärre mit nachgiebigen Zwischenauflägern ($C = 2 \text{ MN/m}$), Lastfall „Eigengewicht“ und „Eigengewicht + Wind“

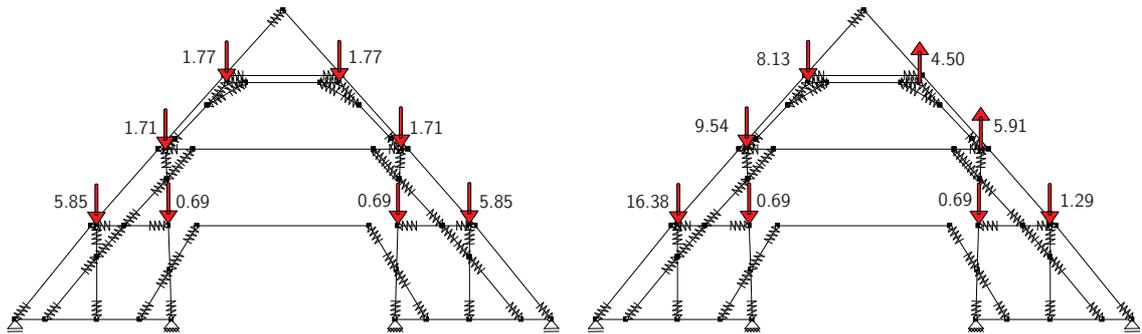


Abb. 5.15: Tuntenhausen, Bindergespärre mit übertragenen Lasten der Leergespärre ($C = 2 \text{ MN/m}$)

des Dachwerks der Pfarrkirche von Tuntenhausen betrachtet werden. In Abb. 5.12 sind die Schnittkraftverläufe für die Lastfälle „Eigengewicht“ und „Eigengewicht + Wind“ unter der Annahme, dass die Leergespärre keine Kräfte abgeben, dargestellt. Vor allem im Lastfall „Eigengewicht + Wind“ entstünden sehr große Schubkräfte von bis zu 11,66 kN. Diese Beanspruchungen und die damit verbundenen Verformungen von bis zu 111,94 mm würden im Leergespärre zweifelsohne zu Beschädigungen führen. Unter der Annahme vertikal unverschieblicher Auflager nach Abb. 5.13 dagegen sinken die maximalen Druckkräfte im Lastfall „Eigengewicht“ von vormals 12,02 kN auf 1,78 kN und im Lastfall „Eigengewicht + Wind“ von 16,37 kN auf 11,13 kN. Auch die bisherigen Auflagerreaktionen verringern sich deutlich. Durch die vertikal festen Auflager wird jedoch ein zu steifes System angenommen, da sich die längsverteilenden Bauelemente mit zunehmendem Lasteintrag zu verformen beginnen. Während sich das System im ersten Fall zu weit verformen kann und keine Möglichkeit hat, Kräfte abzugeben, ist das Modell bei fester Zwischenaullagerung zu steif und die Leergespärre werden noch wenig beansprucht. Ein realitätsnahes Systemverhalten muss zwischen diesen beiden betrachteten Fällen liegen. Zur Abschätzung einer realistischen Federsteifigkeit wurden nun Vergleichsrechnungen angestellt. Dabei erfolgte eine Vereinfachung der Verbindung Leergespärre - Längsverband zu einem beidseitig eingespannten Stab unter einer definierten, mittig angreifenden Punktlast. Anhand der Verformungen des Balkens ergab sich für die Längsverbände des Tuntenhausener Dachwerkes unter Berücksichtigung von Material und mittleren Querschnittswerten eine Steifigkeit von etwa $C = 2 \text{ MN/m}$ (Abb. 5.14). In einem nächsten Schritt wurden die nach diesem Modell ermittelten Kräfte an den Zwischenaullagern in Abhängigkeit der Leergespärreanzahl n gemäß Abb. 5.15 auf ein Bindergespärre übertragen, um eine möglichst reale Verteilung der Kraftverläufe im Dachwerk zu erzielen, wobei die Kräfteinleitungspunkte den Schnittpunkten der Schwereachsen der Längsverbände mit den Bindergespärren entsprechen. Diese Belastung soll als Modell „Federn“ bezeichnet werden. Wie bereits in Abschnitt 3.4

beschrieben, wurde auch ein durch Koppелеlemente verbundenes, faltwerkartiges Modell des Dachwerkes erstellt. Die Steifigkeit der Koppелеlemente wurde in den folgenden Berechnungen zu $C = 25000 \text{ N/mm}$ angesetzt. Im Folgenden sollen die Ergebnisse der beiden Berechnungsmethoden gegenübergestellt werden. Dabei soll vor allem beurteilt werden, in welchem Maße die umfassendere Berücksichtigung der Räumlichkeit nach der Methode „Faltwerk“ zu Veränderungen im Schnittkraftverlauf führt. Wie auch schon in Abschnitt 5.1 praktiziert, werden hierzu zuerst die Ergebnisse des Lastfalls „Eigengewicht“ und im Anschluss die Ergebnisse des Lastfalls „Eigengewicht + Wind“ betrachtet.

Für den in Abb. 5.16 dargestellten Lastfall „Eigengewicht“ sind sich die beiden Schnittkraftverläufe trotz der unterschiedlichen Modellierungsansätze qualitativ sehr ähnlich. Quantitativ unterscheidet sich das Modell „Faltwerk“ vor allem hinsichtlich der Druckkraftübertragung vom Modell „Federn“. So werden etwa um 30 % größere Druckkräfte über die stehenden Stuhlsäulen abgeleitet und es kommt zu einer Entlastung der Sparren um 1,83 kN. Folglich ändert sich auch die Ableitung der Vertikalkräfte in den Unterbau. Während sich die vertikalen Kräfte des äußeren und inneren Auflagers beim Federmodell etwa im Verhältnis 1:1 aufteilen, trägt das Faltwerkmodell mit einem Verhältnis von 2:3 größere Kräfte an den inneren Auflagern ab. Die geringeren Druckkräfte im Bereich der Sparrenfüße führen weiterhin dazu, dass sich die Zugkräfte in den Stichbalken und damit auch die Schubkräfte an den inneren Auflagern um etwa 20 % verringern. Der liegende Stuhl, die paarweise angeordneten Steigstreben und der mittlere Kehlbalken bleiben in beiden Modellen fast unbeansprucht. Die Verformungen stimmen in den meisten Bereichen gut überein.

Im Lastfall „Eigengewicht + Wind“ (Abb. 5.17) zeigt sich erneut, dass die Kraftverläufe der Faltwerk-Rechnung an keiner Stelle maßgebend von denen des Modells „Federn“ abweichen. Die maximale Druckkraft im leeseitigen Sparren verringert sich durchschnittlich um circa 25 % und damit gleichermaßen die Schubkraft. Der luvseitige Sparren erfährt im oberen Bereich eine deutliche Mehrbelastung und im unteren Bereich eine 15 prozentige Minderbelastung. Der liegende Stuhl verliert seine Beanspruchung, ebenso gehen die Druckkräfte im oberen Kehlbalken von 2,74 kN auf 1,07 kN zurück. Der mittlere Kehlbalken und die Steigstreben behalten ihre geringen Schnittkräfte ungefähr bei. Während sich die Kräfte des äußeren, luvseitigen Auflagers nahezu entsprechen, verringern sie sich an der Leeseite von 10,30 kN auf 8,08 kN. Im selben Verhältnis schwächt sich auch die Schubkraft an der windzugewandten Seite ab. Die vertikalen Kräfte der inneren Auflagers, sowie die windzugewandte Schubkraft ändern sich mit den zunehmenden Druckkräften bzw. den abnehmenden Zugkräften in den stehenden Stuhlsäulen. Die Verformungen verringern sich an fast allen Stellen des Dachwerkes und erreichen noch maximal 6,84 mm. Anhand dieser Auswertungen erkennt man, dass auch im Lastfall „Eigenge-

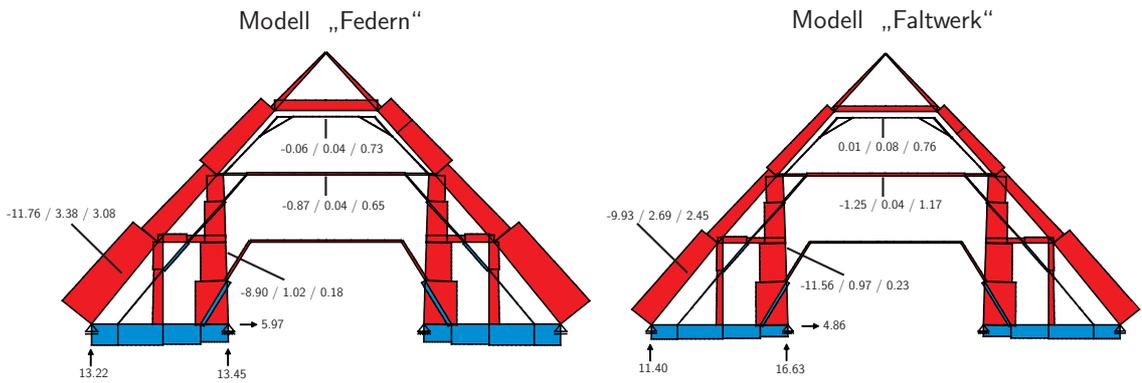


Abb. 5.16: Tunttenhausen, Lastfall „Eigengewicht“

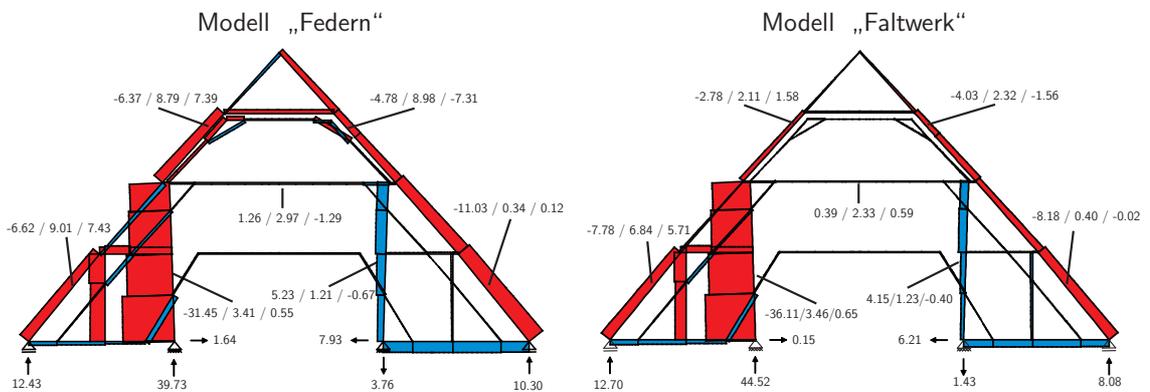


Abb. 5.17: Tunttenhausen, Lastfall „Eigengewicht + Wind“

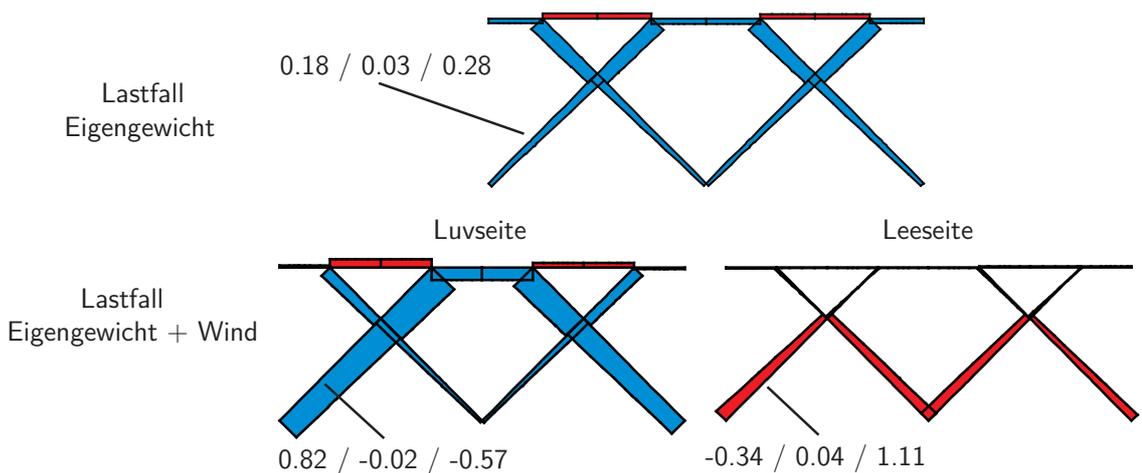


Abb. 5.18: Tunttenhausen, Darstellung des Windverbandes, Modell „Faltwerk“

wicht + Wind“ die Sparrenkräfte und Verformungen des Faltwerkmodells im Vergleich zum Modell „Federn“ erkennbar zurückgehen. Dieser Rückgang ist mit der zusätzlichen Stützung des Binderespäres durch die Rähme des stehenden Stuhls zu begründen. Die Abnahme der Sparrenlasten hat ihre Ursache in den durch die reduzierten Verformungen erfolgenden Umlagerungsprozessen. In Abb. 5.18 wird ein Teil der Normalkraftverläufe der schwach beanspruchten Windverbände gezeigt. Die maximalen Verformungen liegen bei circa 1,0 mm im Lastfall „Eigengewicht + Wind“. Die auftretenden Kräfte sind mit maximal 0,35 kN Druck beziehungsweise 0,82 kN Zug sehr gering.

Zusammenfassend kann man bisher feststellen, dass das Federmodell beim Tuntenhausener Dachwerk die Sparrenkräfte zu ungunsten der stehenden Stuhl-Konstruktionen zwar etwas überschätzt, jedoch insgesamt einen Schnittkraftverlauf abbildet, welcher dem Modell „Faltwerk“ unter wesentlich geringerem Aufwand sehr ähnlich ist. Die Verformungen dagegen scheinen merklich überschätzt zu werden.

5.2.2. Das Dachwerk der evangelischen Ulrichskirche in Augsburg

Die Erkenntnis, dass beim Dachwerk der Wallfahrtsbasilika Tuntenhausen ein Modell mit Federn der Steifigkeit $C = 2 \text{ MN}/m$ einer faltwerkartigen Modellierung nahe kommt, soll jetzt auf das Dachwerk der evangelischen Ulrichskirche von Augsburg übertragen werden. Der Unterbau wurde beim Augsburger Modell bisher durch vertikal feste Auflager und horizontale Federn der Steifigkeit $C = 5 \text{ MN}/m$ dargestellt. Bei den Modellen „Nichtlinear + Klaffung“ verschwand zunehmend die Zugbeanspruchung der Kreuzstreben und es stellte sich eine Art polygonale Bogentragwirkung ein. Erst bei Annahme einer horizontalen Auflagerverschiebung traten wieder nennenswerte Zugkräfte in den Kreuzstreben auf. In den folgenden Modellen wurde die Steifigkeit der horizontalen Federn auf $1 \text{ MN}/m$ verringert. Dadurch kommt es im Bereich der Auflager zu horizontalen Verschiebungen von bis zu 11 mm und die Kreuzstreben werden wieder deutlicher beansprucht.

Beim Augsburger Dachwerk werden die Leergespärre an fünf Stellen durch die vorhandenen Längsverbände gestützt. Jede dieser Stützstellen ist durch eine vertikale Feder abgebildet. Obwohl sich in St. Ulrich nur je zwei Leergespärre zwischen einem Binderpaar befinden, werden vor allem im Lastfall „Eigengewicht“ deutlich höhere Kräfte in die Binder übertragen werden, da die Biberschwanz-Dachdeckung fast doppelt so schwer wie die Schieferdeckung in Tuntenhausen ist. Die aus einem Leergespärre an die Binder abgegebenen Kräfte sind in Abb. 5.19 dargestellt.

In Abb. 5.20 werden die Normalkraftverläufe der Binderespärre für das Modell

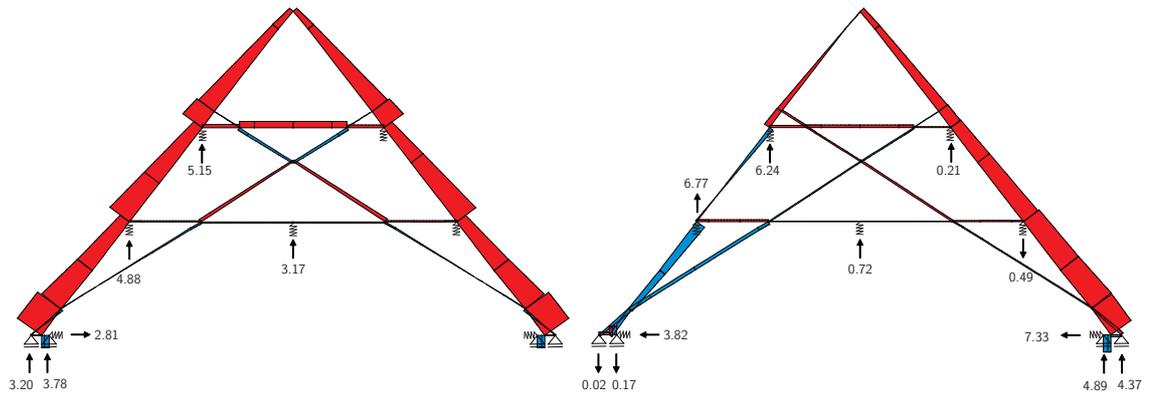


Abb. 5.19: Augsburg, Leergespärre, Lastfall „Eigengewicht“ und „Eigengewicht + Wind“

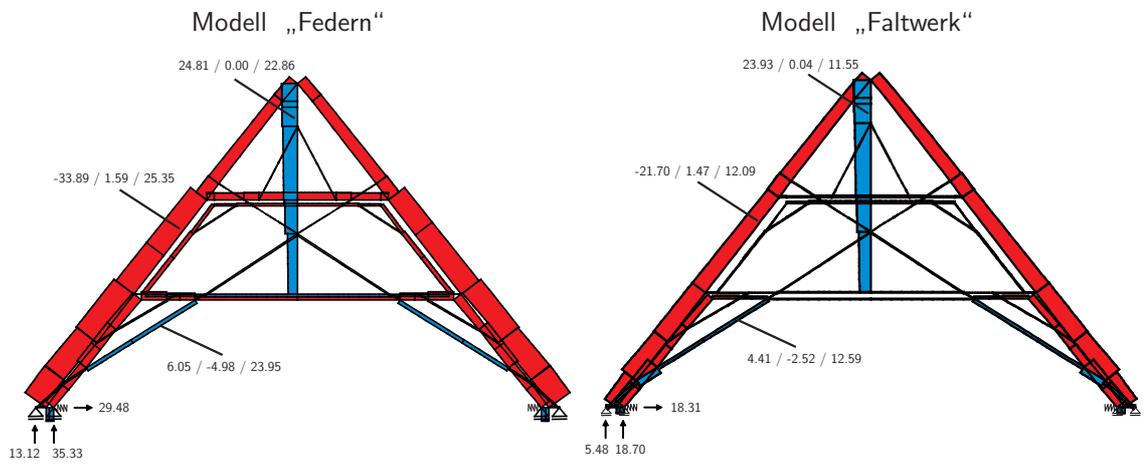


Abb. 5.20: Augsburg, Lastfall „Eigengewicht“

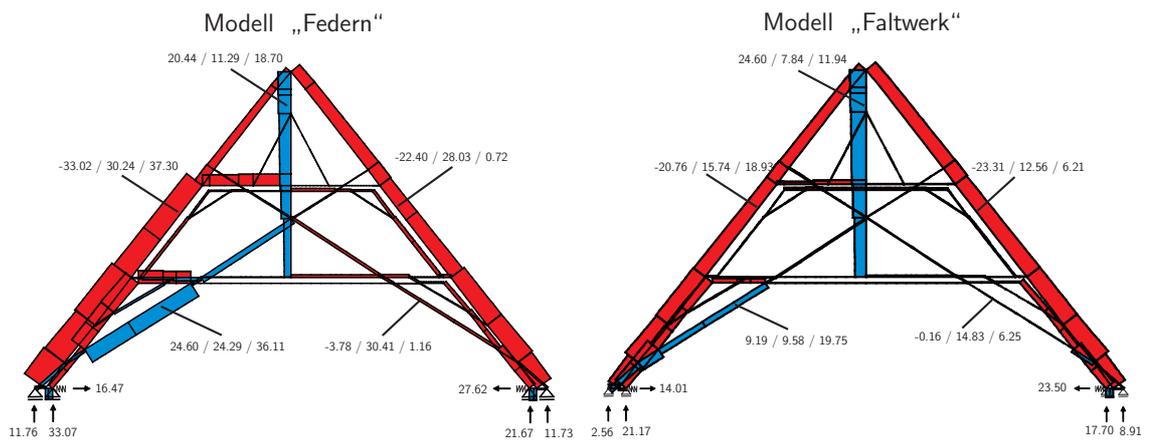


Abb. 5.21: Augsburg, Lastfall „Eigengewicht + Wind“

„Federn“ denen des Modelles „Faltwerk“ im Lastfall „Eigengewicht“ gegenübergestellt. Beim Modell „Federn“ wird die Hauptlast des Daches mit bis zu 41,79 kN großen Druckkräften über die Dachsparren abgetragen. Das Verhältnis der vertikalen Auflagerkräfte zwischen inneren und äußeren Auflagern beträgt etwa 3:1. Infolge der großen Druckkräfte verschieben sich die horizontal nachgiebig gelagerten Auflager deutlich, um fast 30 mm nach außen. Die dabei entstehenden Schubkräfte betragen 29,48 kN. Ein geringer Teil des Schubes wird durch die Kreuzstreben mit 6,05 kN aufgenommen. Die Hängesäule wird durch die Zusatzbelastung der Leerspärre mit bis zu 25,42 kN auf Zug mehr als doppelt so stark belastet wie ein allein stehender Binder (vgl. Abb. 5.4). Sowohl die Stuhlkonstruktionen als auch die beiden Kehlbalken übertragen Druckkräfte bis zu 15 kN. Im gesamten Modell stellen sich Verformungen im Bereich um 25 mm ein. Beim Modell „Faltwerk“ fällt wie schon beim Tuntenhausener Dachwerk auf, dass die Druckkräfte in den Sparren mit maximal 25,22 kN deutlich geringer ausfallen. Als Folge dessen treten um 50 % geringere Vertikallasten und auch eine um 35 % geminderte Schubkraft auf. Die inneren Strukturen des Dachwerks sind bis auf den unteren Abschnitt der Kreuzstreben nahezu unbeansprucht. Die Kräfte in den Windverbänden können Abb. 5.22 entnommen werden und betragen im unteren liegenden Stuhl bis zu 2,09 kN. Auch die Verformungen des Dachwerks fallen wesentlich geringer aus als beim Modell „Federn“ und nehmen im Bereich der Auflager mit 13,37 mm maximale Werte an.

Im Lastfall „Eigengewicht + Wind“ zeigt der Vergleich der Faltwerkrechnung mit dem Modell „Federn“ erneut deutliche Unterschiede (Abb. 5.21). Während sich die Druckkräfte in den Sparren beider Modelle auf der windabgewandten Seite nahezu entsprechen, weist das Modell „Faltwerk“ auf der Luvseite um etwa 35 % geringere Sparrenkräfte auf. Durch diese geringere Beanspruchung sind auch die auf der windzugewandten Dachwerksseite in den Unterbau abzuleitenden Vertikalkräfte mit 23,71 kN nur etwa halb so groß wie beim Modell „Federn“. Der Dachschub dagegen fällt in beiden Modellen etwa gleich aus, da die im Modell „Federn“ entstandenen zusätzlichen horizontalen Kräfte von der linken Kreuzstrebe aufgenommen werden, welche mit 24,60 kN stark auf Zug beansprucht ist. Die rechte Kreuzstrebe dagegen bleibt in beiden Berechnungsmodellen nahezu unbelastet. Ebenso nehmen die beiden liegenden Stuhlkonstruktionen mit Ausnahme der luvseitigen, unteren Stuhlsäule, welche die Zugkraft der Hängesäule kurzschließt, kaum Kräfte auf. Im Modell „Federn“ fällt auf, dass die Kehlbalken auf ihrer windzugewandten Seite etwa doppelt soviel Druck aufnehmen wie bei der Faltwerkrechnung.

Die Ursache der merklichen Diskrepanz zwischen dem Ersatzsystem mit vertikalen Federn und der faltwerkartigen Berechnung zeigt sich bei Betrachtung der Windverbände (Abb. 5.22). Die maximale Beanspruchung der unteren Andreaskreuzen erreicht im Lastfall „Eigengewicht“ eine nur geringe Zugkraft von 2,09 kN und im Lastfall „Eigengewicht + Wind“ eine Zugkraft von 4,41 kN. Die oberen Stuhl-

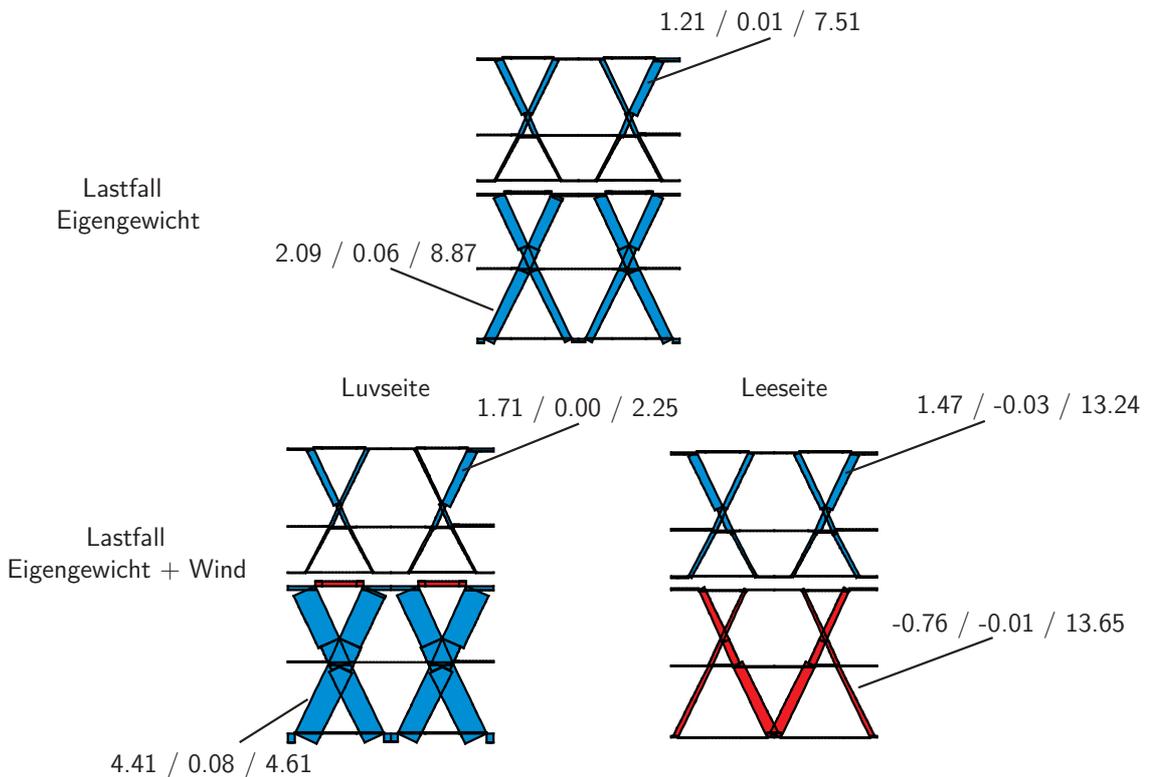


Abb. 5.22: Augsburg, Darstellung der Windverbände, Modell „Faltwerk“

konstruktionen werden in beiden Lastfällen sogar noch weniger beansprucht. Die Rähme und Fußschwelle der liegenden Stühle erfahren weder eine ausgeprägte Normalkraftbeanspruchung noch sind sie wesentlich auf Biegung beansprucht. Damit ergibt sich für das räumliche Tragverhalten des Dachwerkes der evangelischen Ulrichskirche in Augsburg folgender Zusammenhang: Die oberen Andreaskreuze werden kaum beansprucht. Dies entspricht der bereits im Tuntenhausener Dachwerk gemachten Beobachtung. Der untere, sparrenparallele liegende Stuhl nimmt nicht im selben Umfang Kräfte auf wie die vorhandene stehende Stuhlkonstruktion im Dachwerk von Tuntenhausen. Somit verbleibt ein Großteil der Last in den Leergespärren ohne die Bindergespärre in großem Maße zusätzlich zu beanspruchen (vgl. Abb. 5.4 mit Abb. 5.20 und Abb. 5.5 mit Abb. 5.21). Mit den angesetzten Federsteifigkeiten des Modells „Federn“ wurde die räumliche Lastabtragung der liegenden Stuhlkonstruktionen deutlich überschätzt und die Bindergespärre werden über Gebühr beansprucht. Folglich eignet sich das Modell „Federn“ im vorliegenden Fall nicht, um die Räumlichkeit des Systems in geeigneter Weise abzubilden.

5.2.3. Das Dachwerk der Pfarrkirche Weyarn

In einer dritten und letzten Fallstudie soll die Pfarrkirche in Weyarn in ihrer räumlichen Lastabtragung untersucht werden. Dazu soll auch in diesem Fall ein ebenes Federmodell mit der neu erprobten Faltwerkberechnung verglichen werden. Die Diagonalstreben sind in allen folgenden Berechnungen als intakt angenommen, um ihren Einfluss auf das Gesamttragverhalten festzuhalten. Beim Modell „Faltwerk“ wurden die inneren Auflager nicht am Bindergespärre, sondern an der dazwischenliegenden Stuhlwand angebracht, um deren Wirkung möglichst wirklichkeitsnah abzubilden. Die in den folgenden Abbildungen in Klammern dargestellte Auflagerkraft am Bindergespärre ist aus Schnittkräften ermittelt und soll zum Vergleich mit dem Modell „Federn“ dienen. Beim Federmodell wurden die Leergespärre an fünf Punkten nachgiebig gestützt. Als Federsteifigkeit wurde in diesem Fall $C = 2 \text{ MN/m}$ für den liegenden Stuhl und den Überzug an der Hängesäule sowie $C = 5 \text{ MN/m}$ für die Abbildung der stehenden Stuhlwand angenommen. In Weyarn liegen, wie auch in Augsburg, je zwei Leergespärre zwischen einem Binderpaar. Abb. 5.23 zeigt ein Leergespärre im Lastfall „Eigengewicht“ und „Eigengewicht + Wind“. Unter Windbelastung entstehen dabei leeseitig hohe Schubkräfte von 10,4 kN.

Das in Abb. 5.24 gezeigte Bindergespärre im Lastfall „Eigengewicht“ zeigt, dass beim Modell „Federn“ die aufgebrauchten Lasten vom Dachsparren und den Stuhlsäulen ungefähr im Verhältnis 2:1 in den Unterbau geleitet werden. Dies spiegelt sich auch in der Verteilung der vertikalen Auflagerkräfte wieder. Die Diagonalstreben werden kaum beansprucht und die Hängesäule steht unter bis zu 9,35 kN Zug. Es bildet sich ein polygonaler Bogen aus. Die Schubkraft ist mit 15,4 kN etwa um 50 % höher als beim allein betrachteten Binder (vgl. Abb. 5.8) und die Verformungen erreichen bis zu 3 mm. Das in Abb. 5.24 dargestellte Berechnungsergebnis des Modells „Faltwerk“ zeigt ein vergleichbares Bild. Jedoch ist das Bindergespärre erneut weniger stark beansprucht als im Federmodell. Die Belastung der inneren Stuhlwand beläuft sich auf etwa die Hälfte des Wertes beim Modell „Federn“. Ebenso fällt die

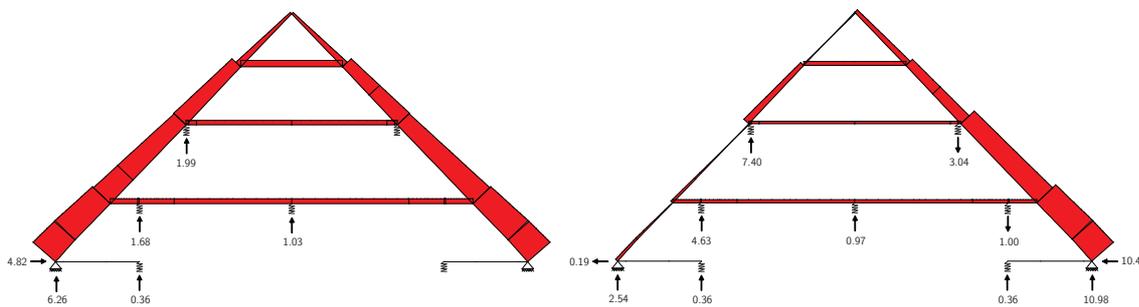


Abb. 5.23: Leergespärre, Lastfall „Eigengewicht“ und „Eigengewicht + Wind“

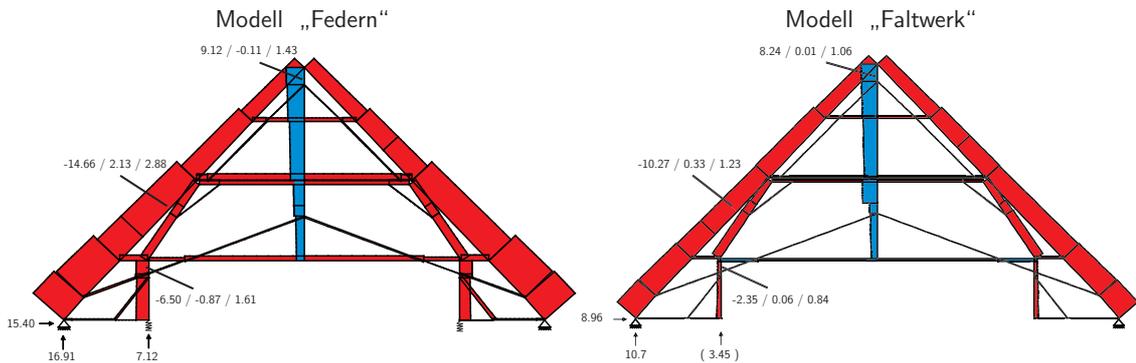


Abb. 5.24: Weyarn, Lastfall „Eigengewicht“

Schubkraft an den Auflagern des Dachwerks deutlich geringer aus. Auffälligste Abweichung ist der Wechsel von Druck- zu Zugbeanspruchung im unteren Kehlbauch. Die Verformungen sind, den Erwartungen der vorangegangenen Berechnungen entsprechend im räumlichen Modell geringer. Allgemein ordnen sich die Ergebnisse des Modells „Faltwerk“ zwischen dem Modell des allein stehenden Binders und dem Ersatzmodell mit Federn ein.

Vergleicht man im Lastfall „Eigengewicht + Wind“ das Modell „Federn“ mit der Faltwerksberechnung, so erkennt man deutlichere Unterschiede zwischen den beiden Modellierungsansätzen. Zum einen zeigt sich die Beanspruchung der luvseitigen Stuhlsäulen im Modell „Faltwerk“ deutlich geringer (Abb. 5.25). Das Federmodell überschätzt diese um das Vierfache. Zum anderen sind auch die Diagonalstreben nur gering beansprucht. Während beim Federmodell der Lastabtragungsmechanismus Fachwerk mit geknicktem Ober- und Untergurt eine Rolle spielt, stellt sich beim Modell „Faltwerk“ nahezu eine reine Bogentragwirkung ein. Die Verformungen werden beim Federmodell um das Drei- bis Vierfache überschätzt. Um einen ganzheitlichen Vergleich zwischen den beiden Modellen ziehen zu können, muss auch in diesem Fall ein Blick auf die in Abb. 5.26 gezeigten Normalkraftverläufe der Windverbände geworfen werden. Hierbei erkennt man deutlich, weshalb das Federmodell die Belastung der Stuhlsäulen in hohem Maß überschätzt. Ähnlich wie in Tuntenhausen zieht die stehende Stuhlkonstruktion zwar große Lasten an, jedoch werden diese nicht über die Stuhlsäulen, sondern über die diagonalen Hölzer des Verbandes mit bis zu 18,48 kN Druckkraft im Lastfall „Eigengewicht + Wind“ den inneren Auflagern zugeführt. Da das Modell „Federn“ diese Längsverbände zwangsläufig vernachlässigt, werden die auftretenden Kräfte in die Bindergespärre eingeführt und auf die Dachsparren und Stuhlsäulen umgelagert.

Abschließend lässt sich folgendes Fazit hinsichtlich der räumlichen Lastabtragung des Dachwerks der Pfarrkirche Weyarn ziehen: Während das Modell „Faltwerk“

5.2. BERECHNUNGEN UNTER BERÜCKSICHTIGUNG DER RÄUMLICHEN LASTABTRAGUNG

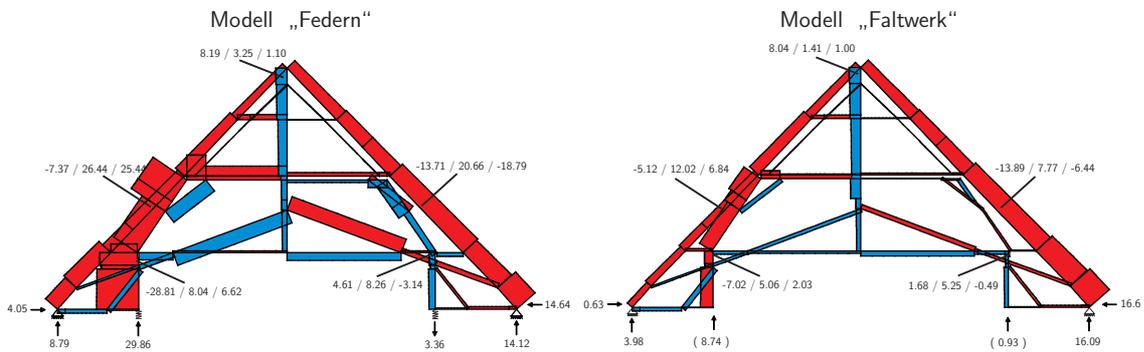


Abb. 5.25: Weyarn, Lastfall „Eigengewicht + Wind“

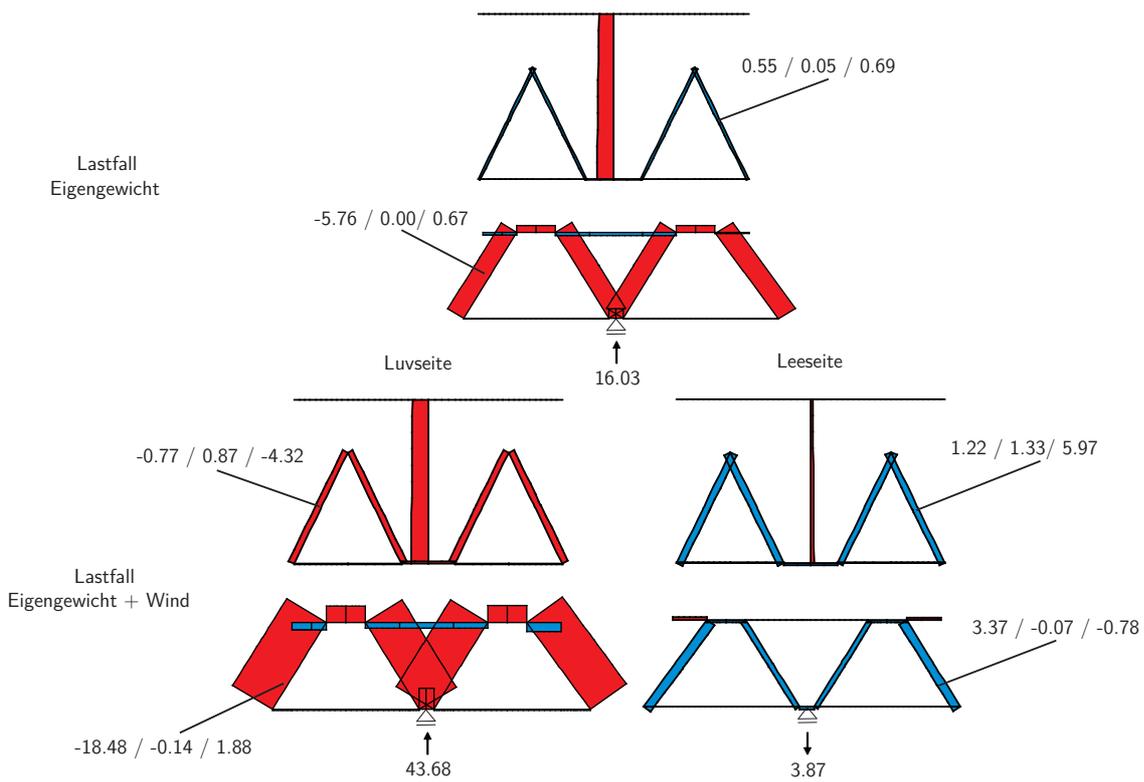


Abb. 5.26: Weyarn, Darstellung der Windverbände, Modell „Faltwerk“

plausible Schnittkraftverläufe liefert, kann dies durch das Modell „Federn“ nicht gewährleistet werden. Der Grund hierfür liegt vorrangig in der diffizilen Auflager-situation des Dachwerks begründet, da die stehende Stuhlwand nicht in der Ebene der Bindergespärre, sondern zwischen diesen gelagert ist. Somit werden Kräfte, die tatsächlich die Diagonalen der Stuhlwand beanspruchen im Modell „Federn“ fälschlicher Weise den Bindergespärren zugeordnet. Dies führt zu einer erheblichen Mehrbelastung der Stuhlsäulen der Bindergespärre. Besonders deutlich zeigt sich dies im Lastfall „Eigengewicht + Wind“. Folglich wird in einem derartigen Fall zwingend zu einer Berechnung mit dem Modell „Faltwerk“ geraten.

5.3. Fazit

Am Beispiel der Dachwerke der Wallfahrtskirche Tuntenhausen, der evangelischen Ulrichskirche in Augsburg und der Pfarrkirche in Weyarn wurden in diesem Kapitel zunehmend komplexere Berechnungen des Tragverhaltens durchgeführt. Nach Bestimmung der Lasten sowie der maßgebenden Lastfälle wurden verschiedene Möglichkeiten der Anschlussmodellierung untersucht. Dabei wurden die Nachgiebigkeiten der vorkommenden historischen Anschlüsse zunehmend komplexer abgebildet. Es wurde zwischen starrer Verbindung der Hölzer, sowie zwischen einem linearen und zwei nichtlinearen Modellen unterschieden. Letztere berücksichtigen neben der Unterscheidung der Beanspruchungsart auf Zug oder Druck auch das Plastifizieren des Materials. Ihre Differenzierung erfolgte durch die Berücksichtigung des Zustandes der Verbindungen in Form von Klaffungen. Beim Vergleich der Modelle unter den Lastfällen „Eigengewicht“ und „Eigengewicht + Wind“ konnten folgende Erkenntnisse gewonnen werden:

Die bedeutendsten Änderungen im Schnittkraftverlauf entstehen beim Wechsel von der starren Kopplung der Hölzer zu linearen Anschlussmodellen. Die Nachgiebigkeiten der Anschlüsse führen vor allem dazu, dass die inneren Strukturen eines Dachwerks an Bedeutung verlieren. Dabei verringern sich vor allem die in den Systemen auftretenden Zugkräfte mit zunehmend komplexeren Anschlussmodellen, da die Zugsteifigkeiten der Verbindungen in den linearen und nichtlinearen Modellen deutlich geringer sind als die Steifigkeiten der Druckbereiche. Der Lastabtragungsmechanismus Fachwerk mit geknicktem Ober- und Untergurt tritt folglich noch deutlicher hinter die polygonale Bogentragwirkung zurück. Kreuzstreben verlieren ihre Bedeutung als Zugbänder. Während stehende Stühle durchaus noch große Lastanteile übernehmen, ist ein statischer Nutzen von liegenden Stühlen nahezu nicht vorhanden. Die Stuhlsäulen leiten zwar weiterhin teilweise große Druckkräfte in den Unterbau, aber die Spannriegel und Kopfbänder der Stühle bleiben gänzlich

unbeansprucht. Die liegenden Stuhlkonstruktionen scheinen manchmal, beispielsweise im Augsburger Dachwerk, als wären sie von der restlichen Konstruktion nahezu entkoppelt. Folglich wird ein größerer Lastanteil direkt über die Sparren in den Unterbau abgeleitet. In diesem Zusammenhang entstehen auch starke Schwankungen der vertikalen Kräfte in den Auflagern. Auch die Schubkräfte änderten sich in mitunter hohem Maße. Beim Vergleich der Modelle in Abb. 5.5 veränderten sich beispielsweise die Schubkräfte von 4,77 kN und 15,92 kN auf 11,57 kN und 22,72 kN. Die Berücksichtigung von plastischen Einflüssen bei der Anschlussmodellierung dagegen hatte weder auf den Schnittkraftverlauf noch auf die Verschiebungen des Dachwerks einen bedeutenden Einfluss, da die errechneten Schnittkräfte vor allem bei Druckverbindungen erst gar nicht die erforderlichen Werte annahmen. Durch die zusätzliche Berücksichtigung von Klaffungen dagegen nehmen die Verformungen deutlich zu. So können die Verformungen einzelner Bauteile mehrere Zentimeter betragen, obwohl sie kaum Beanspruchung erfahren.

An die Untersuchung verschiedener Möglichkeiten der Anschlussmodellierung schloss sich eine Untersuchung der räumlichen Lastabtragung an. Dazu wurde zum einen auf das bereits bekannte und vielfach verwendete Modell mit Ersatzfedern zurückgegriffen und zum anderen eine neue Methode, welche das Dachwerk in Form eines Faltwerkes abbildet, angewendet. Bei den Federmodellen wurden die Längsverbände an deren Verbindungspunkten mit den Bindergespärren als vertikale Federn unterschiedlicher Steifigkeit angenommen. Im Anschluss folgt die Übertragung der so entstandenen Auflagerkräfte auf die Binder. Bei den Faltwerksmodellen wurden drei Bindergespärre mit den sich dazwischen befindenden Leergespärren und den Längsverbänden schnittmusterartig aufgeklappt und mit dimensionslosen Koppel-elementen zur Kraftübertragung verbunden. Der Vergleich dieser Modelle zeigte im Falle des Dachwerks der Wallfahrtskirche Tuntenhausen, dass die Modellierung mit Federn zur Abbildung der räumlichen Lastabtragung den Schnittkraftverlauf gut geeignet war, die Verformungen jedoch etwas überschätzte. Dies kann mit der bei den ebenen Ersatzmodellen fehlenden Stützung durch die Längsverbände begründet werden. In den folgenden Berechnungen zeigte sich, dass das Tuntenhausener Federmodell nicht ohne Weiteres auf die Dachwerke in Augsburg oder Weyarn übertragbar war. So wurde ein erheblicher Teil der in den Leergespärren berechneten Beanspruchungen durch wesentlich massivere Längsverbände oder gar die Leergespärre selbst in den Unterbau eingetragen, ohne die Binder zu beanspruchen. Da das Federmodell diese Effekte zwangsläufig nicht hinreichend erfasst, werden die Beanspruchungen und Verformungen der Binder um ein Vielfaches überschätzt.

Folgende Schlussfolgerungen lassen sich aus diesen Erkenntnissen ziehen: Schon der Wechsel von der starren Kopplung der Hölzer zu linearen Anschlussmodellen bringt meist große Verbesserungen hinsichtlich des Schnittkraftverlaufes mit sich und ist in den meisten Berechnungsfällen ausreichend. Lediglich eine Unterscheidung zwi-

schen Druck- und Zugbeanspruchung ist sinnvoll. In komplizierten Fällen können zugbeanspruchte Anschlüsse plastisch modelliert werden, um die entsprechenden Verformungen richtig zu erfassen. Der aufmerksame Ingenieur sollte sein Augenmerk vor allem auf verbleibende Spannungsspitzen legen, da diese meist ein Anzeichen für eine noch unzureichende Systemmodellierung darstellen. Ohnehin lässt das redundante System „barockes Dachwerk“ kleinere Fehler bei der Modellierung zu, ohne dass sich gravierende Änderungen im Schnittkraftverlauf zeigen. Eine Rechnung unter Berücksichtigung der Räumlichkeit ist bei offenen Dachwerken für eine realistische Abschätzung der Binderbeanspruchung notwendig, da von den Leerspärren Kräfte über die Längsverbände übertragen werden. In einigen Fällen ohne stark ausgeprägte Windverbände ist das Modell „Federn“ durchaus geeignet die zugehörigen Effekte der Lastumlagerung abzubilden. Sind jedoch massive Längsverbände vorhanden, so lässt sich deren Verhalten nicht a priori erkennen und es stellt eine besondere Schwierigkeit dar, die Steifigkeiten der Ersatzfedern richtig zu wählen. In den eigenen Berechnungen beispielsweise überschätzt das Federmodell die Binderbeanspruchung deutlich. Dagegen kann die faltwerkartige Berechnungsmethode auch in diesen Fällen realitätsnahe Ergebnisse liefern und stellt damit die bessere Alternative dar. Als nachteilig ist jedoch der deutlich gestiegene Modellierungsaufwand zu betrachten.

Abschließend soll noch eine kritische Anmerkung zur realitätsnahen Definition der Auflagerbedingungen gemacht werden, da auch diese von großer Bedeutung sind. Das Dachwerk leitet seine Kräfte über die Mauerlatte, welche lose auf der Mauerkrone aufliegt, in das Mauerwerk ein. Während die vertikale Auflagerung sicherlich in erster Näherung als unverschieblich angenommen werden kann, ist dies bei der Betrachtung der horizontalen Lagerung nicht zwangsläufig gegeben. In diesem Zusammenhang gibt es zwei unterschiedliche Effekte zu berücksichtigen, welche in unmittelbarer Interaktion zueinander stehen. Der erste ist das Rollschub - Steifigkeitsverhalten zwischen Mauerlatte und Zerrbalken. Ähnlich wie bei den Federsteifigkeiten zur Abbildung der Längsverbände stellt sich auch hier die Frage nach geeigneten Steifigkeitswerten. Erste überschlägige Berechnungen zeigen, dass die Annahme einer statisch unbestimmten Lagerung der Realität näher zu kommen scheint als die der statisch bestimmten. Beim Berechnungsbeispiel der evangelischen Ulrichskirche in Augsburg beispielsweise dominiert, selbst bei einer sehr nachgiebigen horizontalen Lagerung von $C = 1 \text{ MN/m}$, immer noch das polygonale Bogentragwerk die Lastabtragung. Den zweiten Effekt stellt der zwischen Mauerlatte und Mauerwerk auftretende nichtlineare Kontakt dar, wobei die horizontale Verschiebung an den Haftreibungskoeffizienten von Holz zu Mauerwerk gebunden ist. Wird dies nicht berücksichtigt, so können sich, vor allem im Lastfall „Eigengewicht + Wind“, ungewünschte Kräfteverhältnisse an den leeseitigen Auflagern einstellen und die horizontalen Auflagerkräfte übersteigen die vertikalen. Zur nachhaltigen Klärung der

eben angesprochenen und bislang unbeantworteten Modellierungsfragen wären weitere Untersuchungen wünschenswert. Als pragmatischer Lösungsansatz wird an dieser Stelle dazu geraten, zwei getrennte Berechnungen durchzuführen. In einer ersten können die Schnittkräfte des Dachwerks unter der Annahme, dass der Unterbau keine Schubkräfte aufnimmt, berechnet werden. Im Anschluss an die entsprechenden Nachweisführung für das Dachwerk werden die Auflager in einer zweiten Berechnung als horizontal unverschieblich angenommen. Die resultierenden, maximalen Schubkräfte an den Auflagern können nun dem Unterbau für weitere Berechnungen zugewiesen werden.

6. Schlussbetrachtung

Zum Abschluss soll neben einem kurzen Ausblick auf weiterführende Forschungsmöglichkeiten auch noch auf den Prozess der Validierung eingegangen werden, welcher der Bestätigung der zuvor rechnerisch bestimmten Ergebnisse dient. Ein möglicher Ansatz hierfür ist es, in-situ Verformungsmessungen durchzuführen, wie dies beispielsweise von Steffens an vielen unterschiedlichen Konstruktionen verfolgt wurde [149]. Ebenso führten Branco et al. an portugiesischen, historischen Dachwerken Feldversuche durch, um das globale Tragverhalten zu ermitteln [12]. Der Verfasser dieser Arbeit entschied sich dazu, diese Idee aufzunehmen und unterschiedliche symmetrische als auch unsymmetrische Belastungsversuche am Dachwerk der Pfarrkirche Weyarn durchzuführen. Im Anschluss daran sollten die gemessenen vertikalen Verformungen mit den rechnerisch bestimmten verglichen werden. Im Rahmen der Versuchsvorbereitung wurden insgesamt 62 Messpunkte an den in der Dachwerksmitte befindlichen Gespärren XI bis XIV ausgewählt und mit Reflektoren versehen. Die Anordnung der Messpunkte ist in Abb. 6.1 exemplarisch für das Bindergespärre XIV zu sehen. Um jederzeit auf ein verformungsunabhängiges Bezugssystem zurückgreifen zu können, wurden am Gewölbe und an den Kirchenmauern nach bestmöglicher Verteilung sechs Festpunkte vermarktet. Als Messgerät wurde ein Tachymeter TCRP 1201 der Firma Leica mit einer Streckenmessgenauigkeit von 2 mm + 2 ppm und einer Winkelmessgenauigkeit von 0,3 mgon verwendet.

In einem weiteren Schritt war die Lasteinleitung festzulegen. Dabei stellte es sich als unmöglich heraus, unter vertretbarem Aufwand schräg auf die Dachfläche wirkende Flächenlasten aufzubringen, um den bedeutenden Lastfall „Eigengewicht + Wind“ abzubilden. Die angestrebte Validierung der Berechnungsergebnisse durch in-situ-Verformungsmessungen war damit unmöglich geworden. Um dem Anspruch einer sachgerechten Validierung dennoch nachzukommen, wurde vor Ort geprüft, ob sich die Berechnungsergebnisse des Lastfalls Eigengewicht in Einklang mit dem Zustand des Dachwerks befinden. Bei diesem Vorgang konnten keine Beobachtungen gemacht werden, welche der Stabwerksberechnung widersprochen hätten. Die errechnete Verformungsfigur wies gute Übereinstimmungen mit der des Dachwerks auf, wodurch wiederum die Güte der Analyse bestätigt werden konnte. Allgemein scheint dem Verfasser dieser Arbeit genau dieses Vorgehen am sinnvollsten zu sein, da die Wechselwirkung aus Rechnung und Beobachtung einen ständigen Begleiter

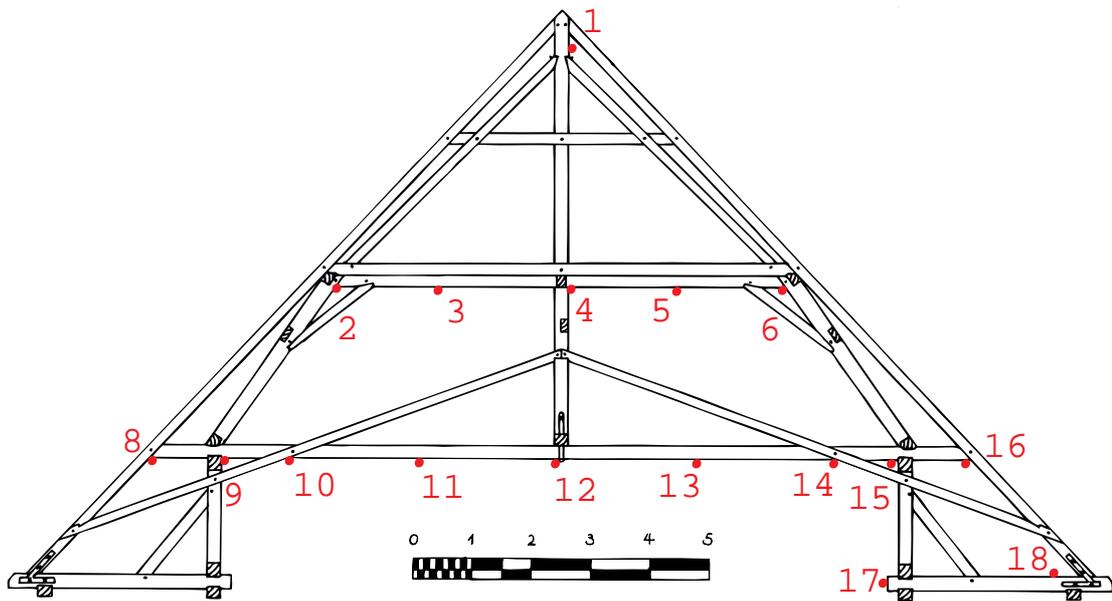


Abb. 6.1: Darstellung der Messpunkte an Bindergespärre XIV

des Ingenieurs darstellt, welcher mit der Zustandsbewertung eines Bauwerks beauftragt ist. Ziel und wesentliche Leistung des fachgerecht handelnden Ingenieurs muss es sein, sämtliche Erscheinungen an einem Bauwerk wahrzunehmen, in einen Gesamtkontext einzuordnen und bei Bedarf durch deren rechnerische Berücksichtigung die Berechnungen immer näher an das reale Tragverhalten der Struktur heranzuführen (vgl. Pieper [127, S.22–23]). Von besonderer Bedeutung ist in diesem Zusammenhang die Kenntnis der Baugeschichte, da sie den Schlüssel zum Verständnis eines Objektes darstellen kann. Um die Baugeschichte zu erfassen, sind oftmals zahlreiche und umfassende Untersuchungen am Bauwerk selbst als auch Archivstudien zu den vorhandenen Bauakten erforderlich, um einen umfassenden Eindruck von der vorliegenden Bausubstanz zu gewinnen. Am besten lässt sich in diesem Zusammenhang ein Vergleich zur medizinischen Anamnese ziehen, bei der ein Arzt im Gespräch mit seinem Patienten die Vorgeschichte in Bezug auf dessen aktuelle Krankheit ermittelt, da diese kausale Zusammenhänge aufweisen kann (vgl. Pieper [127, S. 20–22]). Im Folgenden soll jedoch nicht weiter auf die Bedeutung der Bauforschung eingegangen werden, da es sich hierbei um ein sehr umfassendes Sachgebiet und eine eigenständige wissenschaftliche Disziplin handelt. Auch der Vorgang der Validierung einer Berechnung soll im Rahmen dieser Schlussbetrachtung nicht weiter besprochen werden. Stattdessen soll der Fokus des Interesses erneut auf den

Nutzen von in-situ Verformungsmessungen gerichtet werden.

Nachdem erkannt worden war, dass eine Validierung anhand von in-situ Verformungsmessungen nicht möglich ist, erfolgte eine Neudefinition der Zielrichtung der angestrebten Messungen. Im Folgenden sollte versucht werden, durch eine alternative Belastung mit vertikalen Einzellasten im Inneren der Struktur Rückschlüsse auf das globale Tragverhalten des Dachwerkes zu ziehen. Die Größe der erforderlichen Einwirkungen, um gerade noch elastische Verformungen zu erzeugen, wurde durch überschlägige Rechnungen ungefähr zu 1500 kg abgeschätzt. Um Beschädigungen am Dachwerk oder gar dem Deckenfresko der Kirche zu vermeiden, galt es, eine schnelle Reversibilität der Lasten zu gewährleisten. Daher wurden diese in Form von Studenten abgebildet, welche durch 20 - 30 kg schwere Rucksäcke auf eine Lastgröße von je 1 kN gebracht wurden. Die Wahl der Lasteinleitungspunkte erfolgte in zweckmäßiger Ausrichtung an den Gegebenheiten des Dachwerkes in möglichst gleichmäßiger Verteilung auf den beiden Kehlbalkenlagen (Abb. 6.2). Der Sicherheit der Studenten wurde dabei oberste Priorität eingeräumt. Nach Abschluss der eben geschilderten Arbeiten wurde anhand einer Testmessung die Eignung der Messmethode überprüft und der Messablauf entsprechend abgestimmt. Anschließend konnten 8 Belastungsversuche mit einer Belastungs- und Messdauer von je 20 Minuten durchgeführt werden. Der symmetrischen Belastung von Binderespärre XIV folgten die zugehörigen unsymmetrischen Lastfälle des Gespärres, wobei einmal lediglich die linke und ein weiteres mal nur die rechte Dachwerkshälfte belastet wurde. Dasselbe wurde anschließend mit dem benachbarten Leergespärre durchgeführt. Zuletzt wurden die beiden symmetrischen Lastfälle wiederholt. Neben diesen 8 Belastungsversuchen wurden zwischendurch auch 3 Leermessungen zur Aufnahme eines möglichen Tagesganges und zur Feststellung bleibender Verformungen vorgenommen. Anhand der Leermessungen war ersichtlich, dass sämtliche Verformungen wunschgemäß reversibel waren.

Bei der anschließenden Auswertung der Belastungsversuche zeigte sich, dass es schier unmöglich war, Aussagen über das globale Tragverhalten des Dachwerkes zu treffen, da erwähnenswerte Verformungen lediglich lokal begrenzt im Bereich der Lastaufbringung auftraten. Als Auslöser hierfür konnten nach eingehender Inspektion der Verbindungen allgegenwärtige Klaffungen identifiziert werden. Diese bewirkten, dass die aufgebrachten Lasten nur eine innere Teilstruktur des Dachwerkes anregten, ohne Kräfte auf die umliegenden Strukturen zu übertragen. Folglich kam es auch nur zu den beobachteten, lokalen Verformungen. Da Klaffungen jedoch in jedem barocken Dachwerk in Südbayern und an nahezu allen Verbindungen auftreten, handelt es sich hierbei um ein generelles Phänomen, welches Verformungsmessungen einer deutlichen Beschränkung unterwirft. Somit ist es im Allgemeinen nicht zielführend, in-situ Verformungsmessungen durchzuführen, welche das Ziel verfolgen, Rückschlüsse auf das Tragverhalten eines barocken Dachwerkes zu ziehen. An-

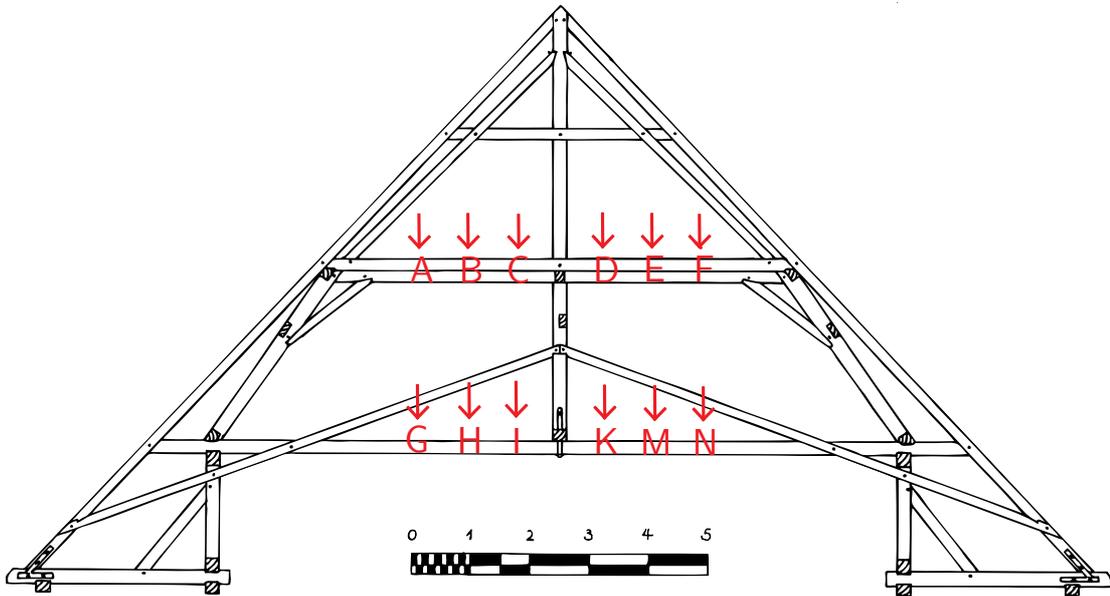


Abb. 6.2: Darstellung der Lasteinleitungspunkte an einem Bindergespärre für die symmetrische Belastung

hand dieser Erkenntnis soll auch nicht weiter auf eine detaillierte Darstellung und Besprechung der Messergebnisse eingegangen werden. Lediglich eine nicht unbedeutende Beobachtung hinsichtlich der Rotationssteifigkeiten von Verbindungen, welche im Rahmen der Verformungsmessungen gemacht wurde, soll im Folgenden noch eingehender erläutert werden.

Anhand der Leermessungen konnte bereits bestätigt werden, dass die Verformungen elastisch waren. In einem weiteren Schritt wurde auch geprüft, ob sich das System bei Lastaufbringung linear oder nichtlinear verhält. Im linear elastischen Fall gilt das Prinzip der Superposition. Demnach müsste die Addition der Verformungen aus den unsymmetrischen Lastfällen jeweils dem Wert des symmetrischen Lastfalls entsprechen. Die Ergebnisauswertung zeigte, dass dies zwar auf das untersuchte Leergespärre, jedoch nicht auf das Bindergespärre zutraf. Während die Verformung an Messpunkt 12 bei symmetrischer Belastung 13,8 mm betrug, lag die Addition der unsymmetrischen Deformationen lediglich bei 9,8 mm. Die Ursache für dieses nicht-lineare Verhalten des Bindergespärres konnte durch einen Vergleich dessen Aufbaus mit dem der Leergespärre ermittelt werden. Im Bereich der Lastaufbringung unterscheiden sich die Bindergespärre von den Leergespärren vorrangig durch die vorhandenen diagonalen Streben, welche die Kehlbalken schräg überblatten. Unterliegen

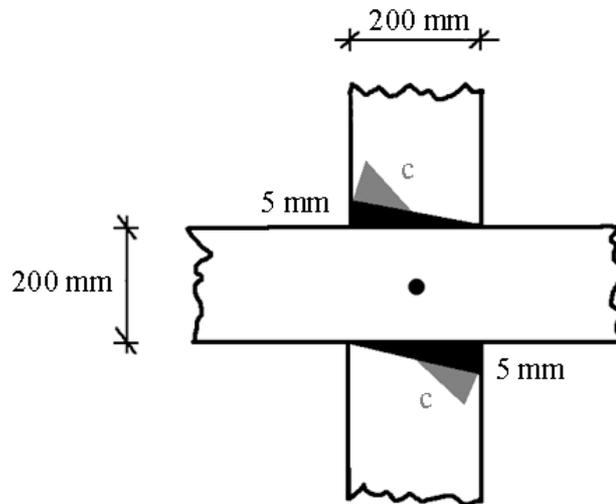


Abb. 6.3: Überschlüssiges Modell zur Ermittlung von Rotationssteifigkeiten

die Kehlbalken einer Biegung, so wirken diese Überblattungen als elastische Einspannungen. Diese Drehfedern werden jedoch erst aktiviert, wenn die vorhandenen Klaffungen der Verbindung und damit eine bestimmte Verdrehung überwunden ist. Während diese Verdrehung im symmetrischen Lastfall nicht erreicht wurde, verhielt es sich bei den unsymmetrischen Lastfällen anders. Die Aktivierung der Drehfedern bewirkte eine Versteifung des Kehlbalkens und führte folglich zu dessen geringerer Verformung. Die Rotationssteifigkeit der Überblattung nahm damit einen entscheidenden Einfluss auf das Tragverhalten der belasteten Teilstruktur. Da es kaum Erkenntnisse zu den Rotationssteifigkeiten von Verbindungen gibt (s. Abschnitt 3.3), soll im Folgenden ein ingenieurmäßiger Vorschlag des Verfassers dieser Arbeit zu deren einfacher, überschlägiger Abschätzung gemacht werden. Als Beispiel soll eine Überblattung nach Abb. 6.3 betrachtet werden, welche durch eine Klaffung von 5 mm gekennzeichnet ist. Unterliegen die beiden Balken einer Verdrehung, so liefert anfänglich lediglich der Holznagel eine geringe Torsionssteifigkeit nach Formel 6.1.

$$C_{\varphi} = \frac{G \cdot I_T}{l_c} \quad (6.1)$$

mit

- G : Schubmodul des Holznagels
- I_T : Torsionsflächenmoment 2. Grades des Holznagels
- l_c : charakteristische Länge des Holznagels (Annahme: halbe Nagellochlänge)

Durch Anwendung der Winkelsätze lässt sich beispielsweise an einem Balkenpaar mit $b/h=200/200$ mm für die vorgegebene Klaffung berechnen, dass der zu überwindende Winkel, bis sich die beiden Balken berühren, etwa 2° beträgt und der Holznagel bis dahin ein Moment von 15 Nm aufnimmt. Ist die Klaffung geschlossen, so nimmt die Rotationssteifigkeit bei weiterer Verdrehung deutlich zu, da nun Kräfte über die Kontaktflächen der Balken übertragen werden können. Eine überschlägige Bestimmung der Drehsteifigkeit der beiden Balken ist anhand von Formel 6.2 möglich. Unter der Annahme, dass sich die Kontaktfläche über die halbe Seitenwange der Blattsasse erstreckt und die charakteristische Länge der Kontaktfläche, die zur Aufnahme der Druckspannung herangezogen wird, den vierfachen Wert davon beträgt, so ergibt sich bei einer weiteren Verdrehung um 2° ein aufnehmbares Moment von 4150 Nm. Überträgt man nun noch das bilineare Berechnungsergebnis auf eine Verdrehung der Balken in die Gegenrichtung, so resultiert daraus die in Abb. 6.4 dargestellte, punktsymmetrische Rotationssteifigkeit, welche im Rahmen von Stabwerksberechnungen angesetzt werden kann.

$$C_\varphi = \frac{E \cdot I}{l_C} \tag{6.2}$$

mit

- E : Elastizitätsmodul (Mittelung aus E_l und E_p)
- I : Flächenträgheitsmoment 2. Grades der Kontaktfläche
- l_c : charakteristische, mitwirkende Länge über der Kontaktfläche (Annahme: vierfacher Wert der Seitenabmessung der Kontaktfläche)

Nach der ingenieurmäßigen Abschätzung der Rotationssteifigkeiten von zimmermannsmäßigen Verbindungen sollen abschließend noch einige Anregungen für weitere Forschungsaktivitäten gegeben werden. In Kapitel 2 konnte gezeigt werden, dass offene Dachwerke aufgrund des unterbrochenen Kraftflusses in ihrer Zerrbalkenlage durchaus sensitiv auf Systemänderungen reagieren. Grundsätzlich können sich zwei unterschiedliche Lastabtragungsmechanismen einstellen. Zum einen der

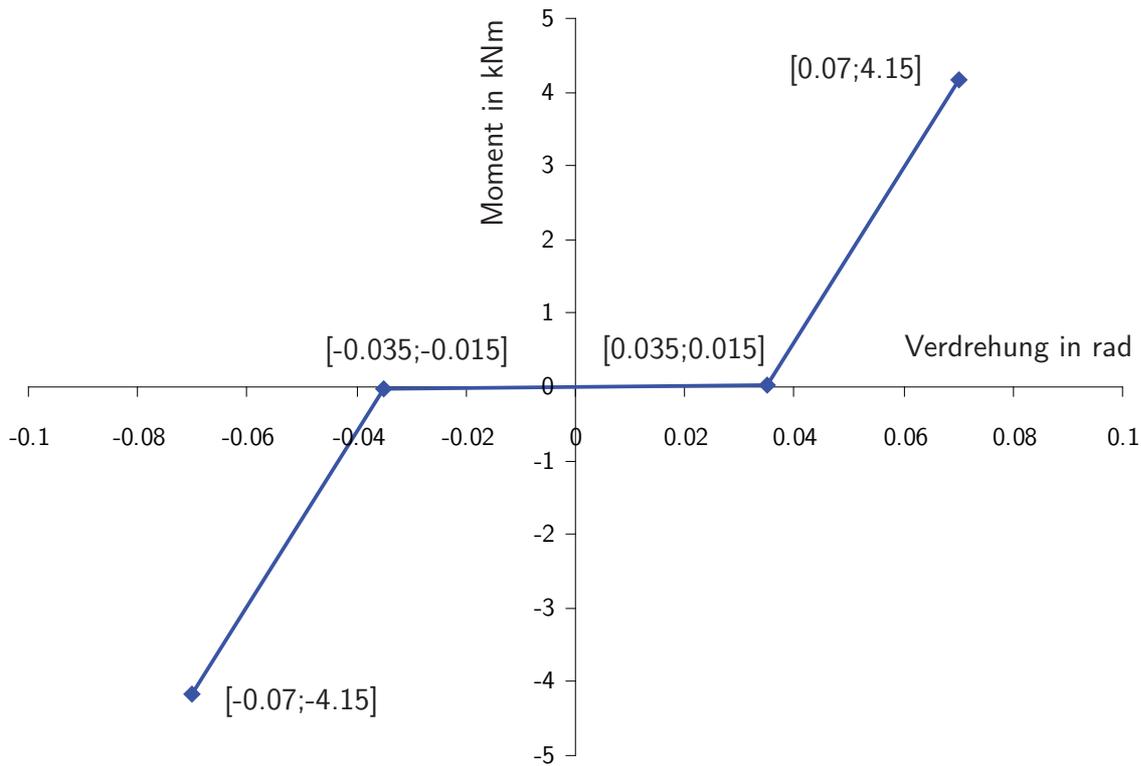


Abb. 6.4: Abschätzung der Momenten-Verdrehungs-Linie für eine Überblattung mit Klaffungen

des Fachwerkträgers mit geknicktem Ober- und Untergurt und zum anderen der eines polygonalen Bogentragwerks. In der gebauten Realität können sich auch Mischsysteme einstellen. Dabei dominiert meist eine polygonale Bogentragwirkung, da sich die inneren Strukturen eines Dachwerks nachgiebig verhalten. Diese statische Betrachtung und Einordnung barocker Dachwerke wurde bisher in keiner anderen Arbeit vorgenommen. In einem analogen Vorgehen sollte eben dieser Ansatz auch für die bisher zu wenig betrachteten Dachwerke des frühen 17. Jahrhunderts und des 19. Jahrhunderts verfolgt werden. Ein weiterer Schwerpunkt dieser Arbeit galt der Ermittlung der Steifigkeiten von Überblattungen unter Normalkraftbeanspruchung. In Kapitel 4 wurden erstmals Versuche und Berechnungen unternommen, um das Last-Verformungs-Verhalten dieser bisher noch unbeachteten Verbindung zu erfassen. Obwohl man mit den Ergebnissen der Untersuchung sehr zufrieden sein kann, reichen sie natürlich keinesfalls aus, um allgemein anwendbar zu sein oder gar als Grundlage für eine Bemessungsformel zu dienen. Daher sollten weitere Versuche an Überblattungen unter Variation der Geometrie und des Anschlusswinkels durchgeführt werden. Im Rahmen der begleitenden FE-Berechnungen sollten vor allem Ansätze der Bruchmechanik Berücksichtigung finden, um die experimen-

tell bestimmten Bruchlasten auch rechnerisch nachvollziehen zu können. In Kapitel 5 wurden der Einfluss der Nichtlinearität sowie der Räumlichkeit der Lastabtragung auf das Tragverhalten offener Barockdachwerke untersucht. Dabei stellte sich heraus, dass die Berücksichtigung von Nichtlinearitäten mit Ausnahme der Unterscheidung, ob die Verbindung auf Druck oder Zug beansprucht ist, in den betrachteten Fällen kaum zu nennenswerten Änderungen im Schnittkraftverlauf führte. Die Verformungen der Dachwerke dagegen nahmen deutlich zu. Die Frage, ob Nichtlinearitäten im Rahmen von Dachwerksberechnungen grundsätzlich vernachlässigt werden können, scheint damit beantwortet zu sein. Weitere Fallstudien sind nicht erforderlich. Anders verhält es sich bezüglich der Räumlichkeit der Lastabtragung. In Dachwerken mit durchgehender Zerrbalkenlage sowie bei offenen Dachwerken, deren Längsverbände lediglich in Form von Rähmen und Schwellen ausgebildet sind, können räumliche Tragwirkungen vernachlässigt werden, da ebene Modelle mit Ersatzfedern unter einem deutlich geringeren Eingabeaufwand vergleichbare Ergebnisse liefern. Sind in offenen Dachwerken dagegen ausgeprägte Windverbände vorhanden, so sollte keinesfalls auf diese stark vereinfachte Art der Modellierung zurückgegriffen werden, da die ermittelten Schnittkraftverläufe die Realität meist nur unzureichend abbilden können. Vor allem senkrecht stehende Längsverbände, wie etwa die Stuhlwände im Dachwerk der Pfarrkirche Weyarn, stellen verhältnismäßig steife Scheiben dar, auf welche sich das Dachwerk „stützen“ kann. Als Folge dessen wird ein nicht unerheblicher Lastanteil in derartige Strukturen eingeleitet. Um räumliche Lastabtragungseffekte in einen größeren Gesamtkontext einordnen und deren Bedeutung klarer differenzieren zu können, sollten auch hierfür in Zukunft fallweise weitere Berechnungen unternommen und ausgewertet werden. In direktem Zusammenhang dazu bietet sich auch eine tiefergehende Untersuchung des Einflusses der horizontalen Auflagernachgiebigkeiten an, welche im Rahmen dieser Arbeit nicht betrachtet wurden.

Literaturverzeichnis

- [1] ABAQUS: *Abaqus Analysis User's Manual*. Aachen: Abaqus Deutschland GmbH, 2008 4.1.3, 4.1.3, 4.1.3
- [2] ABEL, Marcus: *Das Historische Dachwerk der Wallfahrtskirche Mariä Himmelfahrt in Tuntenhausen: Erfassung und Beurteilung von Schäden*. Bachelorarbeit, Universität der Bundeswehr München, Fakultät für Bauingenieurwesen, 2009. – unveröffentlicht C.1
- [3] BARTHEL, Rainer: *BayFORREST Forschungsprojekt F230 - Ressourcenschonende Instandsetzung alter Dachtragwerke - Nutzung des Laseraufmasses und objektorientierter Modellierung*. München: Lehrstuhl für Tragwerksplanung, TU München, 2006 3.3, 3.4
- [4] BECK, Ludwig: *Die Geschichte des Eisens in technischer und kulturgeschichtlicher Beziehung*. Bd. 2: Das XVI. und XVII. Jahrhundert. Braunschweig: Friedrich Vieweg und Sohn, 1893-1895 3.2.2
- [5] BECK, Ludwig: *Die Geschichte des Eisens in technischer und kulturgeschichtlicher Beziehung*. Bd. 3: Das XVIII. Jahrhundert. Braunschweig: Friedrich Vieweg und Sohn, 1897 3.2.2
- [6] BERGER, Roy: *Realistische Modellierung und Berechnung eines historischen Dachtragwerks*. Diplomarbeit, Universität der Bundeswehr München, Fakultät für Bauingenieurwesen, 2009. – unveröffentlicht 5
- [7] BINDING, Günther: *Das Dachwerk auf Kirchen im deutschen Sprachraum*. München: Deutscher Kunstverlag, 1991 1.3, 2
- [8] BLASS, Hans-Joachim; EHLBECK, Jürgen; KREUZINGER, Heinrich; STECK, Günter; HOLZFORSCHUNG E. V., Deutsche G. (Hrsg.): *Erläuterungen zu DIN 1052: 2004-08*. Karlsruhe: Bruderverlag, 2004 3.3, 3.3.4
- [9] BLASS, Hans-Joachim; ERNST, H.; WERNER, H.: Verbindungen mit Holzstiften - Untersuchungen über die Tragfähigkeit. In: *bauen mit holz 101* (1999), Heft 10, S. 45–52 3.3.1

- [10] BLASS, Hans-Joachim; FALK, Volker; GÖRLACHER, Rainer: Statische Modellierung hölzerner Dachtragsysteme am Beispiel des Dachwerks der katholischen Kirche in Kirchdorf/Brigachtal. In: *Erhalten historisch bedeutsamer Bauwerke - Jahrbuch 1995, SFB 315* (1997), S. 303–322 3.4, 3.4, 5, 5.2.1
- [11] BLASS, Hans-Joachim; FALK, Volker C.; GÖRLACHER, Rainer: Statische Modellierung der Nachgiebigkeiten historischer Holzverbindungen. In: *Erhalten historisch bedeutsamer Bauwerke - Jahrbuch 1996, SFB 315* (1999), S. 219–245 3.3, 3.3.1, 3.3.2, 3.3.3, 3.3.6
- [12] BRANCO, Jorge M.; PIAZZA, M.; VARUM, H.: Field tests of a timber queenpost truss and numerical analysis. In: *Structural Analysis of Historic Construction - Preserving Safety and Significance* Bd. 1, 2008, S. 507–514 6
- [13] BRANDES, Klaus: Eigenschaften alter Eisen und Stähle und ihre adäquate Materialprüfung und Bewertung. In: *Bautechnik 85* (2008), S. 394–406 3.2.2
- [14] BRENNINGER, Georg: *Mariä Verkündigung Altenerding*. Regensburg: Verlag Schnell & Steiner GmbH, 2002 2.6.4
- [15] BREYMAN, Gustav A.: *Allgemeine Bau-Constructions-Lehre mit besonderer Beziehung auf das Hochbauwesen. Theil 2: Constructionen in Holz*. 4. Auflage. Stuttgart: Gustav Weise, 1870 2.2, 2.6
- [16] CERALDI, C.; MORMONE, V.; RUSSO ERMOLLI, E.: Restoring of timber structures: Connections with timber pegs. In: *Structural Analysis of Historic Construction - Preserving Safety and Significance* Bd. 2, 2008, S. 915–920 3.3.1
- [17] DAEVES, Karl: Eigenschaften des Dübeleisens mittelalterlicher Dome. In: *Deutsche Kunst und Denkmalpflege - Jahrgang 1942/1943* (1942), S. 84–88 3.1.2, 3.2.2
- [18] DE OLIVEIRA FEIO, Artur J.: *Inspection and Diagnosis of Historical Timber Structures: NDT Correlations and Structural Behaviour*. Dissertation, Universität Minho, Portugal, 2005 3.3.3
- [19] DEHIO, Georg: *Handbuch der Deutschen Kunstdenkmäler, Bayern IV: München und Oberbayern*. München, Berlin: Deutscher Kunstverlag, 1990 A
- [20] DEINHARD, Martin: *Die Tragfähigkeit historischer Holzkonstruktionen*. Karlsruhe: Bruderverlag, 1963 1.3, 2.4, 3.3
- [21] DEUTSCHES INSTITUT FÜR NORMUNG E.V. (Hrsg.); DEUTSCHE GESELLSCHAFT FÜR HOLZFORSCHUNG E.V. (Hrsg.): *Holzbauwerke - Eine ausführ-*

- liche Erläuterung zu DIN 1052, Teil 1 bis 3.* Berlin, Köln, Wiesbaden: Beuth Verlag, 1989 3.3.2, 3.3.3
- [22] DIN 1052: *Holzbauwerke - Teil 1: Berechnung und Ausführung; Teil 2: Mechanische Verbindungen.* Berlin, 1988-04 3.2.2, 3.3, 3.3.2, 3.3.6, 3.3.6, 3.3.6
- [23] DIN 1052: *Entwurf, Berechnung und Bemessung von Holzbauwerken - Allgemeine Bemessungsregeln und Bemessungsregeln für den Hochbau.* Berlin, 2008-12 3.2.1, 3.3, 3.3.2, 3.3.2, 3.3.4, 3.3.6, 4.1.3
- [24] DIN 1055: *Einwirkungen auf Tragwerke - Teil 1: Wichten und Flächenlasten von Baustoffen, Bauteilen und Lagerstoffen.* Berlin, 2002-06 3.2.1, 5
- [25] DIN 1055: *Einwirkungen auf Tragwerke - Teil 4: Windlasten.* Berlin, 2005-03 5
- [26] DIN 4074: *Sortierung von Holz nach der Tragfähigkeit - Teil 1: Nadelschnittholz.* Berlin, 2003-06 3.2.1
- [27] DIN 68364: *Kennwerte von Holzarten.* Berlin, 2003-05 3.2.1, 4.1.2, 4.1.3
- [28] DIN EN 26891: *Holzbauwerke - Verbindungen mit mechanischen Verbindungsmitteln. Allgemeine Grundsätze für die Ermittlung der Tragfähigkeit und des Verformungsverhaltens.* Berlin, 1991-07 3.3.1, 3.3.2
- [29] DIN EN 338: *Bauholz für tragende Zwecke.* Berlin, 2003-09 3.2.1, 4.1.3
- [30] DRÖGE, Georg; STOY, Karl-Heinz: *Grundzüge des neuzeitlichen Holzbaues.* Band 1. Berlin: Ernst und Sohn Verlag, 1981 3.3.3
- [31] EBERHARDSTEINER, Josef: *Mechanisches Verhalten von Fichtenholz: Experimentelle Bestimmung der biaxialen Festigkeitseigenschaften.* Wien, New York: Springer-Verlag, 2002 4.1.3
- [32] EHLBECK, Jürgen; GÖRLACHER, Rainer: Erste Ergebnisse von Festigkeitsuntersuchungen an altem Konstruktionsholz. In: *Erhalten historisch bedeutsamer Bauwerke - Jahrbuch 1987, SFB 315* (1987), S. 235–247 3.2.1
- [33] EHLBECK, Jürgen; GÖRLACHER, Rainer: Bohrwiderstandsmessungen an eingebautem Konstruktionsholz. In: *Erhalten historisch bedeutsamer Bauwerke - Jahrbuch 1989, SFB 315* (1990), S. 205–215 3.1.2
- [34] EHLBECK, Jürgen; GÖRLACHER, Rainer: Zur Problematik bei der Beurteilung der Tragfähigkeit von altem Konstruktionsholz. In: *bauen mit holz 92* (1990), Heft 2, S. 117–121 3.2.1
- [35] EHLBECK, Jürgen; HÄTTICH, Ronnie: Tragfähigkeit und Verformungsverhalten von ein- und zweischnittig beanspruchten Holznägeln. In: *Erhalten histo-*

- risch bedeutsamer Bauwerke - Jahrbuch 1988, SFB 315* (1989), S. 281–299
3.3.1, 3.3.1
- [36] EISSING, Thomas; THÜRINGISCHES LANDESAMT FÜR DENKMALPFLEGE UND ARCHÄOLOGIE (Hrsg.): *Kirchendächer in Thüringen und dem südlichen Sachsen-Anhalt*. Naumburg: Saaledruck Naumburg GmbH, 2009 1.3
- [37] ERLER, Klaus: *Alte Holzbauwerke - Beurteilen und Sanieren*. 3. Auflage. Berlin: Verlag für Bauwesen, 2004 3.1.1, 3.1.2
- [38] FABBROCINO, G.; MARCARI, G.; LAORENZA, C.; COSENZA, E.: Structural analysis of the Caserta Royal Palace timber roof connections. In: *Structural Analysis of Historic Construction - Preserving Safety and Significance* Bd. 1, 2008, S. 715–722 3.3.3
- [39] FASSNAUER, Alois: *Baumburg*. Trostberg: Alois Erdl, 2001 2.6.6
- [40] FISCHER-KOHNERT, Barbara: *Das mittelalterliche Dach als Quelle zur Bau- und Kunstgeschichte*. Petersberg: Michael Imhof Verlag, 1999 3, 2.3
- [41] FLEISCHMANN, Martin: *Numerische Berechnungen von Holzkonstruktionen unter Verwendung eines realitätsnahen orthotropen elasto-plastischen Werkstoffmodells*. Dissertation, Technische Universität Wien, Fakultät für Bauingenieurwesen, 2005 4.1.3, 4.1.3
- [42] FRANK, Stefan; LAMMERICH, Werner: *TIV (Through Indenter Viewing) - Neue Möglichkeiten der mobilen Härteprüfung*. <http://www.ndt.net/article/dgzfp02/papers/v18/v18.htm>. 2002 3.2.2
- [43] FREY, Andrea: Ermittlung der Werkstoffkenngrößen alter Stähle an kleinen Proben. In: *Erhalten historisch bedeutsamer Bauwerke - Jahrbuch 1996, SFB 315* (1999), S. 209–217 3.2.2
- [44] GERMANN-BAUER, Peter: *Pfarr- und Wallfahrtsbasilika Tuntenhausen*. Regensburg: Verlag Schnell & Steiner GmbH, 1989 2.6.1
- [45] GERNER, Manfred: *Handwerkliche Holzverbindungen der Zimmerer*. Stuttgart: Deutsche Verlagsanstalt, 1998 2.2
- [46] GERNER, Manfred: *Entwicklung der Holzverbindungen*. Stuttgart: Fraunhofer IRB Verlag, 2000 2.2, 2.2
- [47] GIERTH, Johann: *Der Wiener Zimmermann*. Wien: Ludwig Förster, 1840 2.2, 2.5

-
- [48] GLOS, Peter: *Ermittlung des nationalen und internationalen Standes der maschinellen Holzsortierung*. München: Deutsche Gesellschaft für Holzforschung e.V., Schlussbericht, 1986 3.2.1
- [49] GLOS, Peter: Festigkeit von Fichten-Bauholz mit Insekten- und Pilzbefall (Biegefestigkeit). In: *Holz als Roh- und Werkstoff 47* (1989), S. 329–335 3.2.1
- [50] GÖRLACHER, Rainer: Zerstörungsfreie Prüfung von Holz: Ein in situ - Verfahren zur Bestimmung der Rohdichte. In: *Holz als Roh- und Werkstoff 45* (1987), S. 273–278 3.2.1, 3.2.1
- [51] GÖRLACHER, Rainer: Die Ausziehwidstandsmessung. In: *bauen mit holz 92* (1990), S. 904–908 3.2.1
- [52] GÖRLACHER, Rainer: Bestimmung des Elastizitätsmoduls. In: *bauen mit holz 93* (1991), Heft 8, S. 582–587 3.2.1
- [53] GÖRLACHER, Rainer; BLASS, Hans-Joachim (Hrsg.); GÖRLACHER, Rainer (Hrsg.); STECK, Günter (Hrsg.): *Holzbauwerke nach Eurocode 5 - Grundlagen, Entwicklungen, Ergänzungen - Step 3. F13: Zum Tragfähigkeitsnachweis bei alten Holzkonstruktionen*. Düsseldorf: Fachverlag Holz, 1995 3
- [54] GÖRLACHER, Rainer: Ein Verfahren zur Ermittlung des Rollschubmoduls von Holz. In: *Holz als Roh- und Werkstoff 60* (2002), S. 317–322 3.2.1
- [55] GÖRLACHER, Rainer; ECKERT, Hannes: *Hölzerne Tragwerke - Untersuchen, Berechnen und Instandsetzen*. Karlsruhe: Sonderforschungsbereich 315, Univ. Karlsruhe (TH), 1996 1.1, 1.3, 3.1.1, 3.2.1, 3.3
- [56] GÖRLACHER, Rainer; ECKERT, Hannes: *Historische Holztragwerke - Untersuchen, Berechnen und Instandsetzen*. Karlsruhe: Sonderforschungsbereich 315, Univ. Karlsruhe (TH), 1999 1.3, 3.2.1, 3.3, 3.3.2, 5
- [57] GÖRLACHER, Rainer; HÄTTICH, Ronnie: Die Bohrwidstandsmessung. In: *bauen mit holz 92* (1990), S. 455–459 3.1.2, 3.2.1
- [58] GÖRLACHER, Rainer; HÄTTICH, Ronnie; KROMER, Martin; EHLBECK, Jürgen: Tragfähigkeit und Verformungsverhalten von zugbeanspruchten Blattverbindungen in historischen Holzkonstruktionen. In: *Erhalten historisch bedeutsamer Bauwerke - Jahrbuch 1990, SFB 315* (1992), S. 273–292 3.3.4, 3.3.4, 3.3.4, 4.1.1
- [59] GÖRLACHER, Rainer; KROMER, Martin: Tragfähigkeit von Versatzanschlüssen in historischen Holzkonstruktionen. In: *bauen mit holz 91* (1989), Heft 3, S. 164–169 3.3.3

- [60] GÖRLACHER, Rainer; KROMER, Martin; EHLBECK, Jürgen: Das Dachtragwerk der Klosterkirche in Kirchheim/Ries. Zur wirklichkeitsnahen Bestimmung der Tragwirkung einer alten Holzkonstruktion. In: *Erhalten historisch bedeutsamer Bauwerke - Jahrbuch 1992, SFB 315* (1994), S. 97–105 [3.3.1](#), [5](#)
- [61] GÖTZ, Jürgen: Außergewöhnliches, gotisches Kehlriegeldach. In: *bauen mit holz 109* (2007), Heft 10, S. 16–20 [3](#)
- [62] HASENSTAB, Andreas: *Integritätsprüfung von Holz mit dem zerstörungsfreien Ultraschallechoverfahren*. Dissertation, Bundesanstalt für Materialforschung und -prüfung (BAM), 2006 [3.1.2](#)
- [63] HASENSTAB, Andreas: *Bericht BBMT 0800102 - Durchführung zerstörungsfreier Prüfungen mittels Ultraschallecho und Radar*. LGA Bautechnik GmbH, 2008 [3.1.2](#)
- [64] HASENSTAB, Andreas: *Berichte BBMT 0800049, BBKM 69601673-01 - Zerstörende Untersuchungen von historischem Metallband*. LGA Bautechnik GmbH, 2008 [3.2.2](#)
- [65] HASENSTAB, Andreas; KRAUSE, M.; HILLEMEIER, B.; RIECK, C.: Ultraschallecho-Messungen an Holz. In: *Holz als Roh- und Werkstoff 64* (2006), S. 475–481 [3.1.2](#)
- [66] HASENSTAB, Andreas; KRAUSE, M.; LUTZ, J.; HILLEMEIER, B.; RIECK, C.: Niederfrequente Ultraschall-Echo-Verfahren und Bohrwiderstandsmessung zur Untersuchung von Holzbauteilen. In: *DGZfP-Jahrestagung 02.-04-Mai 2005 in Rostock, DGZfP-Berichtsband auf CD: Plakat 55* (2005) [3.1.2](#)
- [67] HÄTTICH, Ronnie: Bohrwiderstandsmessungen zur Ermittlung der Geometrie von Holzverbindungen. In: *Erhalten historisch bedeutsamer Bauwerke - Jahrbuch 1989, SFB 315* (1990), S. 216–218 [3.1.2](#)
- [68] HAUER, Markus; SEIM, Werner; WENZEL, Fritz: Wirklichkeitsnahe Simulation des Tragverhaltens alter Dachstühle. In: *Erhalten historisch bedeutsamer Bauwerke - Jahrbuch 1993, SFB 315* (1996), S. 195–203 [3.3.2](#), [3.4](#), [5](#)
- [69] HEIMESHOFF, Bodo; KÖHLER, Nikolaus: *Untersuchung über das Tragverhalten von zimmermannsmäßigen Holzverbindungen*. Stuttgart: IRB Verlag, 1989 [1.3](#), [3.3](#), [3.3.3](#), [3.3.3](#), [3.3.4](#)
- [70] HEIMESHOFF, Bodo; SCHELLING, Wolfgang; REYER, Eckhard: *Informationsdienst Holz - Zimmermannsmäßige Holzverbindungen*. Stuttgart: IRB Verlag, 1988 [1.3](#), [3.3](#), [3.3.3](#)

-
- [71] HELMERICH, Rosemarie: *Alte Stähle und Stahlkonstruktionen*. Berlin: Wirtschaftsverlag NW, 2005. – Forschungsbericht 3.2.2
- [72] HILL, Rodney: *The mathematical theory of plasticity*. Oxford: The Clarendon Press, 1950 4.1.3
- [73] HINKES, Franz-Josef: *Experimentelle und rechnerische Untersuchungen zur Ermittlung der Tragfähigkeit von Zapfenverbindungen*. Dissertation, Universität Hannover, Institut für Bautechnik und Holzbau, 1987 3.3.2
- [74] HOLZER, Stefan M.: Structural iron elements in German timber roofs (1600-1800). In: *Construction History Vol. 23* (2008), S. 33–57 19
- [75] HOLZER, Stefan M.: „Zimmerkunst“ - Zur Entstehung des bautechnischen Fachbuches im deutschen Sprachraum. In: ZALEWSKI, Paul (Hrsg.): *Dachkonstruktionen der Barockzeit in Norddeutschland und im benachbarten Ausland*. Petersberg: Imhof, 2009, S. 177–190 9
- [76] HOLZER, Stefan M.; KÖCK, Bernd: *Meisterwerke barocker Bautechnik. Kuppeln, Gewölbe und Kirchendachwerke in Südbayern*. Regensburg: Verlag Schnell & Steiner GmbH, 2008 2, 9, 2.5, 24
- [77] HOLZER, Stefan M.; KÖCK, Bernd: Structure of baroque church roofs in Bavaria. In: *Structural Analysis of Historic Construction - Preserving Safety and Significance* Bd. 1, 2008, S. 235–242 13, 26, 41
- [78] HOLZER, Stefan M.; KÖCK, Bernd: Barocke Dachwerke: Konstruktion und Analyse des Tragverhaltens. In: *Bautechnik 86* (2009), S. 36–47 13
- [79] HOLZER, Stefan M.; KÖCK, Bernd: Investigations into the structural behaviour of German baroque timber roofs. In: *International Journal of Architectural Heritage, Volume 4* (2009), S. 316–338 25, 3.3.7
- [80] HOLZER, Stefan M.; KÖCK, Bernd: On the use of iron elements in southern Bavarian roofs of the Baroque. In: *Proceedings of the Third International Congress on Construction History* (2009), S. 821–828 21
- [81] HUBER, G.; REIM, H.: Spannungen und Verformungen bei Lasteintragungen schräg zur Faserrichtung. In: *bauen mit holz 84* (1982), Heft 9, S. 556–563 3.3.2
- [82] INTERNATIONAL COUNCIL ON MONUMENTS AND SITES (ICOMOS): *International Charter for the Conservation and Restoration of Monuments and Sites (The Venice Charter)*. http://www.international.icomos.org./charters/venice_e.htm. 1964 1.1

- [83] INTERNATIONAL COUNCIL ON MONUMENTS AND SITES (ICOMOS): *Principles for the Preservation of Historic Timber Structures*. http://www.international.icomos.org./charters/wood_e.htm. 1999 1.1
- [84] INTERNATIONAL COUNCIL ON MONUMENTS AND SITES (ICOMOS): *ICOMOS Charter - principles for the analysis, conservation and structural restoration of architectural heritage*. http://www.international.icomos.org./charters/structures_e.htm. 2003 1.1
- [85] JASIENKO, Jerzy; KARDYSZ, Marek: Deformation and strength criteria in assessing mechanical behaviour of joints in historic timber structures. In: *From material to structure - Mechanical Behaviour and failures of the timber structures* ICOMOS IWC, XVI International Symposium, 2007 4.1.3
- [86] JOHANNSEN, Otto: *Geschichte des Eisens*. 2. Auflage. Düsseldorf: Verlag Stahleisen m.b.H., 1925 3.2.2
- [87] JOHANNSEN, Otto: *Geschichte des Eisens*. 3. Auflage. Düsseldorf: Verlag Stahleisen m.b.H., 1953 3.2.2
- [88] JOHANSEN, K. W.: *Theory of Timber Connections*. International Association of Bridge and Structural Engineering, Publication 9, S. 249-262, 1949 3.3.1, 3.3.6
- [89] JOHN, Sabine; NADLER, Stefan: *Kath. Pfarr- und Wallfahrtskirche Mariä Himmelfahrt in Tuntenhausen: Dokumentation zur Bau-, Ausstattungs- und Restaurierungsgeschichte*. 2007 3.1.1
- [90] KÄPPLEIN, Rudolf; WIELGOSCH-FREY, Andrea: *Historische Eisen- und Stahlkonstruktionen - Untersuchen, Berechnen und Instandsetzen*. Karlsruhe: Sonderforschungsbereich 315, Univ. Karlsruhe (TH), 2001 3.2.2, 3.2.2
- [91] KEMPE, Klaus: *Holzschädlinge*. Berlin: Huss-Medien, 2004 3.1.1
- [92] KESSEL, Martin H.: Untersuchung der Tragfähigkeit von Verbindungen mit Eichenholznägeln. In: *bauen mit holz 92* (1990), S. 246–250 3.3.1
- [93] KESSEL, Martin H.; AUGUSTIN, Ralf: Untersuchung der Tragfähigkeit von Holzverbindungen mit Holznägeln. In: *bauen mit holz 96* (1994), S. 484–487 3.3.1
- [94] KOCH, Friedrich: *Der geübte Werkmeister des Zimmerwerks*. Schwabach: Johann Gottlieb Mizler, 1784 2.4

-
- [95] KOCH, Heiko: *Untersuchungen zum Last-Verformungsverhalten historischer Holztragwerke*. Dissertation, Universität Kassel, Institut für konstruktiven Ingenieurbau, Fachgebiet Bauwerkserhaltung und Holzbau, 2010 3.3.2
- [96] KÖCK, Bernd; HOLZER, Stefan M.: Baroque timber roofs without a continuous tiebeam. In: *Proceedings of the Third International Congress on Construction History* (2009), S. 903–910 13, 38
- [97] KÖCK, Bernd; HOLZER, Stefan M.: Zum Tragverhalten zimmermannsmäßiger Holzverbindungen. In: *Schriftenreihe „Denkmalpflege und Instandsetzung“ (Vorträge im Wintersemester 2008/2009) des Lehrstuhls für Tragwerksplanung, TU München, Band 29* (2009), S. 39–50 13
- [98] KÖCK, Bernd; HOLZER, Stefan M.: The load-displacement behaviour of halved joints. In: *WCTE 2010, Book of Abstracts, Volume I* (2010), S. 41–42. – Tagungsbeitrag auf Konferenz-CD-Rom erhältlich 4
- [99] KÖCK, Bernd; HOLZER, Stefan M.: Zum Tragverhalten von Überblattungen in historischen Tragwerken. In: *Der Bauingenieur* (2011), Ausgabe 3, S. 106–115 4
- [100] KOLLMANN, Franz: *Technologie des Holzes und der Holzwerkstoffe*. Berlin, Heidelberg, New York: Springer-Verlag, 1982 3.2.1, 4.1.3
- [101] KRAFT, Susanne: *Zur Konstruktion und zum Tragverhalten gezimmerter Kehlbalkendächer mit fachwerkartigem Längstragwerk: Untersuchungen an Dachwerken des 16. bis 18. Jahrhunderts in Pirna*. Dissertation, Universität Karlsruhe, Fakultät für Architektur, 1998 3.3, 3.3.2, 5
- [102] KREILINGER, Kilian: *Der bayerische Rokokobaumeister Franz Alois Mayr*. Kallmünz: Michael Laßleben, 1976 2.6.6
- [103] LAMBRECHT, Jürgen; WEISS, Christoph: Materialeigenschaften und -herkunft der schweißeisernen Armierungen im Mauerwerk der Dresdner Frauenkirche. In: *Fischbacher Hefte - 1. Jg. - Heft 1* (1995), S. 43–60 3.2.2, 3.2.2
- [104] LANDESAMT FÜR DENKMALPFLEGE HESSEN (Hrsg.): *Reparaturen und statische Sicherungen an historischen Holzkonstruktionen*. 2003 1.1
- [105] LEHMANN, Martin; PICHELIN, Frédéric: *Bericht 7774-SB-01 - Bestimmung von einigen mechanischen Eigenschaften eines Historischen Holzbalkens*. Berner Fachhochschule Architektur, Holz und Bau, 2008 3.2.1, 4.1.3, 4.1.3
- [106] LEY, Jens: *Das Historische Dachwerk der Wallfahrtskirche Mariä Himmelfahrt in Tuntenhausen: Erfassung und Auswertung von Materialdaten*. Bache-

- lorarbeit, Universität der Bundeswehr München, Fakultät für Bauingenieurwesen, 2009. – unveröffentlicht 43, C.2
- [107] LIEB, Norbert: *Münchener Barockbaumeister*. München: Verlag Dr. Schnell und Dr. Steiner, 1941 2.6.3
- [108] LISSNER, Karin; RUG, Wolfgang: *Holzbausanierung, Grundlagen und Praxis der sicheren Ausführung*. Berlin, Heidelberg: Springer-Verlag, 2000 3.1.1, 3.1.1
- [109] LISSNER, Karin; RUG, Wolfgang: *Ergänzung bzw. Präzisierung der für die Nachweisführung zur Stand- und Tragsicherheit sowie Gebrauchstauglichkeit von Holzkonstruktionen in der Altbausubstanz maßgebenden Abschnitte der DIN 1052*. Stuttgart: IRB - Verlag, 2005 3.3
- [110] LOHR, Martin; SCHEDLER, Uta: *Murnau, Kath. Pfarrkirche St. Nikolaus*. Regensburg: Schnell & Steiner GmbH, 2004 2.6.3
- [111] LUDWIG, Franzl: *Balthasar Neumann, Dachwerke seiner Landkirchen*. Dissertation, Technische Universität Berlin, Fakultät für Architektur, 1982 1.3
- [112] MACKENZIE-HELNWEIN, Peter; MÜLLNER, Herbert W.; EBERHARDSTEINER, Josef; MANG, Herbert A.: Analysis of Layered Wooden Shells using an Orthotropic Elasto-Plastic Model for Multiaxial Loading of Clear Spruce Wood. In: *Composite Structures 50* (2000), S. 143–149 4.1.3
- [113] MILBRANDT, Erich; KÖNIGER, S.; ENTWICKLUNGSGEMEINSCHAFT HOLZBAU (EGH) (Hrsg.): *Holzbau Handbuch, Reihe 2 - Tragwerksplanung, Teil 2, Verbindungsmittel, Folge 2, Genauere Nachweise. Sonderbauten*. Düsseldorf, 1991 3.3.2, 3.3.3, 5
- [114] MILLER, Joseph F.; SCHMIDT, Richard J.: Capacity of Pegged Mortise and Tenon Joinery. Department of Civil and Architectural Engineering, University of Wyoming, Laramie, WY, 1999. – Forschungsbericht 3.3.1, 3.3.2
- [115] MÖHLER, Karl: Verschiebungsgrößen mechanischer Holzverbindungen der DIN 1052, Teil 2 (Entwurf 1984). In: *bauen mit holz 88* (1986), Heft 4, S. 206–214 3.3.2, 3.3.3
- [116] MÖHLER, Karl; MAIER, G.: Der Reibbeiwert bei Fichtenholz im Hinblick auf die Wirksamkeit reibschlüssiger Holzverbindungen. In: *Holz als Roh- und Werkstoff 27* (1969), S. 303–307 3.3.4
- [117] MÖNCK, Willi; ERLER, Klaus: *Schäden an Holzkonstruktionen, Analyse und Behebung*. 4. Auflage. Berlin: Verlag für Bauwesen, 2004 3.1.1

-
- [118] MÖNCK, Willi; RUG, Wolfgang: *Holzbau*. 14. Auflage. Berlin: Verlag für Bauwesen, 2000 2.2
- [119] NASDALA, Lutz: *FEM-Formelsammlung Statik und Dynamik Hintergrundinformationen, Tipps und Tricks*. Wiesbaden: Vieweg + Teubner, 2010 4.1.3
- [120] NIEMZ, Peter: *Physik des Holzes und der Holzwerkstoffe*. Leinfelden-Echterdingen: DRW-Verlag, 1993 3.2.1, 4.1.3, 4.1.3
- [121] NIER, Joachim: *Experimentelle Festigkeitsuntersuchungen an alten Bauhölzern und daraus abgeleiteten Erkenntnissen zur Tragfähigkeitsbeurteilung*. Dissertation, Technische Hochschule Leipzig, Fakultät für Bauingenieurwesen, 1994 3.2.1
- [122] OBERBERGER, Emmeram: *Stiftskirche Weyarn*. Regensburg: Verlag Schnell & Steiner GmbH, 1987 2.6.5
- [123] OLSSON, Karl-Gunnar; SANDIN, Ylva; THELIN, Carl: Historical Timber Structures - Mechanical Patterns and Structural Form. In: *From material to structure - Mechanical Behaviour and failures of the timber structures* ICOMOS IWC, XVI International Symposium, 2007 15
- [124] OSTENDORF, Friedrich: *Die Geschichte des Dachwerks*. Leipzig: B.G. Teubner, 1908 1.3, 2.3, 2.4, 27
- [125] PALMA, Pedro; CRUZ, Helena: Mechanical Behaviour of Traditional Timber Carpentry Joints in Service Conditions - Results of Monotonic Tests. In: *From material to structure - Mechanical Behaviour and failures of the timber structures* ICOMOS IWC, XVI International Symposium, 2007 3.3.3
- [126] PARISI, Maria A.; PIAZZA, Maurizio: Mechanics of plain and retrofitted traditional timber connections. In: *ASCE Journal of Structural Engineering* (2000), S. 1395–1404 3.3, 3.3.3
- [127] PIEPER, Klaus: *Sicherung historischer Bauten*. Berlin, München: Ernst und Sohn Verlag, 1983 6
- [128] RAMELLI, Agostino: *Diverse et artificiose machine*. Paris: casa del' autore, 1588 2.5
- [129] RAUPACH, M.; BRUNS, M.; WARKUS, J.: Untersuchungen an vormittelalterlichen Ringankern des Doms zu Aachen. In: *ibac Kurzbericht 16, Nr. 93* (2003) 3.2.2
- [130] REUSS, Christian G.: *Anweisung zur Zimmermannskunst*. Leipzig: Bernh. Chr. Breitkopf u. Sohn, 1764. – Reprint dieser Ausgabe Hannover 1993 2.3, 2.4, 2.4, 2.4

- [131] RINN, Frank: Chancen und Grenzen bei der Untersuchung von Konstruktionshölzern mit der Bohrwiderstandsmethode. In: *bauen mit holz 94* (1992), S. 745–748 3.1.2
- [132] RINN, Frank: Konzept für Zustandsanalysen von Holzkonstruktionen. In: *bauen mit holz 108* (2006), Heft 10, S. 26–33 3, 3.1.3
- [133] ROMBERG, Johann A.: *Die Zimmerwerks-Baukunst in allen ihren Theilen*. 2. Auflage. Leipzig: Rombergs Verlagsbuchhandlung, 1847 2.2, 2.8, 2.9
- [134] RUG, Wolfgang; SEEMANN, Axel: Ermittlung von Festigkeitswerten an alten Holzkonstruktionen. In: *Holztechnologie 30* (1989), S. 69–73 3.2.1
- [135] SACHSE, Hans-Joachim: *Die barocken Dachwerks- und Gewölbekonstruktionen der Abteikirche zu Neresheim unter der Berücksichtigung der im 19. Jahrhundert durchgeführten konstruktiven Veränderung*. Dissertation, Technische Universität Berlin, Fakultät für Architektur, 1967 1.3
- [136] SACHSE, Hans-Joachim: *Barocke Dachwerke, Decken und Gewölbe*. Berlin: Gebr. Mann Verlag, 1975 1.3
- [137] SAX, Franz: *Bau-Technologie und Bau-Oekonomie*. Wien: Michael Lechner, Universitäts-Buchhändler, 1843 2.14, 2.4, 2.4, 2.16, 2.4, 2.18
- [138] SCHELLING, Wolfgang; HINKES, Franz-Josef: Tragverhalten von Zapfenverbindungen. Stuttgart: IRB Verlag, 1985. – Forschungsbericht 3.3.2
- [139] SCHILLINGER, Georg: *Architectura Civilis*. Nürnberg: Homann, 1745 2.4, 2.4, 2.4
- [140] SCHMIDT, Jörg: *Modellierung und numerische Analyse von Holztragwerken*. Habilitationsschrift, Technische Universität Dresden, Institut für Statik und Dynamik der Tragwerke, 2008 4.1.3, 4.1.3, 4.3
- [141] SCHMIDT, Jörg; KALISKE, Michael: Numerische Analyse des Versagens von Strukturen aus Holz. In: *Bauingenieur 83* (2008), S. 459–467 4.1.3
- [142] SCHMIDT, Richard J.; DANIELS, Christopher E.: Design Considerations for Mortise and Tenon Connections. Department of Civil and Architectural Engineering, University of Wyoming, Laramie, WY, 1999. – Forschungsbericht 3.3.1
- [143] SCHOCH, Hjalmar: Behutsame Entlastung und Instandsetzung eines Dachstuhls. In: *bauen mit holz 108* (2006), Heft 10, S. 6–11 3
- [144] SCHÜBLER, Johann J.: *Nützliche Anweisungen zur unentbehrlichen Zimmer-*

- mannskunst*. Nürnberg: Weigel, 1731. – Reprint dieser Ausgabe Hannover 1998 2.4, 2.4
- [145] SCHÜTZ, Bernhard: *Die kirchliche Barockarchitektur in Bayern und Oberschwaben 1580-1780*. München: Hirmer Verlag, 2000 2.6.3
- [146] SCHÜTZ, Karl G.; MOHR, Bernhard; GITTERLE, Markus: Die Pfarrkirche St. Michael in Bertoldshofen: Instandsetzung eines Kunstdenkmals. In: *bauen mit holz 108* (2006), Heft 10, S. 15–21 3
- [147] SHANKS, Jonathan; WALKER, Peter: Experimental performance of mortice and tenon connections in green oak. In: *The Structural Engineer 6* (2005), S. 40–45 3.3, 3.3.1, 3.3.2
- [148] STAUDACHER, Emil: *Der Baustoff Holz - Beiträge zur Kenntnis der Materialeigenschaften und der Konstruktionselemente*. Dissertation, ETH Zürich, 1936 3.3.2, 3.3.3
- [149] STEFFENS, Klaus: *Experimentelle Tragsicherheitsbewertung von Bauwerken. Grundlage und Anwendungsbeispiele*. Berlin: Ernst und Sohn Verlag, 2002 6
- [150] STEIGER, René: *Mechanische Eigenschaften von Schweizer Fichten-Bauholz bei Biege-, Zug-, Druck- und kombinierter M/N-Beanspruchung*. Dissertation, Technische Hochschule Zürich, Institut für Baustatik und Konstruktion, 1996 3.2.1
- [151] STURM, Leonhard C.: *Gründlicher Unterricht [...] von Heng- und Sprengwerken*. Schwerin und Leipzig: Rußworm, 1713 2.4, 2.4, 2.5
- [152] TABIEI, A.; WU, J.: Three-dimensional nonlinear orthotropic finite element material model for wood. In: *Computer Methods in Applied Mechanics and Engineering, 194* (2005), S. 2661–2685 4.1.3
- [153] TICHELMANN, Karsten; GRIMMINGER, Ulrich: Zerstörungsfreie Ermittlung der mechanischen Eigenschaften von Konstruktionsholz durch Ultraschall-Laufzeitmessung. In: *Bautechnik 70* (1993), S. 218–224 3.2.1
- [154] VOCH, Lucas: *Anleitung zur Anfertigung schöner Zimmerwerksrisse*. Augsburg: Johann Martin Will, 1777 2.4, 2.4
- [155] VOCH, Lucas: *Wirkliche Baupraktik der bürgerlichen Baukunst*. Augsburg: Matthäus Rieger, 1780 2.10, 2.4, 2.4
- [156] VOGLEY, Jürgen: *Die gotische Dachkonstruktion über dem Langhaus des Freiburger Münsters*. Dissertation, Universität Karlsruhe, Fakultät für Architektur, 1963 1.3

- [157] VON KNORRE, Eckhard: *Zur Baugeschichte der evangelischen Ulrichskirche in Augsburg vom Mittelalter bis zum Barock*. Augsburg: Hieronymus Mühlberger, 1975 2.6.2
- [158] WAGNER, Axel: 3D-Laserscannen: die dritte Dimension beim Vermessen. In: *bauen mit holz 108* (2006), Heft 10, S. 12–14 3
- [159] WALTER, Caspar: *Architectura Civilis*. Augsburg: Wolff, 1704 2.4, 2.4, 2.4, 2.17, 23
- [160] WALTER, Caspar: *Zimmerkunst*. Augsburg: Gebrüder Veith, 1769 2.4, 2.4, 2.6.2
- [161] WEICHSLGARTNER, Alois; BAHNMÜLLER, Lisa; BAHNMÜLLER, Wilfried: *Baumburg*. Raubling: Pannonia, 2001 2.6.6
- [162] WERNER, Gerhard; ZIMMER, Karlheinz: *Holzbau 2 - Dach- und Hallentragwerke nach DIN und Eurocode*. Berlin, Heidelberg: Springer-Verlag, 1999 3.3
- [163] WILHELM, Johann: *Architectura Civilis - Holzbaukunst*. Nürnberg: Paul Fürst Wittib und Erben, 1668. – Reprint dieser Ausgabe Hannover 1986 2.4, 2.4, 2.4
- [164] YEOMANS, David T.: *The Trussed Roof: its history and development*. Aldershot, England: Scolar Press, 1992 1.3
- [165] YEOMANS, David T.: *The repair of historic timber structures*. London, England: Thomas Telford, 2003 1.3
- [166] ZWERGER, Klaus: *Holz und seine Verbindungen*. Basel: Birkhäuser Verlag, 1997 2.2

Anhang

A. Übersicht der besichtigten Kirchen

Die im Folgenden aufgeführten und tabellarisch kurz beschriebenen Kirchendachwerke wurden im Zuge dieser Arbeit besucht, um einen Überblick über die Konstruktionsformen der Barockzeit zu gewinnen. Zur einfacheren Einordnung und um auch gewisse Entwicklungen während dieser Epoche ersichtlich und nachvollziehbar zu machen, wurden sie chronologisch mit dem ältesten Dachwerk beginnend geordnet. Die Bestimmung des Baujahrs erfolgte auf unterschiedliche Weise. Meist wurde auf Informationen zur Erbauung der Kirche aus [19] zurückgegriffen und ausgehend davon auf das Alter des Dachwerks geschlossen. In manchen Dachwerken fanden sich dagegen ganz konkrete Hinweise in Form von Inschriften, die zur Datierung herangezogen werden konnten. In einzelnen Fällen wurden auch dendrochronologische Untersuchungen vorgenommen. Die Beschreibung des (ursprünglichen) Systems bezieht sich vorrangig auf die Erläuterung des Aufbaus der Binderespärre.

Tab. A.1: Tunttenhamen (Lkr. Rosenheim), Wallfahrtskirche

<i>Bauwerk</i>	Tunttenhamen (Lkr. Rosenheim), Wallfahrtskirche
<i>Bautyp</i>	dreischiffige Hallenkirche mit erhöhtem Mittelschiff
<i>Gewölbe</i>	im Mittelschiff gemauertes Spitztonnengewölbe mit Stichkappen
<i>Dachform</i>	Satteldach mit Abwalmung
<i>Baujahr</i>	1628/29 (Dendrodatierung)
<i>ursprüngliches System</i>	zwei Stockwerke: unten zwei stehende Stühle (einer über zwei Geschosse), darüber liegender Stuhl ohne Fußschwelle; die untersten Kehlbalken sind in jedem Bindergespärre an den stehenden Stuhl angezapft; Schubsicherung des Dachwerks und des Gewölbes mit nachträglich eingefügten Kreuzstreben
<i>offen</i>	ja
<i>Schäden</i>	massive Schäden am Gewölbe, sichtbar anhand weit klaffender Risse; intentionale Schiefstellung der stehenden Stuhlsäulen nach außen; ausgerissene Verbindungen etc.
<i>Sanierung</i>	zahlreiche Maßnahmen und Ausbesserungen über die Jahrhunderte, umfassende Sanierung geplant

Tab. A.2: Augsburg, evang. Hl. Kreuz

<i>Bauwerk</i>	Augsburg, evang. Hl. Kreuz
<i>Bautyp</i>	Saalkirche mit trapezförmigem Grundriss
<i>Gewölbe</i>	keines (an Dachwerk aufgehängte Kassettendecke)
<i>Dachform</i>	Satteldach (eine schräge Seite)
<i>Baujahr</i>	1652-1653
<i>ursprüngliches System</i>	zweistöckig: unten liegender Stuhl, darüber stehender Stuhl; ein weiterer Kehlbalken und Hahnenbalken im Firstbereich; mittlere Hängesäulenreihe auf untersten Kehlbalken abgestrebt; Zerrbalken in Viertelpunkten mit bauzeitlichen Eisenstangen an Überzügen hochgehängt
<i>offen</i>	nein
<i>Schäden</i>	keine
<i>Sanierung</i>	keine Maßnahmen

Tab. A.3: Weihenlinden (Lkr. Rosenheim), Wallfahrtskirche

<i>Bauwerk</i>	Weihenlinden (Lkr. Rosenheim), Wallfahrtskirche
<i>Bautyp</i>	dreischiffige Emporenbasilika
<i>Gewölbe</i>	im Mittelschiff gemauertes Tonnengewölbe mit Stichkappen, in den Seitenschiffen verschliffene Kreuzgratgewölbe
<i>Dachform</i>	Walmdach
<i>Baujahr</i>	1653-1657
<i>ursprüngliches System</i>	einstöckig liegender Stuhl, Spannriegel fehlen
<i>offen</i>	nein
<i>Schäden</i>	keine
<i>Sanierung</i>	keine Maßnahmen

Tab. A.4: Westerndorf (Stadt Rosenheim), Filialkirche

<i>Bauwerk</i>	Westerndorf (Stadt Rosenheim), Filialkirche
<i>Bautyp</i>	Zentralbau auf außen kreisrundem, innen vierpassförmigem Grundriss
<i>Gewölbe</i>	gedrücktes Kreuzgewölbe mit Gurten, Apsidien mit Halbkuppeln
<i>Dachform</i>	Zwiebelhaube
<i>Baujahr</i>	1668
<i>ursprüngliches System</i>	dreistöckig stehender Stuhl
<i>offen</i>	nein
<i>Schäden</i>	keine
<i>Sanierung</i>	lokale Ausbesserungen der Sparren

Tab. A.5: Beyharting (Lkr. Rosenheim), ehem. Stiftskirche

<i>Bauwerk</i>	Beyharting (Lkr. Rosenheim), ehem. Klosterkirche
<i>Bautyp</i>	einschiffiger, schiefwinkliger Saalbau
<i>Gewölbe</i>	gemauertes Tonnengewölbe mit Stichkappen
<i>Dachform</i>	Satteldach
<i>Baujahr</i>	1668-1670
<i>ursprüngliches System</i>	zweistöckiger liegender Stuhl, im unteren Stockwerk nicht sparrenparallel mit erhöhtem Zerrbalken auf etwa halber Höhe der Stuhlsäule; Kreuzstreben zur Schubsicherung; mittige Hängesäulenreihe; diagonale Strebe im Firstbereich
<i>offen</i>	ja
<i>Schäden</i>	keine
<i>Sanierung</i>	erstes Stockwerk bis auf Höhe der Zerrbalkenlage komplett erneuert; Kreuzstreben erneuert durch Stahlstangen und Diagonalstreben aus Stahl ergänzt; Hängesäulen durch Stahlzugstangen erneuert; liegende Stuhlsäulen des unteren Stockwerkes als Zangen ohne Spannriegel neu hergestellt

Tab. A.6: Möschenfeld (Lkr. München), Filialkirche

<i>Bauwerk</i>	Möschenfeld (Lkr. München), Filialkirche
<i>Bautyp</i>	Saalkirche
<i>Gewölbe</i>	gemauertes Tonnengewölbe mit seichten Stichkappen
<i>Dachform</i>	Satteldach
<i>Baujahr</i>	1675 (Dendrodatierung)
<i>ursprüngliches System</i>	zwei Stockwerke: unten stehender Stuhl, darüber ein einzelner, mittig auf dem Kehlbalken ruhender stehender Stuhl
<i>offen</i>	nein
<i>Schäden</i>	keine
<i>Sanierung</i>	keine Maßnahmen

Tab. A.7: Weyarn (Lkr. Miesbach), Pfarrkirche

<i>Bauwerk</i>	Weyarn (Lkr. Miesbach), Pfarrkirche
<i>Bautyp</i>	Wandpfeilerkirche
<i>Gewölbe</i>	gemauertes Tonnengewölbe mit Stichkappen
<i>Dachform</i>	Satteldach
<i>Baujahr</i>	1693 (Dachwerksinschrift)
<i>ursprüngliches System</i>	zwei Stockwerke: unten stehender Stuhl, darüber nicht sparrenparalleler liegender Stuhl; im Firstbereich mittlere auf die obere Kehlbalkenlage abgestrebte Hängesäulenreihe; Schubsicherung durch an die Hängesäule angeschlossene Diagonalstreben
<i>offen</i>	ja
<i>Schäden</i>	Anschlüsse der Diagonalstreben an Hängesäulen sind abgesichert und ausgerissen
<i>Sanierung</i>	Stichbalken ausgewechselt und mit Stahlprofilen an Sparren angeschlossen; Bereich der Mauerlatten mit Leichtbetonsteinen ausgemauert

Tab. A.8: Augsburg, evangelisch St. Ulrich

<i>Bauwerk</i>	Augsburg, evangelisch St. Ulrich
<i>Bautyp</i>	Saalkirche
<i>Gewölbe</i>	hölzerne Bohlentonne mit oben und unten verputzten Latten
<i>Dachform</i>	Satteldach
<i>Baujahr</i>	1709/10
<i>ursprüngliches System</i>	zwei liegende Stühle übereinander; abgestrebte Hängesäulen, welche auf der unteren Kehlbalkenlage enden, in Längsrichtung Hängewand; Schubsicherung durch Kreuzstreben in allen Gespärren
<i>offen</i>	ja
<i>Schäden</i>	keine
<i>Sanierung</i>	Hölzer im Bereich des Dachfußes ausgewechselt, in Leergespärren wurden Kreuzstreben mit Stahlseilen hochgehängt

Tab. A.9: Altenerding (Stadt Erding), Pfarrkirche

<i>Bauwerk</i>	Altenerding (Stadt Erding), Pfarrkirche
<i>Bautyp</i>	Saalkirche mit eingezogenem Chor
<i>Gewölbe</i>	gemauertes, flaches, segmentbogiges Tonnengewölbe mit Stichkappen
<i>Dachform</i>	Satteldach
<i>Baujahr</i>	1721 (Dachwerksinschrift)
<i>ursprüngliches System</i>	zweistöckiger liegender Stuhl; unteres Stockwerk mit erhöhter Zerrbalkenlage und Rähm; dreifaches Hängewerk
<i>offen</i>	ja
<i>Schäden</i>	keine
<i>Sanierung</i>	Einbau eines Fachwerkträgers aus Holz (Druckelemente) sowie zusätzlicher Stahlstreben (Zugelemente), Sparren angelascht, Anschlüsse der Zerrbalkenlage ertüchtigt

Tab. A.10: Murnau (Lkr. Garmisch-Partenkirchen), Pfarrkirche

<i>Bauwerk</i>	Murnau (Lkr. Garmisch-Partenkirchen), Pfarrkirche
<i>Bautyp</i>	Rotunde mit Anräumen
<i>Gewölbe</i>	gemauerte Kuppel (Halbkugel)
<i>Dachform</i>	Satteldach
<i>Baujahr</i>	1717-1721
<i>ursprüngliches System</i>	zweistöckig liegender Stuhl; auf obere Kehlbalkenlage abgestrebte mittige Hängesäulenreihe, in Längsrichtung Hängewand; Kreuzstreben über Kuppel zur Schubsicherung in jedem Gespärre; Sprengwerk mit zwei Streben in Ebene des unteren Windverbandes
<i>offen</i>	teilweise
<i>Schäden</i>	Kreuzstreben an oberen Anschlüssen teilweise ausgerissen
<i>Sanierung</i>	Anlaschung der Sparren am First, lokale Reparaturen an den oberen Anschlüssen der Kreuzstreben

Tab. A.11: Lenggries (Lkr. Bad Tölz-Wolfratshausen), Pfarrkirche

<i>Bauwerk</i>	Lenggries (Lkr. Bad Tölz-Wolfratshausen), Pfarrkirche
<i>Bautyp</i>	Saalkirche mit Querhauskapellen
<i>Gewölbe</i>	segmentbogiges Bohlgewölbe (Latten) mit Kreuzung in der Mitte
<i>Dachform</i>	Satteldach mit Abwalmung
<i>Baujahr</i>	1721
<i>ursprüngliches System</i>	liegender Stuhl mit Druckriegel auf halber Höhe der liegenden Stuhlsäulen; Binder mit Kreuzstreben und abgestrebt Hängesäulen; bei Querhauskapellen drei Hängesäulen
<i>offen</i>	ja
<i>Schäden</i>	ausgerissene Zapfenverbindungen, gelöste Zapfen
<i>Sanierung</i>	modernes Stahlfachwerk (IPE 600) im Kreuzungsbereich des Bohlgewölbes, Fachwerk mit Stahlseilen (Zugelemente) und Holzbalken (Druckelemente) im ganzen Dachwerk eingezogen

Tab. A.12: Rinchnach (Lkr. Regen), ehemalige Klosterkirche

<i>Bauwerk</i>	Rinchnach (Lkr. Regen), ehemalige Klosterkirche
<i>Bautyp</i>	zentralisierender Langhaus - Wandpfeilerbau
<i>Gewölbe</i>	mit Zementputz verkleidete Bohlenkuppel (Latten)
<i>Dachform</i>	Satteldach mit beidseitiger Abwalmung
<i>Baujahr</i>	1727
<i>ursprüngliches System</i>	einstöckig liegender Stuhl; keine Hängesäule, dafür Hänge-Sprengwerk als Ersatz im Firstbereich der Binderespärre; Kreuzstreben in jedem Gespärre
<i>offen</i>	ja
<i>Schäden</i>	keine
<i>Sanierung</i>	Betonring auf Mauerschwelle betonierte; Anschlüsse der Kreuzstreben mit Nagelplatten ausgeführt

Tab. A.13: Fürstenfeldbruck, ehemalige Klosterkirche

<i>Bauwerk</i>	Fürstenfeldbruck, ehemalige Klosterkirche
<i>Bautyp</i>	Wandpfeilerkirche mit Emporen
<i>Gewölbe</i>	gemauertes Tonnengewölbe mit Stichkappen
<i>Dachform</i>	Satteldach
<i>Baujahr</i>	spätestens 1727
<i>ursprüngliches System</i>	dreistöckiger liegender Stuhl; drei Hängesäulenreihen; Zerrbalkenlage zusätzlich auf Mauerlatte über Sargwand der Wandpfeilerstirnen aufgelagert
<i>offen</i>	nein
<i>Schäden</i>	keine
<i>Sanierung</i>	Anschlüsse der Zerrbalkenlage an die Überzüge und Hängesäulen durch Stahlteile ertüchtigt

Tab. A.14: Perlach (Stadt München), Pfarrkirche

<i>Bauwerk</i>	Perlach (Stadt München), Pfarrkirche
<i>Bautyp</i>	Wandpfeilerkirche mit seichten Seitenkapellen
<i>Gewölbe</i>	gemauertes Tonnengewölbe mit Stichkappen
<i>Dachform</i>	Satteldach
<i>Baujahr</i>	1728
<i>ursprüngliches System</i>	zwei Stockwerke: liegender Stuhl auf stehendem Stuhl; mittige, auf oberen Kehlbalcken abgestrebte Hängesäulenreihe; Diagonalstreben zur Schubsicherung
<i>offen</i>	ja
<i>Schäden</i>	keine
<i>Sanierung</i>	An Sparrenfüßen: Mauerlatten und Zerrbalken ausgewechselt; Betonschwelle vor Mauerlatte; Sparren erneuert und angelascht

Tab. A.15: Aufkirchen (Lkr. Erding), Pfarrkirche

<i>Bauwerk</i>	Aufkirchen (Lkr. Erding), Pfarrkirche
<i>Bautyp</i>	Saalkirche mit eingezogenem Chor
<i>Gewölbe</i>	gemauertes, flaches, segmentbogiges Tonnengewölbe mit Stichkappen
<i>Dachform</i>	Satteldach
<i>Baujahr</i>	etwa 1728 (Dachwerksinschrift)
<i>ursprüngliches System</i>	zweistöckiger liegender Stuhl; unteres Stockwerk mit erhöhter Zerrbalkenlage (Zangen) und Rähm; abgestrebte Hängesäule
<i>offen</i>	ja
<i>Schäden</i>	keine
<i>Sanierung</i>	massiver Betonringanker; Anschlüsse der erhöhten Zerrbalkenlage mit Stahlprofilen ertüchtigt; Sparren angelascht; additive Stahlseile eingefügt

Tab. A.16: Garmisch (Lkr. Garmisch-Partenkirchen), Neue Pfarrkirche

<i>Bauwerk</i>	Garmisch (Lkr. Garmisch-Partenkirchen), Neue Pfarrkirche
<i>Bautyp</i>	Saalkirche
<i>Gewölbe</i>	torusförmige, verschalte Bohlenkuppel
<i>Dachform</i>	Satteldach
<i>Baujahr</i>	1732
<i>ursprüngliches System</i>	zwei Stockwerke: hoher liegender Stuhl im unteren Stockwerk mit Zugband auf halber Höhe, darüber liegender Stuhl; mittige, abgestrebte Hängesäule; Kreuzstreben in allen Gespärren
<i>offen</i>	ja
<i>Schäden</i>	keine
<i>Sanierung</i>	keine Maßnahmen

Tab. A.17: Unterbiberg (Lkr. München), Pfarrkirche

<i>Bauwerk</i>	Unterbiberg (Lkr. München), Pfarrkirche
<i>Bautyp</i>	Saalkirche
<i>Gewölbe</i>	korbbogiges Bohlgewölbe mit Latten
<i>Dachform</i>	Satteldach
<i>Baujahr</i>	etwa 1734
<i>ursprüngliches System</i>	liegender Stuhl; Diagonalstreben zur Schubsicherung; keine Hängesäule
<i>offen</i>	ja
<i>Schäden</i>	keine
<i>Sanierung</i>	Betonschwelle vor Mauerlatte; Sparren durch Stahlseile aneinandergespannt

Tab. A.18: Oberammergau (Lkr. Garmisch-Partenkirchen), Pfarrkirche

<i>Bauwerk</i>	Oberammergau (Lkr. Garmisch-Partenkirchen), Pfarrkirche
<i>Bautyp</i>	Zentralraum mit schmalen Seitenkapellen
<i>Gewölbe</i>	Bohlenkuppel, verschalt
<i>Dachform</i>	Satteldach mit Abwalmung
<i>Baujahr</i>	1737-1740
<i>ursprüngliches System</i>	zweistöckig liegender Stuhl; mittige, abgestrebte Hängesäule; keine Schubsicherung
<i>offen</i>	teilweise
<i>Schäden</i>	keine
<i>Sanierung</i>	Auswechslung eines liegenden Stuhles am Turm

Tab. A.19: Mittenwald (Lkr. Garmisch-Partenkirchen), Pfarrkirche

<i>Bauwerk</i>	Mittenwald (Lkr. Garmisch-Partenkirchen), Pfarrkirche
<i>Bautyp</i>	fast quadratisches, dreiachsiges Langhaus mit abgerundeten Ecken
<i>Gewölbe</i>	Bohlenkuppel, verschalt
<i>Dachform</i>	Satteldach mit Abwalmung
<i>Baujahr</i>	1737-1740
<i>ursprüngliches System</i>	zweistöckig liegender Stuhl; mittige, abgestrebte Hängesäule; keine Schubsicherung
<i>offen</i>	teilweise
<i>Schäden</i>	keine
<i>Sanierung</i>	räumliches Fachwerk aus Stahlprofilen im offenen Dachwerksteil zur Aufnahme des Dachwerks- und Gewölbeschubes

Tab. A.20: Dietramszell (Lkr. Bad Tölz-Wolfratshausen), ehem. Klosterkirche

<i>Bauwerk</i>	Dietramszell (Lkr. Bad Tölz-Wolfratshausen), ehem. Klosterkirche
<i>Bautyp</i>	Wandpfeilerkirche
<i>Gewölbe</i>	gemauertes Tonnengewölbe mit Stichkappen
<i>Dachform</i>	Satteldach
<i>Baujahr</i>	1746
<i>ursprüngliches System</i>	unteres Stockwerk: regelmäßiger Wechsel von liegenden Stühlen, stehenden Stühlen und Leergespärren; oberes Stockwerk: Binder mit liegenden Stühlen; mehrfach abgestrebte Hängesäule in jedem Gespärre, welche vom Hahnenbalken bis zum unteren Kehlbalken verläuft
<i>offen</i>	nein (Auflagerung auf hochgezogenen Sargmauer-Arkaden über den Wandpfeilerstirnen)
<i>Schäden</i>	keine
<i>Sanierung</i>	stehende Stühle im unteren Stockwerk in Querrichtung durch Schrägstreben ausgesteift

Tab. A.21: Dommelstadl (Lkr. Passau), Pfarrkirche

<i>Bauwerk</i>	Dommelstadl (Lkr. Passau), Pfarrkirche
<i>Bautyp</i>	Trikonchos auf Dreiecksgrundriss, außen viereckig ummantelt
<i>Gewölbe</i>	gemauerte Kuppel
<i>Dachform</i>	Satteldach mit unterschiedlicher Breite und Abwalmung
<i>Baujahr</i>	1747 (Dachwerksinschrift)
<i>ursprüngliches System</i>	liegende Stühle in zwei Stockwerken übereinander; Schubsicherung durch Kreuzstreben
<i>offen</i>	teilweise
<i>Schäden</i>	ausgerissene Zapfenverbindungen an den Kreuzstreben, Sparrenfüße verfault
<i>Sanierung</i>	unsaniert, lokale Reparaturen an den oberen und unteren Anschlüssen der Kreuzstreben, Ausbesserung des Streichgespärres (Binder V) im Westen

Tab. A.22: Ettal (Lkr. Garmisch-Partenkirchen), Klosterkirche

<i>Bauwerk</i>	Ettal (Lkr. Garmisch-Partenkirchen, Klosterkirche)
<i>Bautyp</i>	Kuppelkirche
<i>Gewölbe</i>	gemauerte Kuppel (Innenschale)
<i>Dachform</i>	hölzerne Kuppel (Außenschale)
<i>Baujahr</i>	1747
<i>ursprüngliches System</i>	dreistöckig liegender Stuhl mit aufgesetzter Laterne
<i>offen</i>	ja
<i>Schäden</i>	keine
<i>Sanierung</i>	keine Maßnahmen

Tab. A.23: Berbling (Lkr. Rosenheim), Pfarrkirche

<i>Bauwerk</i>	Berbling (Lkr. Rosenheim), Pfarrkirche
<i>Bautyp</i>	Acht-Arkaden-Raum mit kurvierten Wänden
<i>Gewölbe</i>	Gemauerte Kuppeln
<i>Dachform</i>	Satteldach mit seitlichen Ausrundungen und Abwalmung
<i>Baujahr</i>	1751-1756
<i>ursprüngliches System</i>	einstöckig liegender Stuhl; mittlere, abgestrebte Hängesäulenreihe; Kreuzstreben (Zangen) zur Schubsicherung
<i>offen</i>	teilweise
<i>Schäden</i>	keine
<i>Sanierung</i>	keine Maßnahmen

Tab. A.24: Baumburg (Lkr. Traunstein), ehem. Stiftskirche

<i>Bauwerk</i>	Baumburg (Lkr. Traunstein), ehem. Stiftskirche
<i>Bautyp</i>	Wandpfeilerkirche
<i>Gewölbe</i>	gemauerte Tonne
<i>Dachform</i>	Satteldach
<i>Baujahr</i>	1756
<i>ursprüngliches System</i>	zweistöckiger liegender Stuhl mit Fußstreben; im unteren, offenen Stockwerk Ständerwand in Längsrichtung; Schubsicherung durch Kreuzstreben (Zangen); im oberen Stockwerk mittlere Hängesäulenreihe, welche auf den oberen Kehlbalken abgestrebt ist
<i>offen</i>	ja
<i>Schäden</i>	lokale Schäden an den Anschlüssen
<i>Sanierung</i>	äußere Mauerlatte durch Betonschwelle ersetzt

Tab. A.25: Raitenhaslach (Lkr. Burghausen), ehem. Zisterzienserkloster

<i>Bauwerk</i>	Raitenhaslach (Lkr. Burghausen), Steinerner Saal
<i>Bautyp</i>	Saal, keine Kirche!
<i>Gewölbe</i>	tonnenförmiges Bohlenlamellengewölbe über Hohlkehle
<i>Dachform</i>	Satteldach
<i>Baujahr</i>	1764
<i>ursprüngliches System</i>	zweistöckiger liegender Stuhl mit Kreuzstreben (Zangen) in jedem Bindergespärre; Bohlgewölbe an zusätzlichen gekreuzten Streben in jedem Gespärre aufgehängt; auf oberen Kehlbalken abgestrebte mittlere Hängesäulenreihe
<i>offen</i>	ja
<i>Schäden</i>	einzelne Anschlüsse schadhaft
<i>Sanierung</i>	keine Maßnahmen

Tab. A.26: Marienberg (Lkr. Altötting), Wallfahrtskirche

<i>Bauwerk</i>	Marienberg (Lkr. Altötting), Wallfahrtskirche
<i>Bautyp</i>	quadratischer Zentralbau mit Innenraum in Form eines griechischen Kreuzes
<i>Gewölbe</i>	gemauerte Kuppel
<i>Dachform</i>	Zeltdach
<i>Baujahr</i>	1761-1764
<i>ursprüngliches System</i>	liegende Stühle in zwei Stockwerken; unteres Stockwerk offen und mit Abstreben über den Gurtbögen der Konchen; Aussteifung der unteren liegenden Stühle durch Ständerwand; zentrale Hängesäule oben
<i>offen</i>	teilweise
<i>Schäden</i>	keine
<i>Sanierung</i>	zahlreiche alte und moderne Reparaturen

Tab. A.27: Siegersbrunn St. Leonhard (Lkr. München), Filialkirche

<i>Bauwerk</i>	Siegersbrunn St. Leonhard, Filialkirche
<i>Bautyp</i>	Wandpfeilerkirche mit einseitigem Anbau
<i>Gewölbe</i>	gemauerte Tonne mit Stichkappen
<i>Dachform</i>	Satteldach
<i>Baujahr</i>	1771 (Dendrodatierung)
<i>ursprüngliches System</i>	im ersten Stockwerk liegender Stuhl, im zweiten Stockwerk stehender Stuhl; im Anbau ein einzelner stehender Stuhl; nachträgliche Kreuzstreben zur Schubsicherung
<i>offen</i>	ja
<i>Schäden</i>	massive Durchbiegungen der Kehlbalken auf der Nordseite, teilweise abgebrochen
<i>Sanierung</i>	Ringanker aus Beton im Bereich der Mauerkrone

Tab. A.28: Kirchweidach (Lkr. Altötting), Pfarrkirche

<i>Bauwerk</i>	Kirchweidach (Lkr. Altötting), Pfarrkirche
<i>Bautyp</i>	griechisches Kreuz mit Vierungskuppel
<i>Gewölbe</i>	gemauerte Kuppel mit angegliederten gemauerten Tonnen
<i>Dachform</i>	Walmdach
<i>Baujahr</i>	1774 (Dachwerksinschrift), spätestens 1777
<i>ursprüngliches System</i>	drei Kehlbalken, ein Stockwerk: liegender Stuhl, Aussteifung durch Ständerwand; darüber mittlere Hängesäulenreihe in allen Gespärren, zusätzliche Abstrebung der Sparren durch Fußstreben auf die drei Kehlbalken; Schubsicherung durch zangenförmige Kreuzstreben
<i>offen</i>	teilweise
<i>Schäden</i>	lokale, geringfügige Schäden an den Kreuzstreben
<i>Sanierung</i>	keine Maßnahmen

Tab. A.29: Glonn (Lkr. Ebersberg), Pfarrkirche

<i>Bauwerk</i>	Glonn (Lkr. Ebersberg), Pfarrkirche
<i>Bautyp</i>	Wandpfeilerkirche
<i>Gewölbe</i>	vier doppelt gekrümmte Bohlenkuppeln, verschalt
<i>Dachform</i>	Satteldach
<i>Baujahr</i>	1778
<i>ursprüngliches System</i>	drei Kehlbalken, ein Stockwerk: liegender Stuhl; mittige, auf den unteren Kehlbalken abgestrebte Hängesäule
<i>offen</i>	nein
<i>Schäden</i>	keine Schäden
<i>Sanierung</i>	Überzug und zangenförmige Querstreben im Auflagerbereich zur Beschränkung der Durchbiegung des Zerrbalkens

Tab. A.30: Ebersberg, ehem. Klosterkirche

<i>Bauwerk</i>	Ebersberg, ehem. Klosterkirche
<i>Bautyp</i>	Hallenkirche mit drei gleich hohen Schiffen
<i>Gewölbe</i>	gemauerte Tonne mit Stichkappen
<i>Dachform</i>	Satteldach
<i>Baujahr</i>	1783
<i>ursprüngliches System</i>	im ersten Stockwerk liegender und stehender Stuhl (über Sargmauern auf Pfeilerreihe zwischen Mittelschiff und Seitenschiff); darüber weiterer stehender Stuhl
<i>offen</i>	nein
<i>Schäden</i>	geringe Schäden
<i>Sanierung</i>	keine Maßnahmen

B. Systemaufmaße der besichtigten Dachwerke

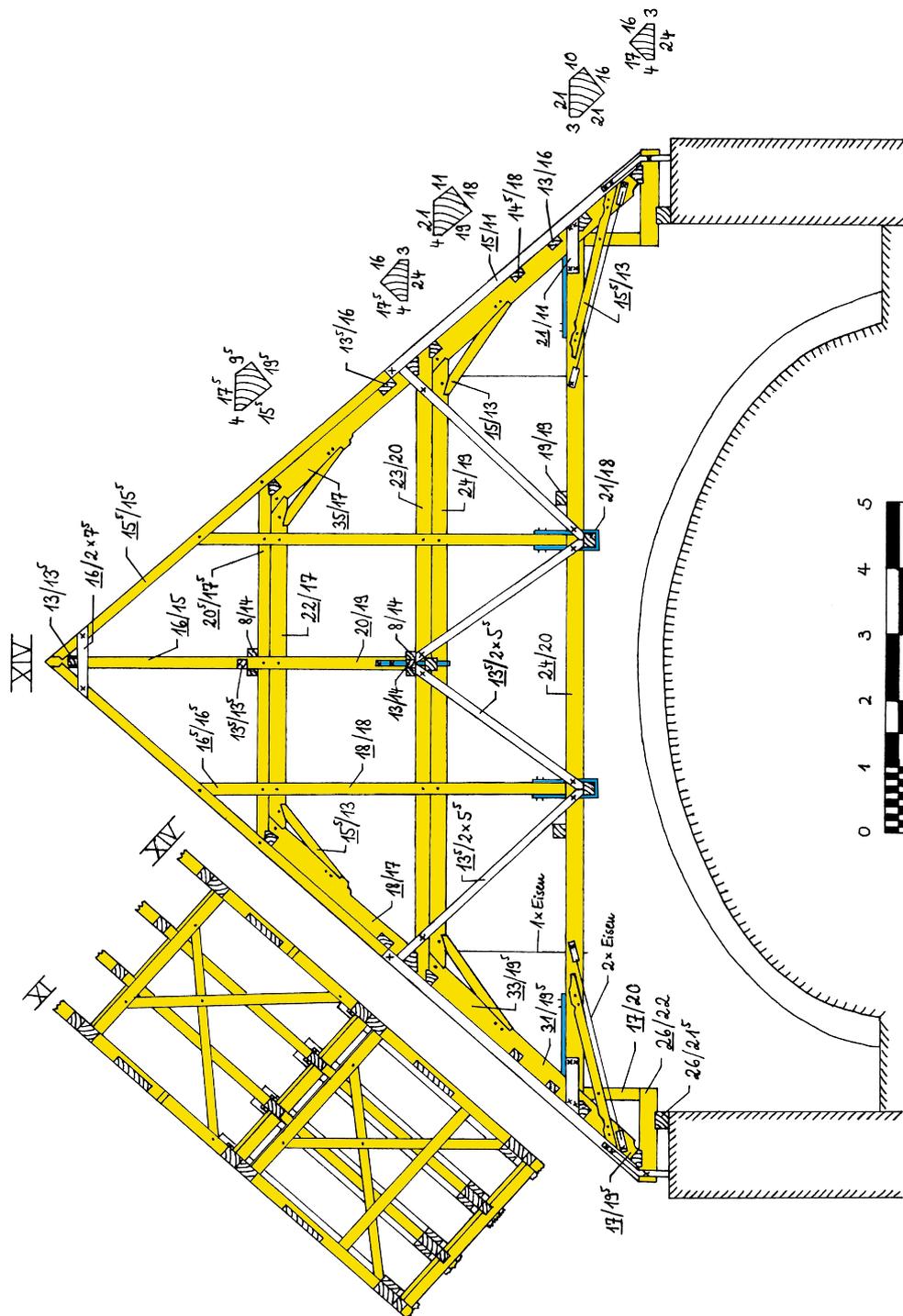


Abb. B.1: Systemaufmaß des Dachwerkes der Pfarrkirche Altenerding (Binder XIV von der Bundseite [Westseite] her), Original im Maßstab 1:50

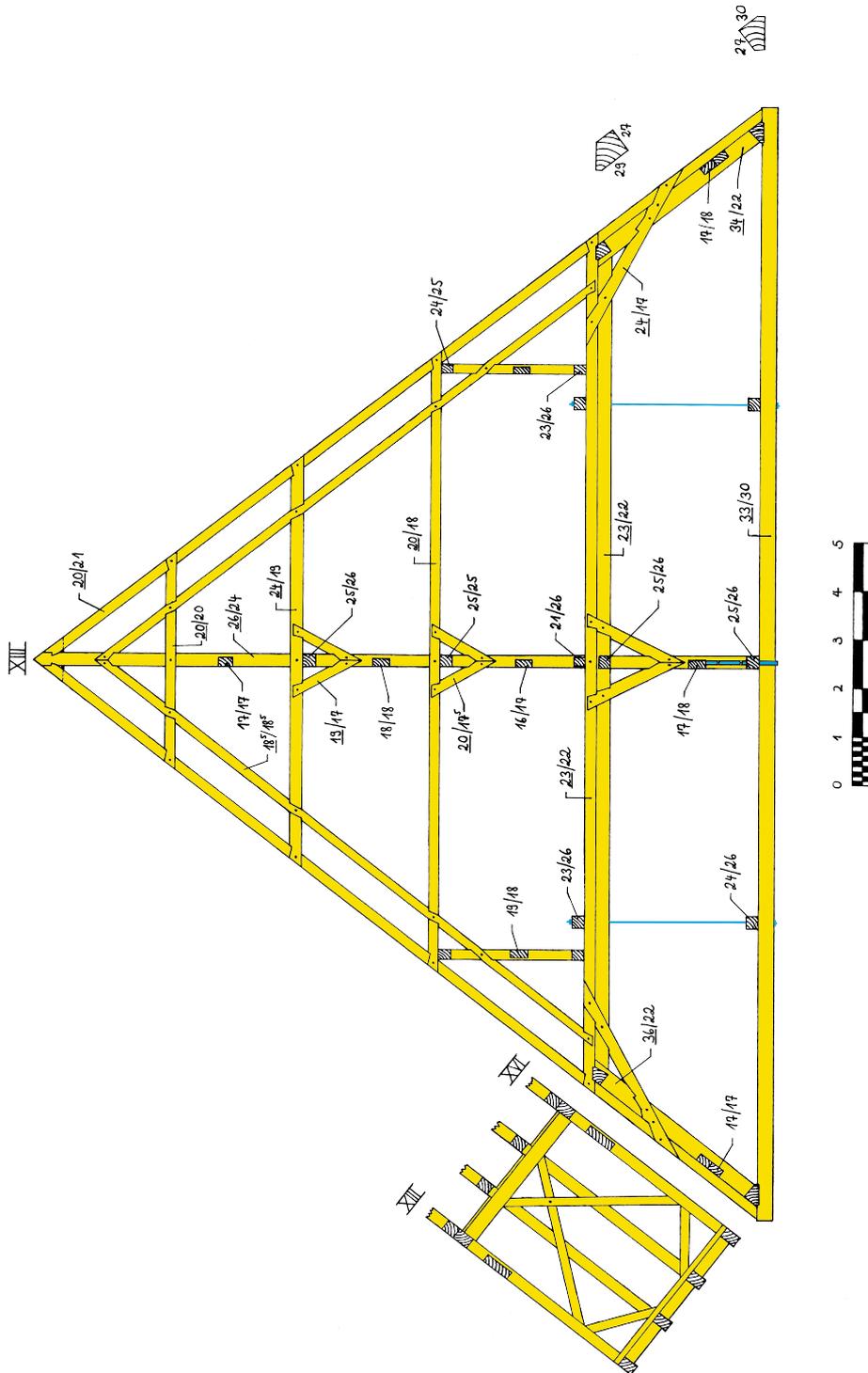


Abb. B.2: Systemaufmaß des Dachwerkes der evangelischen Hl. Kreuz-Kirche, Augsburg (Binder XIII von der Bundseite [Westseite] her), Original im Maßstab 1:50

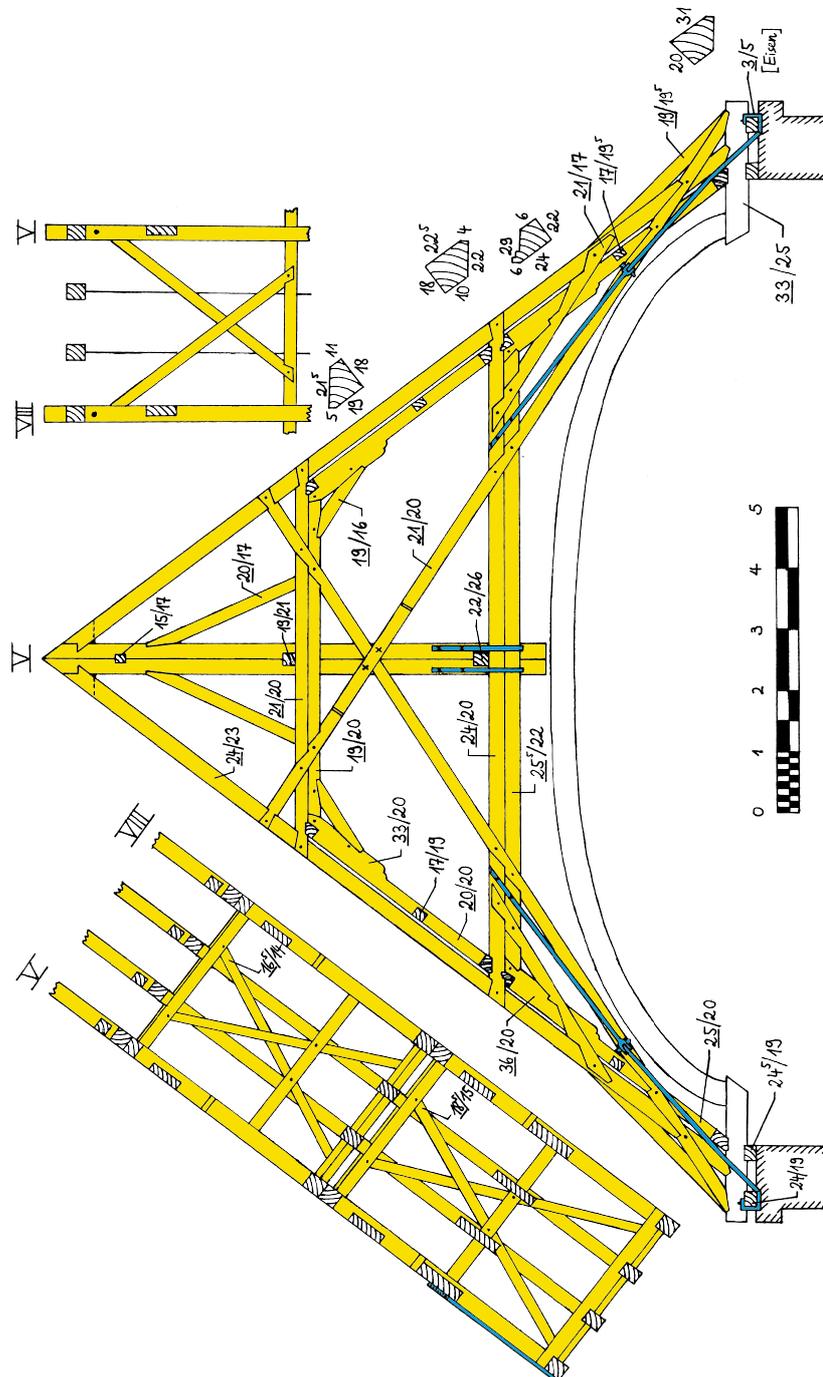


Abb. B.3: Systemaufmaß des Dachwerkes der evangelischen Ulrichskirche, Augsburg (Binder V von der Bundseite [Nordseite] her), Original im Maßstab 1:50

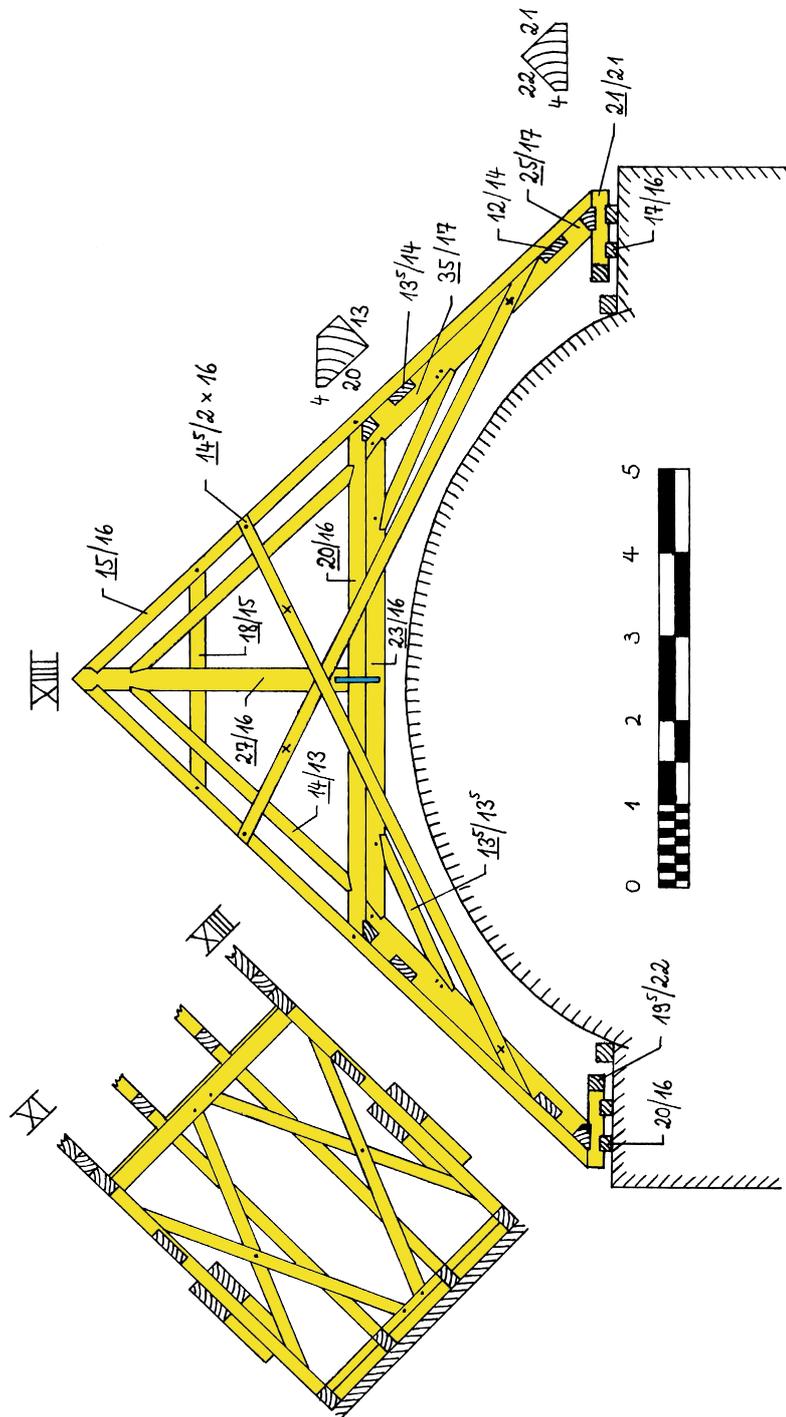


Abb. B.5: Systemaufmaß des Dachwerkes der Pfarrkirche Berbling (Binder XIII von der Bundseite [Westseite] her), Original im Maßstab 1:50

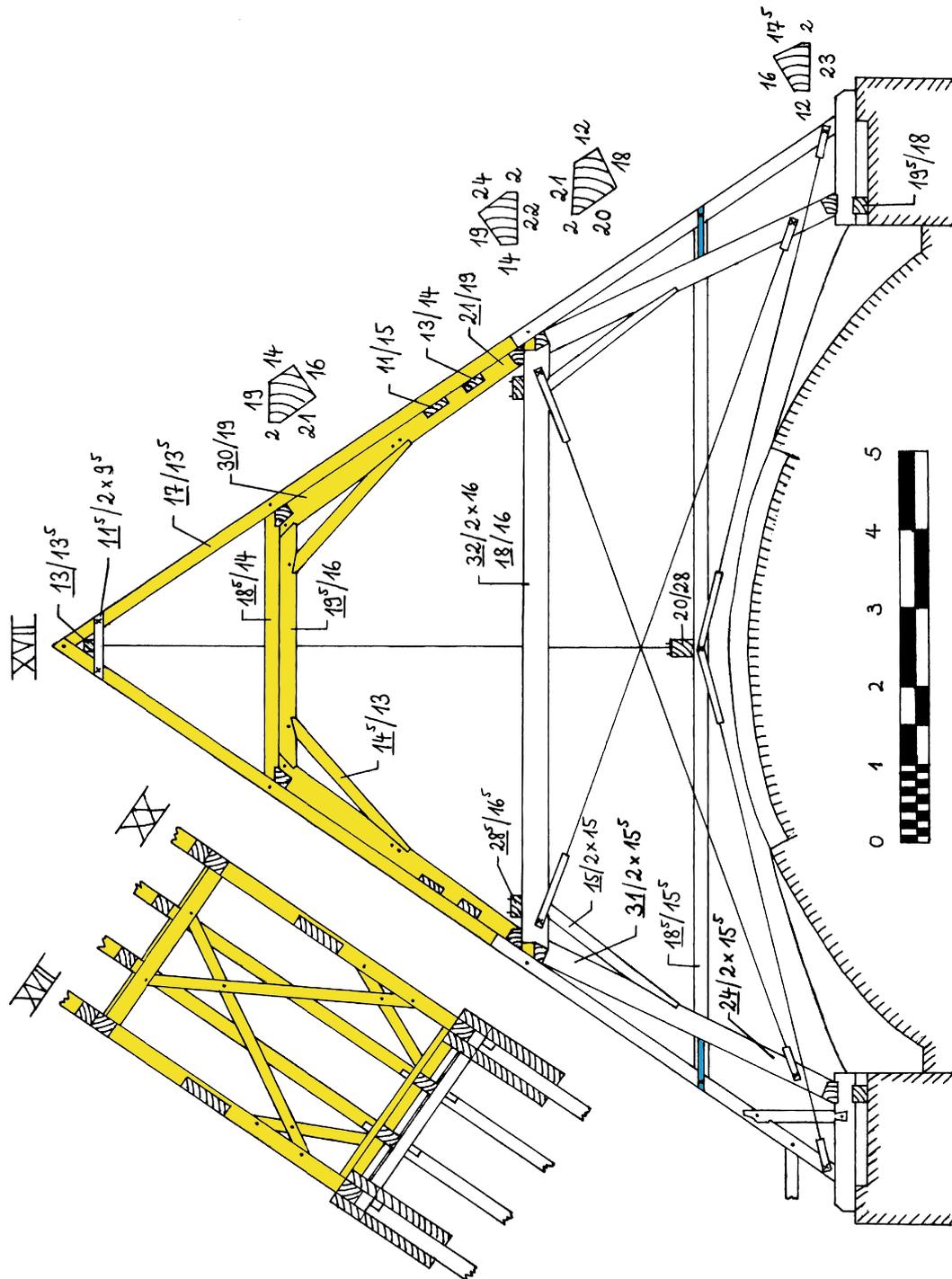


Abb. B.6: Systemaufmaß des Dachwerkes der ehemaligen Klosterkirche Beyharting (Binder XVII von der Bundseite [Ostseite] her), Original im Maßstab 1:50

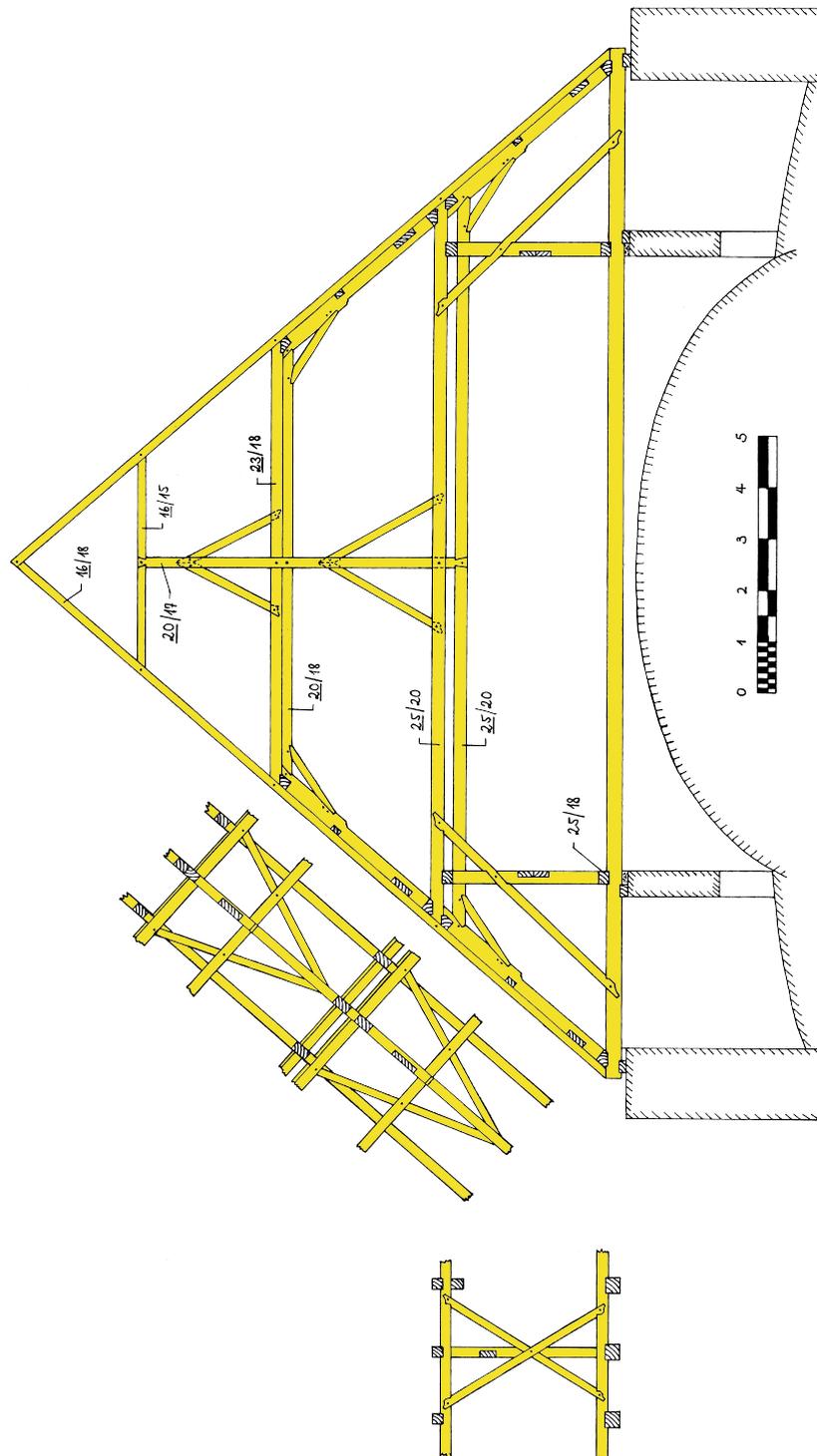


Abb. B.7: Systemskizze des Dachwerkes der ehemaligen Klosterkirche Dietramszell, Original im Maßstab 1:50

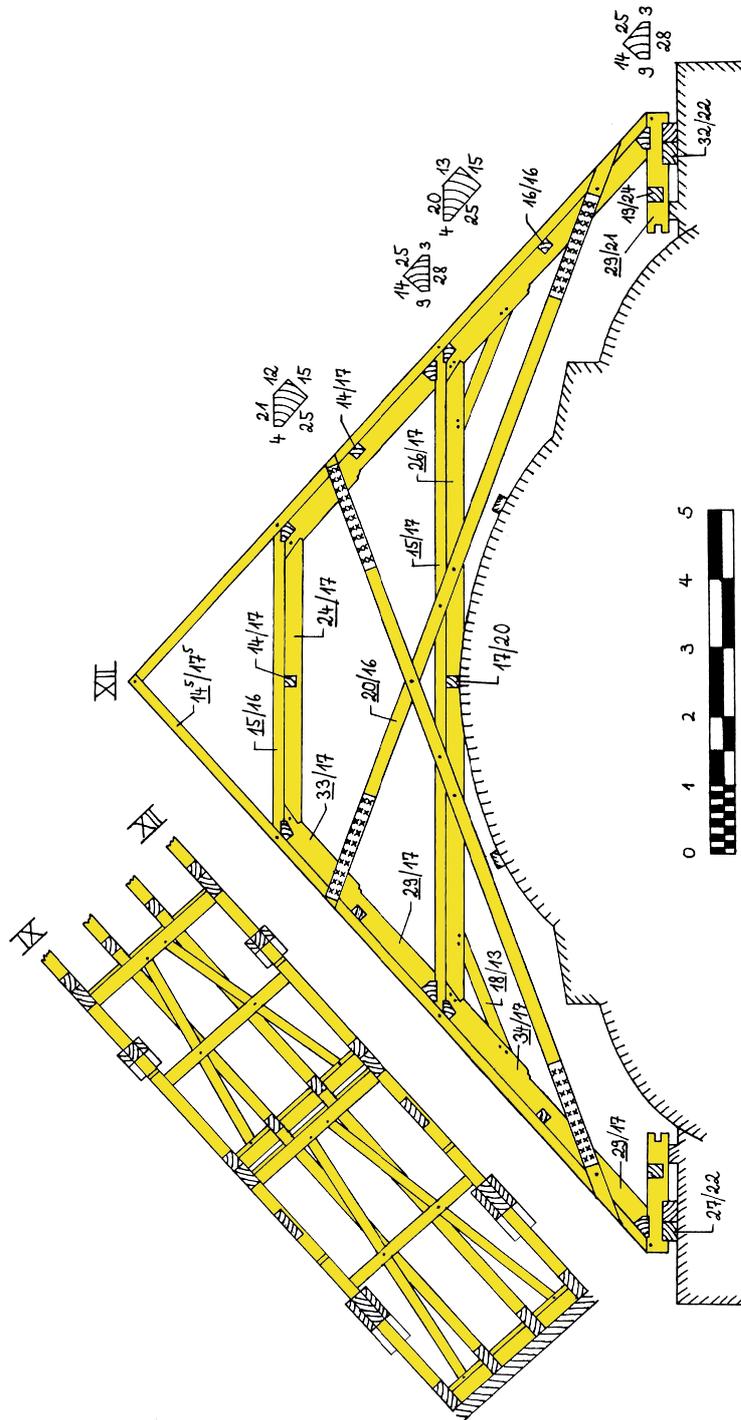


Abb. B.8: Systemaufmaß des Dachwerkes der Pfarrkirche Dommelstadl (Binder XII von der Bundseite [Westseite] her), Original im Maßstab 1:50

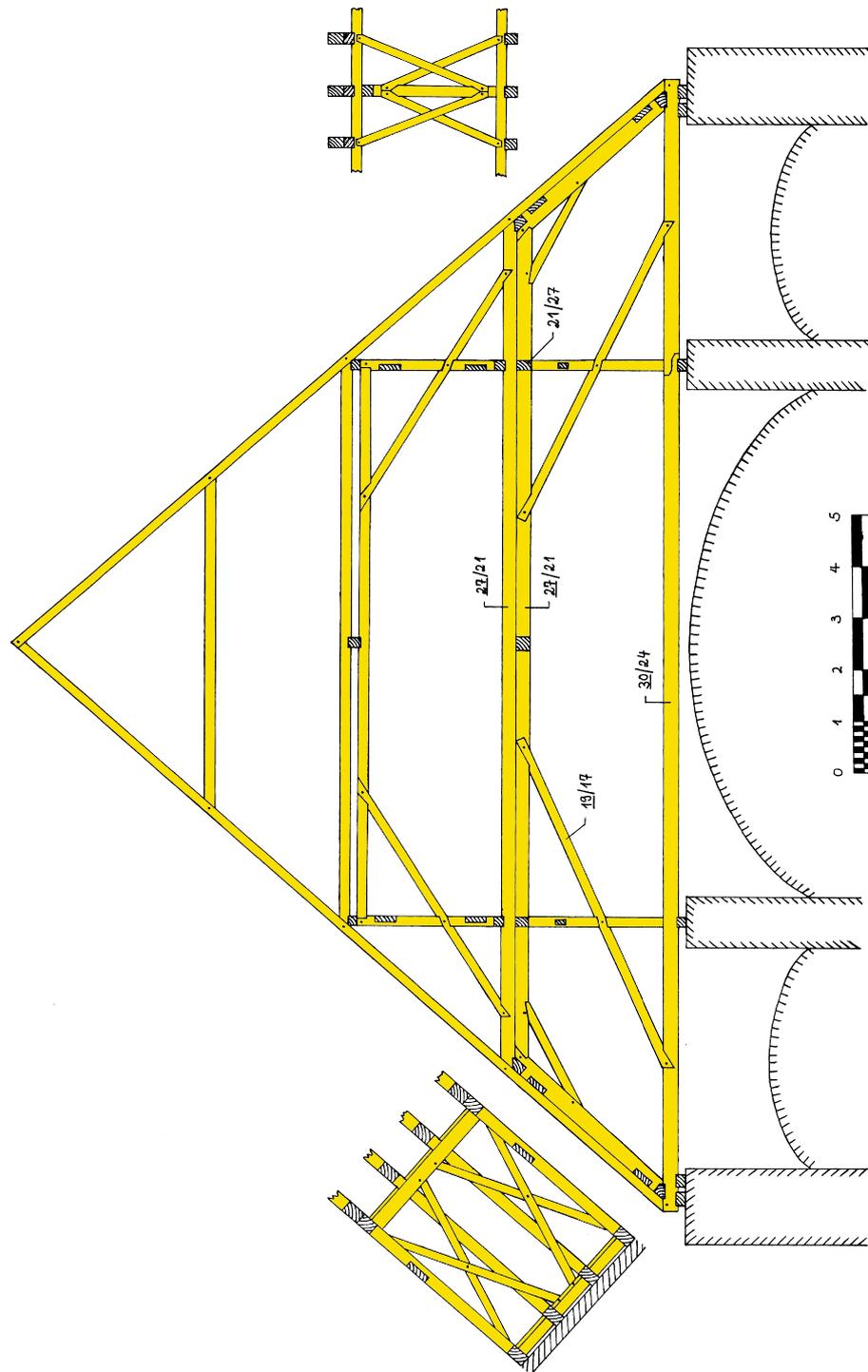


Abb. B.9: Systemskizze des Dachwerkes der ehemaligen Klosterkirche Ebersberg, Original im Maßstab 1:50

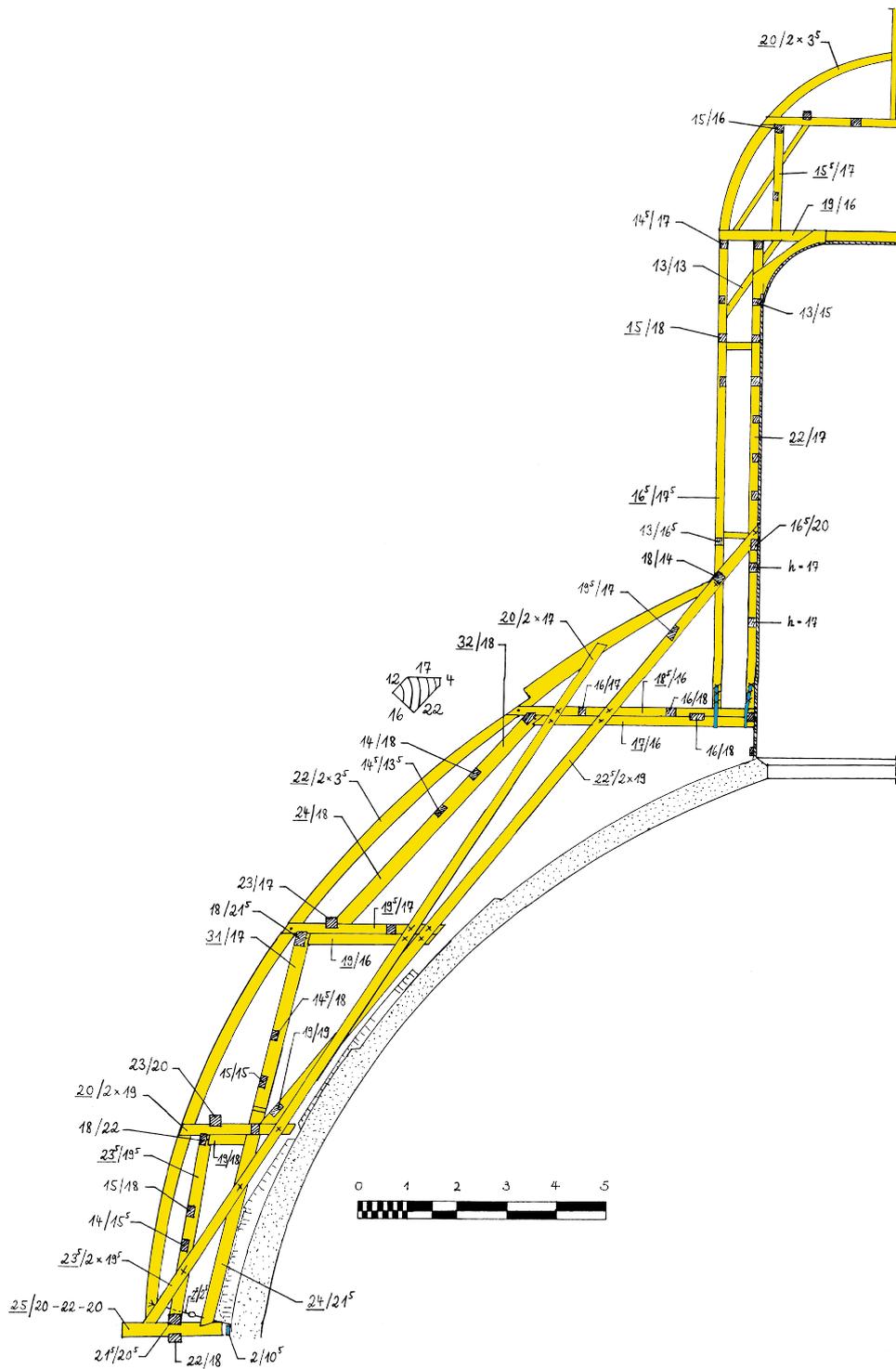


Abb. B.10: Systemaufmaß des Dachwerkes der Klosterkirche Ettal, Original im Maßstab 1:50

B. SYSTEMAUFMASSE DER BESICHTIGTEN DACHWERKE

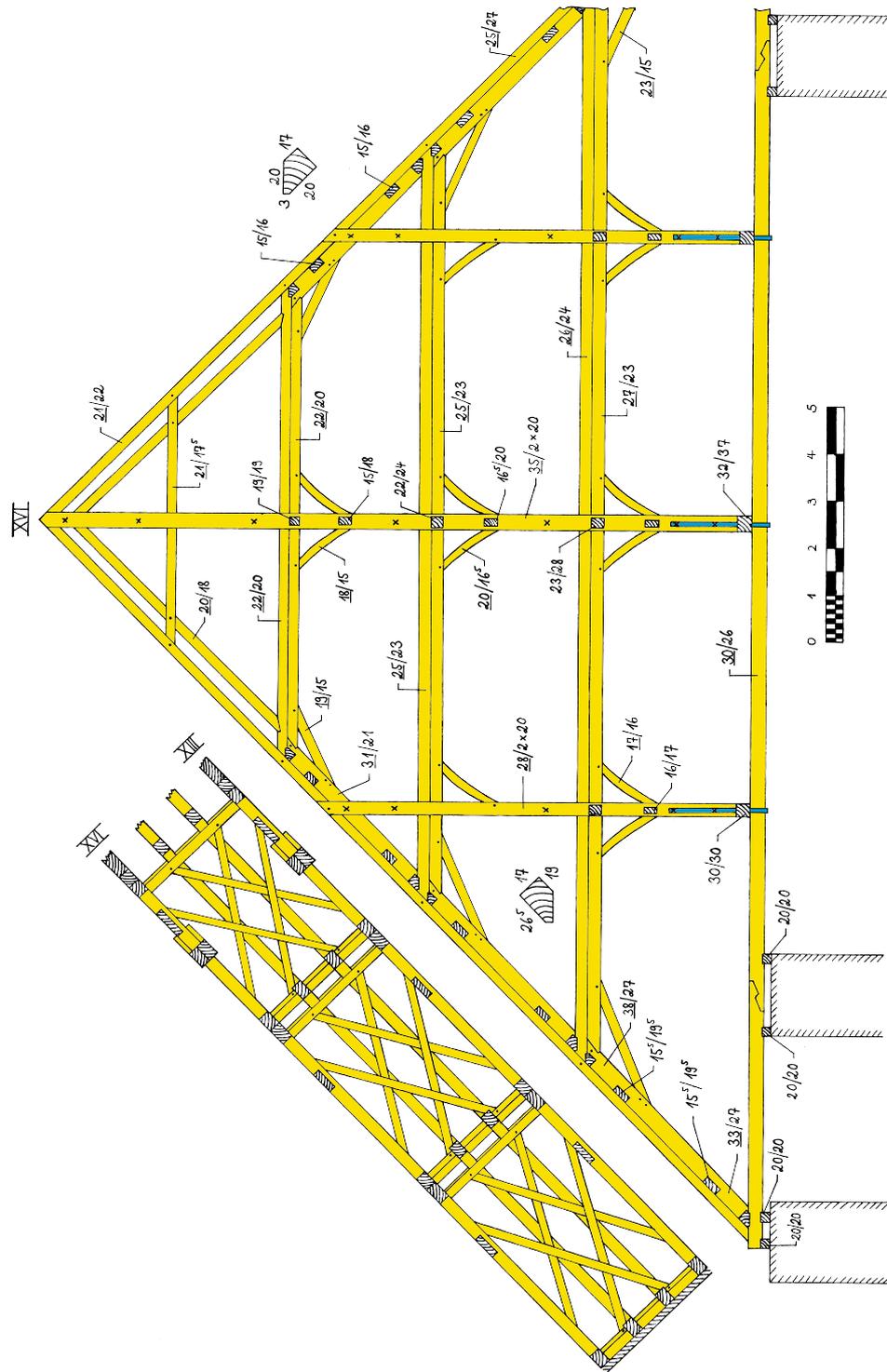


Abb. B.11: Systemaufmaß des Dachwerkes der ehemaligen Klosterkirche Fürstenfeldbruck (Binder XVI von der Bundseite [Westseite] her), Original im Maßstab 1:50

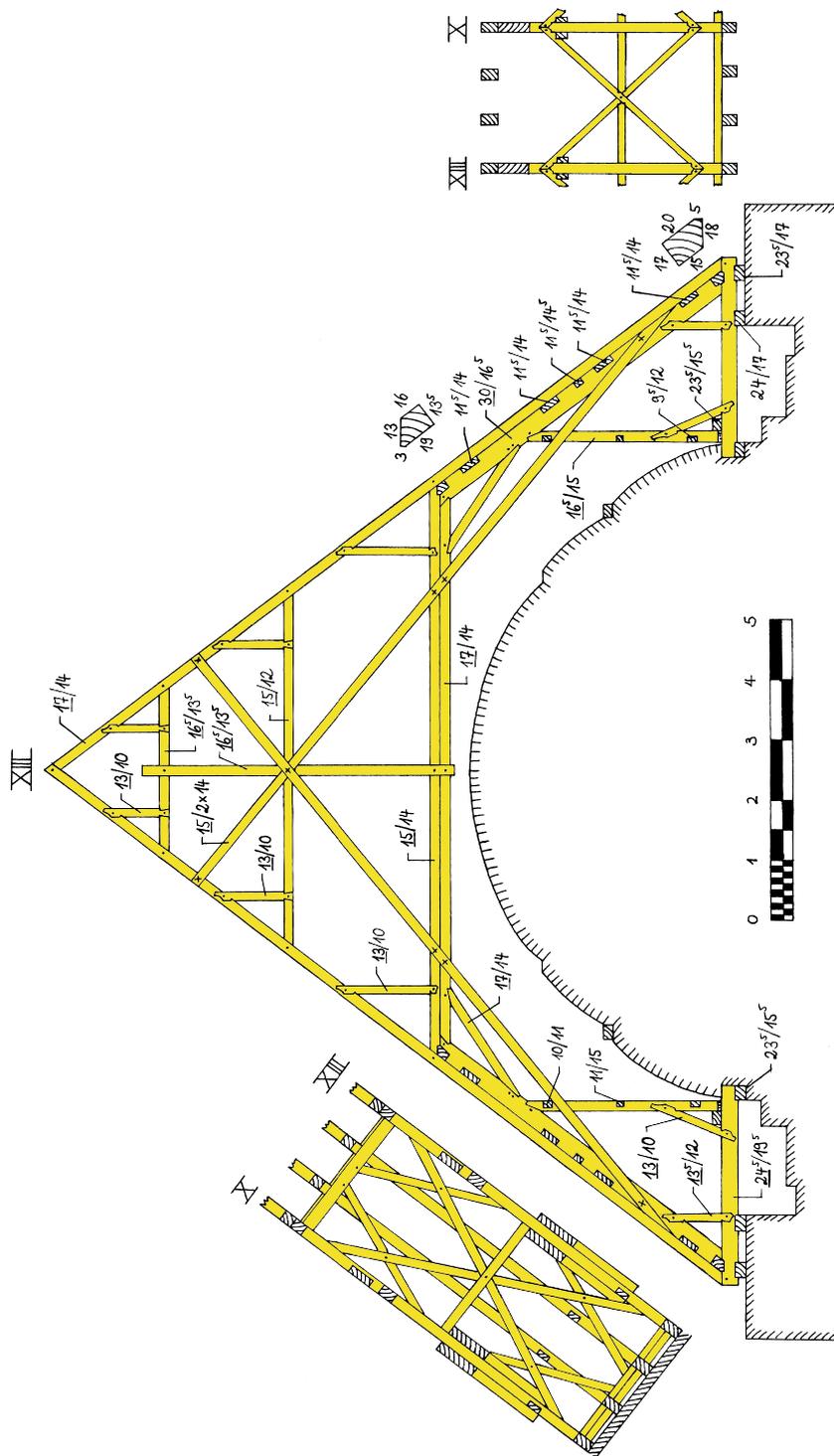


Abb. B.12: Systemaufmaß des Dachwerkes der Pfarrkirche Kirchweidach (Binder XIII von der Bundseite [Westseite] her), Original im Maßstab 1:50

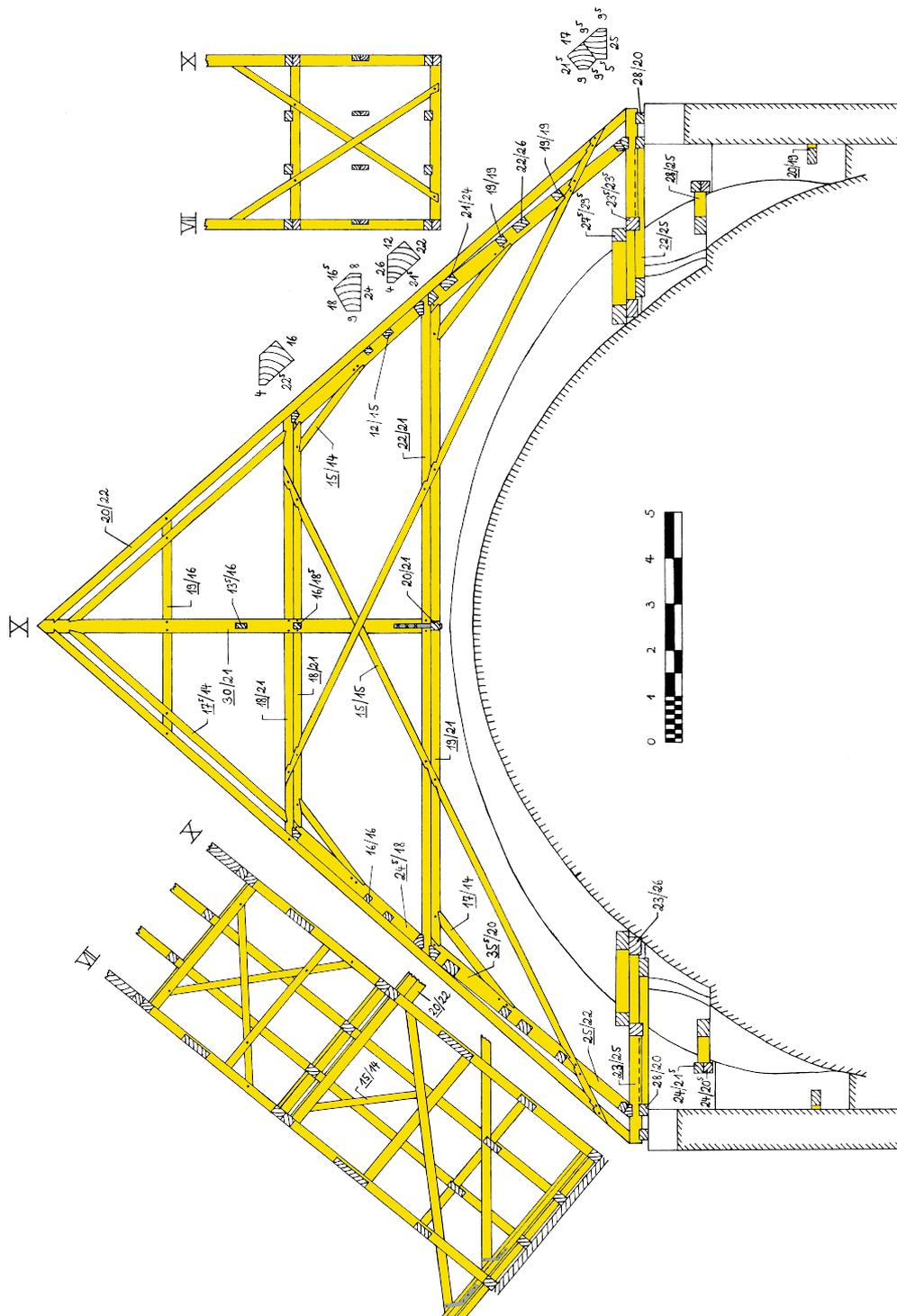


Abb. B.14: Systemaufmaß des Dachwerkes der Pfarrkirche Murnau (Binder X von der Bundseite [Westseite] her), Original im Maßstab 1:50

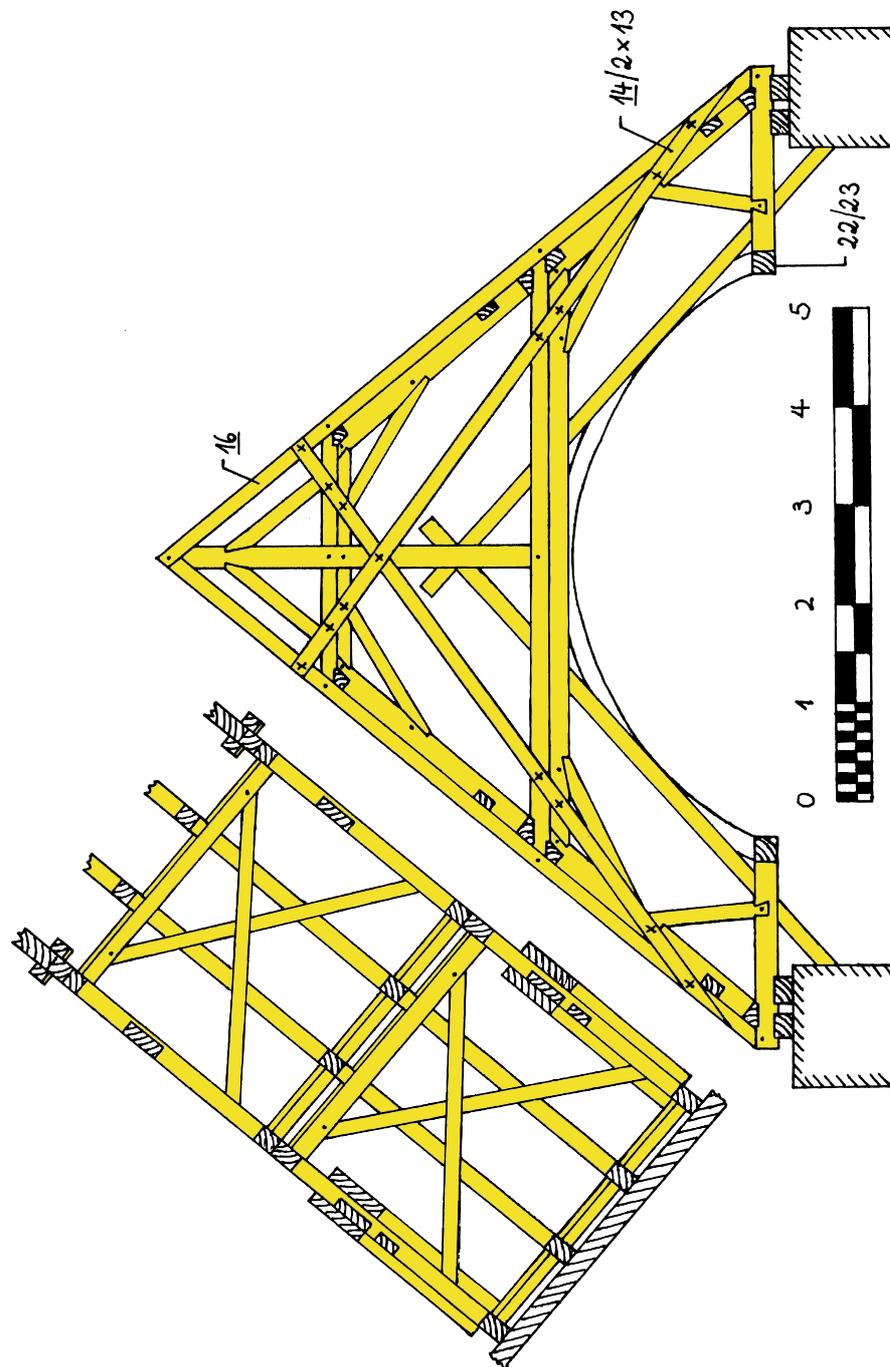


Abb. B.15: Systemskizze des Dachwerkes über "Steinernen Saal" in Raitenhaslach, Original im Maßstab 1:50

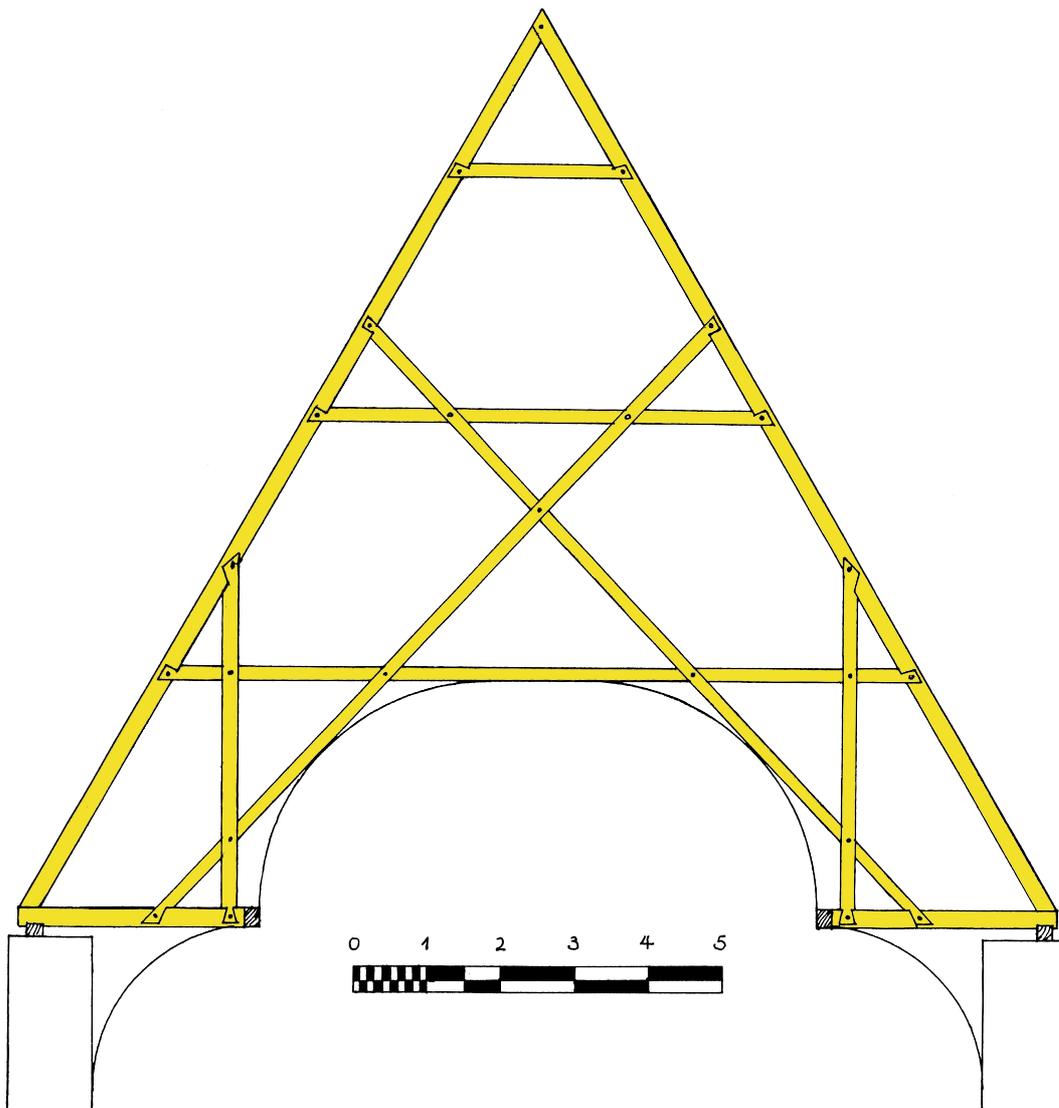


Abb. B.16: Systemskizze des gotischen Dachwerks der Pfarrkirche Ramersdorf (Stadt München), Original im Maßstab 1:50

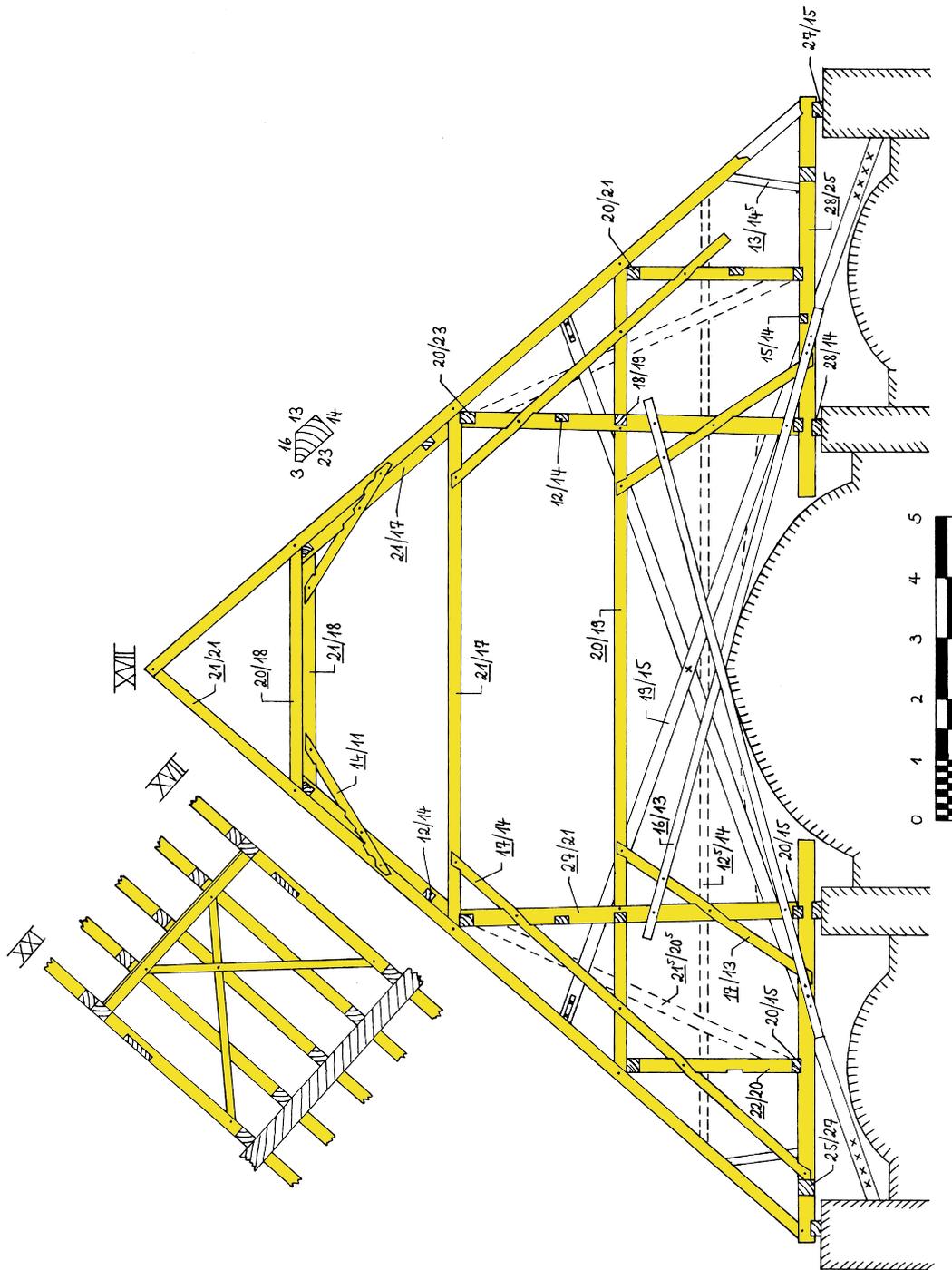


Abb. B.18: Systemaufmaß des Dachwerkes der Wallfahrtskirche Tuntenhausen (Binder XVII von der Bundseite [Ostseite] her), Original im Maßstab 1:50

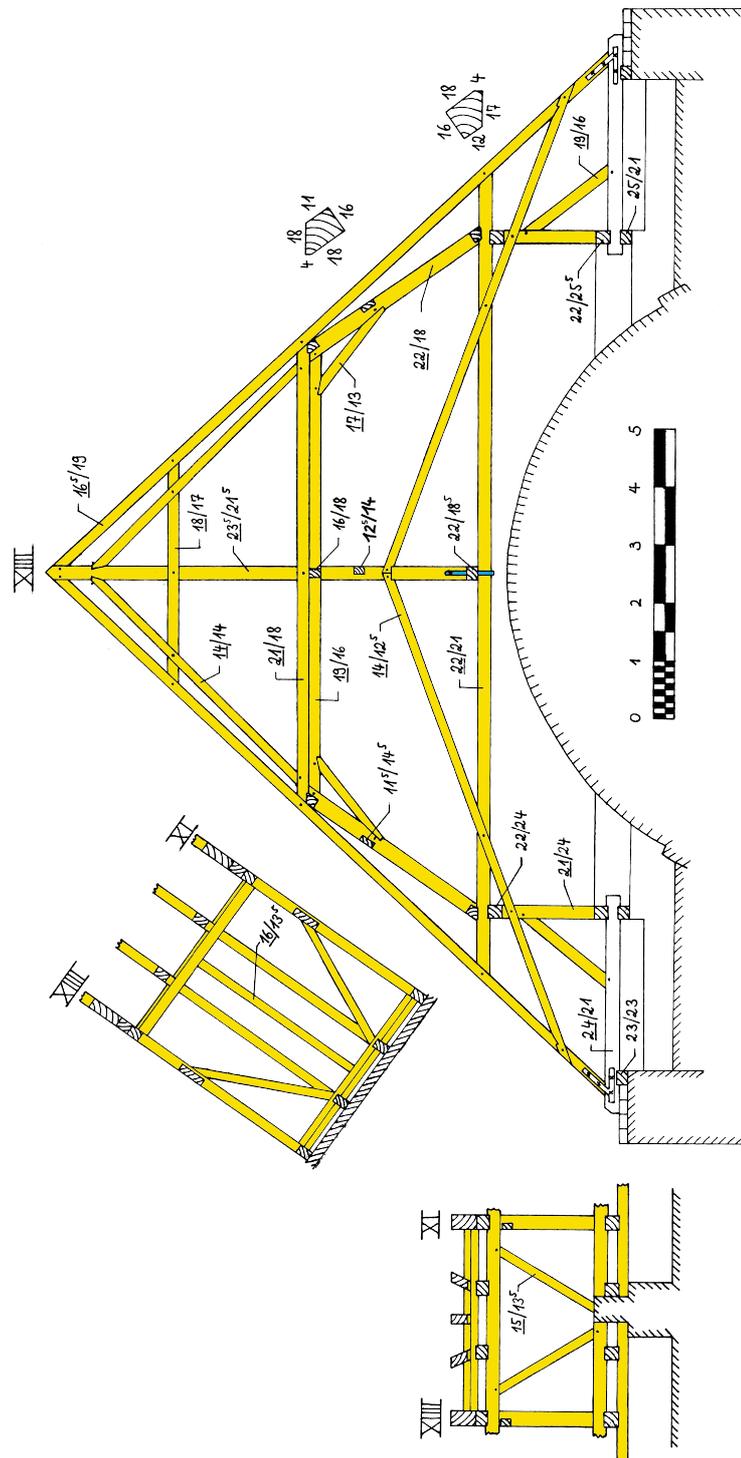


Abb. B.19: Systemaufmaß des Dachwerkes der Pfarrkirche Weyarn (Binder XIII von der Bundseite [Westseite] her), Original im Maßstab 1:50

C. Zustandskartierung

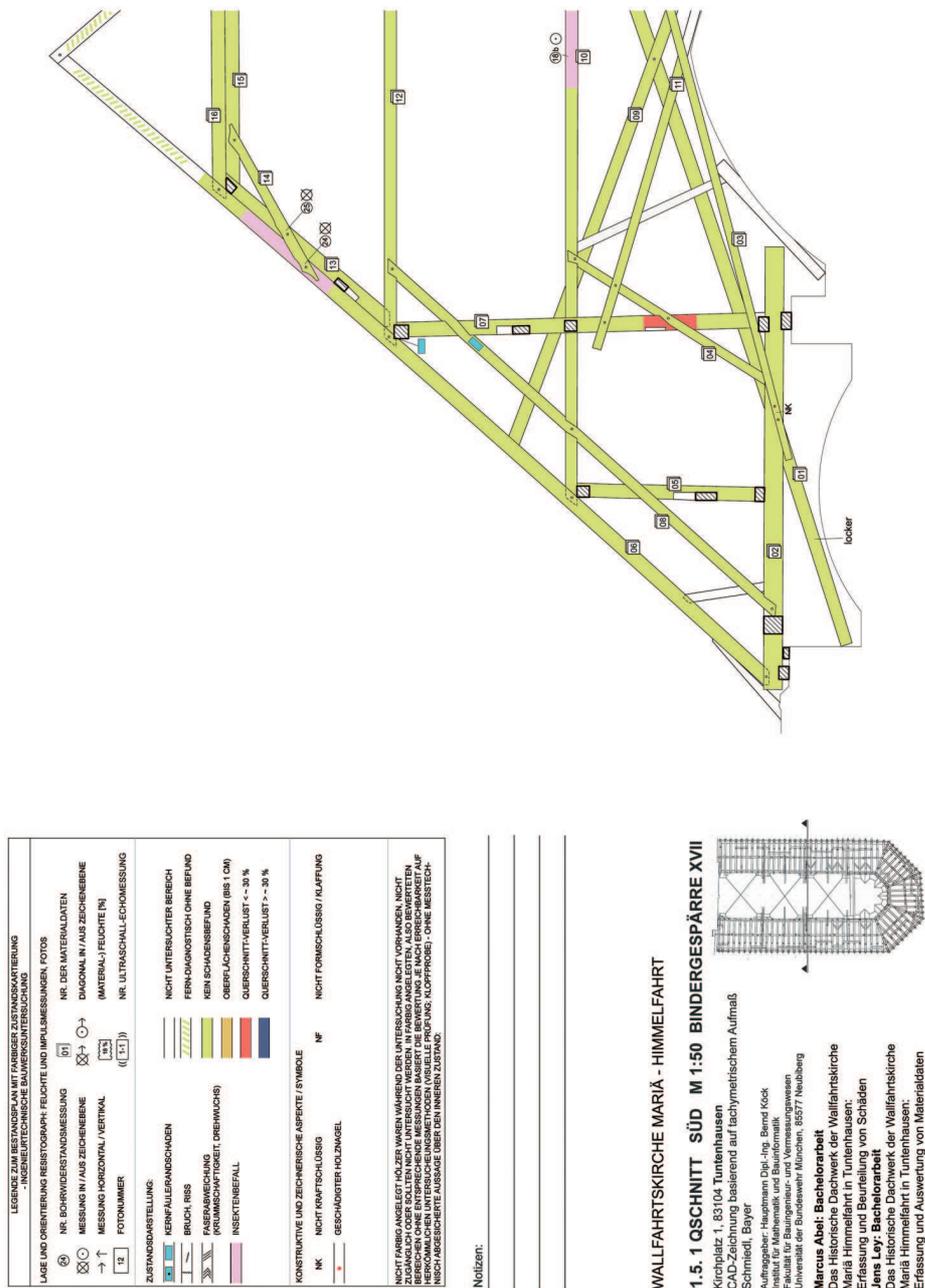


Abb. C.1: Schadenskartierung am Dachwerk der Pfarrkirche Tuntenhäusen (Binder XVII [linke Hälfte] von der Bundseite [Ostseite] her), Original im Maßstab 1:50; Abel [2]

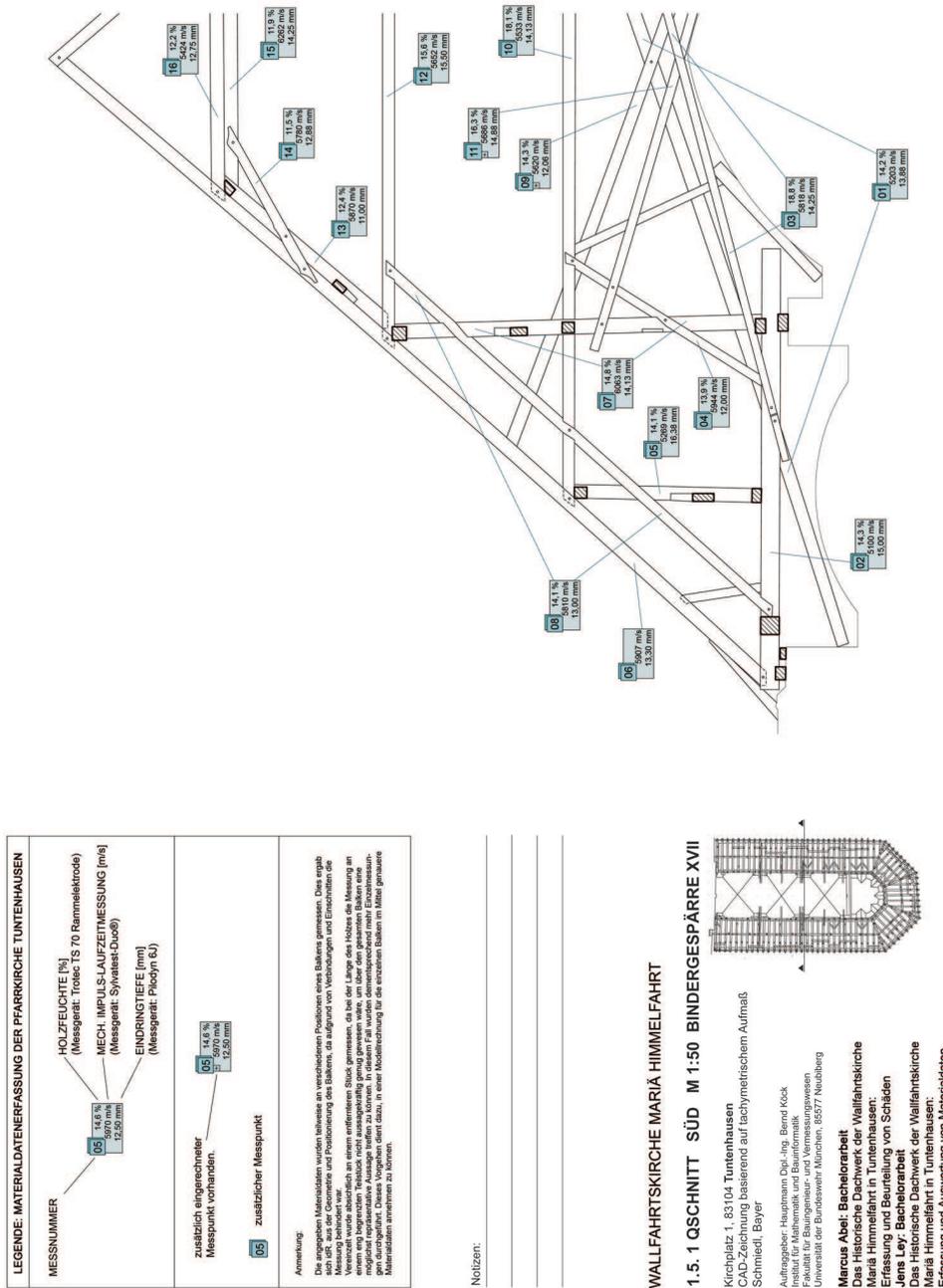


Abb. C.2: Materialdatenkartierung am Dachwerk der Pfarrkirche Tuntenthausen (Binder XVII [linke Hälfte] von der Bundseite [Ostseite] her), Original im Maßstab 1:50; Ley [106]

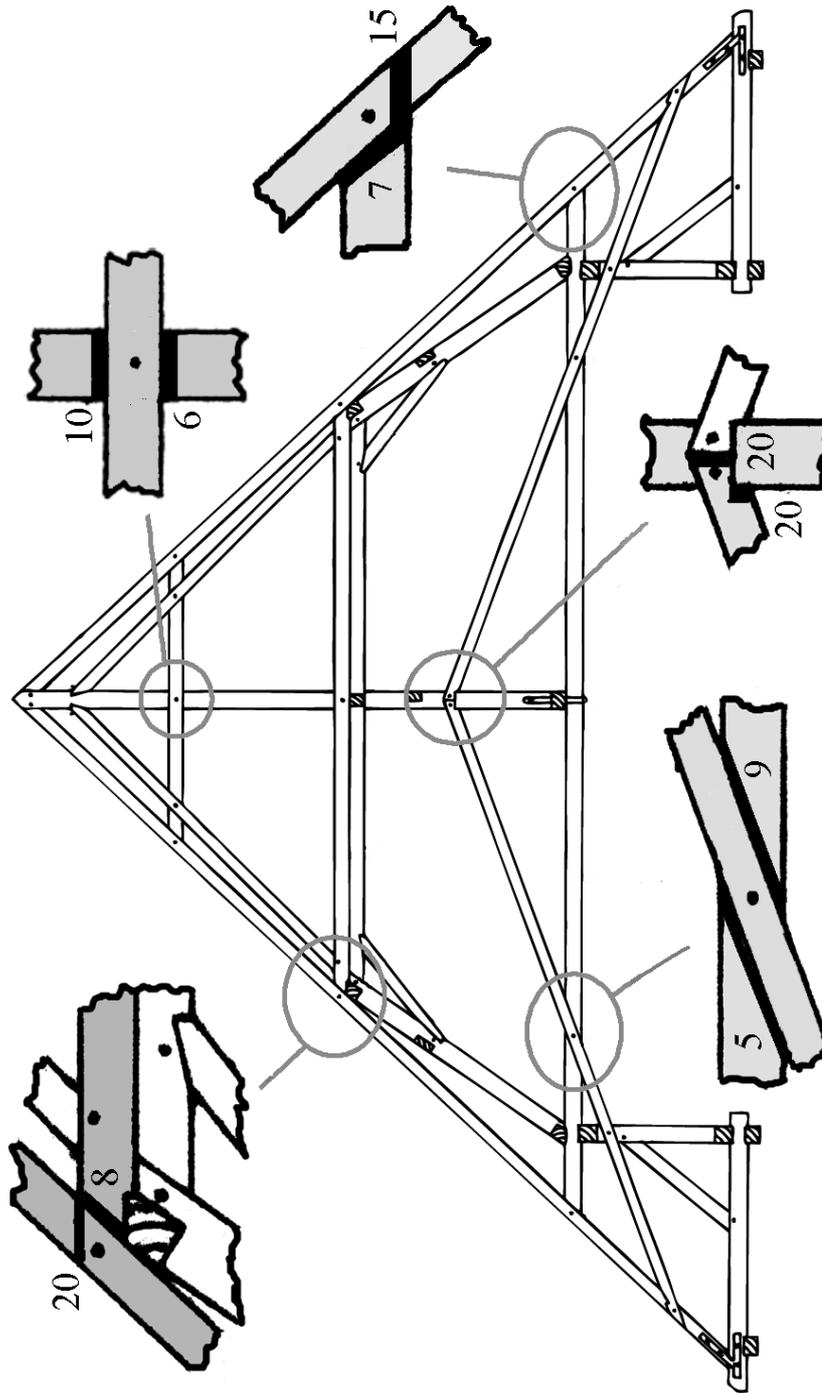


Abb. C.3: Exemplarische Erfassung von Klaffungen am Dachwerk der Pfarrkirche Weyarn; Einheit: [mm]

D. Last-Verformungs-Diagramme (LVD)

D. LAST-VERFORMUNGS-DIAGRAMME (LVD)

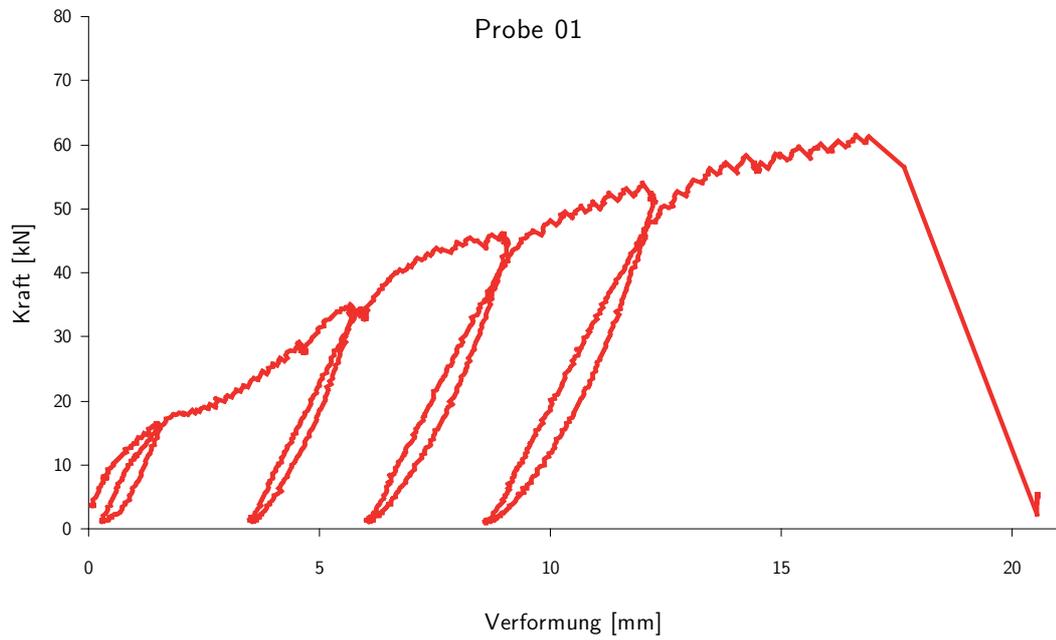


Abb. D.1: LVD, Probe 01. Induktiver Wegaufnehmer W2

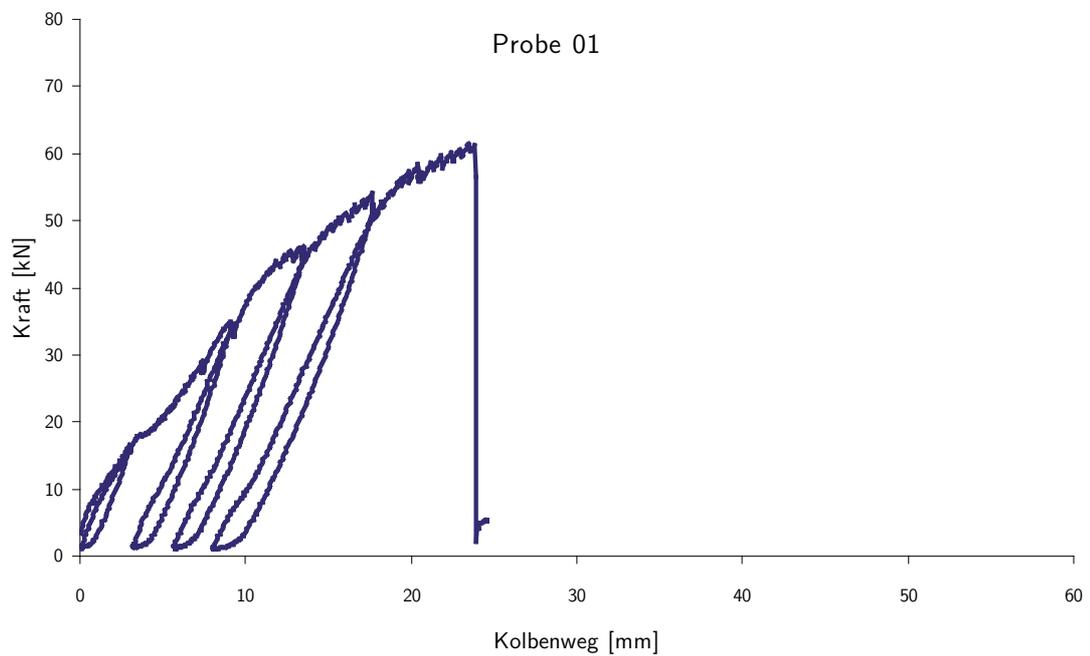


Abb. D.2: LVD, Probe 01. Kolben

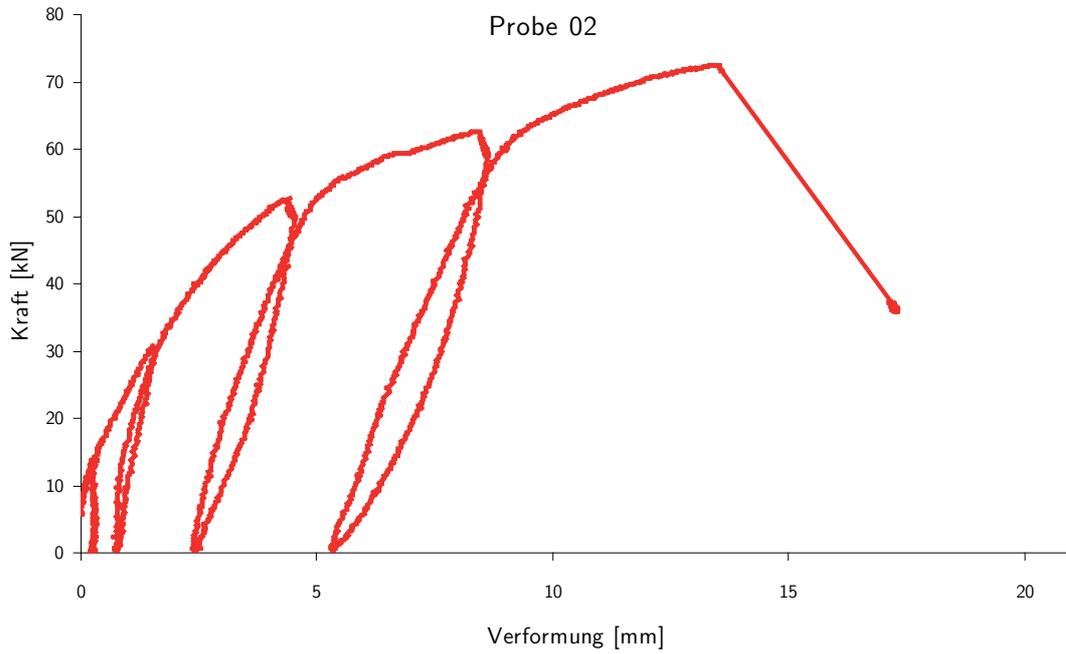


Abb. D.3: LVD, Probe 02. Induktiver Wegaufnehmer W2

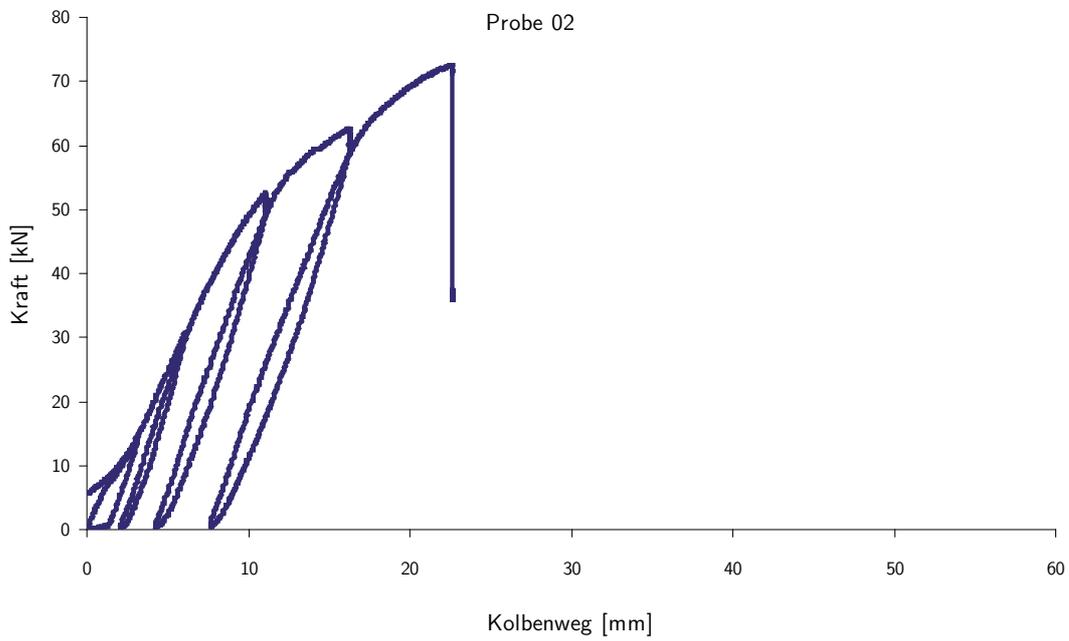


Abb. D.4: LVD, Probe 02. Kolben

D. LAST-VERFORMUNGS-DIAGRAMME (LVD)

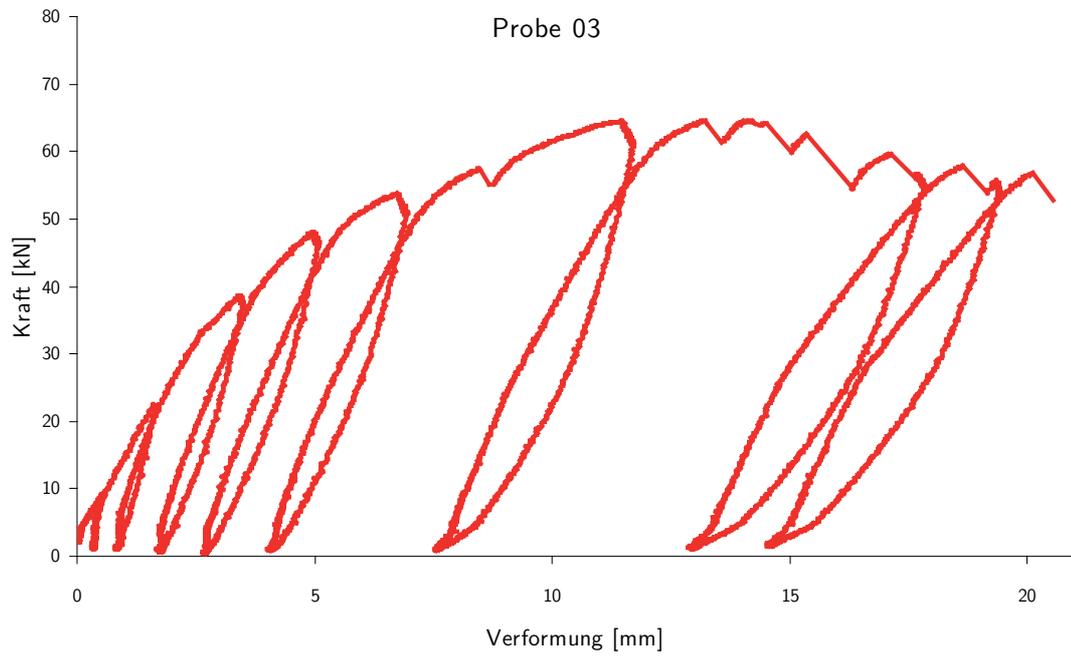


Abb. D.5: LVD, Probe 03. Induktiver Wegaufnehmer W2

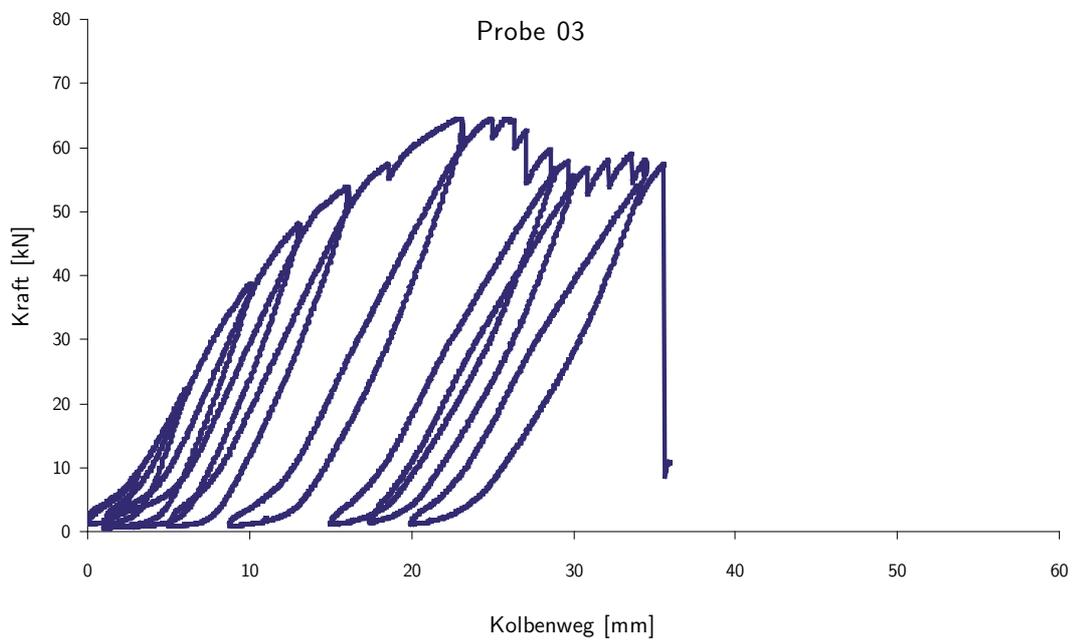


Abb. D.6: LVD, Probe 03. Kolben

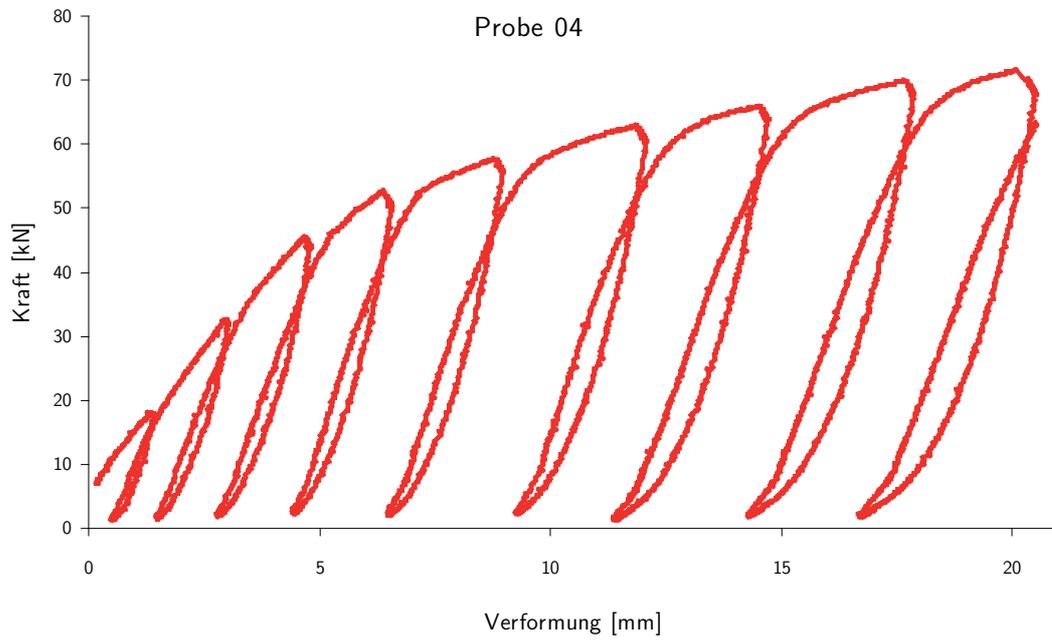


Abb. D.7: LVD, Probe 04. Induktiver Wegaufnehmer W2

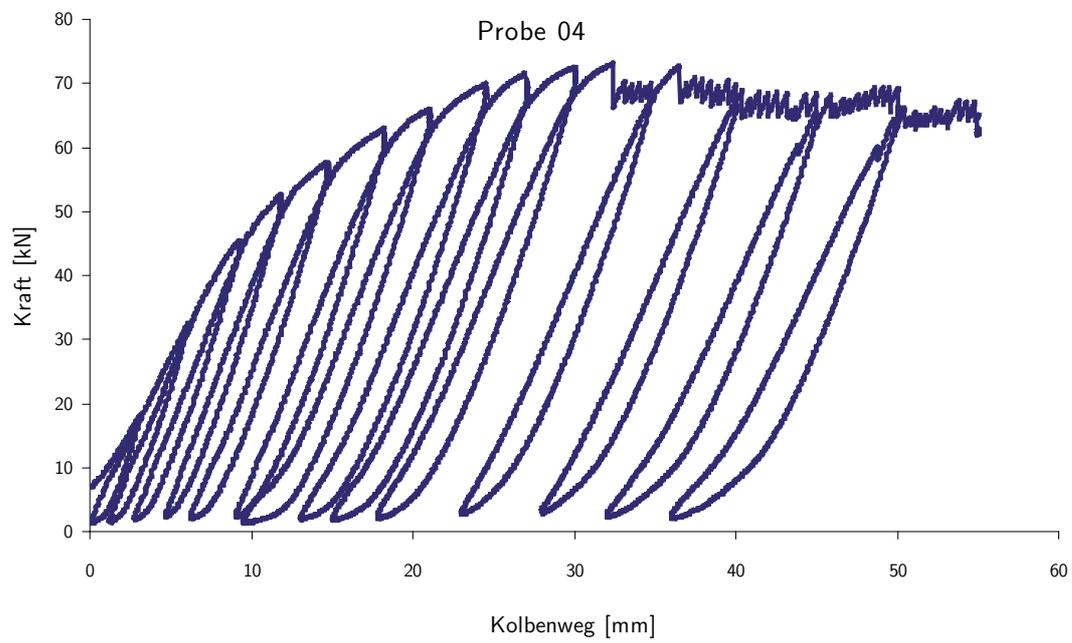


Abb. D.8: LVD, Probe 04. Kolben

D. LAST-VERFORMUNGS-DIAGRAMME (LVD)

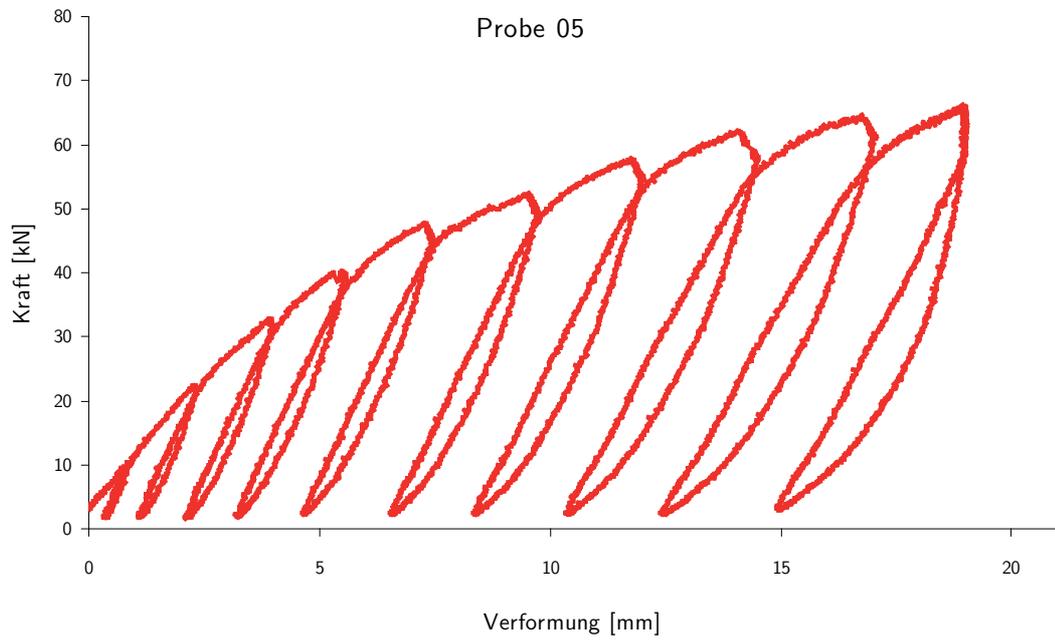


Abb. D.9: LVD, Probe 05. Induktiver Wegaufnehmer W2

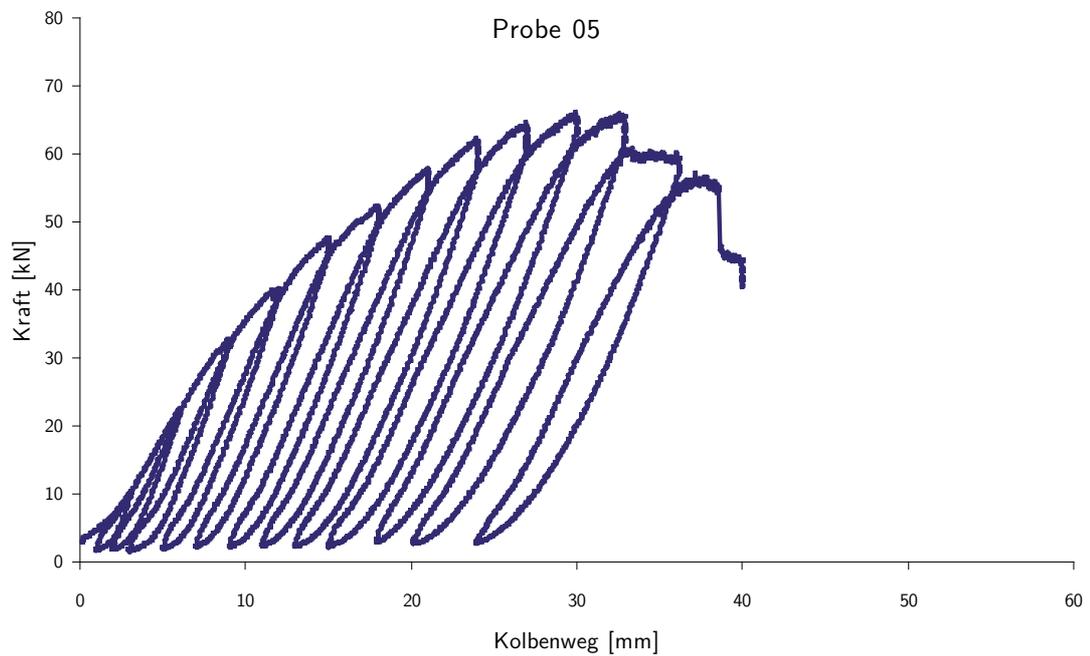


Abb. D.10: LVD, Probe 05. Kolben

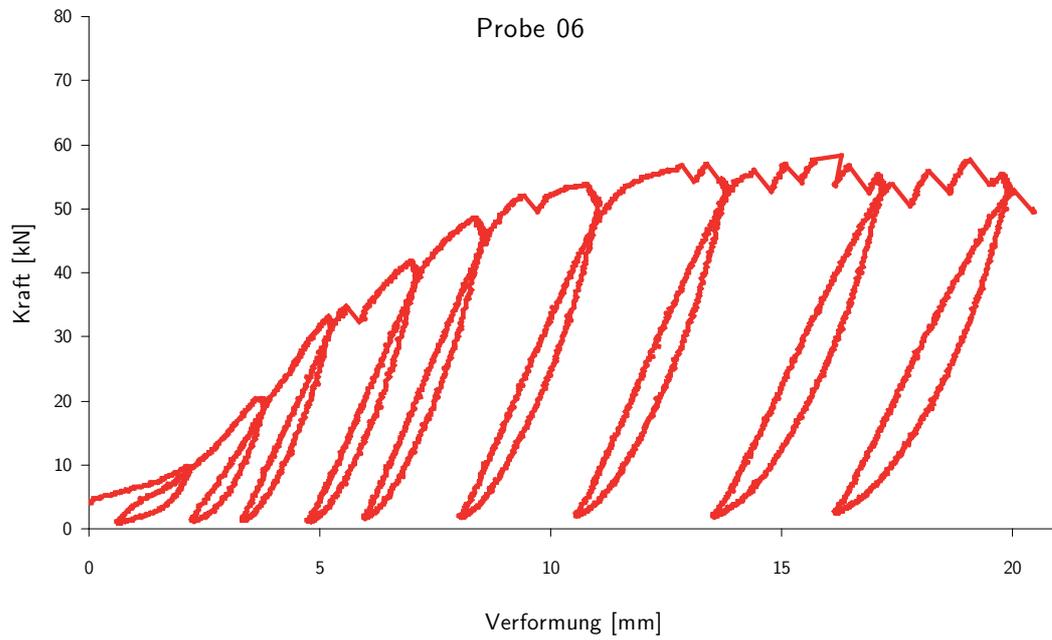


Abb. D.11: LVD, Probe 06. Induktiver Wegaufnehmer W2

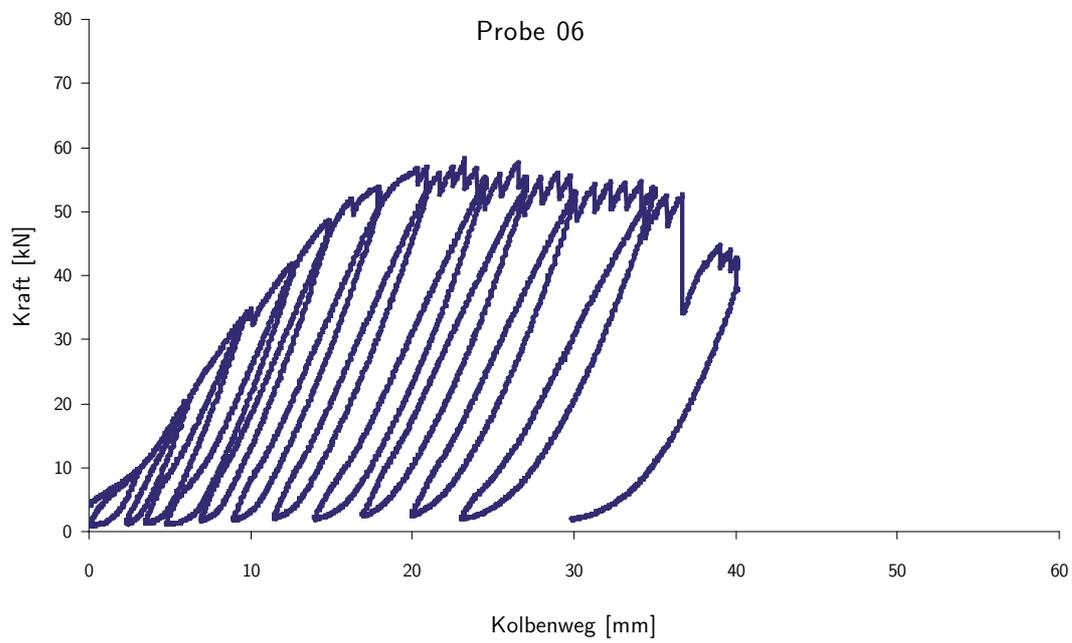


Abb. D.12: LVD, Probe 06. Kolben

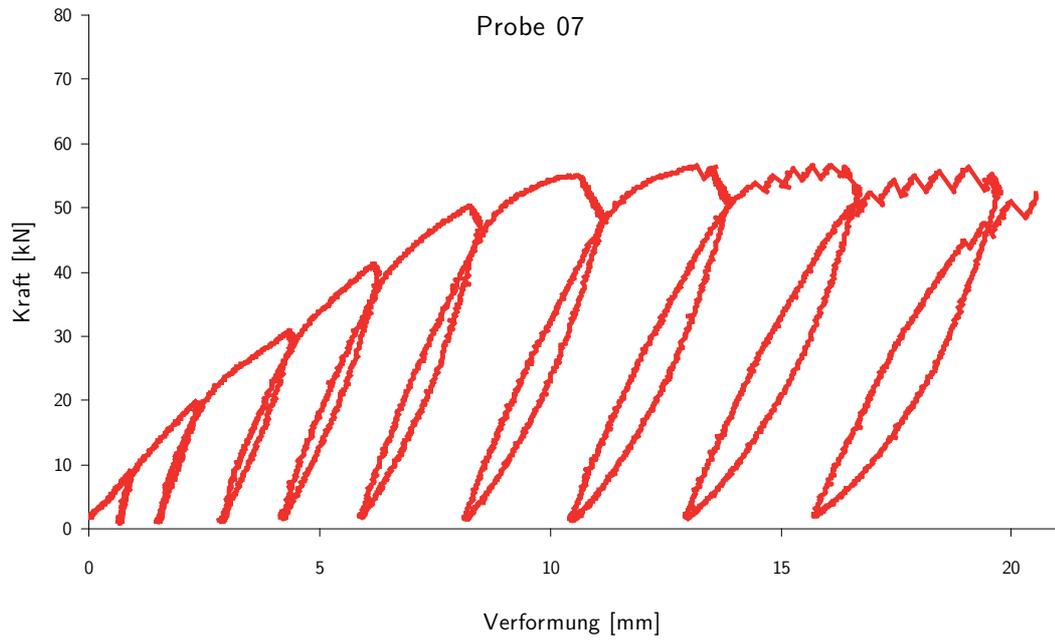


Abb. D.13: LVD, Probe 07. Induktiver Wegaufnehmer W2

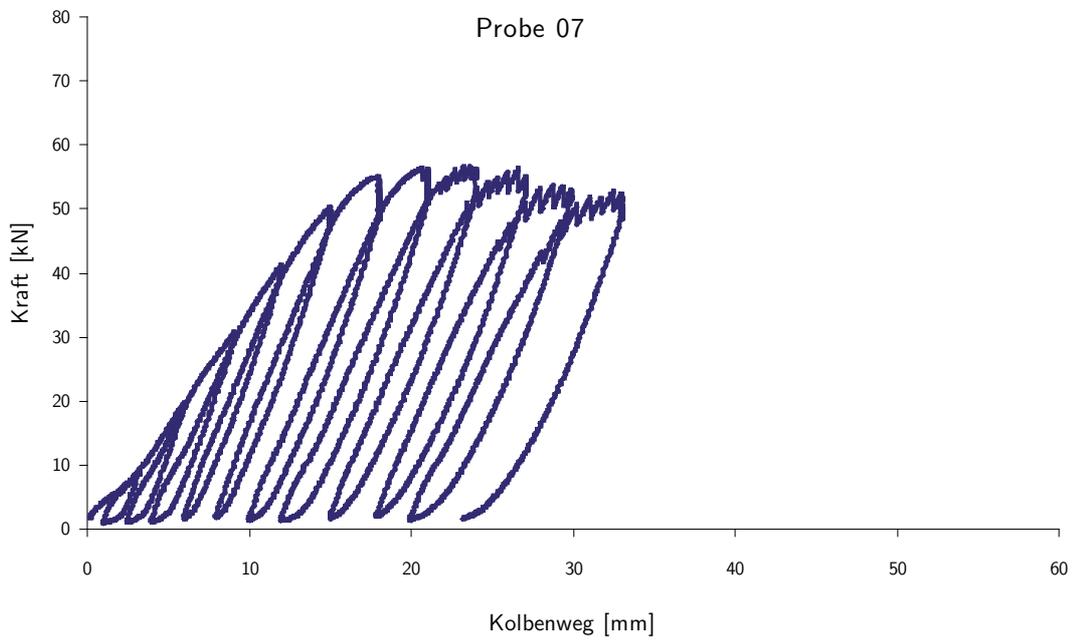


Abb. D.14: LVD, Probe 07. Kolben

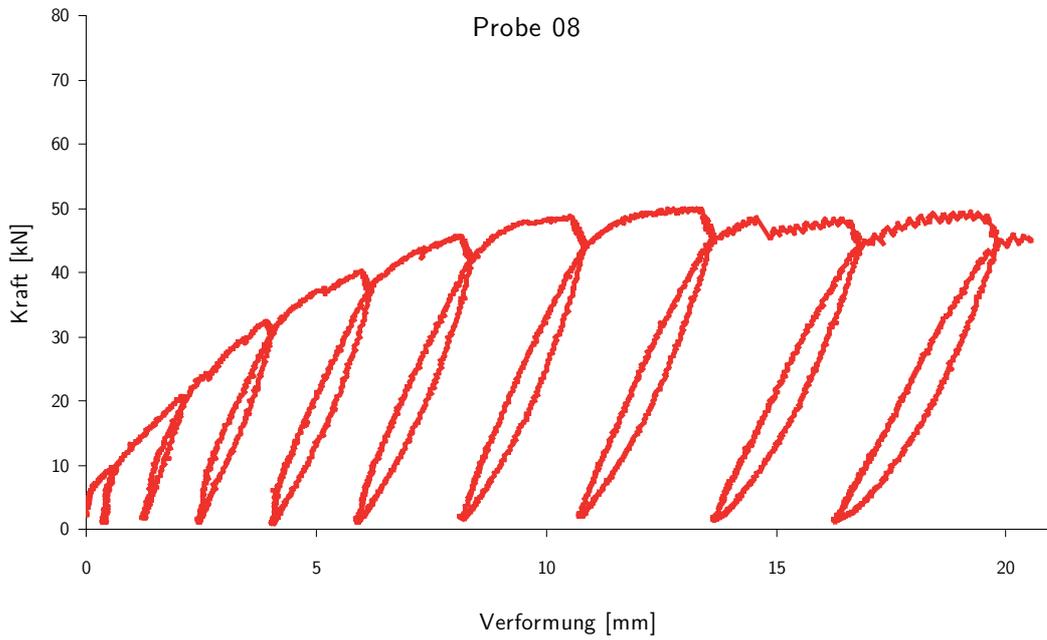


Abb. D.15: LVD, Probe 08. Induktiver Wegaufnehmer W2

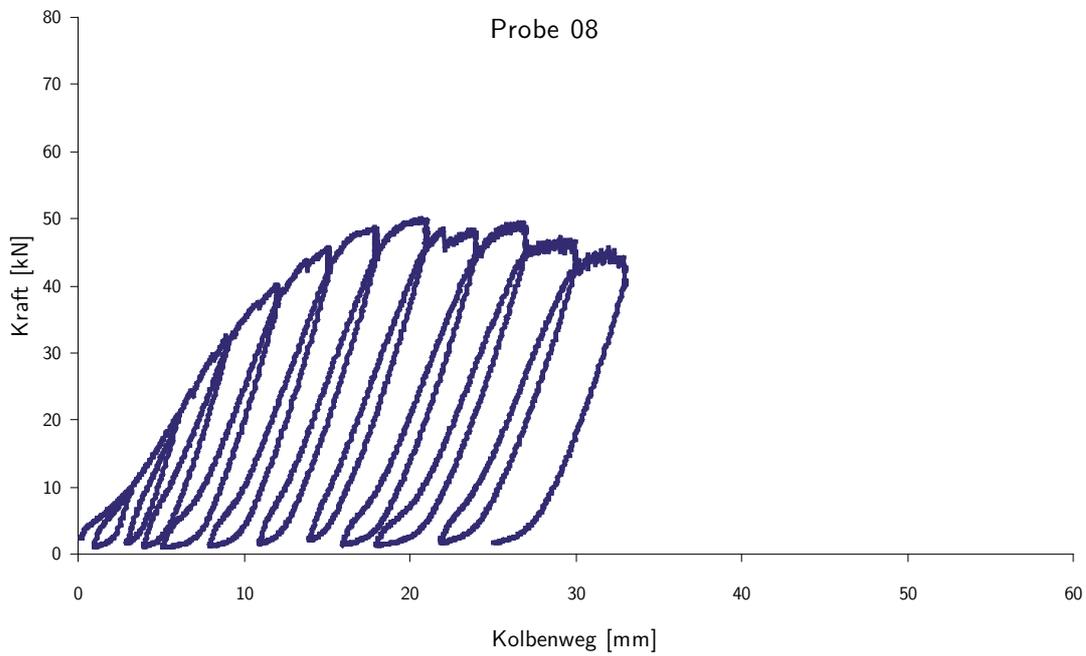


Abb. D.16: LVD, Probe 08. Kolben

D. LAST-VERFORMUNGS-DIAGRAMME (LVD)

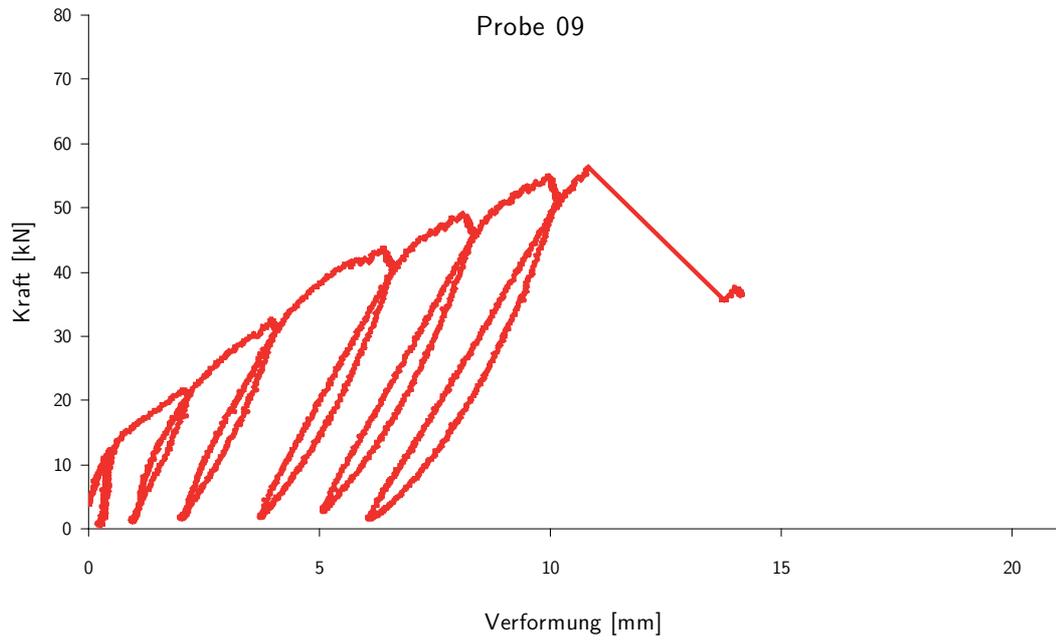


Abb. D.17: LVD, Probe 09. Induktiver Wegaufnehmer W2

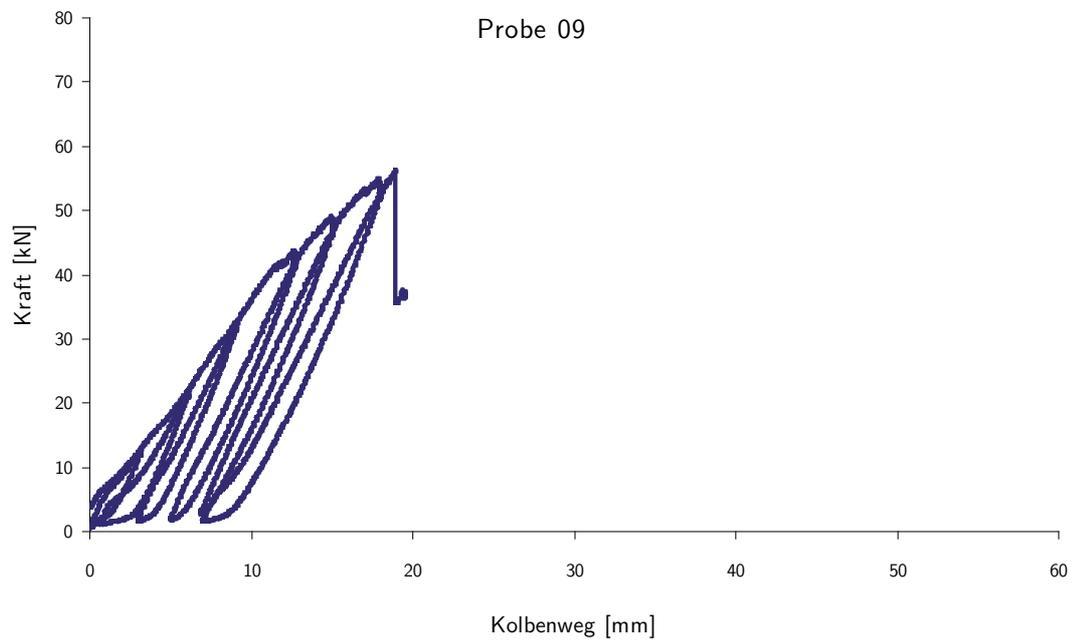


Abb. D.18: LVD, Probe 09. Kolben

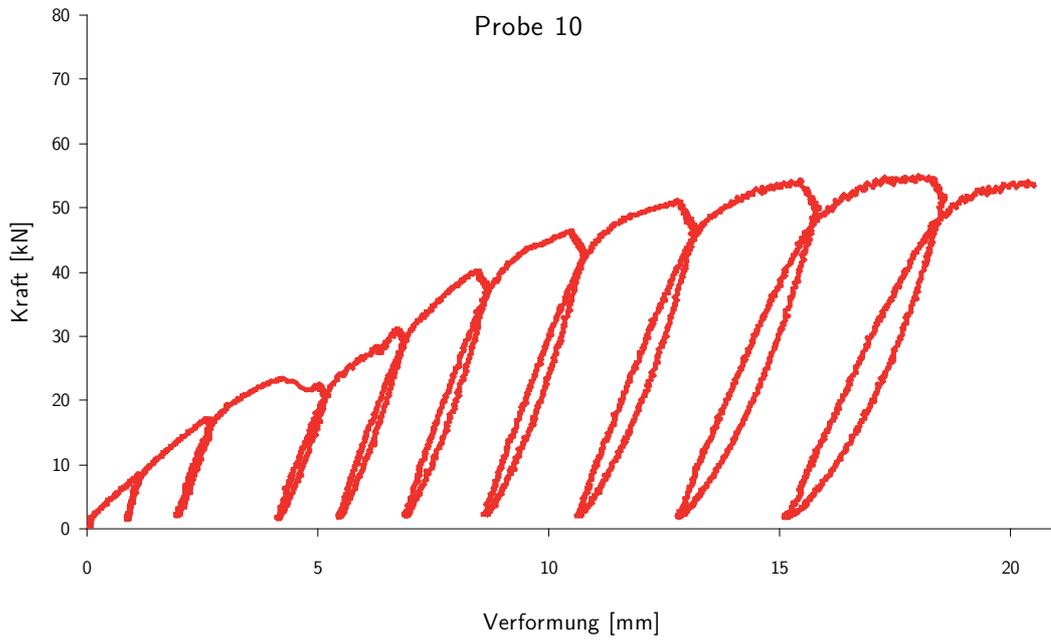


Abb. D.19: LVD, Probe 10. Induktiver Wegaufnehmer W2

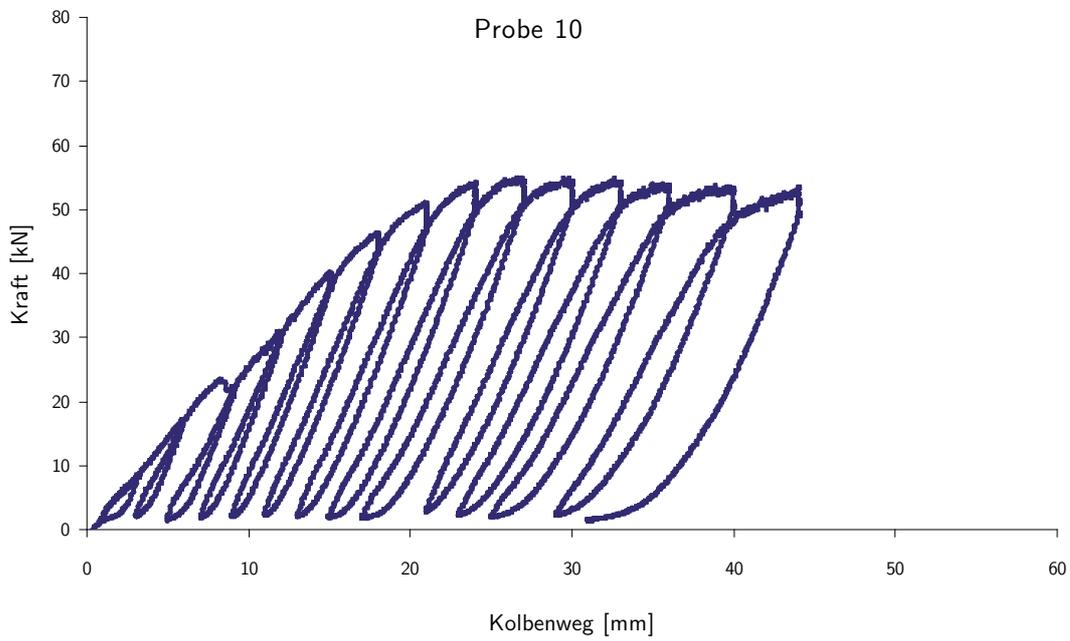


Abb. D.20: LVD, Probe 10. Kolben

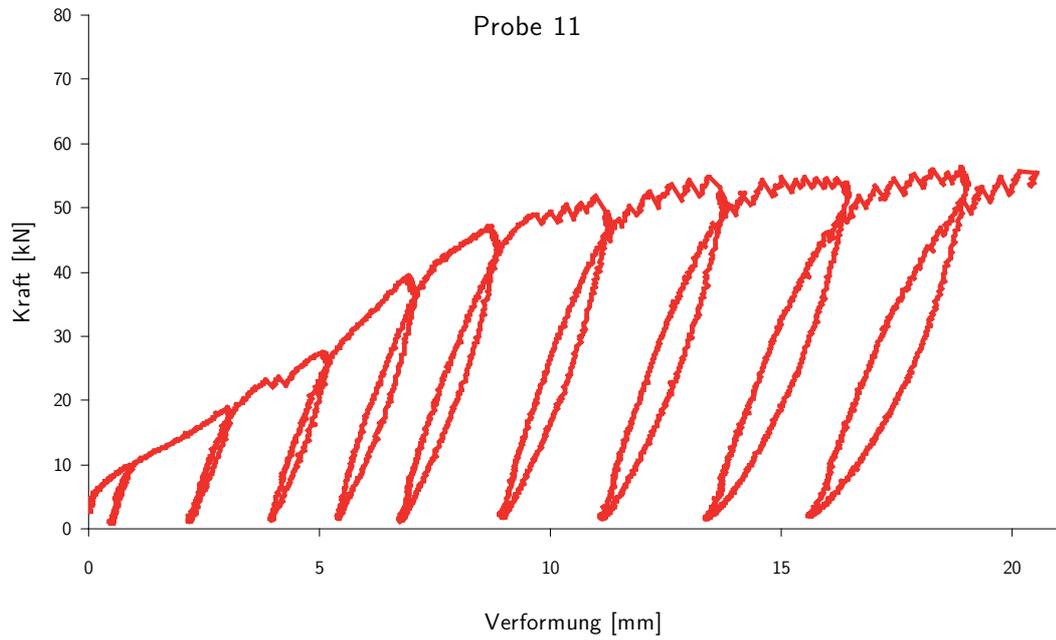


Abb. D.21: LVD, Probe 11. Induktiver Wegaufnehmer W2

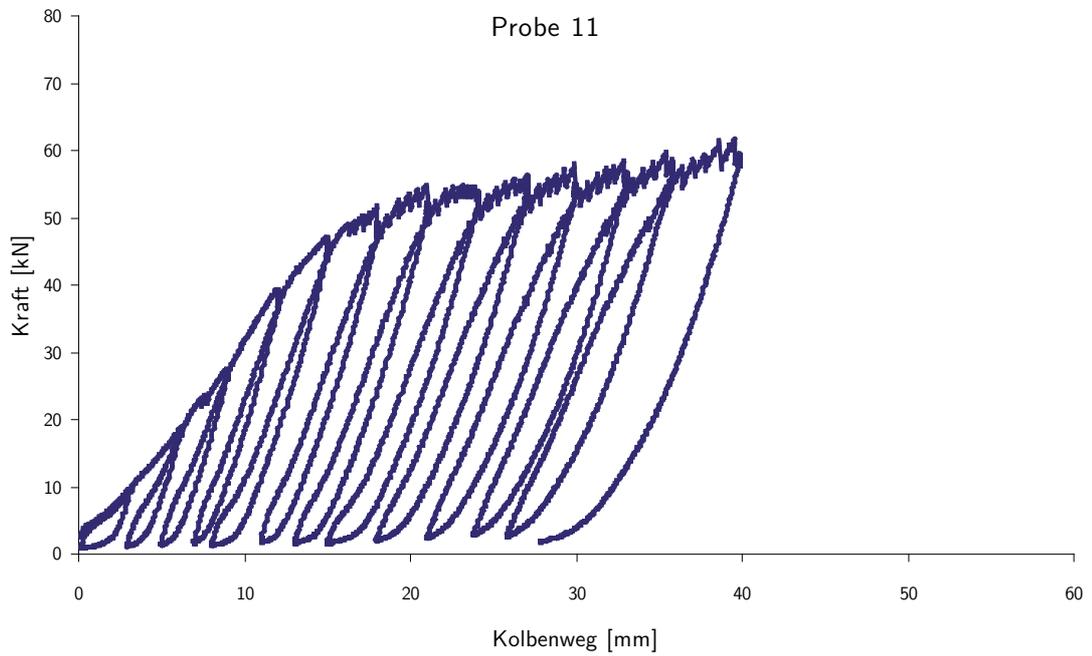


Abb. D.22: LVD, Probe 11. Kolben

Glossar

Abbund: Arbeitsvorgang, bei welchem alle zu einer Holzkonstruktion gebrauchten Hölzer auf dem Abbundplatz zurechtgelegt und gelängt werden. Zudem werden alle erforderlichen Verbindungen ausgearbeitet und alle Hölzer mit Markierungen (Abbundmarken) für den späteren Wiederausbau versehen.

Abbundmarke: Zeichen, Buchstaben oder Zahlen zur Kennzeichnung der unterschiedlichen Hölzer.

Anblattung: Verbindungsform, die der Verlängerung, oder Über-Eck-Führung von Hölzern in derselben Ebene dient. Dazu wird in ein Holz zur Aufnahme des Blattes des anderen Balkens eine Blattsasse eingeschnitten.

Andreaskreuz: Zwei gleich lange, sich x-förmig kreuzende Balken, welche meist als Windverband zur Aussteifung in firstparalleler Richtung dienen.

Ankerbalken: Einzelner Balken zur Aufnahme von horizontalen Zugkräften. Meist in den Bindergespärren angeordnet. Die Krafteinleitung aus den Stichbalken der Leergespärre erfolgt über in Längsrichtung angeordnete Wechsel.

Anriss: Markierung mit Rötelstift oder ein Blindriss, wodurch die Position und das Ausmaß einer Verbindung angegeben wird.

Aufschiebling: Holz, das bei Sparrendächern den Fußpunkt und das äußere Gesims deckt und meist auf dem Vorholz und auf dem Sparren aufliegt.

Bindergespärre: Ein in größeren Abständen zwischen den Leergespärren befindliches und durch Hängesäulen, Stuhlkonstruktionen und/oder Streben verstärktes Gespärre. Bindergespärre fungieren als Hauptquerträger eines Dachwerks.

Blatt: Ein im Querschnitt reduziertes Teilstück eines Holzes, welches in die Blattsasse des anderen Holzes eingesetzt und meist durch einen Holznagel gesichert wird.

Blattsasse: Einschnitt des einen Holzes bei einer Verblattung.

Brustriegel: Meist auf halber Höhe zwischen Fußschwelle und Rähm in Längsrichtung verlaufendes Holz als Teil des Windverbandes.

Bundtram: Historische Bezeichnung für Zerrbalken.

Dach: Gesamtheit aus Dachwerk und Dachhaut (Dachdeckung).

Dachlatte: Auf den Sparren in Längsrichtung des Daches befestigte Hölzer, welche die Unterlage für die Dachdeckung bilden.

Dachstuhl: Gesamtheit der parallel zum First verlaufenden Stützkonstruktionen mit zumeist verstrebtten Schwellen und Rähmen, welche den Längsverband des Dachwerkes bilden.

Dachwerk: Gesamtheit einer Dachkonstruktion.

Diagonalstreben: Kreuzstreben, die an ihrem Kreuzungspunkt enden und nicht über die Mittelachse eines Gespärres hinausgeführt werden.

First: Obere Begrenzung oder Kante der Dachfläche.

Firstpfette: Unter dem First angeordneter Balken zur Unterstützung der Rofen.

Fußband, Kopfband: Schräg verlaufendes, angezapftes oder angeblattetes Holz zur Übertragung von Druckkräften und zur Aussteifung einer unteren (Fußband) bzw. oberen Eckverbindung (Kopfband).

Fußschwelle: Unter den Stuhlsäulen angeordneter Balken, welcher der Längslastabtragung dient. Bei liegenden Stühlen meist fünfeckig.

Geschlossenes Dachwerk: Dachwerk mit durchgehender Zerrbalkenlage.

Gespärre: Verbindung aus Sparren, Zerrbalken und eventuell zugehörigen Kehlbalken.

Hängeeisen: U-förmiges Eisenband, welches Kehlbalken und Über- oder Unterzug umgreift und zugfest an eine Hängesäule angeschlossen ist.

Hängesäule: Das senkrechte, abgestrebte Holz beim Hängewerk, an welchem der unterste Kehlbalken mit einem Hängeeisen angeschlossen wird.

Hängewand: Längsverband mit Andreaskreuzen oder Kopf- und Fußstreben zwischen den Hängesäulen.

Hängewerk: Tragwerk, bei welchem ein Balken von oben durch eine zu den Auflagern hin abgestrebte Hängesäule gehalten wird. Man spricht von einem einfachen Hängewerk. Bei zwei Hängesäulen spricht man von einem doppeltem, bei mehreren Hängesäulen von einem mehrfachen Hängewerk.

Hänge-Sprengwerk: Tragwerkskombination aus Hängewerk und Sprengwerk.

Hahnenbalken: Der oberste Kehlbalken.

Jagdbügel: Historische Bezeichnung für Kopfband.

Kehlbalken: Horizontaler Balken zur gegenseitigen Verstrebung der Sparren. Er ist in jedem Gespärre angeordnet und schützt vor zu großen Durchbiegungen der Sparren.

Kopfband: Siehe Fußband

Kreuzstreben: Zwei x-förmig verlaufende, meist im Bindergespärre angeordnete Balken zur Aufnahme der Schubkräfte bei offenen Dachwerken.

Leergespärre: Gespärre, in denen keine unterstützenden Stuhlkonstruktionen angeordnet sind.

Liegender Stuhl: Tischartige Arbeitsplattform, welche auf schräg nach außen zu den Sparren geführten Stützen (Stuhlsäulen) ruht.

Mauerlatte: Auf der Mauerkrone liegendes Holz als Auflager und Ausgleich für die Leer- und insbesondere für die Bindergespärre.

Offenes Dachwerk: Dachwerk ohne durchgehende Zerrbalkenlage.

Pfette: Parallel zum First verlaufende, auf den Außenmauern aufliegende Balken, welche die Rofen tragen.

Pfettendach: Dachkonstruktion, bei der die Pfetten die Rofen und die Dachhaut tragen. Die Rofen nehmen nur Biegemomente und Querkraft auf (Normalkraft aus Schräglage vernachlässigt).

Rähm: Horizontaler, auf die Stuhlsäulen gezapfter Balken, welcher der Längsaussteifung dient. Bei liegenden Stühlen meist fünfeckig.

Rofen: Auf die Pfetten aufgelegter, zum First verlaufender Balken, der die Dachhaut trägt.

Spannriegel: Waagrecht angeordnetes Holz zur Aufnahme von Druckkräften, welches die Stuhlsäulen beim liegenden Stuhl gegeneinander abstützt.

Sparren: Geneigte, sich gegenüberliegende und sich im First treffende Balken, welche die Dachhaut tragen. Sie bilden mit dem Zerrbalken das Sparrendreieck.

Sparrendach: Dachkonstruktion, bei welcher zwei gegenüberliegende Sparren, die mit der zugehörigen Zerrbalkenlage einen unverschieblichen Dreigelenkrahmen bilden, die Dachhaut tragen. Die Sparren nehmen Biegemomente, Querkräfte und Normalkräfte auf.

Sparrenfuß: Unteres Ende des Sparrens, welcher meist an den Zerrbalken mit einem Versatz mit Zapfen angeschlossen ist.

Sparrenknecht: Kleine vertikale Abstreben, meist zwischen Sparren und Kehlbalken zu finden.

Sprengwerk: Tragwerk, bei dem ein horizontaler Balken mittig durch Streben von unten unterstützt wird. Man spricht von einem einfachen Sprengwerk. Bei zwei Unterstützungen spricht man von einem doppeltem, bei mehreren punktuellen Unterstützungen von einem mehrfachen Sprengwerk, wobei sich jeweils zwischen zwei Unterstützungspunkten ein Sprengriegel befindet.

Ständerwand: Auflagernahe Abstreben von liegenden Stuhlsäulen, welche in Längsrichtung durch eine Fußschwelle und Andreaskreuze verbunden sind, denen aber zu einer vollwertigen Stuhlkonstruktion das Rähm fehlt.

Stehender Stuhl: Tischartige Arbeitsplattform, die auf senkrecht stehenden Stützen (Stuhlsäulen) ruht.

Steigstrebe: Diagonal geführte, durchgehende Streben, die der Aussteifung des Dachwerkes dienen.

Stichbalken: Abgeschnittene Zerrbalken, beispielsweise bei offenen Dachwerken.

Stoß: Verbindung, bei der zwei Hölzer gerade, übereck oder im rechten Winkel aneinander stoßen und die der Verlängerung in eine Richtung oder der Übereckführung von zwei Hölzern dient. Im eigentlichen Sinne handelt es sich hierbei mehr um eine Funktionsbezeichnung als um eine klassische Holzverbindung.

Stuhlsäule: Stütze des stehenden oder liegenden Stuhles.

Stuhlwand: Fachwerkwand, welche Stuhlkonstruktionen in Längsrichtung aus Fußschwellen, Rähmen, Andreaskreuzen und Verstrebungen bilden.

Überblattung: Verbindungsform, die der Kreuzung von Hölzern in derselben Ebene dient. Dazu wird in ein Holz zur Aufnahme des Blattes des anderen Balkens eine Blattsasse eingeschnitten.

Überzug: Balken zur Aufhängung einer Balkenlage.

Unterzug: Balken zur Unterstützung einer Balkenlage.

Verblattung: Überbegriff für sämtliche An- und Überblattungsformen

Verkämmung: Verbindungsform, welche meist liegend vorkommt und bei der die verkämmten Hölzer nie bündig in einer Ebene liegen. Der an der Unterseite

des oben liegenden Holzes ausgeschnittene Kamm greift dabei in die an der Oberseite des unteren Holzes ausgeschnittene Sasse.

Verklauung: Verbindungsform zur Auflagersicherung. Hierbei wird ein Holz schräg gegen die Längskante eines anderen gesetzt.

Vorholz: Erforderliche Länge des Holzes vor einer Verbindung, die das Abscheren oder Verschieben jener verhindert.

Versatzung: Verbindungsform zur Übertragung großer Druckkräfte. Hierbei werden in einer Ebene schiefwinklig zueinander liegende Hölzer flach ineinander eingeschnitten.

Verzapfung: Verbindung, bei der an einem Holz ein Zapfen ausgearbeitet wird, der bei dem anderen Holz in einen eingearbeiteten Schlitz eingeführt und oft durch einen Holznagel gesichert wird.

Windverband: Gesamtheit der in Längsrichtung aussteifenden Hölzer.

Zange: Doppelt angeordnete Hölzer, die den festzuhaltenden Balken von beiden Seiten umgreifen und mit jenem durch Eisenbolzen verbunden bzw. angeblattet sind.

Zapfen: Querschnittsgeschwächter Fortsatz an der Stirnseite eines Balkens, der in das Zapfenloch des anderen Balkens gesteckt wird.

Zapfenloch: Aussparung/Einstemmung eines Balkens zur Aufnahme eines Zapfens.

Zerrbalken: Balken, welcher die Fußpunkte der Sparren miteinander verbindet und stets auf Zug belastet ist.

