

## St. Elisabeth Kassel

23-24001



## Gutachten zum Dacheinsturz

Stand 08.07.2024

### GESCHÄFTSFÜHRER

Dr.-Ing. Ulrich Huster  
Dipl.-Ing. Thomas Zimmermann  
Dr.-Ing. Lars Eisenhut  
Dipl.-Ing. Dirk Osmers  
Amtsgericht Kassel HRB 14222 St.-  
Nr.025 235 25254

### BÜRO KASSEL

Johanna-Waescher-Str. 11  
34131 Kassel  
Telefon (0561) 707 13 0  
Telefax (0561) 707 13 70

### BÜRO MARBURG

Bahnhofstraße 33 B  
35037 Marburg  
Telefon (06421) 69 05 78 0  
Telefax (06421) 69 05 78 90

### BANKVERBINDUNG

Volksbank Kassel Göttingen eG  
IBAN: DE0352090000012005105  
BIC: GENODE51KS1  
SPK Marburg-Biedenkopf  
IBAN: DE7753350000000075892  
BIC: HELADEF1MAR

## Inhaltsverzeichnis

1.	Projektbeteiligte .....	4
2.	Veranlassung.....	5
3.	Beschreibung der Bau- und Tragkonstruktion .....	5
3.1	Baubeschreibung.....	5
3.2	Dach Konstruktion nach eigener Bestandsaufnahme.....	6
3.3	Bauzeitliche Herstellung nach Auswertung von Interview mit ehemaligem Mitarbeiter der Zimmerei Wolff.....	7
4.	Einsturzschaden .....	9
5.	Untersuchungen .....	11
5.1	Schadenshergang .....	11
5.2	Prüfung der ausgeführten Konstruktion auf Übereinstimmung mit den vorhandenen Planungsunterlagen/Zulassung.....	12
5.3	Prüfung Bestandsstatik.....	13
5.4	Nachweis der Stegträger nach heutigem Regelwerk.....	15
5.5	Nachweis der Außenwände.....	16
5.6	Schadensuntersuchungen.....	18
5.7	Schadensursachenforschung .....	23
5.7.1	Leimart und Leimgüte .....	23
5.7.2	Ausführung Keilzinkenverbindung.....	25
5.7.3	Holzfeuchten Binder .....	29
5.7.4	Innenklimadaten.....	29
5.7.5	Besondere Witterungsereignisse .....	29
5.7.6	Besondere Lastereignisse.....	30
6.	Schadensursachen.....	31
7.	Zusammenfassung .....	34
Anlage A	ausgewählte Bestands- und Schadenspläne (Grundrisse, Ansichten, Dachkonstruktion, Binderdetails	

## Unterlagen

### Aus Digitalarchiv Bistum:

ProjekteKS > 2023 > 23-240\_St. Elisabeth Kassel > 05\_Grundlagen > Statik Scan >

<input type="checkbox"/> Name	Änderungsdatum	Typ	Größe
 Ordner 1 Statik + Positionspläne	10.01.2024 09:12	Dateiordner	
 Ordner 2 Ausführungspläne	29.11.2023 11:46	Dateiordner	
 Ordner 1	29.11.2023 13:11	ZIP-komprimierte...	318.216 KB
 Ordner 2	29.11.2023 13:12	ZIP-komprimierte...	360.071 KB

#### Aus Ordner 2:

[1959-10-29\_Wolff] Fa. Wolff, *Aussteifhölzer, Schwelle, Schalung usw.*, Geprüfter Ausführungsplan Binder, Ottbergen/Höxter, 1959

#### Aus Ordner 1:

[1960-12-20\_Prüfbericht3] Dipl.-Ing. Peschik, *3.Prüfbericht zur bauaufsichtlichen Überwachung des Kirchenneubaus St. Elisabeth...*, BA Nr. 1544/58 F, Kassel, 1960

[1960-7-59\_StatikBinder] Wolf, Josef, *6.Nachtrag Statische Berechnung Dachbinder, 5 Seiten*, Ottbergen /Höxter, 1959

[2016-12 Statik Kunstobjekt Gathmann] Brenker Ingenieure: *Statische Berechnung zu Kunstwerk Statik der Resonanz*, Baunatal 2016

[2021ff\_Innenklimadaten] Theod. MAHR Söhne GmbH, *Messdatenerfassung St. Elisabeth*, AZ 04225, Aachen, 2021,2022,2023

## Literatur

[1958\_Zulassung Wolff-Stegträger] Der Minister für Wiederaufbau des Landes Nordrhein-Westfalen, Bauaufsicht, Düsseldorf, 23.23.1958

[2012\_Forschungsbericht Harnstoff] Simon Aicher, *Abschlussbericht zum DIBT-Forschungsvorhaben ZP 52-5-13.179-1246/07, Langzeitbeständigkeit und Sicherheit Harnstoff-verklebter tragender Holzbauteile*, MPA Stuttgart Otto-Graf-Institut, Stuttgart, 2012

[2024-11-27\_TUM] TU München MPA BAU - Prüfstelle Holzbau Prüfbericht CH 23-10, München, 2024

## Normen

[DIN EN 1991-1] DIN EN 1991-1: 2020-12 EC1 – *Einwirkungen auf Tragwerke*, Beuth Verlag, Berlin

[DIN EN 1995-1-1] DIN EN 1995-1-1 2010-12-EC5 – *Bemessung Holzbauten*, Beuth Verlag, Berlin

[DIN EN 1995-1-1/NA] DIN EN 1995-1-1/NA 2010-12-EC5 – *Bemessung Nationaler Anhang*, Beuth Verlag, Berlin

[DIN 68140] DIN 68140 1960-06 *Holzverbindungen - Keilzinkenverbindungen als Längsverbindung*, Beuth Verlag, Berlin

## **1. Projektbeteiligte**

### **Bauherr und Auftraggeber:**

Kath. Kirchengemeinde St. Elisabeth  
Ihringshäuser Str. 3  
34125 Kassel

### **Kirchliche Bauberatung:**

Bischöfliches Generalvikariat  
Dezernat Bauwesen und Bauaufsicht  
Fachbereich Ressourcen  
Paulustor 5  
36037 Fulda

### **Projektanschrift:**

Friedrichsplatz 13  
34117 Kassel

### **Berichtersteller:**



Johanna – Waescher - Str. 11  
34131 Kassel

Bearbeiter: Dr.-Ing. U. Huster  
Dr.-Ing. L. Eisenhut  
Dominik Dönicke, M.Sc., M.Eng.

## **2. Veranlassung**

Das Dach der Elisabethkirche in Kassel ist am Montag, den 6. November 2023 gegen 13h vollständig eingestürzt. Glücklicherweise ist es nicht zu Personenschäden gekommen. Bereits während des Feuerwehreinsatzes hat die Bauaufsicht der Stadt Kassel die Kirche sowie die dazugehörige Anwohnerwohnung und den Zugang zum benachbarten AOK-Gebäude gesperrt, weil die Standsicherheit der Ruine sowie die Verkehrssicherheit unklar war.

Gegen 16h wurde der Unterzeichner von Herrn Bodenbender zur Unglücksstelle gebeten. Das Büro HAZ wurde mit Planungsleistungen zur Beurteilung der Standsicherheit der Ruine, zur Einleitung von Sicherungs- und Bergungsmaßnahmen sowie zur gutachterlichen Tätigkeit zur Schadensursachenermittlung beauftragt. Diese Planungsleistungen laufen seitdem.

Der vorliegende Bericht gibt eine Beschreibung der Bau- und Tragkonstruktion, der verschiedenen Untersuchungsschritte sowie deren Ergebnisse bezüglich der Schadensursachen.

Die wesentlichen Ereignisse sind im Folgenden chronologisch aufgeführt:  
Am Freitag, dem 1.12.23 wurde ein Notdach im vorderen Drittel des Kirchenschiffes fertiggestellt, um die Orgel und historische Gemälde vor weiterem Feuchteintritt zu schützen. Am 15.12. war das Notdach fertiggestellt. Die Dachsicherung durch Seilaufhängung wurde Mitte April 2024 fertiggestellt, so dass die Bergungs- und Begutachtungsarbeiten gefahrlos erfolgen konnten. Zum 26.6.2024 ist das Kirchenschiff vollständig geräumt.

## **3. Beschreibung der Bau- und Tragkonstruktion**

### **3.1 Baubeschreibung**

Die Kirche wurde 1959/60 errichtet. Das Kirchenschiff ist ca. 37 m lang und ca. 15,5 m breit. Die Traufhöhe beträgt ca. 16 m. Die Kirche erstreckt sich in Nordost-Südwestrichtung.

Die Seitenwände bestehen aus eingespannten Stahlbetonstützen, die sich in Längsrichtung über mehrere Ringbalken zu einem Rahmen verbinden. Die Gefache dieser Rahmen sind mit Sicht-Ziegelmauerwerk ausgefacht.

Der oberste, L-förmige Ringbalken hat eine Breite von 50 cm. Die raumseitige Auflagerbank ist 24 cm hoch, der ca. 15 cm dünne außenseitige L-Schenkel ist ca. 55 cm hoch.

In den Jahren 1983/84 wurde eine Erneuerung des Dachs vorgenommen. Im Rahmen dieser Maßnahme wurde die Dachkonstruktion aufgedoppelt, während die ursprüngliche Aluminiumdacheindeckung durch eine Konstruktion aus Kupferblech ersetzt wurde.

2015 wurde über die vorhandene Stahlbetonempore eine zweite stählerne Empore gebaut. Auf ihr fand eine Bosch-Bornefeld-Orgel Platz, die ursprünglich 1964 für die evangelische Martinskirche konzipiert und dort bis Ostern 2014 aufgestellt war.

### 3.2 Dach Konstruktion nach eigener Bestandsaufnahme

Die Binder wurden im Achsabstand von ca. 1,295 m verlegt. Darauf befindet sich eine Schalung, Dämmung und eine alte Dachabdichtung, darüber eine weitere Ebene Unterkonstruktion mit Dämmung und Schalung. Die Dacheindeckung besteht aus gefalzten Kupferblechscharen.

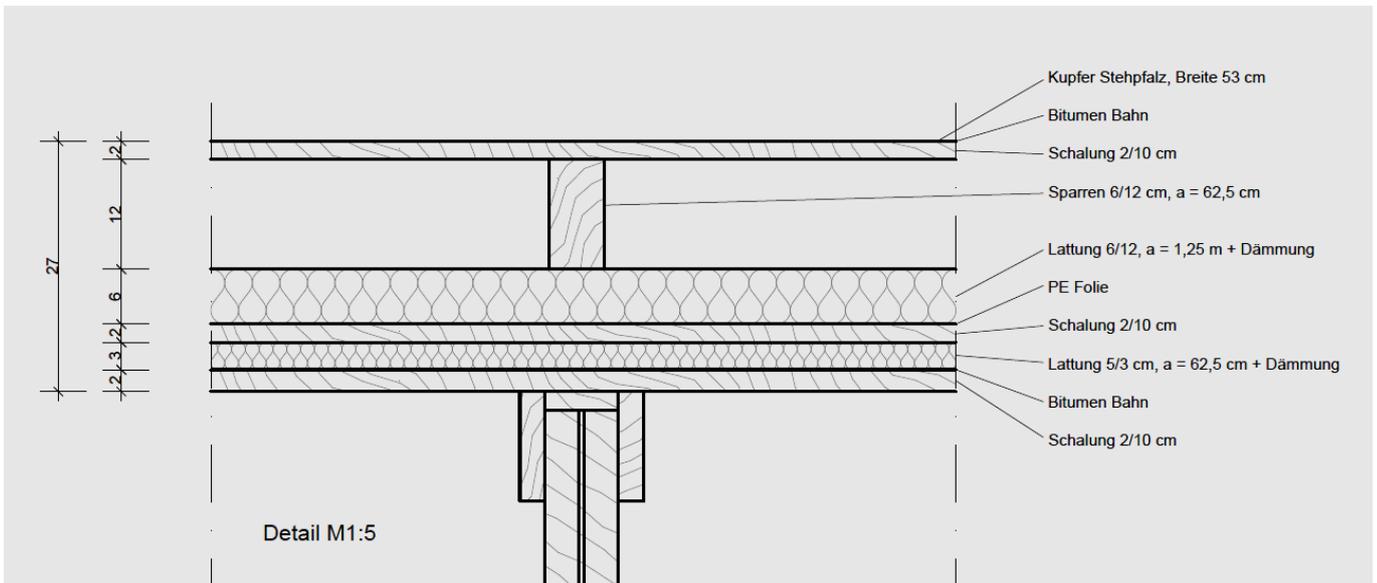


Abb. 1 Dachaufbau nach eigenem Aufmaß

Es handelt sich bei den Dachbindern um geleimte Holz binder der Fa. Wolff aus 37671 Höxter/Ottbergen (Wolff-Stegträger). Sie sind als Satteldachbinder konstruiert. Ihre Länge beträgt 15,1 m, die Stichhöhe im First beträgt ca. 1,08 m.

Die Binder wurden in eigenen Untersuchungen aufgemessen und zeichnerisch dargestellt.

Der Binder ist planmäßig 56 cm hoch und als Doppel-T-Profil ausgebildet. Der ca. 8 cm dünne Steg besteht außenseitig aus hochkant stehenden, längsverlaufenden Brettern, die auf den Kern mit vertikalen Federhölzern ( $d = 10 \text{ mm}$ ) aufgeleimt sind. Die Stegplatten sind nur 51 cm hoch. Die Höhendifferenz zur Oberkante bzw. Unterkante der Flanschbretter wird über Deckbretter in Längsrichtung ausgeglichen. Die Flansche bestehen ebenfalls aus hochkant stehenden Brettern ( $125 \text{ mm} \times 27 \text{ mm}$ ), die seitlich auf den Steg geleimt sind.

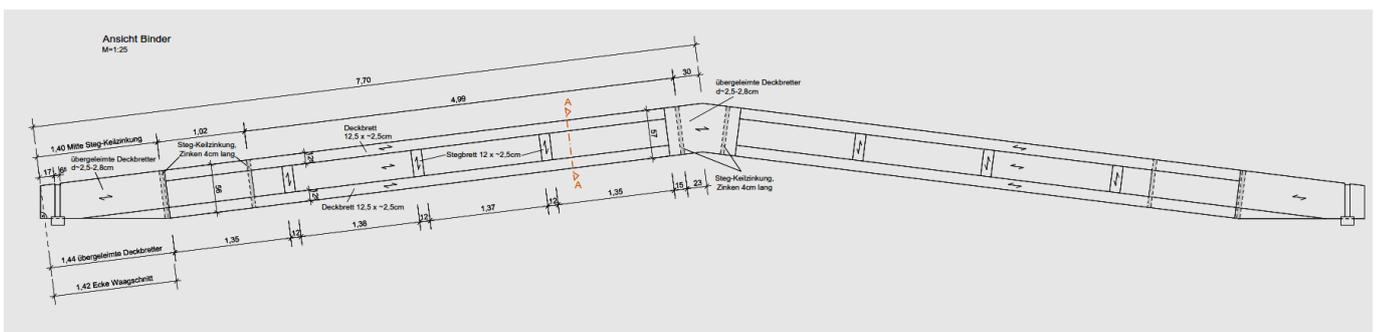


Abb. 2 Seitenansicht Dachbinder nach eigenem Aufmaß

Richtung Auflager verjüngen sich die Binder unterseitig auf den jeweils letzten 1,55 m von 56 cm auf ca. 30 cm Höhe. Am Auflager und am First gibt es zusätzliche planmäßige Verstärkungen durch auf den Steg horizontal aufgeleimte Bretter.

Neben den Geometrien der zusammengeleimten Bretter wurden insbesondere die General-Keilzinkenverbindungen dargestellt. In der Seitenansicht sind sie nur als sehr dünne vertikale Fuge zu erkennen. Im Firstbereich sind die Keilzinkenverbindungen durch die aufgeleimten Bretter verdeckt.

### **3.3 Bauzeitliche Herstellung nach Auswertung von Interview mit ehemaligem Mitarbeiter der Zimmerei Wolff**

Die Fa. Wolff war von 1954 bis 1995 tätig, anschließend wurde sie nach Polen verkauft Herr Werner XXX, heute 91-Jährig<sup>1</sup>, war bei der Fa. Wolff in Ottbergen in leitender Position in der Entwicklung, Fertigung, in der Montage und später in der Eigenüberwachung/Labor eingesetzt.

Das Unternehmen war überregional tätig. Herr XXX war u.a. am Aufbau einer Produktion in Polen beteiligt.

Stegträger wurden von 1956 bis ca. 1965 hergestellt, ab 1965 überwiegend Brettschichtholzträger.

Zu Beginn wurden -vermutlich in Lizenz- Kämpfstege hergestellt. Die Fa. Wolff hat das System weiterentwickelt zu Wolff-Stegträgern mit eigener Zulassung. Der wesentliche Unterschied lag in der Stegausbildung: während die Zimmerei Kämpf die Stegbretter diagonal angeordnet hat, hat die Fa. Wolff den Steg mit einer mittigen dünnen vertikalen Lamelle und beidseitig darauf mit horizontalen Brettern geleimt. Beiden Systemen ist gleich, dass die Steglänge maximal 5 m betrug, so dass längere Träger gestoßen werden mussten.

Anfangs wurde nur die Holzfeuchte einzelner Bretter eines Holzstapels aus der Trocknung gemessen. Später waren beim Trocknungsprozess Elektroden in einzelne Bretter eingesetzt und der Trocknungsprozess war besser steuerbar. Vor der Verklebung wurde die Holzfeuchte aller Bretter gemessen. Das Holz wurde visuell sortiert.

Anfangs wurden ausschließlich Harnstoffharzleime für die Flächenverklebung und die Schäftungen/Keilzinkungen verwendet. Später wurde für die Schäftungen/Keilzinkungen Resorcinharzleim verwendet. Dieser kam anfangs aus den USA. Der Harnstoffleim war mit Kosten von ca. 0,20 - 0,30 DM/Liter deutlich billiger als der Resorcinharzleim, der ca. 5,0 - 6,0 DM/Liter kostete.

Der Harnstoff-Leim wurde mit Pulver und Wasser angerührt, er hatte eine Verarbeitungszeit von ca. 10 Minuten.

Der Leim wurde in der Fläche anfangs per Hand aufgetragen, später über Rollen, über die das Brett lief. Am Tag wurden ca. 3-5 Pressungen vorgenommen.

Bei der Verleimung der Keilzinkung wurden beide Fügepartner aufrecht nebeneinander hingestellt und der Leim mittels Werkstücks mit angefräster Keilzinkung und angebrachtem Griff aus dem Eimer von unten nach oben aufgezogen. Danach wurden die Fügepartner mit

---

<sup>1</sup> verstorben im Juni 2024



Kettenzügen zusammengezogen. Teilweise wurde beim Zusammenziehen improvisiert, z.B. Knaggen für die Kettenzüge angebaut. Wurden die Keilzinkungen zu fest angezogen wurde der Leim herausgedrückt und die Verbindung war schlecht. Daher stellte Herr XXX die Zinkenfräse so ein, dass an den Zinken ein Spalt für den Klebstoff blieb, auch dann, wenn durch das Anziehen Druck aufgebaut wurde. Die Verbindungen mit dickerer Leimfuge waren tragfähiger. Es gab unterschiedliche Ansichten von Prüfern (Prüfingenieuren?) über die Einstellung der Fräse und den Spalt für den Leim in der Schäftung. Also wurden Traglastversuche am Wilhelm-Klauditz-Institut (WKI) in Braunschweig mit der "Standardzinkung" und der dickeren Leimfuge durchgeführt. Ergebnis war, dass die Keilzinkenverbindungen mit dickerer Fuge tragfähiger waren.

Bei der Produktion der Stegträger wurde darauf geachtet, dass der Abstand zwischen der Keilzinkung des Stegs und des Gurtes größer war als 10 cm, gemessen von der Zinkenspitze Gurt bis Zinkenspitze Steg.

Träger konnten bis 35m transportiert werden, darüber hinaus wurden Baustellenklebungen erforderlich.

Herr XXX nahm regelmäßig an Lehrgängen an der AMPA der Universität Stuttgart teil.

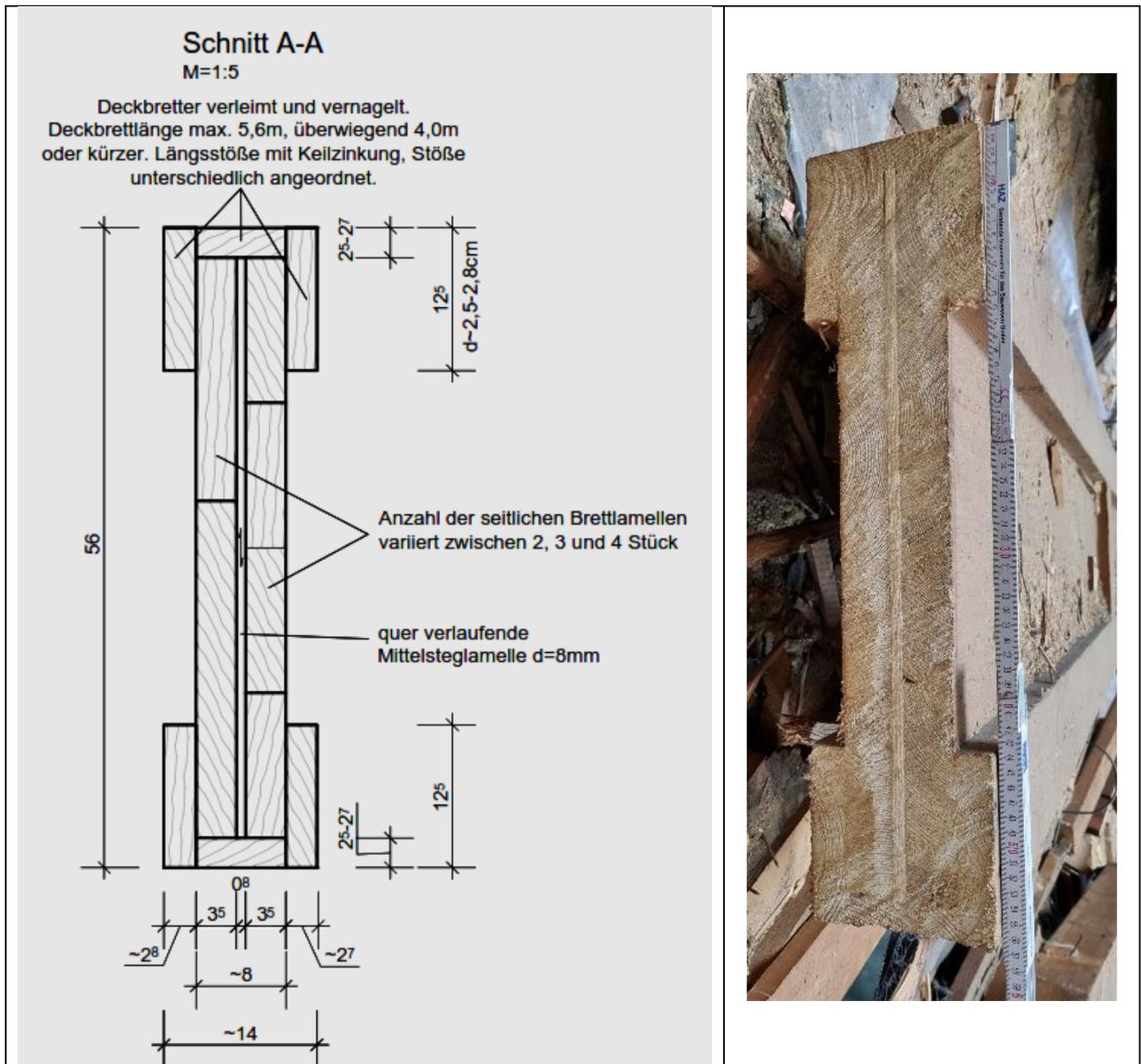


Abb. 3 Querschnitt Binder in Zeichnung [Anlage A] und Fotografie

Die Binder lagern sich auf Mauerlatten (10/12 cm<sup>2</sup>), auf denen sie jeweils über zwei dicke Stahlwinkel aufgeschraubt sind. Die Mauerlatten sollen planmäßig über „Steinschrauben“ M16 im Abstand von 1,295 m, mittig zwischen den Binderachsen, in Aussparungen auf dem Stahlbetonringbalken eingemörtelt werden.

#### **4. Einsturzschaden**

Das Dach der Elisabethkirche in Kassel ist am Montag, den 6. November 2023 gegen 13h vollständig eingestürzt. Dabei ist ein Bruch der Dachbinder im Bereich der Generalzinkenstöße in Firstnähe erfolgt. Der erste Binder ist ungefähr im gekennzeichneten Bereich der Abb. 4 gebrochen, dominoartig haben dann die weiteren Binder in Richtung Altar und Richtung Orgelempore versagt. Die Dachfläche ist im First aufgerissen und die Binderhälften sind noch

über die Schalung verbunden, so dass eine zusammenhängende Fläche in doppelt konkav gekrümmter Form entstanden ist. Die eingestürzte Dachfläche lag auf einzelnen Orgelpfeifen bzw. der Orgelempore auf und kam im südlichen Drittel des Schiffes auf den Fußboden zum Liegen. Die eingestürzte Dachfläche stützte sich dort gegen die Altarstufen und seitlich gegen die unteren Bereiche der Traufwände ab.

Dabei hat sich ein labiler Gleichgewichtszustand eingestellt. Kleinste Änderungen konnten zum finalen Einsturz führen. Aufgrund der Lebensgefahr bestand Betretungsverbot, solange keine Sicherungen eingebaut waren!

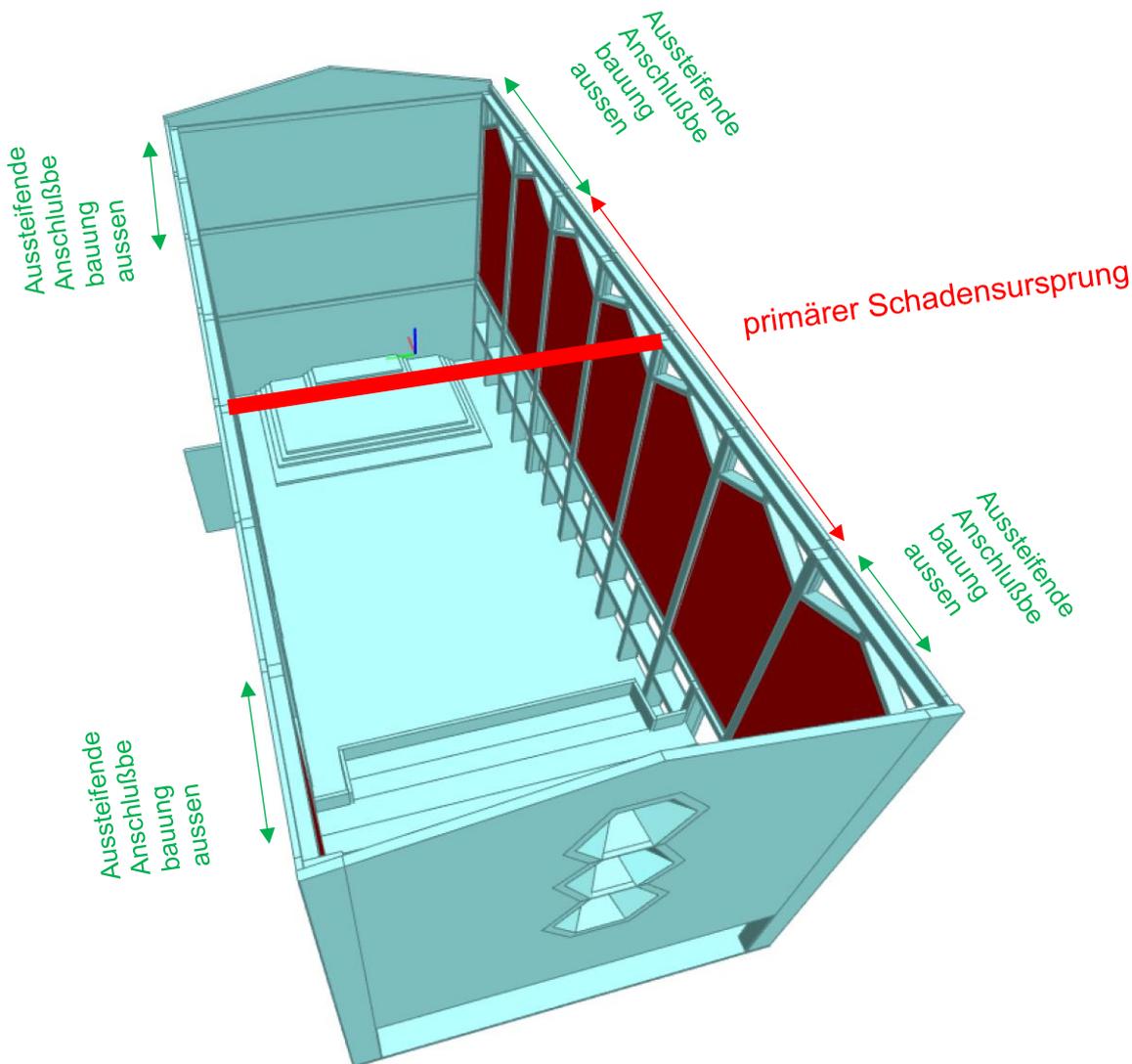


Abb. 4 Übersicht über Gebäudestruktur mit Kennzeichnung des primären Schadensursprungs

Am Vormittag des Einsturztages hörte der Küster Knarr- und Kratzgeräusche, die er auf Waschbären zurückführte.

Der Kirchenaufseher war während des Einsturzereignisses allein in der Kirche. Er war auf dem Weg Richtung Altar, um dort aufzukehren, drehte aber auf halben Weg um, um das vergessene Kehrblech zu holen. Im Moment der Umkehr hörte er ein lautes Krachen, „sah den blauen Himmel“ und rannte zurück unter die schützende Betonempore am nordöstlichen Ende des Kirchenschiffes.

## 5. Untersuchungen

### 5.1 Schadenshergang

Am Schadenstag gab es keine außergewöhnliche Last-Einwirkungen auf das Dach in Form von Schnee, Starkregen und/oder Sturm.

Knapp 2 Stunden vor dem Einsturz wurde aus dem 7.OG des naheliegenden Rathauses ein Bild fotografiert. Deutlich zu erkennen ist eine Firstdurchbiegung.



Abb. 5 Aufnahme vom 06.11.2023 um 11:31 Uhr  
[© Volker Werner, Holzapfel Bestattungen Mönchebergstr. 35a, 34125 Kassel, Tel. 0561 877741]



Abb. 6 Bildausschnitt Dachfirst mit Durchbiegung

In 2016 wurde die Kirche gescannt. Der Scan erfolgte vom Innenraum aus. Die Auflösung insbesondere in der Dachuntersicht ist sehr grob. Eine Firstdurchbiegung lässt sich bei Auswertung der Punktwolke nicht erkennen.

Anhand des Scans und nachfolgender Abb. 7 ist keine deutliche Durchbiegung des Dachfirstes im Jahr 2016 zu erkennen.



Abb. 7 Bildausschnitt einer Aufnahme vom 06.11.2016  
[© IngenieurTeam2 Ingenieurgesellschaft mbH, AmGetreidespeicher9, 53359 Rheinbach (Bonn),  
Telefon.:02226/9061-0]

## 5.2 Prüfung der ausgeführten Konstruktion auf Übereinstimmung mit den vorhandenen Planungsunterlagen/Zulassung

Bauzeitlich liegen folgende zum Dach relevante Unterlagen vor:

[1959-10-29\_Wolff], Aussteifhölzer, Schwelle, Schalung usw., Geprüfter Ausführungsplan Binder, Fa. Wolff

Die Angaben zu Bindergeometrie, Schwelle, Schalung sowie Verbindungsmitteln und Auflagerausbildung wurden am Bestand überprüft.

Wesentliche Abweichungen konnten festgestellt werden

- beim Dachaufbau, der ca. 1983 aufgedoppelt wurde. Dadurch erhöht sich die Eigenlastannahme gegenüber der bauzeitlichen Statik um ca. 16%
- bei der Verankerung der Mauerlatte auf dem Betonringbalken. Hier wurde nur jeder zweite Verankerungspunkt realisiert (ca. 2,6 m anstelle 1,295 m).

Für die Keilzinkenverbindungen an den Stegen und den Flanschbrettern sind keine bauzeitlichen Ausführungsunterlagen bekannt.

Die Zulassung [1958\_Zulassung Wolff-Stegträger] fordert die versetzte Anordnung der Stöße ohne Nennung eines Mindestabstandes. In der Zulassung sind biegesteife abgewinkelte Stöße über die gesamte Querschnittshöhe nicht geregelt. Diese Stoßart in der Nähe des Firstes stellt auch die Bruchstelle dar.

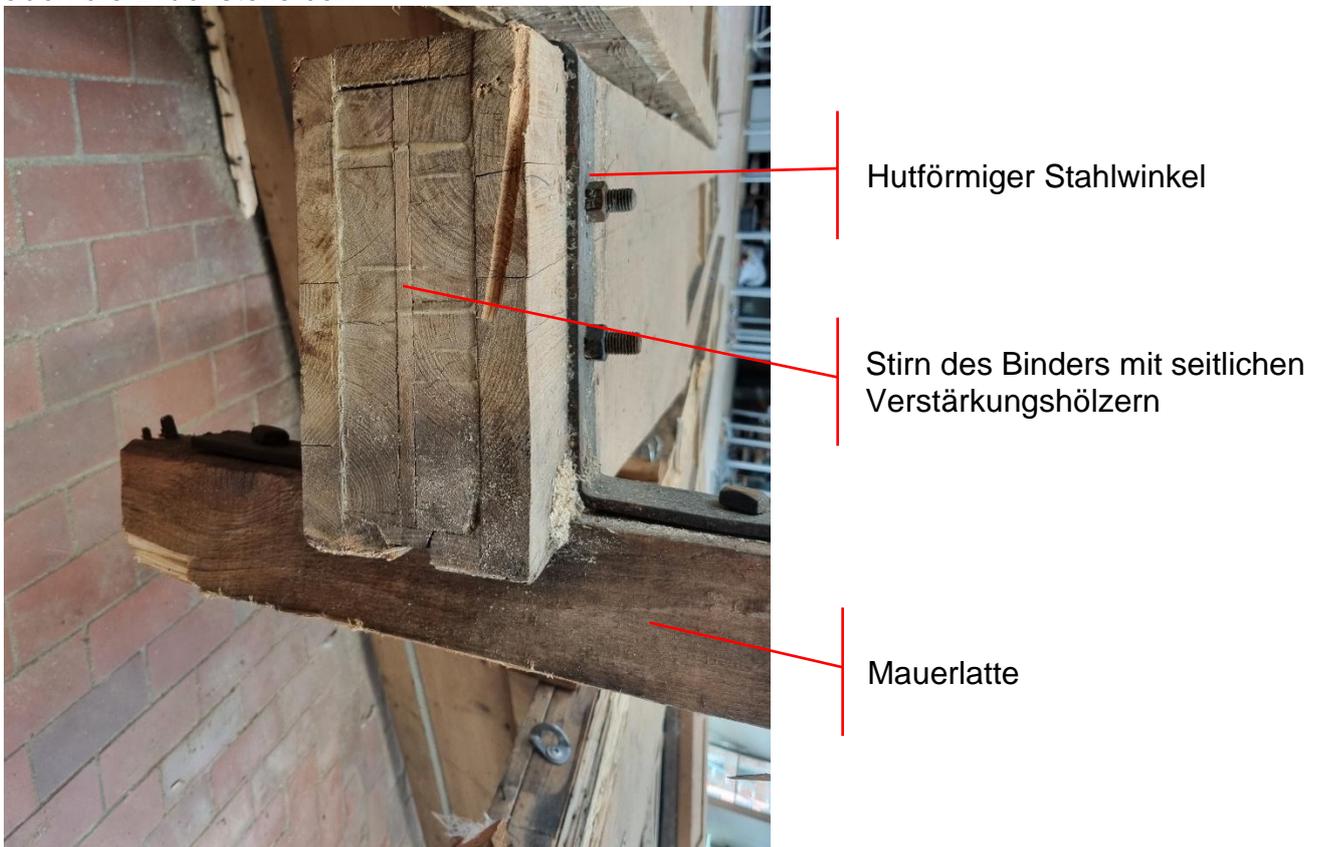


Abb. 8 Eingestürzter Zustand:  
Blick auf die Stirn eines Binders mit Stahlwinkel auf Resten der Mauerlatte

### 5.3 Prüfung Bestandsstatik

Die bauzeitliche Statik und Ausführungsplanung liegen in geprüfter Form vor. Die Statik der Stegträger wurde am 30.7.1959 vom ausführenden Unternehmen, Fa. Wolff aus Ottbergen im Kreis Höxter als 6. Nachtrag aufgestellt [1960-7-59\_StatikBinder]. Die Ausführungszeichnung der Stegträger ist auf den 29.10.1959 datiert [1959-10-29\_Wolff]. Im dritten Prüfbericht [1960-12-20\_Prüfbericht3] wird die sechste Nachtragsberechnung der Dachkonstruktion, die Prüfung der „Ausführungszeichnungen“ sowie die „Anerkennung der

Eignung für die Ausführung aller verleimten Holzbauteile der Fa. Wolff, Ottbergen, des Ministers für Wiederaufbau des Landes Nordrhein-Westfalen“ erwähnt.

Schwerpunkt der örtlichen Bauüberwachung waren Bewehrungsabnahmen sowie Überprüfungen der Betondruckfestigkeiten. „Die übrigen tragenden Konstruktionen wurden durch Stichproben überprüft“.

Die Errichtung der Elisabethkirche entsprach also in vollem Umfang den bauzeitlichen baurechtlichen Anforderungen.

Die Statik ist auf 6 Seiten erstellt. In ihr werden als Konstruktionsteil „Dachbinder in der verleimten, vollwandigen Stegbauweise, System Wolff Nadelholz Güteklasse I“ beschrieben. Die Eigengewichtslasten werden mit  $0,83 \text{ kN/m}^2$  Dachfläche und Schnee mit  $0,74 \text{ kN/m}^2$  berücksichtigt. Für Wind werden Soglasten in Höhe von  $-0,19 \text{ kN/m}^2$  berechnet. Sie werden, weil entlastend, für die Bemessung nicht weiter berücksichtigt. Der Nachweis erfolgt für folgenden Querschnitt:

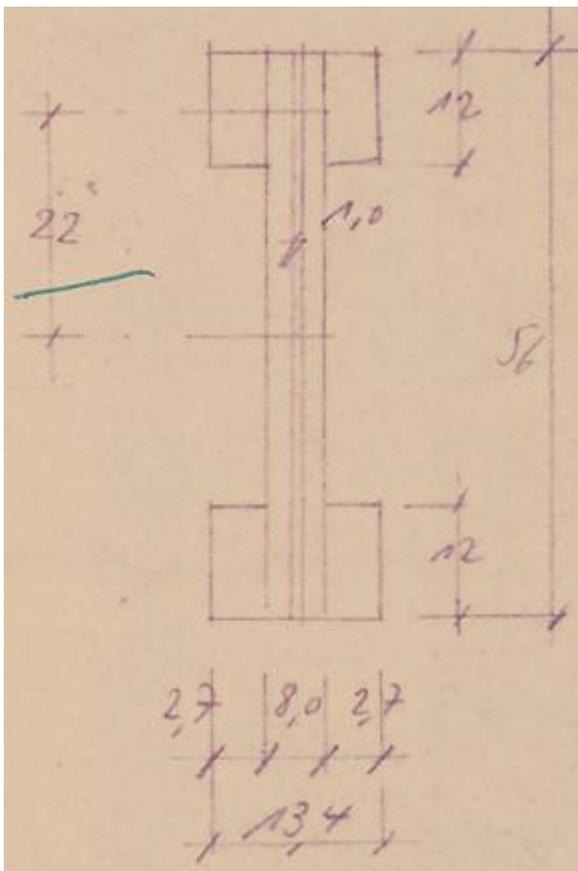


Abb. 9 Querschnittsskizze aus bauzeitlicher Genehmigungsstatik

Dabei wird richtigerweise die mittige hochkant stehende Feder nicht berücksichtigt. Leichte Unschärfen liegen in der Ermittlung des Trägheitsmomentes. Die Blendbretter sind im Anschluss der Stegträger an das Zwischenstück des Firsts stumpf gestoßen und nicht mittels Keilzinkenverbindung angeschlossen. Die Steghöhe beträgt nicht 56 cm, sondern nur 56 cm abzgl. ca. 5 cm für die stumpf gestoßenen Blendbretter (siehe Abb. 3).

Als statisches System wird ein Träger auf zwei Stützen mit einem horizontal unverschieblichen und einem horizontal verschieblichen Lager angesetzt. Die rechnerische Stützweite beträgt

14,75 m. Die angesetzte Dachneigung beträgt  $10^\circ$ . Die Stichhöhe 1,32 m. Die Lasten auf die Dachfläche werden umgerechnet in senkrechte und parallele Anteile zur Binderachse. Das maximale Feldmoment wird mit den Einwirkungen aus Eigengewicht und Schnee ermittelt.

Das Flächenträgheitsmoment wird richtigerweise ohne mittlere hochkant stehende Feder ermittelt. Der Anteil des Stegs wird auf 80 % reduziert, um die Keilzinkenverbindung zu berücksichtigen.

Die Bemessung erfolgt mit einem Vergleich der errechneten Biegespannung  $\sigma=108 \text{ kg/cm}^2$  zur zulässigen Biegespannung  $\sigma_{zul}=130 \text{ kg/cm}^2$ . Querkzugnachweise am Firstknick waren bauzeitlich unbekannt. Die Lastanteile parallel zur Binderachse bleiben unberücksichtigt.

#### 5.4 Nachweis der Stegträger nach heutigem Regelwerk

Die Einwirkungen auf Tragwerke werden aktuell nach [DIN EN 1991-1] bestimmt. Für die Bemessung von Holzbauteilen ist heute die europäische Norm [DIN EN 1995-1-1] und das nationale Anwendungsdokument [DIN EN 1995-1-1/NA] gültig.

Die aktuellen Bemessungsregeln unterscheiden Stöße als Keilzinkenverbindungen für einzelne Lamellen und Universalkeilzinkenstöße für biegesteife gerade oder abgewinkelte Stöße über die gesamte Querschnittsfläche. Bei biegesteifen abgewinkelten Universalkeilzinkenstößen mit positivem Biegemoment  $M+$ , so wie bei der Elisabethkirche (siehe Abb. 10), treten traglastmindernde Querkzugspannungen sowie Längsspannungsspitzen an der Innenecke auf. Die mittig angeordnete hochkant stehende Feder wirkte bei den Trägern der Elisabethkirche als Querkzugverstärkung und hat über die Standzeit hinweg die Querkzugspannungen aufnehmen können.

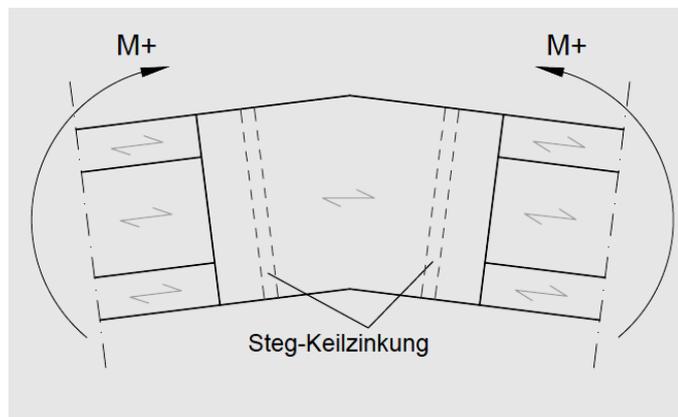


Abb. 10 Biegesteif abgewinkelter Stoß im First der Elisabethkirche

Grundlage für die aktuellen Bemessungsregeln sind experimentelle Untersuchungen an biegesteifen abgewinkelten Stößen mit Keilzinkung seit Mitte der 1960er Jahre, also nach der Errichtung der Elisabethkirche.

Während bei modernen Konstruktionen der Knickpunkt und die Keilzinkenverbindung an der gleichen Stelle angeordnet sind, liegen bei der Elisabethkirche die Keilzinkenverbindungen neben dem Knickpunkt.

Mittels einer Finite Elemente Berechnung wurden die Biegespannungen am Knickpunkt im First und an der Keilzinkenverbindung untersucht. Der Biegespannungsverlauf am First in Abb. 11

zeigt deutlich die Zug-Spannungsspitze an der Innenecke. Der Nachweis der Tragfähigkeit wird an dieser Stelle etwa um das Zweifache überschritten.

Der in Abb. 12 dargestellte Verlauf der Biegespannungen an der Stelle der Keilzinkenverbindung, deren Versagen ursächlich für den Einsturz des Daches war, zeigt keine Spannungsspitzen. Der Nachweis der Tragfähigkeit wird an dieser Stelle nur etwa 5%, also in untergeordneter Größenordnung, überschritten.

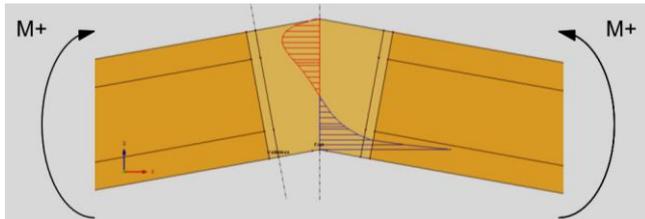


Abb. 11 Biegespannungsverlauf im First

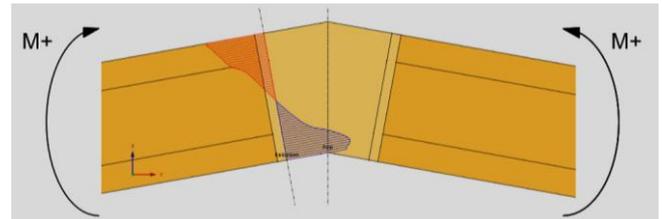


Abb. 12 Biegespannungsverlauf in der Keilzinkung

Die Tragfähigkeit eines ungeschädigten, abgewinkelten Binders ist nach den aktuellen Regeln etwa um das Zweifache überschritten. Die rechnerische Beanspruchung der Träger war jedoch im Firstbereich größer als an der Stelle der Keilzinkenverbindung, deren Versagen ursächlich für den Einsturz des Daches war.

### 5.5 Nachweis der Außenwände

Die Außenwände des Kirchenschiffs der Elisabethkirche bestehen aus eingespannten Stahlbetonstützen im Abstand von 5,18 m. Die Stützen weisen über die Höhe einen veränderlichen Querschnitt auf. Der untere Abschnitt hat eine Länge von ca. 5,50 m, der obere beträgt 10,1 m, damit haben die Stützen eine Gesamthöhe von 15,60 m. Die Einspannung quer zum Gebäude wird durch die Lagerung der Stützen in den Fundamenten und im oberen Fensterriegel der Außenwände hergestellt. In Längsrichtung des Gebäudes bilden alle Außenwandstützen mit den schräg verlaufenden Kopfbändern ein ausgesteiftes Rahmentragwerk.

Für das Dachtragwerk ist insbesondere das Verhalten der Außenwandstützen in Querrichtung zum Gebäude von Bedeutung. Dies begründet sich in der gegenseitigen Beeinflussung der Verformungen beider Bauteile.

Bei Anströmung des Gebäudes durch Wind, hier insbesondere auf die Giebelwand, oder Temperatureinwirkungen, z. B. innen wärmer als außen, kommt es zu Verformungen und Verkrümmungen der Außenwände. Im Falle des Windes, bewirkt eine giebelseitige Anströmung nach außen gerichtete Sogkräfte entlang der Längswände. Beide Wände wollen sich vom Kirchenraum weg nach außen bewegen.

Die Nachgiebigkeit der Außenwände hängt davon ab, wie lang die Stützen und wie weich deren Haltepunkte sind. Je näher der obere Fensterriegel der Giebelwand oder den eingeschossigen Nebengebäuden kommt, desto weniger Verformungen lässt er zu. Am weichsten sind die Stützen bei ca. 1/3 der Gebäudelänge gemessen vom Haupteingang. Hier ist der Abstand zu stabilisierenden Bauteilen am größten (siehe auch Abb. 4).

Eigens durchgeführte Berechnungen unter Einfluss des nichtlinearen Material- und Verformungsverhaltens und aller Lagernachgiebigkeiten ergeben eine maximale Kopfauslenkung der Stützen von ca. 8 cm unter charakteristischer Windbeanspruchung.

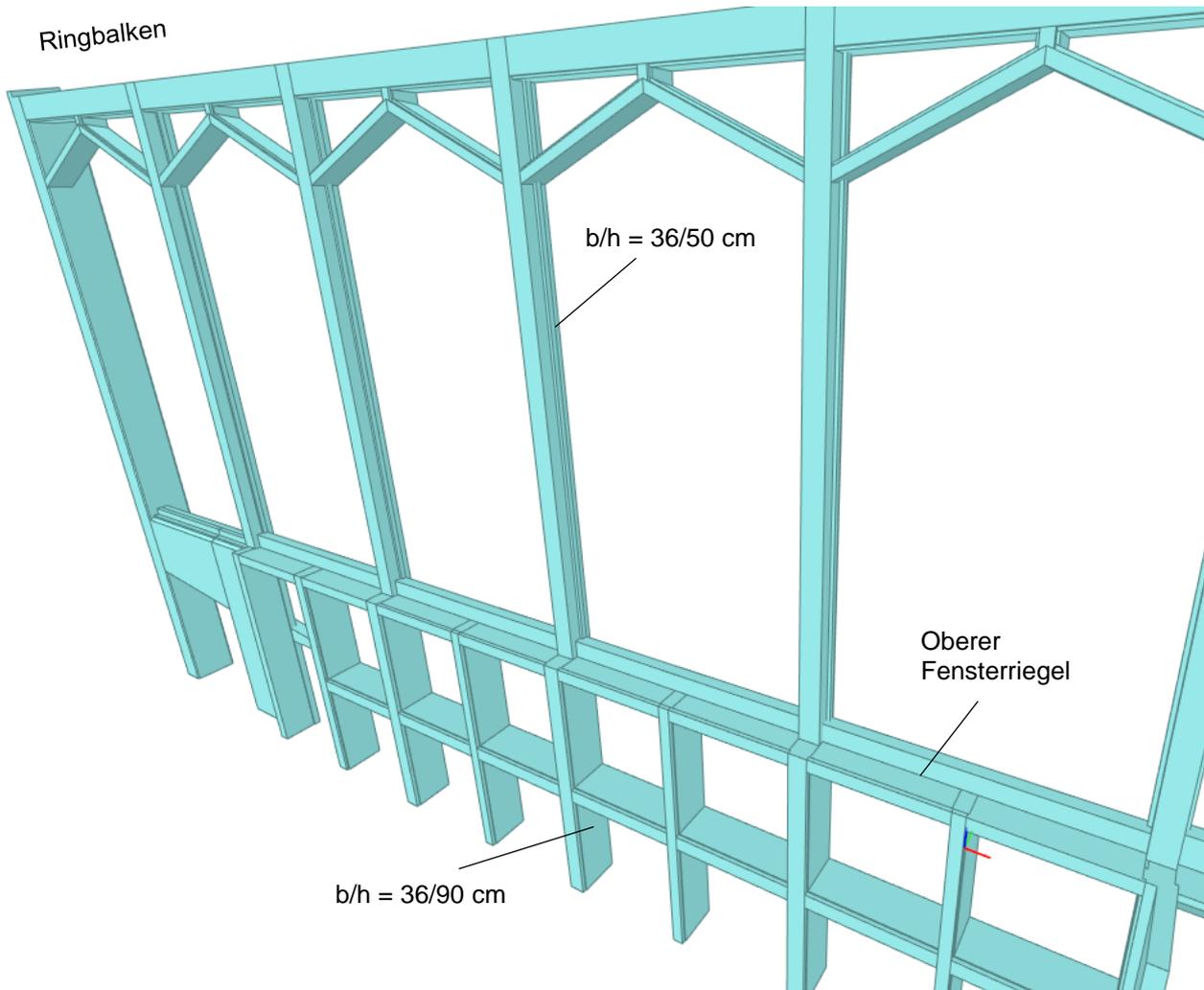


Abb. 13 Dreidimensionale Darstellung der Außenwand

Die bauzeitliche statische Berechnung des Dachbinders basierte auf der Annahme eines statisch bestimmten Einfeldträgers. Um dieses statische System baulich umzusetzen, hätte in Analogie zum Brückenbau eine Seite mit „Rollen“ versehen werden müssen, um die angenommene Nachgiebigkeit zu ermöglichen. Die Lagerung erfolgte aber auf beiden Seiten fest. So kam es im Auflagerbereich von Dachbinder zu Außenwand zu unverträglichen Verformungen zwischen beiden Bauteilen.

Eine Interaktion zwischen den verformungsweichen Stützen und den Dachbindern fand statt. Dies führte zu niedrig zyklischen Zwängungsspannungen in den Bindern. Die Größen von Kraft- und Verformungsübertragungen sind abhängig von den Nachgiebigkeiten in den Bauteilverbindungen (Binder über Schrauben an Stahlschuh, Schrauben in Stahlschuh auf Mauerlatte, Verankerungen Mauerlatte in Ringbalken, Reibung zwischen den Bauteilen, Einspannwirkung der Stützen je nach Lage im Bauwerk).

## 5.6 Schadensuntersuchungen

### **Binder, Mauerlatten/ Dachschalung/ Dacheindeckung**

Das gesamte Dach ist in den Kirchenraum gestürzt und ist vollständig zerstört. Die Bruchstellen in den einzelnen Bindern lag jeweils in einer der Generalkeilzinkenverbindung rechts oder links des Firstes.



Abb. 14 Blick in den Bruchstellen der Dachbinder

### **Stahlbetonkonstruktionen**

Im Bereich der Wandkrone sind die Ringbalken und deren Anschlüsse an die Giebelwände stark zerstört. Teilweise sind Bewehrungsstäbe in den Eckbereichen stark verformt. Sie müssten im Falle einer Instandsetzung ausgetauscht werden.





Abb. 15 a – h Einsturzschäden an Stahlbetonstützen und -balken

## Ausfachungen /Vormauerungen



Abb. 16 Schäden am Ziegelmauerwerk der Ausfachungen

Die Traufwände sind mit Ziegelmauerwerk ausgefacht. Die Ausfachungen weisen Schädigungen im Anschlußbereich an die Ringbalken bzw. Kopfbänder in den Bauwerksecken auf.

### **Vormauerungen Giebelwände**

Die Giebelwände sind als Stahlbetonwände ausgeführt. Raumseitig sind sie mit einer vorgebauten Schale aus Hochlochziegeln verkleidet. An den oberen Rändern der Vormauerung, besonders in den Eckbereichen, ist das Gefüge teilweise durch Verbundablösungen und Risse gestört.



Abb. 17 Innere Vormauerschale mit Absturzschäden in Eckbereichen sowie Rissen

Gleichzeitig ist die Anbindung der Mauerwerksschale an die Stahlbetonwand nicht überzeugend!



Abb. 18 Zuganbindung Vormauerschale durch gekrümmte Anker!

Eine ausreichende Stand- und Verkehrssicherheit der Stahlbetonkonstruktion, des Ausfachungsmauerwerks sowie der vorgemauerten Innenschalen an den Giebelwänden ist im jetzigen Zustand gegeben. Absturzgefährdete gelösten Konstruktionsteile wurden zurückgebaut. Die Dauerhaftigkeit ist durch die freiliegenden Bewehrungen eingeschränkt.

### **Glasscheiben**

Drei großformatige Glasscheiben (2,54 m x 2,32 m), die einige Ausfachungen an den Traufwänden verschlossen hatten, sind durch den Dachabsturz zerstört wurden.

### **Empore**

Die beiden übereinander angeordneten Orgelemporen bestehen aus verkleideten Stahlkonstruktionen. Sie sind aufgrund von augenscheinlichen Verformungen zurzeit noch notabgestützt. Der Schadensumfang lässt sich erst nach Orgelrückbau und Rückbau der Verkleidungen feststellen. Die untere Stahlbetonempore scheint weitgehend ungeschädigt. Ihre Abstützung ist begründet durch die Abstützung der darüberliegenden Stahlemporen.

### **Orgel**

Der Zustand der Orgel ist nicht Gegenstand des vorliegenden Gutachtens und wird an anderer Stelle von Dritten thematisiert.

### **Sonstiges**

Der Zustand der Heizung und Elektroanlage ist nicht Gegenstand des vorliegenden Gutachtens.

## **5.7 Schadensursachenforschung**

### **5.7.1 Leimart und Leimgüte**

Aus einem der abgestürzten Trägerteile wurden Materialproben an insgesamt vier Bohrkernen an verschiedenen Stellen entnommen. Die Untersuchung der Proben auf die Art des Klebstoffs erfolgte an der TU München [2024-11-27\_TUM]. Der Leim in den Keilzinkenverbindung wurde eindeutig als Harnstoff (UF)-Klebstoff identifiziert. Andere Bezeichnungen sind Harnstoff-Formaldehydharzleim (auch UF-Leim oder UF-Harz-Klebstoff). Diese Leime bzw. Klebstoffe entstehen durch eine Verbindung von Harnstoff und Formaldehyd.

UF-Harz-Klebstoffe, die mit Wasser angemischt werden, neigen zu Schrumpfen bei der Erhärtung. Durch die Zugabe von Füllstoffen wird die Schrumpfung des Klebstoffs reduziert. Während das Schrumpfen bei dünnen Klebstoffugen (ca. 0,1mm) von untergeordneter Bedeutung ist, neigen Klebstoffugen mit zunehmender Dicke zu Rissen und würfelartigen Brüchen.

Die Leimfestigkeit ist von der Ausführungsqualität abhängig. Gleichmäßig dünne Fugen, gleichmäßig und vollflächiger Leimauftrag und nicht zuletzt ausreichend hoher Anpressdruck sind entscheidend für die Qualität und Festigkeit der Leimfuge.

Bei höheren (Luft-) Feuchtigkeiten und daraus resultierender Kondensatbildung wird das Wasser wieder aufgenommen und der Klebstoff erfährt eine Rückhydrolyse, die mit einer Entfestigung einhergeht. Auch Temperaturen über ca. 40 °C verursachen Festigkeitsverluste durch Versprödung des Klebstoffs.

Im konstruktiven Holzbau ist die Verklebung so dimensioniert, dass die Festigkeit des Klebstoffes größer ist als die Festigkeit des Holzes. Der Klebstoff sollte niemals den Schwachpunkt des Bauteils darstellen, sondern das Holz.

Nach Aussage des ehemaligen Mitarbeiters der Fa. Wolff wurden die Komponenten des UF-Harz-Klebstoffs in Pulverform geliefert und bei der Herstellung die Komponenten Harz und Härter im sogenannten Untermischverfahren zu einem gebrauchsfähigen Leim angemischt.

Bei der Herstellung der Stegträger war mittels Anpressdruck sicherzustellen, dass die Fügeiteile bis zum Erreichen ausreichender Klebstofffestigkeit aneinander liegen und die Klebstofffuge möglichst dünn ist. Bei den Stegen wurde dies mittels Pressen erreicht, die Gurthölzer wurden mittels Nagelpressklebung angeschlossen.

Markant ist bei UF-Harz-Klebstoffen der unangenehme, manchmal stechende und auffallende Formaldehydgeruch.



Abb. 19 a Probenentnahmestellen zur Leimbestimmung

Abb. 19 b Detail Probe 2 in einer Keilzinkenverbindung

Der UF-Leim ist in Deutschland für tragende Holzbauteile seit dem Dacheinsturz in Bad Reichenhall 2006 nicht mehr zulässig. Nach diesem Einsturz wurde das Forschungsvorhaben „Langzeitbeständigkeit und Sicherheit Harnstoff-verklebter tragender Holzbauteile“ initiiert. Die Ergebnisse sind in einem Forschungsbericht dokumentiert [2012\_Forschungsbericht Harnstoff]. Als eine wesentliche Schadensursache wurde in Bad Reichenhall eine „hydrolytische Degradation der UF-Klebefugen im Biegezugbereich der Keilzinkenvollstöße verbunden mit einem weitgehenden Verlust der Tragfähigkeit der Verbindungen“ identifiziert. Anders als in Kassel entstand in Bad Reichenhall in erheblichen Mengen Kondensat an den Trägern und es gab eine sehr hohe äußere Schneebelastung.

Als Folge des Einsturzes in Bad Reichenhall müssen für die Herstellung von tragenden Bauteilen in neuen Holzkonstruktionen Klebstoffe des Klebstofftyp I angewendet werden. Der Klebstofftyp II, zu dem Harnstoffharz – Klebstoff zählt, ist für neue Konstruktionen in Deutschland nicht mehr zulässig.

Bei den örtlichen Untersuchungen an der Elisabethkirche wurden Leimfugen von bis zu 1,5 – 2 mm Dicke lokalisiert. Der Klebstoff haftete noch auf einer Seite auf dem Holz an. Der Leim zeigte ausgeprägte würfelartige Brüche und war ausnahmslos spröde und leicht abkratzenbar. Die Leimgüte entspricht nicht oder nicht mehr den Anforderungen an die Festigkeit.



Abb. 20 Leimfuge zwischen Unterseite Stegplatte und Blendbrett mit zu dicker, versprödeter Leimfuge

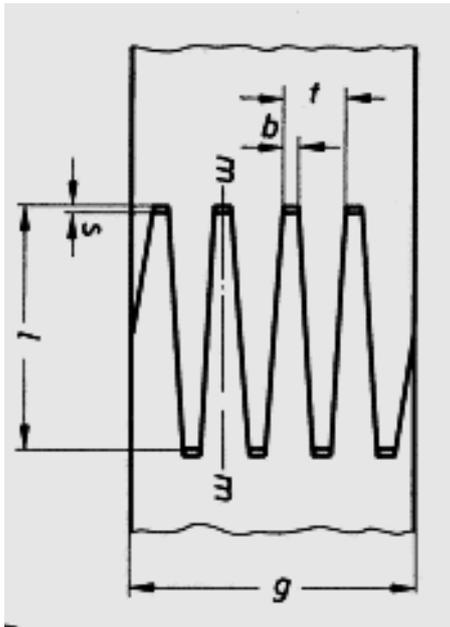
### 5.7.2 Ausführung Keilzinkenverbindung

Die Entwicklung der Keilzinkenverbindung und deren industrieller Einsatz datieren aus den 50iger Jahren. Im Jahr 1960, also nach Errichtung der Binder, erscheint die erste Ausgabe der DIN 68140 -Keilzinkenverbindung von Holz [DIN 68140], welche die grundlegenden Anforderungen an die Geometrie von Keilzinken für tragende Konstruktionen regelte.

Die Keilzinkenverbindung der Binder in St. Elisabeth wurden geometrisch aufgenommen. Die wesentlichen geometrischen Daten sind:

Zinkenteilung	$t = 10 \text{ mm,}$
Breite des Zinkengrunds	$b = 2 \text{ mm,}$
Zinkenlänge	$l = 40 \text{ mm.}$

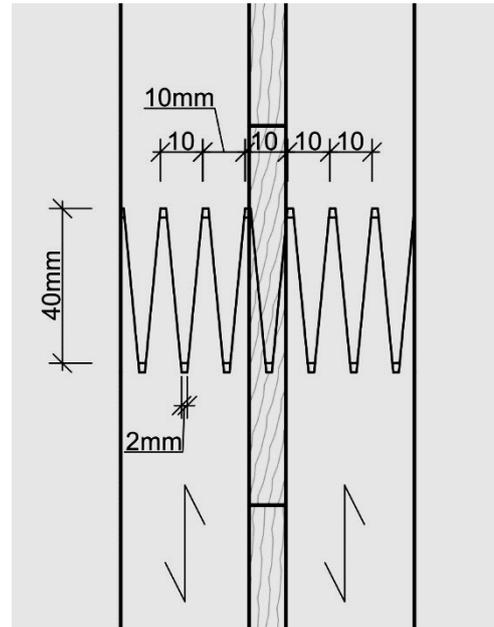
Aus den geometrischen Daten kann der sogenannte Verschwächungsgrad errechnet werden. Er ergibt sich zu  $v=b/t=2\text{mm}/10\text{mm} = 0,20 = 20\%$ .



Zinkenteilung	t = 9 mm
Breite des Zinkengrunds	b = 1 mm
Zinkenlänge	l = 40 mm

Verschwächungsgrad  $v = 11\%$

Abb. 21 a Geometrie zu Zinkenprofil I, Form A, nach DIN 68140- Ausgabe 1960 [DIN 68140]



Zinkenteilung	t = 10 mm
Breite des Zinkengrunds	b = 2 mm
Zinkenlänge	l = 40 mm

Verschwächungsgrad  $v = 20\%$

Abb. 21 b Vorhandene Geometrie Keilzinkung Elisabethkirche

Die vorhandenen Geometrien weichen etwas von der –nach der Errichtung des Daches– entstandenen Norm ab.

Dabei ist insbesondere der Verschwächungsgrad interessant, der mit 20% höher ist als der nach der bauzeitlichen Norm mit 11 % bei vergleichbarer Zinkenlänge. In dem bauzeitlichen Standsicherheitsnachweis als auch in der heutigen Normung wird von einer Verschwächung von maximal 20% ausgegangen.

In unserem Interview mit Herrn XXX (siehe auch Kapitel 3.3) wurde deutlich, dass die Herstellung des Anpressdruckes bei den Generalkeilzinkenverbindungen bei geraden Trägern unproblematisch war. Bei geknickten Trägern, wie hier vorliegend, entsteht bei Aufbringung des Druckes parallel zur Trägerachse im Firstbereich eine ausweichende Kraft senkrecht zum liegenden First. Hierfür wurde sich in der Anfangszeit in der Zimmerei durch Provisorien geholfen.

Abb. 22 zeigt ein aus dem Träger herausgeschnittenes Stück einer intakten Keilzinkenverbindung. Es ist deutlich zu erkennen, dass die Fugen zwischen den Keilzinken nicht überall dünn und dicht geschlossen sind. Teilweise fehlt auch Leim. Das bedeutet, dass die Tragfähigkeit des Gesamtprofils durch diese Mängel noch einmal deutlich abgemindert wird. Die Fehlstelle in der mittigen Lamelle ist unerheblich für die Gesamttragwirkung.

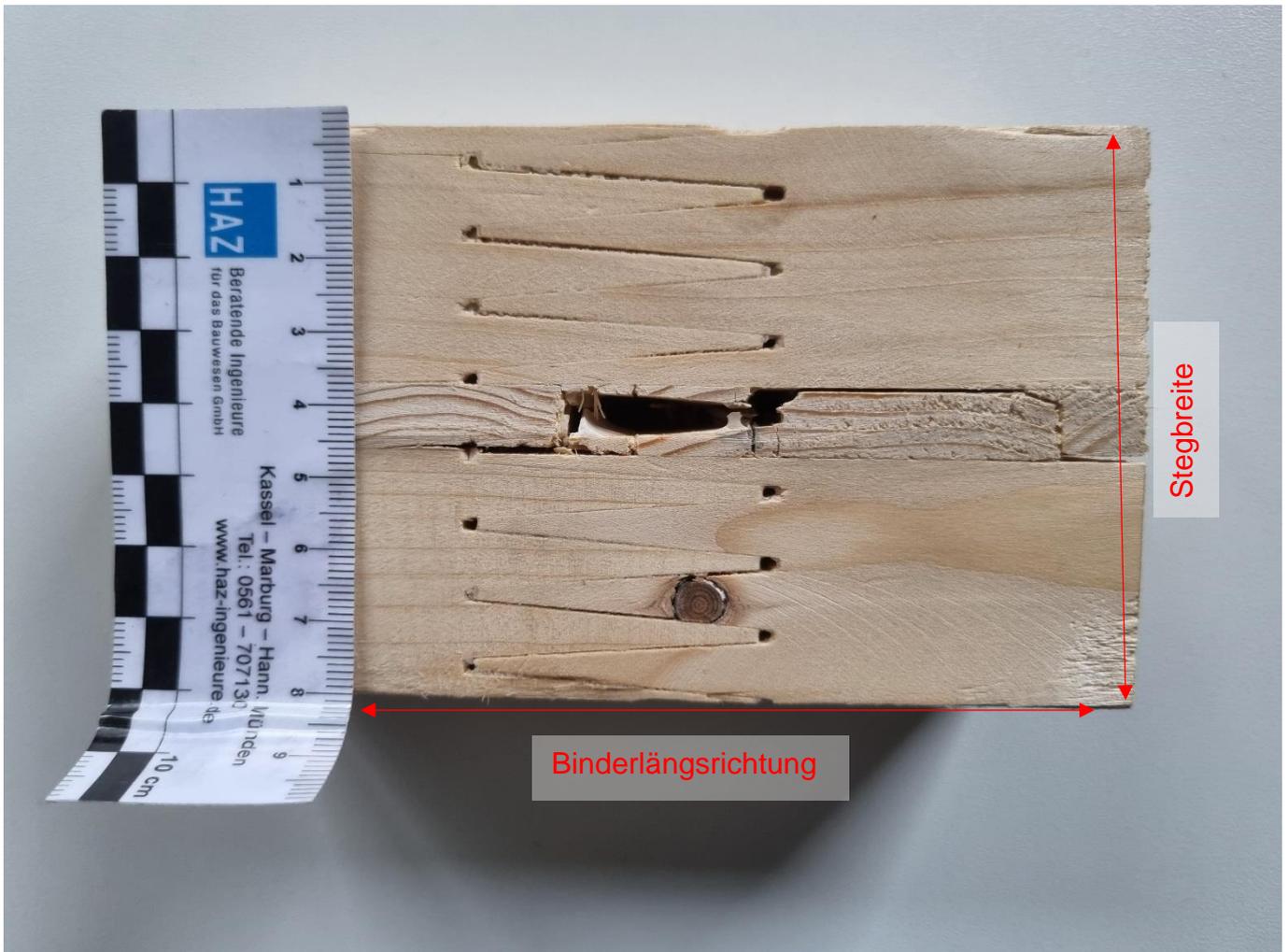


Abb. 22 herausgeschnittene Keilzinkenverbindung mit mangelhaften Fugen

An den Bruchstellen selbst (Abb. 23 und Abb. 24) lassen sich Bereiche erkennen, an denen kein Leim vorhanden ist (1) oder die Leimfugendicke zu groß und der Leim versprödet ist (2). Wenige Stellen zeigen einen Bruch in den Holzfasern, so wie es sein sollte (3).



Abb. 23 Detail gebrochene Keilzinkenverbindung (1) kein Leim vorhanden; (2) Leim versprödet und würfelartig gebrochen; (3) Bruch in den Holzfasern



Abb. 24 Detail gebrochene Keilzinkenverbindung mit Größenvergleich

Zusammenfassend lässt sich feststellen:

Die Ausführung der Keilzinkenverbindung des Steges war mangelhaft hinsichtlich Geometrie und Verschwächungsgrad, Klebfugendicke, Leimauftrag und vermutlich Anpressdruck. Der Klebstoff zeigt deutlich würfelartige Brüche, die auf ein bauzeitliches Schrumpfen oder auf eine zeitabhängige Versprödung, möglicherweise auch beides in Kombination, hindeuten.

### 5.7.3 Holzfeuchten Binder

An einigen der abgestürzten Bindern, die nicht der freien Beregnung ausgesetzt waren, wurde die Holzfeuchtigkeit gemessen. Die Messung erfolgt am 10. November 2023. Im Steg lag die Holzfeuchte in 2,5 cm Tiefe bei 10,8 bis 10,9 %. In der Mitte der Flanschbretter bei 11,5% bis 11,9 %.

Die gemessenen Werte entsprechen der Ausgleichsfeuchte.

Eine Beeinträchtigung der Leimgüte durch dauerhaft erhöhte Feuchtigkeit ist nicht festzustellen.

### 5.7.4 Innenklimadaten

Die Innenklimadaten wurden seit dem 1. Januar 2021 gemessen [2021ff\_Innenklimadaten]. Es gab zwei Sensoren. Einen im Bereich der Orgel und einen im Bereich des Altars. Die letzte Messung erfolgte am 14. November 2023, 6 Tage nach dem Dacheinsturz. Die Messungen steuerten die Heizanlage, um die Luftfeuchtigkeit zwischen 40 und 70% rF zu halten. Nur an wenigen Tagen wurden Luftfeuchtigkeiten bis maximal 75%rF gemessen. Die Temperaturaufzeichnungen zeigen keine Auffälligkeiten.

Über die Innenklimadaten vorher gibt es keine Aufzeichnungen. Es ist aber zu vermuten, dass in Höhe der Binder Temperaturen höher als 30°C erreicht werden konnten, vor allem vor dem Einbau der zusätzlichen Dämmung 1983/84.

### 5.7.5 Besondere Witterungsereignisse

In den letzten sechs Jahren gab es folgende besondere Witterungsereignisse:

Am 18.01.2018 zog das Sturmtief Friedericke über das Land. In Kassel fielen Regenmengen von 100 mm/h. Die Windstärke erreichte 11 Bft. Es kam zu größeren Überflutungen und Schäden an Gebäuden.

Am 8.02.2021 kam es zu massiven Schneefällen. In kurzer Zeit waren 23 cm Neuschnee innerhalb kürzester Zeit gefallen. Der öffentliche Nahverkehr ist über Tage zusammengebrochen. So viel Schnee hatte es laut Wetterdienst Wetterkontor in Kassel zuletzt im Winter 1978/79, also vor 40 Jahren gegeben.<sup>2</sup>

Das jüngste Unwetter-Ereignis fand am 22.06.2023 statt. Es kam zu sehr großen Regen- und Hagelmengen von 50 mm/ 30Minuten, die über den Werten des sogenannten Jahrhundertereignisse von 45 mm/30 Minuten liegen. Es kam zu großen Überschwemmungen sowie lokalen Böen-Ereignissen.<sup>3</sup>

Durch die Schneelasten wird die Biegebeanspruchung in den Trägern, insbesondere in Feldmitte im Bereich der Bruchstelle temporär erhöht. Windbeanspruchungen erzeugen bei

<sup>2</sup> [Kassel: Als die Stadt in Schnee und Eis versank – Chaostage vor einem Jahr (hna.de)]

<sup>3</sup> Unwetter: Arbeiten dauern an, Schäden gehen in die Millionen | Stadt Kassel]

flach geneigten Dächern eine Wechselbeanspruchung in Folge von Winddruck und Windsog. Es ist davon auszugehen, dass es insbesondere durch Wind während der Standzeit des Daches wiederkehrend zu niederzyklischen Beanspruchungen in den Bindern kam.

### 5.7.6 Besondere Lastereignisse

Im Frühjahr 2017 wurde das Kunstwerk „Statik der Resonanz“ von Anne Gathmann in den Kirchenraum gespannt. Es handelt sich um mehrere tausend Aluminiumrechtecke, die auf 2 Stahlseilen aufgefädelt sind. Das Band hatte eine Länge von ca. 42 m und wog etwa 600kg. Der statische Nachweis erfolgte durch das Ingenieurbüro Brenker [2016-12 Statik Kunstobjekt Gathmann]. Da das Objekt nur bis Mitte September 2017 installiert war, erfolgte der statische Nachweis über einen Lastvergleich zwischen dem Eigengewicht der Dachkonstruktion zuzüglich Kunstobjekt und dem Eigengewicht der Dachkonstruktion zuzüglich Schnee. Maßgebend für die Bemessung ist die Winterschneelast, so dass nur nachgewiesen wurde, dass die Last des Seiles geringer als die anteilige Schneelast war. Die Aufhängung erfolgte an den Bindern über dem Altar und am Rand der Stahlbetonempore.

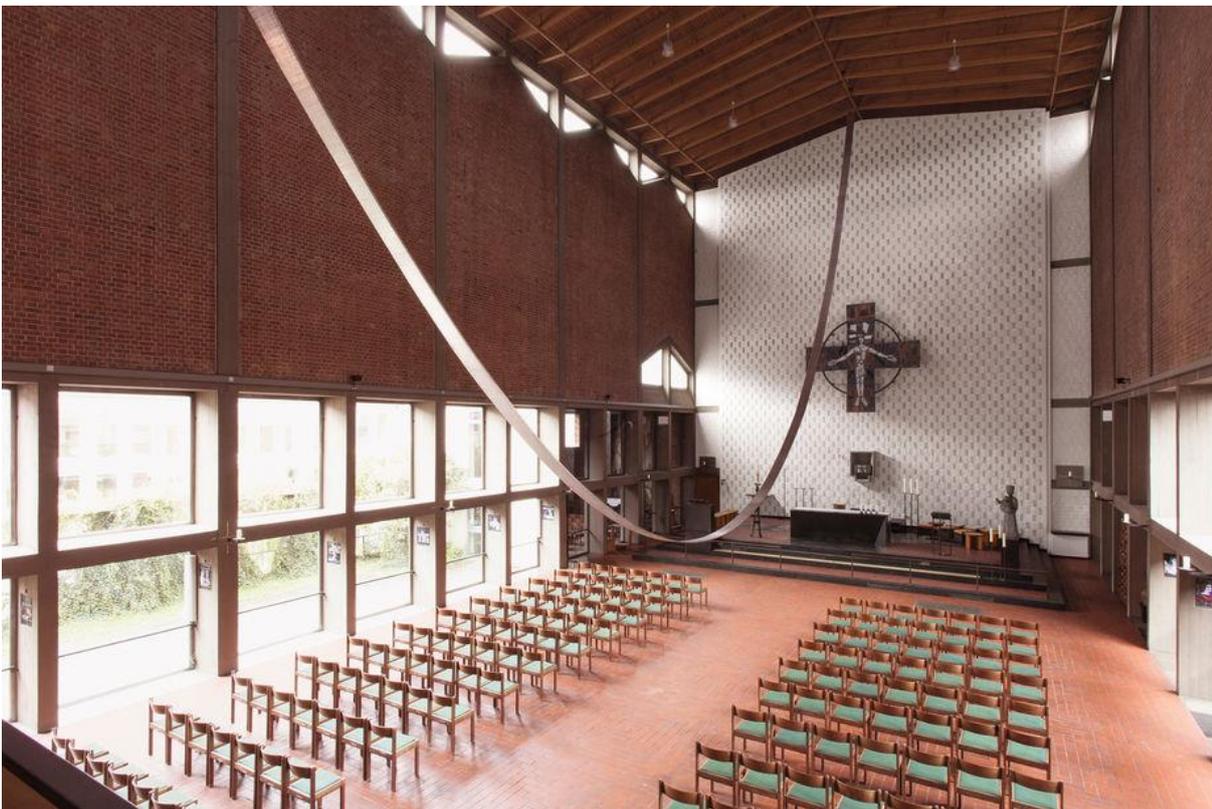


Abb. 25 Statik der Resonanz [© Kunst - Raum - Kirche Anne Gathmann in der Elisabethkirche Kassel 2017 ([kunstraumkirche.de](http://kunstraumkirche.de))]

KIRCHENNEUBAU ST. ELISABETH, KASSEL, AM FRIEDRICHSPLATZ BEI DER AOK

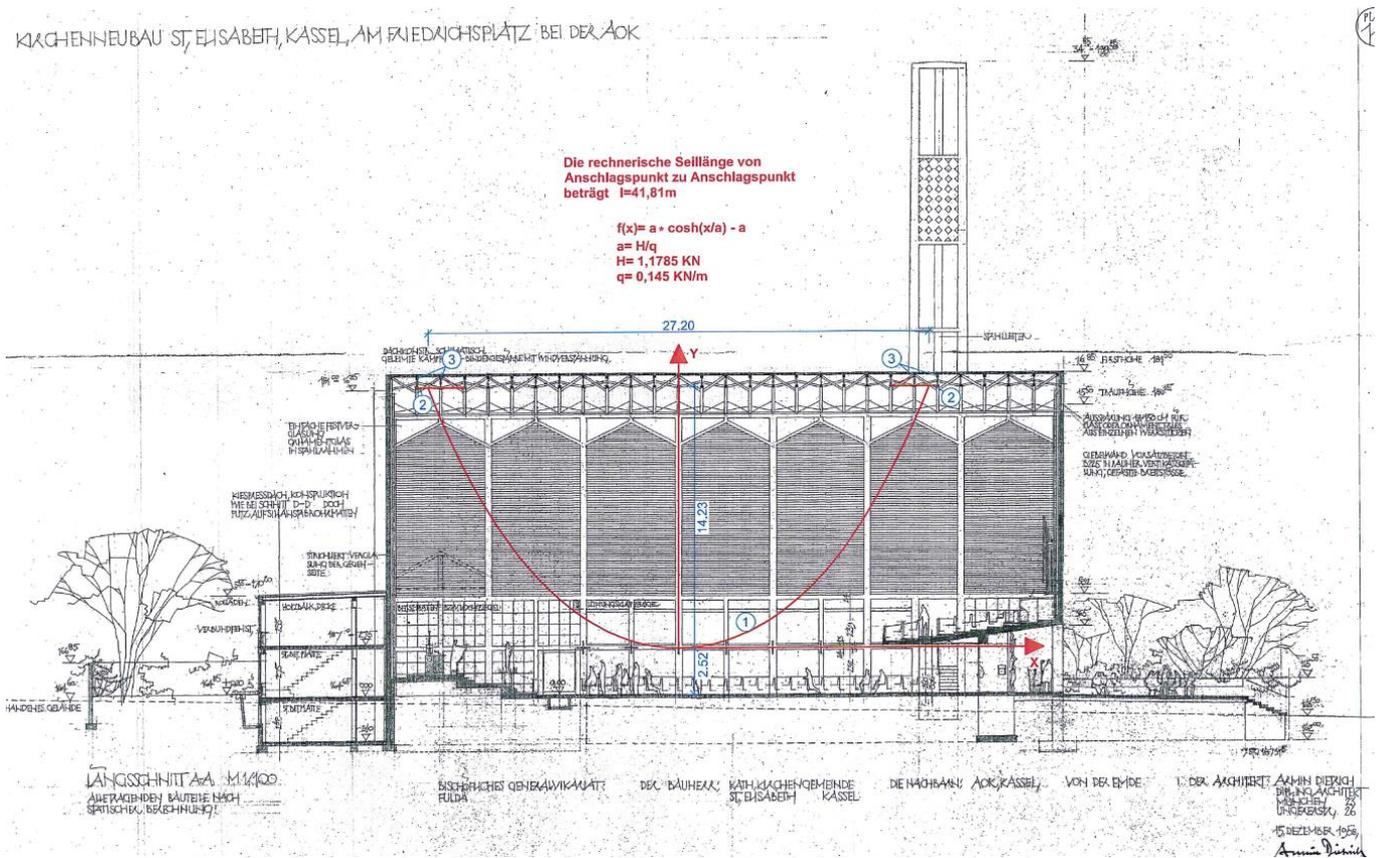


Abb. 26 Ausschnitt aus Statik zur Aufhängung

Die Aufhängung der Kette sowie von Lampen bei anderen Installationen sind im Hinblick auf die Standsicherheit der Dachkonstruktion unbedeutend. Sie hatten keinen Einfluss auf das Schadensereignis.

## 6. Schadensursachen

Der Einsturz lässt sich nicht auf eine einzelne Ursache zurückführen. Die 63-jährige Standzeit ohne ein besonderes Lastereignis zum Einsturzzeitpunkt lässt den Schluss zu, dass es einen Schadensfortschritt im Laufe der Standzeit gab. Bis zu dem Zeitpunkt, an dem die Tragfähigkeit nicht mehr ausreichend war.

Der Einsturz ist durch Gelenkbildung an jeweils einer Keilzinkenverbindung pro Stegträger in der Nähe des Firstes entstanden. Die Generalkeilzinkenverbindung der Stegträger war im unteren Bereich ständig Biegezugspannungen ausgesetzt. Die Biegezugspannungen waren nicht konstant. Insbesondere durch die festen Auflager der Träger entstanden zusätzliche Zwängungsbeanspruchungen in Form von niederzyklischen Zug- oder Druckspannungen, so dass die Leimverbindung schwellend beansprucht wurde. Diese dynamische Belastung ist für ein Bauteil kritischer als eine reine statische Beanspruchung. Diese Beanspruchung kann zu einer fortschreitenden Versprödung mit anschließendem Bruch führen.

Die bauzeitliche Ausführung der Keilzinkenverbindung an der späteren Bruchstelle war mangelhaft hinsichtlich Klebfugendicke, Leimauftrag und vermutlich Anpressdruck. Es ist davon auszugehen, dass die Tragfähigkeit der Keilzinkenverbindung von Anfang an kleiner war als in der Statik berechnet.

Im Falle der Stegträger an der Elisabethkirche versagt also die Leimverbindung in den Keilzinken, beginnend von der maximalen Biegezugbeanspruchung am unteren Trägerrand. Im Laufe der Zeit weitet sich der geschädigte Bereich aus. Der geschädigte Bereich ist nicht mehr in der Lage Zugspannung zu übertragen, zudem weitet er sich infolge von zyklischen Spannungsänderungen immer mehr nach oben aus. Die Verbindung öffnet sich sukzessive reiverschlussartig von unten nach oben. Die Druckspannungen am oberen Trägerrand werden weiterhin über Formschluss übertragen. Es kommt über Jahre hinweg zur Ausbildung eines Momentengelenks im Firstbereich.

Bei ausreichend bemessenen Bindern in dem geringen Abstand von ca. 1,3 m hätte der Bruch eines Binders nicht zum Einsturz geführt. Vielmehr hätten sich die Lasten über die Schalung und die aufgedoppelte Dachkonstruktion auf die Nachbarbinder übertragen. Diese wären zwar deutlich überbelastet gewesen, bei einem globalen Sicherheitsniveau von ungefähr 2, wäre es aber nicht zum Totalkollaps wie hier gekommen. Das bedeutet, es handelt sich um eine grundsätzliche Problematik, die alle Binder betreffen, allerdings unterschiedlich stark, je nach Weichheit der Außenstützen. Die nachgiebigeren Stützen lösten die größten Zwängungsspannungen aus.

Mit der Gelenkbildung durch sukzessives Aufreißen der Keilzinkenverbindung ungefähr in Feldmitte entstand aus dem Biegebalken allmählich ein Sparrendach, welches die Lasten überwiegend durch Normalkräfte zu den Auflagern führte. Dies bedingte aber große horizontale Auflagerkräfte. Die Sparren müssen sich gegen das Auflager stemmen können. Die Auflager dürfen nicht (zu) weich sein und nicht nachgeben. Die rechnerische Bemessungs-Auflagerkraft auf die einzelne Stahlbetonstütze bei Sparrendachwirkung hätte ca. 12 kN betragen. Die dadurch verursachte horizontale Kopfverformung der Außenstützen im markierten Bereich von Abb. 4 beträgt charakteristisch ca. 8 cm, also etwa genauso groß wie diejenige unter charakteristischer Windlast. Rein geometrisch genügt beidseits eine Kopfverformung von ca. 6 cm, bis das entstandene Sparrendach durchschlagen kann.

Mit zunehmender Gelenkbildung haben sich sehr wahrscheinlich noch Sekundärtragwirkungen eingestellt, z.B. über Scheibenbildung durch die Schalungen, die Horizontalkräfte scheibenartig in die Nähe der Giebelwände ablasten konnten und/oder über Trägerrostwirkungen der Unterkonstruktion aus dem aufgedoppelten Dach.

Am 13. November aber haben sich die Schädigungen und Mängel so aufaddiert, dass es zu dem beschriebenen Einsturz kam.

Wesentliche Ursachen sind:

- Mangelhafte Ausführung der Generalkeilzinkenverbindung im Firstbereich bezüglich Geometrie der Keilzinkung (vor allem Passgenauigkeit), zu dicke Klebfugen, unvollständiger und ungleichmäßiger Leimauftrag

in Verbindung mit

- Induktion von niederzyklischen Spannungen in die Binder bei gleichzeitig vorhandenem hohen Spannungsniveau und nicht zwängungsfreier Auflagerung

sowie

- Versprödung des harnstoffbasierten UF-Leims, dessen Festigkeit sich durch Schrumpfen bei der Herstellung oder durch klimatische Einflüsse während der Standzeit bei gleichzeitig hoher mechanischer Beanspruchung verringert hat.

Parallel läuft ein von uns initiiertes Forschungsvorhaben, welches schwerpunktmäßig die Dauerhaftigkeit des UF-Leimes in bisher unverdächtigen klimatischen Verhältnissen untersucht.

#### Ungünstig wirkten

- ein nachträglicher Dachaufbau, der zu höheren Eigenlasten als in der bauzeitlichen geprüften Bestandsstatik angesetzt wurde. (Das ohnehin hohe Spannungsniveau wurde dadurch weiter erhöht).
- Die rechnerische Standsicherheit war gegenüber heutigen Nachweisverfahren<sup>4</sup> nicht gegeben.
- Besondere Witterungsereignisse, die besonders große Zwängungsspannungen auslösten.

---

<sup>4</sup> Im bauzeitlichen Nachweisverfahren waren die ungünstig wirkende Querspannungen noch nicht so bekannt, dass sie in der Normung Berücksichtigung fanden.

## **7. Zusammenfassung**

Das Dach der Elisabethkirche in Kassel ist am Montag, den 6. November 2023 gegen 13h ohne Vorankündigung vollständig eingestürzt. Es gab glücklicherweise keinen Personenschaden.

Das Büro HAZ wurde mit Planungsleistungen zur Beurteilung der Standsicherheit der Ruine, zur Einleitung von Sicherungs- und Bergungsmaßnahmen sowie zur gutachterlichen Tätigkeit zur Schadensursachenermittlung beauftragt.

Die tragende Dachkonstruktion aus 1959/60 bestand aus Satteldachbindern. Diese gelemten Binder konnten als Wolff-Stegträger identifiziert werden. Sie spannten im Abstand von ca. 1,3 m über 15,1 m auf die Traufwände. Ihre Stichhöhe im First betrug ca. 1,08 m. Die Binder wurden in der Zimmerei gefertigt. Die einzelnen Stegelemente von maximal 5 m Länge wurden über Generalkeilzinkenverbindung zum Gesamtträger gefügt. Die Binder lagen unter der Schalung mit Dämmung, also im Innenklimabereich.

Der Leim in den Keilzinkenverbindungen wurde eindeutig als Harnstoff (UF)-Klebstoff identifiziert. Andere Bezeichnungen sind Harnstoff-Formaldehydharzleim (auch UF-Leim oder UF-Harz-Klebstoff). Es handelt sich um denselben Leim wie bei dem Einsturzereignis der Eissporthalle in Bad Reichenhall 2006.

Das gesamte Dach ist in den Kirchenraum gestürzt und vollständig zerstört. Die Bruchstellen in den einzelnen Bindern lagen jeweils in einer der Generalkeilzinkenverbindung rechts oder links des Firstes. Die Dachfläche ist im First aufgerissen und die Binderhälften sind noch über die Schalung verbunden, so dass eine zusammenhängende Fläche in doppelt konkav gekrümmter Form entstanden ist. Die eingestürzte Dachfläche lag auf einzelnen Orgelpfeifen bzw. der Orgelempore auf und kam im südlichen Drittel des Schiffes auf den Fußboden zum Liegen. Die eingestürzte Dachfläche stützte sich dort gegen die Altarstufen und seitlich gegen die unteren Bereiche der Traufwände ab.

Dabei hat sich ein labiler Gleichgewichtszustand eingestellt. Kleinste Änderungen konnten zum finalen Einsturz führen. Aufgrund der Lebensgefahr bestand Betretungsverbot, solange keine Sicherungen eingebaut waren! Erst nach aufwändigen Sicherungsmaßnahmen konnte die Bergung und Begutachtung erfolgen.

Es wurden diverse Untersuchungen zur Konstruktion und Ausführung sowie deren Qualitäten vorgenommen. Der erkundete Bestand wurde rechnerisch modelliert. Maßgebende Einflussgrößen auf das Versagensereignis wurden identifiziert. Die rechnerische Standsicherheit wurde nach bauzeitlichen und heutigen Regeln geprüft. Besondere Lastereignisse im Zusammenhang mit Kunstinstallationen konnten als Ursache ausgeschlossen werden.

Der Einsturz lässt sich nicht auf eine einzelne Ursache zurückführen. Die 63-jährige Standzeit ohne ein besonderes Lastereignis zum Einsturzzeitpunkt lässt den Schluss zu, dass es einen Schadensfortschritt im Laufe der Standzeit gab. Bis zu dem Zeitpunkt, an dem die Tragfähigkeit nicht mehr ausreichend war.

Wesentliche Ursachen sind:

- Mangelhafte Ausführung der Generalkeilzinkenverbindung im Firstbereich bezüglich Geometrie der Keilzinkung (vor allem Passgenauigkeit), zu dicke Klebfugen, unvollständiger und ungleichmäßiger Leimauftrag

in Verbindung mit

- Induktion von niederzyklischen Spannungen in die Binder bei gleichzeitig vorhandenem hohen Spannungsniveau und nicht zwängungsfreier Auflagerung

sowie

- Versprödung des harnstoffbasierten UF-Leims, dessen Festigkeit sich durch Schrumpfen bei der Herstellung oder durch klimatische Einflüsse während der Standzeit bei gleichzeitig hoher mechanischer Beanspruchung verringert hat. Parallel läuft ein von uns initiiertes Forschungsvorhaben, welches schwerpunktmäßig die Dauerhaftigkeit des UF-Leimes in bisher unverdächtigen klimatischen Verhältnissen untersucht.

Ungünstig wirkten

- ein nachträglicher Dachaufbau, der zu höheren Eigenlasten als in der bauzeitlichen geprüften Bestandsstatik angesetzt wurde. (Das ohnehin hohe Spannungsniveau wurde dadurch weiter erhöht).
- Die rechnerische Standsicherheit war gegenüber aktuellen Nachweisverfahren nicht gegeben. Der Erkenntnisgewinn in den letzten 60 Jahren bezüglich von Querspannungen hat die Nachweise entsprechend verschärft.
- Besondere Witterungsereignisse, die besonders große Zwängungsspannungen auslösten.

Kassel, den 08.07.2024

Dr.-Ing. Ulrich Huster

Dr.-Ing. Lars Eisenhut

Domink Dönicke M.Sc., M. Eng.

Der vorliegende Untersuchungsbericht umfasst 35 Seiten zuzüglich Anhang.  
Der Bericht ist urheberrechtlich geschützt.

Eine Weiterverwendung, auch von Teilen, ist nur mit ordentlicher Quellenangabe erlaubt

Eine vorherige Gestattung wird notwendig, um die gewonnenen Erkenntnisse, Ihre angefertigten Ergebnisse und die Bestandsunterlagen des Objekts in Fachbeiträgen und Veröffentlichungen zu verwenden