

Auszug aus **DenkMal!**, Zeitschrift für Denkmalpflege in Schleswig-Holstein, Jahrgang 9 2002,
herausgegeben vom Landesamt für Denkmalpflege Schleswig-Holstein

überreicht durch

oemig + partner	
Beratende Ingenieure VBI für das Bauwesen	
Neufeldt Haus, Westring 455 24118 Kiel	Tel 04 31 / 3 05 57-0 Fax 04 31 / 3 05 57-33
www.oemig-u-partner.de	info@oemig-u-partner.de

„Eisenbeton“-Dachkonstruktion der Pfarrkirche St. Heinrich in Kiel

Bericht über die Sanierung des bemerkenswerten Tragwerks aus den Anfängen der Stahlbetonbauart

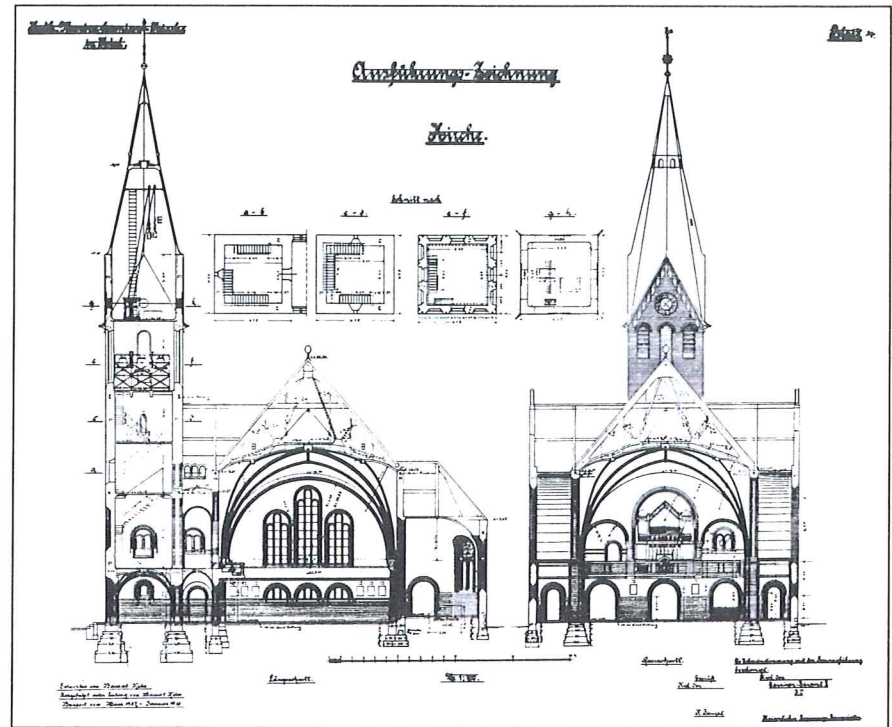
Hans-Werner Oemig

Die Bauzeit der St.-Heinrich-Kirche an der Feldstraße in Kiel wird auf den Bestandsplänen (Abb. 79 und 80) von 1910 mit März 1907 bis Januar 1910 angegeben. Die Einweihung fand bereits am 31. März 1909 statt.¹ Die katholische Kirche wurde als Staatsbau für die Marine-Garnison vom Geh. Baurat Adalbert Kelm (Kiel) geplant, der auch die Ausführung leitete. Im Jahr 1917 stellte Architekt Vogler² den interessanten Neubau der Fachöffentlichkeit vor. In seinem Beitrag schrieb er unter anderem: „Die katholische Kirche lässt ihren Architekten keine große Wahl in dem Ausdruck der äußeren Formen, denn sie schreibt entweder den romanischen oder gotischen Stil vor oder lässt auch noch einen Kompromiss der beiden Stile zu. Nun ist es Sache des Künstlers, wie er die mittelalterliche Sprache der Formen beherrscht und was er noch hinzuzufügen hat. Man kann es bei dem dogmatischen Standpunkt der katholischen Kirche sehr wohl verstehen, wenn sie einen einheitlichen Zug durch ihren Kirchenbau wünscht und ihre Bauaufgaben nicht zu Versuchen hergeben will.“ Innerhalb dieses vorgegebenen und auf den ersten Blick einengenden Rahmens schuf Kelm eine „fein empfundene“ Anlage (Abb. 81) und zeigte sich als Förderer neuer Bauarten. Der Turmhelm, das Sterngewölbe³ und das pyramidenförmige Hauptdach der Kirche sind in der damals in ihren Anfängen befindlichen „Eisenbetonbauart“ hergestellt worden, wobei das Hauptdach einen

Grundriss von etwa 16 mal 16 Metern überspannt und der traditionellen Holzbauweise nachempfunden ist. Adalbert Kelm hatte schon mehrere Marinebauten geplant und sicherlich bereits Erfahrung mit dem Baustoff Beton, der gegenüber Holz den Vorteil der geringeren Brandlast aufweist. Die Herstellung des filigranen Dachtragwerks, das sich oberhalb des etwa 15 Meter hohen Sterngewölbes befindet, stellt auch für heutige Verhältnisse eine respektable Leistung dar.

Am 24. Juli 1944 wurde die St.-Heinrich-Kirche bei einem Luftangriff schwer beschädigt. Nach der Chronik⁴ wurde sie zu 40 % zerstört (Abb. 82). Im Jahr 1946 wurden die Berge von Schutt entfernt und die Christmette und das Weihnachtshochamt in der Ruine gefeiert. An der Südseite waren große Mauerteile durch die Detonation herausgedrückt worden, die Dachpfannen waren herabgefallen und Fenster und Türen vollkommen zerstört. „Das Gewölbe machte sehr große Sorge. Ein Betondeckenfeld war herausgefallen, zwei Felder und ein Spannbogen hatten sich übereinander verlagert. In einem wagemutigen Versuch war es gelungen, mit Geschick und sehr viel Glück, diese Teile wieder in ihre ursprüngliche Lage zurückzusetzen. Alle Dabeistehenden schauten mit gespannten Gesichtern nach oben zu dem mutigen Manne unter dem Gewölbe und atmeten tief auf, als der Versuch gelungen war“, berichtet die Chronik im Jahr 1947. Die Stahlbeton-Dachkons-

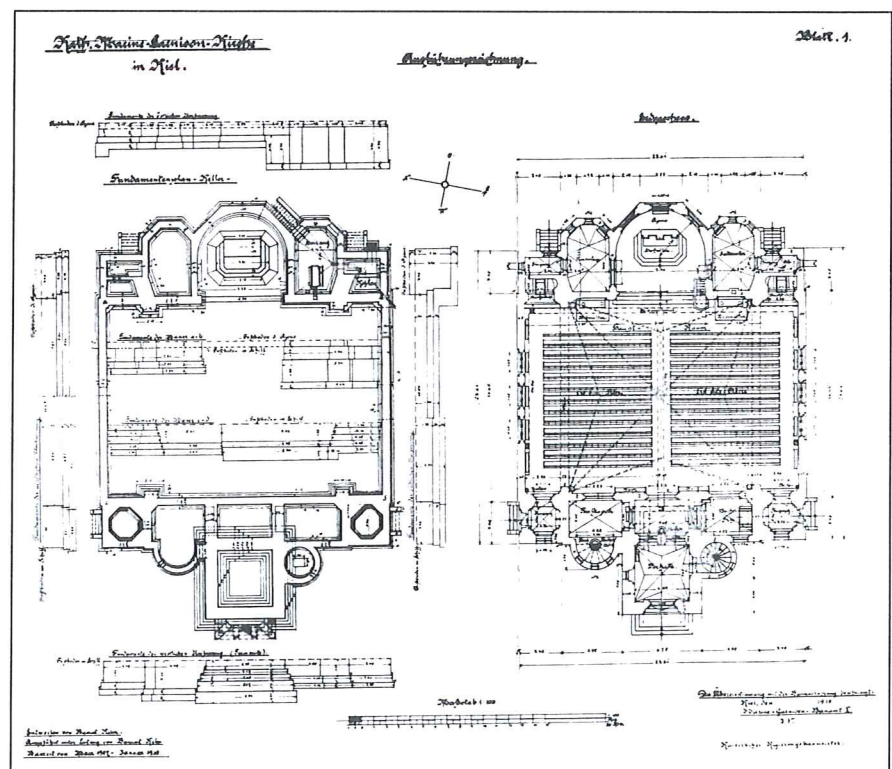
79 Bestandsplan „Ausführungszeichnung Blatt 4“ von Adalbert Kelm von 1910. Die feingliedrige Stahlbeton-Dachkonstruktion überspannt das Kreuzgewölbe aus Beton.



truktion selbst hatte offensichtlich kaum Schäden davongetragen. Die von Kelm gewählte innovative Bauweise hatte sich also bestens bewährt. Im Jahr 1948 wurde die Kirche unter Beibehaltung der alten Konstruktion durch den Kieler Architekten

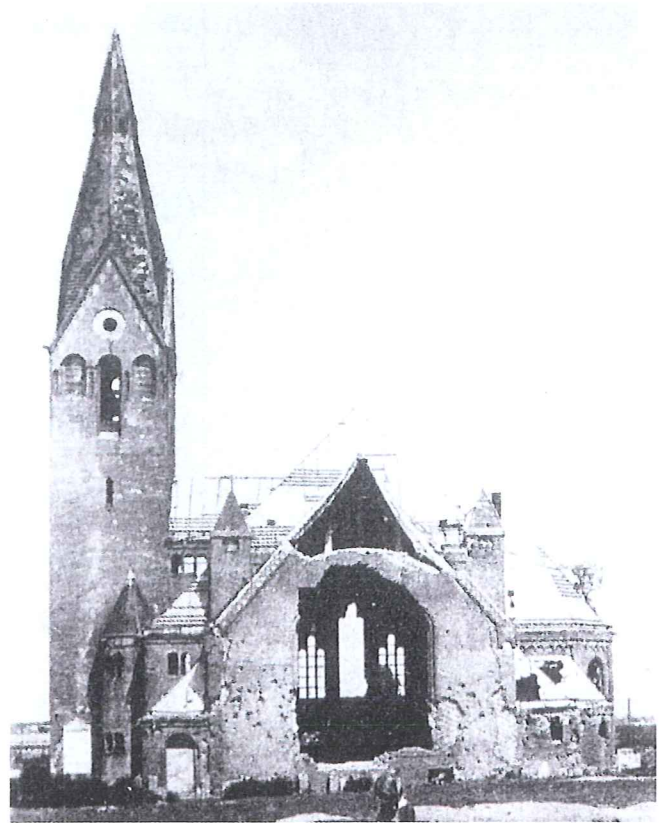
Otto Schnittger wieder aufgebaut. Das Betondach war mehr als vier Jahre lang ungeschützt der Witterung ausgesetzt gewesen. Bei Ausbesserungsarbeiten im Jahr 1998 stellte die ausführende Firma fest, dass sich der Beton des Dachtragwerks

80 Bestandsplan „Ausführungszeichnung Blatt 1“ von Adalbert Kelm von 1910. Fundamentplan und Grundriss des Erdgeschosses.





81 Die Marine-Garnisonskirche an der Feldstraße in Kiel von Nord-osten (Foto 1932).



82 St.-Heinrich-Kirche in Kiel: Die Südwand ist stark zerstört. Das Dach wurde durch die Explosion der Sprengbombe 1944 abgedeckt. Die Schuttberge sind bereits entfernt. In der Ruine wurde 1946 erstmals wieder das Weihnachtshochamt gefeiert (Foto um 1947).

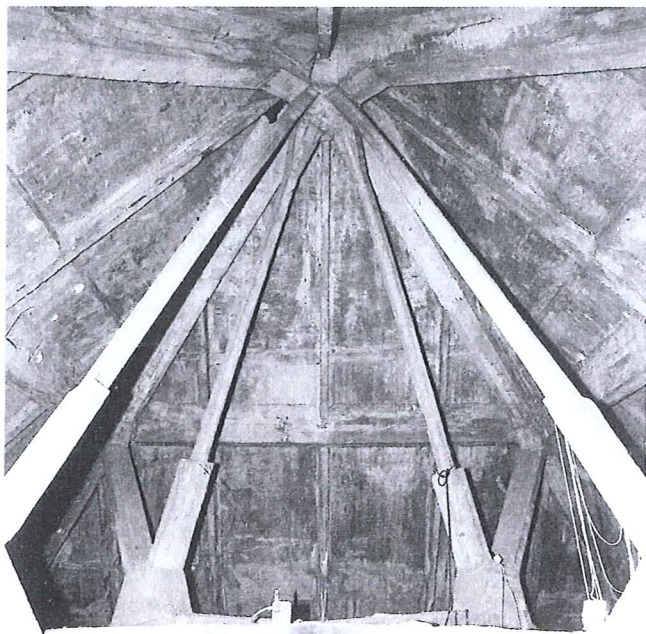
teilweise leicht mit dem Maurerhammer abschlagen ließ. Auf diese Weise waren größere Bereiche der Bewehrung freigelegt worden (Abb. 83 und 84). An einigen Stellen waren parallel zur Bewehrung verlaufende Risse erkennbar, die auf Volumenvergrößerung der Bewehrung infolge Korrosion hinwiesen. Außerdem gab es bereits Stellen, an denen die Betondeckung abgeplatzt war. An einigen Betonstücken klebten Reste der korrodierten Bewehrung. Der Zustand der Konstruktion rechtfertigte Bedenken bezüglich der Standsicherheit. Statische Unterlagen waren nicht mehr vorhanden. Zur Beurteilung der Standsicherheit der Dachkonstruktion war es deshalb notwendig, die Bemessungs- und Konstruktionsgrundlagen der damaligen Zeit zu studieren und mit heutigen Anforderungen zu vergleichen.

Kenntnisstand über die Stahlbetonbauart zur Planungs- und Bauzeit der Kirche

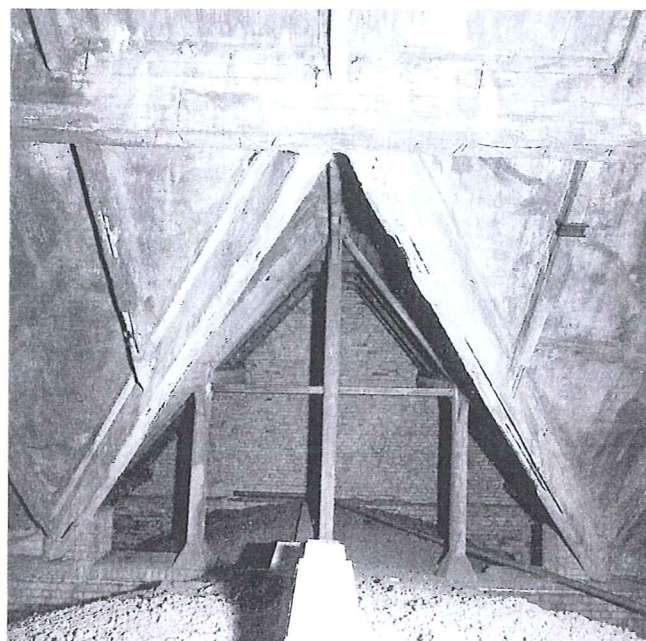
Die Stahlbetonbauweise befand sich in ihren Anfängen. Maßgebenden Anteil an ihrer Entwicklung hatte der Bauingenieur Emil Mörsch (1872–1950).⁵ Der Stand der seinerzeit vorhandenen wissenschaftlichen Erkenntnisse ist in seinem Buch „Der Eisenbetonbau“⁶ von 1906 umfassend dargestellt. Emil Mörsch hatte 1902 im Auftrag der Firma Wayss & Freytag eine wissenschaftlich begründete Darstellung der Wirkungsweise des „Eisenbetons“ veröffentlicht und von Versuchsergebnis-

sen ausgehend die erste wirklichkeitsnahe Theorie zur Bemessung von Eisenbetonbauteilen entwickelt. Im Vorwort zur zweiten Auflage seines Buches schreibt er: „Die im Jahre 1902 von der Firma Wayss & Freytag A.-G. herausgegebene erste Auflage dieses Buches hatte den Zweck, bei dem Mangel einer einheitlichen Literatur und der Menge der angepriesenen Systeme die Interessenten mit den wissenschaftlichen Grundlagen des Eisenbetons und den damals vorliegenden Versuchsergebnissen bekannt zu machen. Die Firma sah sich hierzu veranlasst, weil damals Systeme mit ganz unwissenschaftlichen Berechnungsweisen, die keine genügende Sicherheit boten, in reklamehafter Weise sich Geltung zu verschaffen suchten [...]“. Im Jahre 1904 wurden vom Verband deutscher Architekten- und Ingenieurvereine und dem Deutschen Beton-Verein „Vorläufige Leitsätze für die Vorbereitung, Ausführung und Prüfung von Eisenbetonbauteilen“ vorgelegt,⁷ welche zusammen mit den im Anhang befindlichen Grundlagen für die Berechnung als erste Bemessungsvorschrift für den Stahlbetonbau und damit als Vorläufer der heutigen DIN 1045⁸ angesehen werden können.

In den „Leitsätzen“ wurde vorausgesetzt, dass der verwendete Beton nach 28-tägiger Erhärtung eine Druckfestigkeit von 18 bis 20 MN/m² und das Eisen eine Zugfestigkeit von 380 bis 400 MN/m² besaß. Dies entspricht in etwa der heutigen Betonfestigkeitsklasse B15 und dem bis in die 1970er-Jahre verwendeten Betonstahl BSt 220/340. Die Biegebemessung erfolgte mit der Annahme einer dreieckigen Druckspannungsvertei-



83 Blick in den Dachraum. Die Stahlbetonkonstruktion ist der Holzbauweise nachempfunden. Beachtlich nicht nur für die damalige Zeit ist die Herstellung der etwa acht Meter langen, in der Spitze zusammenlaufenden schlanken Zugglieder, die nur einen Querschnitt von 16 mal 16 Zentimeter aufweisen.

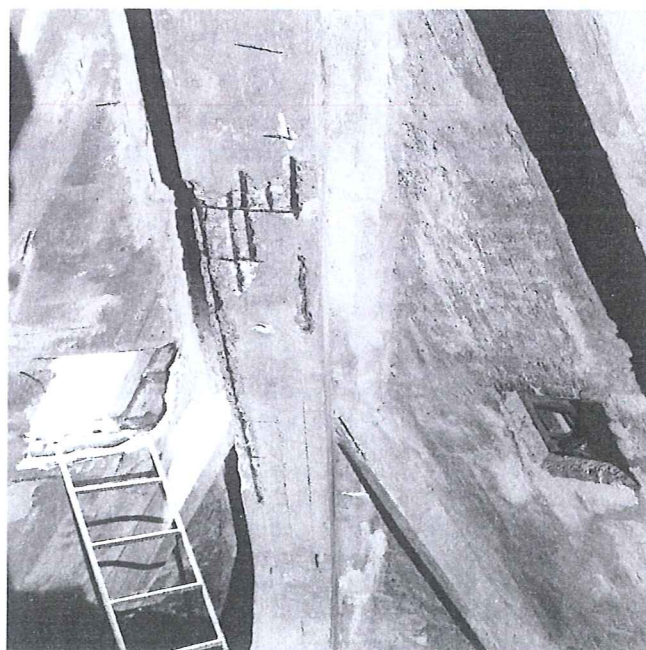


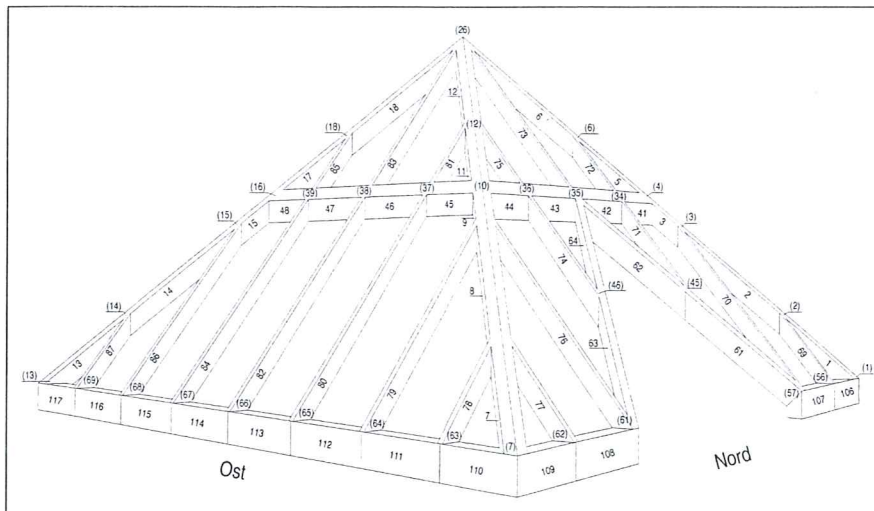
84 Blick in das Nebendach der Südseite vor der Sanierung. Die Bewehrung konnte mit dem Maurerhammer freigelegt werden. Am rechten Kehlsparren ist zu erkennen, dass das mittlere Längseisen im oberen Bereich als Schubbewehrung nach oben abgebogen wurde. Eine Bügelbewehrung wurde für Biegebalken damals nicht für nötig gehalten. Nur die Mittelfette weisen Bügel auf. Sie zeichnen sich an der Unterseite ab. Die Mittelfette wird überwiegend durch eine Einzellast in Feldmitte beansprucht und hat daher einen über die Stablänge nahezu konstanten Querkraftverlauf.

lung im Beton, deren Größtwert die zulässige Betondruckspannung war. Die Druckzone reichte bis zur Spannungsnulllinie. Unter Vernachlässigung der Betonzugspannungen ließ sich der erforderliche Bewehrungsquerschnitt mit Hilfe der Gleichgewichtsbedingungen und der Annahme eben bleibender Querschnitte über die maximal zulässigen Stahlspannungen ermitteln. Die Annahmen der damaligen Zeit liegen für die Biegebemessung gegenüber den heutigen Bemessungsverfahren auf der sicheren Seite, da sowohl die zulässigen Spannungen als auch die Größe des inneren Hebelarmes vorsichtiger angesetzt wurden. Für die Schubbemessung und die Stabverankerung trifft dies jedoch nicht zu.

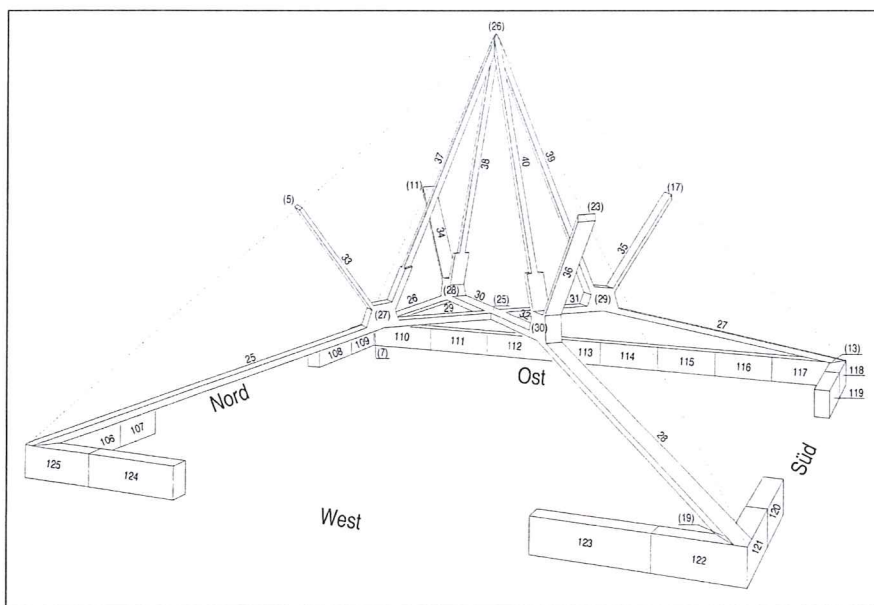
Unterhalb einer bestimmten Schubspannung wurde in der Regel keine Schubbewehrung vorgesehen. War die Grenzspannung überschritten, so wurde der den Grenzwert übersteigende Betrag der Schubspannung durch in Auflagernähe nach oben abgebogene Biegebewehrung abgedeckt. Eine Mindestschubbewehrung bei Balken zur Verhütung eines schlagartigen Schubbiegebruchs, wie sie heute vorgeschrieben ist, gab es nicht. Mörsch hielt damals Bügel nur bei Plattenbalken für notwendig, um die Platte mit dem Steg zu verbinden. Da bei Endauflagern nicht zwingend eine Oberbewehrung vorgesehen war, wenn sie sich nicht aus der Schubbewehrung ergab, bestand das Risiko, dass sich bei ungewollten Einspannungen am Auflager ein Biegeriss von oben bis zur unteren Bewehrungslage einstellte und dadurch zum Schubversagen führte. Für die Verbundspannungen zwischen Stabstahl und Beton⁹ wurde ein zulässiger Wert angegeben, dessen Größe deutlich über den später in DIN 1045 zugelassenen Werten lag. Insbesondere wurde noch keine Rücksicht auf den jeweiligen Verbundbereich¹⁰ genommen. Zwar sind in den Zeichnungen bei Mörsch überall Winkelhaken für die Verankerung dargestellt.

85 Der Gratsparren (Süd-Ost) hat als Druckglied eine Bügelbewehrung erhalten. An den Dachöffnungen ist die Dicke der Betonplatte zu erkennen.

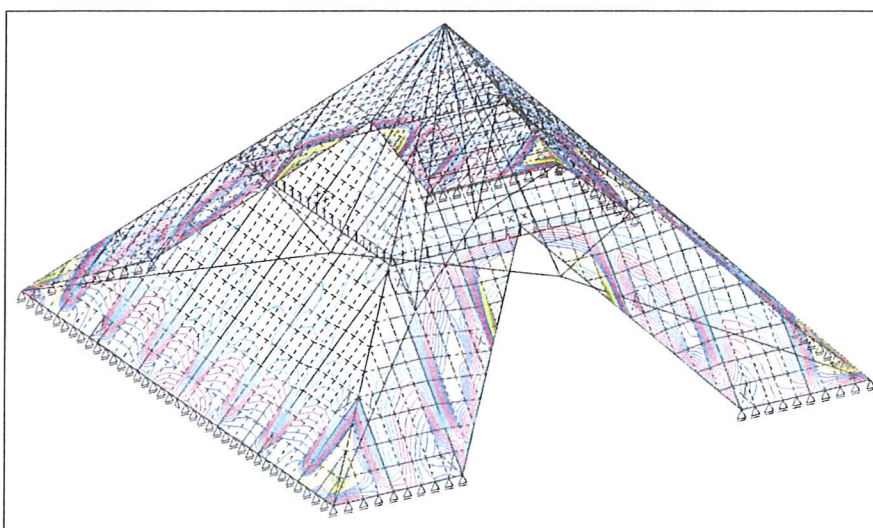




86 Darstellung der Sparren und Pfetten ohne die 7 cm dicke Platte. Die Stäbe sind für die statische Berechnung, die Schadensaufnahme und die Abrechnung der Sanierung nummeriert.



87 Darstellung der Zugstäbe des über die Diagonalen gespannten Sprengwerks.



88 Aus der Tragwerksanalyse: Auszug aus der Berechnung mit Hilfe der Finite-Elemente-Methode (FEM). Berücksichtigung der Wirkung der sieben Zentimeter dicken Dachschele. Durch die Farben wird der erforderliche Querschnitt der unteren Horizontalbewehrung in der Dachschele dargestellt.

Es war jedoch auch die Verankerung mit geradem Stabende denkbar. Da die berühmte, auch heute noch gebräuchliche Fachwerkanalogie von Mörsch zur Beschreibung des Schubtragverhaltens erst viele Jahre später erdacht wurde, war auch das zur Verankerungslänge hinzu zu addierende Versatzmaß noch nicht bekannt.

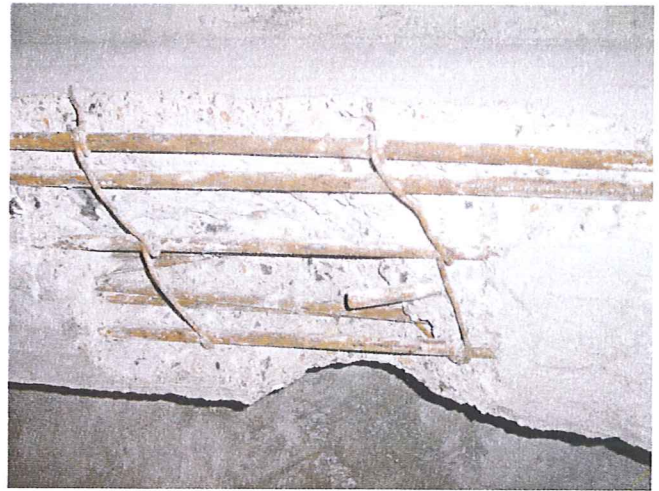
Aus den genannten Feststellungen ergibt sich, dass ein nach den damals geltenden „Leitsätzen“ konstruiertes Tragwerk nur dann auch heute noch als standsicher eingestuft werden kann, wenn bei der Materialausnutzung ausreichende Reserven vorhanden sind. Insbesondere sollten die Schubspannungen wegen der kaum vorhandenen Bügelbewehrung nicht über 0,50 bis 0,60 N/mm² liegen.¹¹

Materialuntersuchungen und Tragwerksanalyse

An bestimmten Stellen des Tragwerks wurden nach genauen Vorgaben der Tragwerksplaner Bohrkerne zur Untersuchung der Betondruckfestigkeit entnommen. Außerdem wurden diverse zerstörungsfreie Prüfungen mit dem Prellhammer durchgeführt. Die Auswertungen ergaben eine erstaunliche Druckfestigkeit, die überwiegend der eines heutigen B25 entspricht. Auch wenn je nach Zementart von einer Nachhärtung von 10 % bis 30 % gegenüber der 28-Tage-Festigkeit ausgegangen werden kann, lagen die Werte damit beachtlich weit über den seinerzeit vorausgesetzten Druckfestigkeiten.¹² Damit gelang den damaligen Betonbauern eine Qualität, die uns heute Rätsel aufgibt. Der vor Ort hergestellte Beton wurde nur durch Stochern und Schlagen gegen die Schalung verdichtet. Verdichtungsgeräte, wie sie uns heute zur Verfügung stehen, gab es noch nicht. Für die statische Berechnung wurde mit der Festigkeitsklasse B15 gerechnet, um restlichen Unsicherheiten zur Betonqualität im Konstruktionsinnern angemessen zu begegnen. Die an zwei Proben gemessene Stahlzugfestigkeit entspricht mit 389 und 410 MN/m² ziemlich genau den zur Bauzeit geforderten Werten. Aus den Untersuchungen geht weiter hervor, dass die Bewehrung überwiegend im carbonatisierten Bereich liegt und damit nicht mehr durch den Beton gegen Korrosion geschützt ist.

Die Hauptelemente des Tragwerks sind die vier Gratsparren zusammen mit zwei über die Diagonalen geführten Sprengwerken (Abb. 86 und 87). Zusätzlich gibt es Kehlsparren zu den Nebengiebeln. Die Sparren sind auf dem unteren Ringbalken, den Mittelpfetten und den Gratsparren aufgelagert und werden durch eine etwa 7 cm dicke Betonplatte überspannt. Die in Ortbetonbauweise hergestellten Bauteile sind alle monolithisch miteinander verbunden. Die Konstruktion des Hauptdaches und des darunter befindlichen Sterngewölbes sind statisch voneinander unabhängig. Allerdings wird die Auflast aus dem Hauptdach für die Zentrierung des Gewölbeschubs benötigt.¹³

Auf der Grundlage des Aufmaßes der Längen und Querschnitte wurden die Schnittgrößen zunächst am räumlichen Stabwerk ermittelt. Da an allen Knoten monolithische Verbindungen vorliegen, handelt es sich um ein hochgradig statisch unbestimmtes System, dessen Berechnung heute mit modernen Rechenprogrammen wesentlich genauer durchgeführt werden kann, als dies damals möglich war. In einer zweiten Berechnung wurde das Tragwerk mit Hilfe der Finite-Elemente-Methode (FEM) untersucht, um die Wirkung der 7 cm dicken Platte beurteilen zu können. Die Ergebnisse konnten



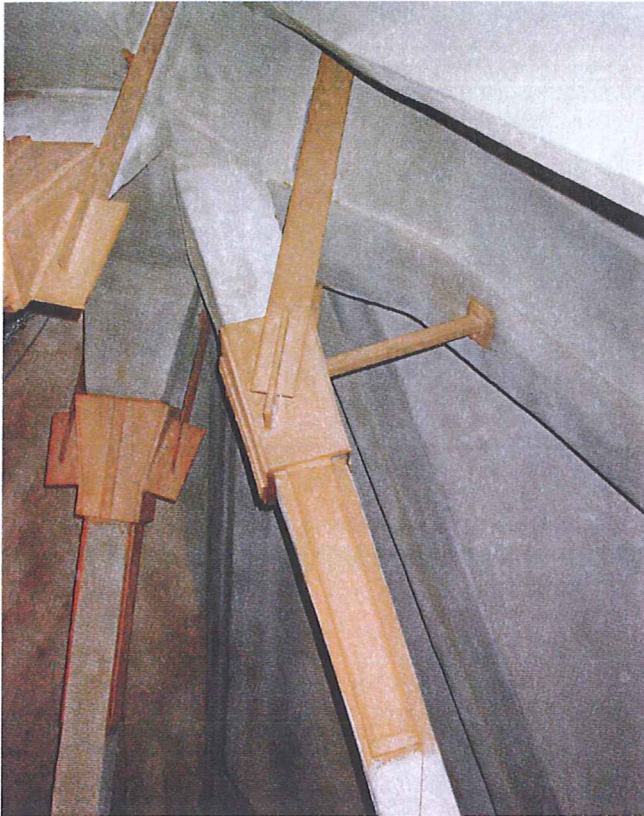
89 Der marode Beton ist entfernt. Die Bewehrungsstäbe des Gratsparrens liegen frei. Als nächstes erfolgt das Strahlen mit Feststoffen (Sandstrahlen).

90 Nach dem Strahlen mit Feststoffen (Sandstrahlen) wurde die Bewehrung durch zweifache Beschichtung gegen Korrosion geschützt. Der mit Spritzbeton zu reprofilierende Bereich ist eingeschalt.



grafisch dargestellt werden (Abb. 88). Es zeigten sich aber nur unwesentliche Abweichungen zur Stabtheorie. Lediglich die Zugstäbe der Sprengwerke erhielten wesentlich geringere Kräfte, weil die Platten über horizontale Zugspannungen die gegenseitige Verschiebung der Eckpunkte des Daches behindern. Dabei wurde jedoch ein verhältnismäßig hoher Bewehrungsgrad der Platten vorausgesetzt, der tatsächlich nicht vorhanden ist. Die vielen Risse in den Platten bestätigten dies. Der Einfluss der Faltwerkswirkung ist daher eher gering einzustufen.

Wesentlich für die Größe der Schnittkräfte sind die Auflagerbedingungen. Die Biegebeanspruchungen werden deutlich kleiner, wenn die Auflager horizontal unverschieblich vorausgesetzt werden. Hiervon konnte jedoch nicht ausgegangen werden, weil der Ringbalken und das darunter liegende Mau-



91 Die aufgeklebte Stahllaschen-Konstruktion verstärkt die Verankerung der Längsbewehrung im Firstpunkt.

erwerk vertikale Risse aufwiesen. Die Summe der Rissweiten einer Seite hatte etwa die gleiche Größenordnung wie die maximale gegenseitige Verschiebung der Eckpunkte (etwa ein Zentimeter) bei Annahme horizontal verschieblicher Auflager. Es wurde daher eine zwängungsfreie Auflagerung gewählt. Die Rechenergebnisse wurden, soweit möglich, mit der freigelegten Bewehrung verglichen. Bei der Biegebewehrung ergaben sich an allen erkennbaren Stellen Tragreserven. Lediglich die unteren Sparrenfelder der Ostseite waren bei entsprechender Wind- und Schneelast voll ausgenutzt. Hier wurden angesichts der vorhandenen Schäden Verstärkungsmaßnahmen erforderlich. Die an mehreren Stellen erkennbare Bewehrungsführung ließ den Schluss zu, dass die im Buch von Mörsch beschriebenen Kenntnisse seinerzeit bei der Planung bekannt waren und umgesetzt wurden. Der Einfluss der aus heutiger Sicht unzureichenden Schubbewehrung ist von nicht so entscheidender Bedeutung, da der Lastabtrag zum großen Teil über die Normalkräfte erfolgt. Die Ergebnisse der Tragwerksanalyse und der Schadensaufnahme wurden in einem Gutachten zusammengefasst.¹⁴

Planung und Ausführung der Sanierung

Auf der Grundlage einer genauen Katalogisierung der Schäden konnte die Sanierung geplant und die Vergabe vorbereitet werden. Die Randbedingungen waren, dass die Eigenlast des Tragwerks aus statischen Gründen nicht vergrößert werden

durfte und die Arbeiten in kleinen Schritten durchgeführt werden mussten, damit auf Überraschungen beim Abstemmen des schadhaften Betons reagiert werden konnte. Durch Sandstrahlen wurde die freiliegende Bewehrung vom Rost befreit und der Betonuntergrund für die Reprofilierung vorbereitet (Abb. 89). Mit einer zweifachen Beschichtung gemäß Instandsetzungsprinzip C der Richtlinie für Schutz und Instandsetzung von Betonbauteilen wurde der Korrosionsschutz wiederhergestellt (Abb. 90).¹⁵ Die Betonquerschnitte wurden mit Mörtel von Hand beziehungsweise bei größeren Schäden durch Spritzmörtel reprofiliert. Das Schließen der Risse erfolgte in den Zuggliedern kraftschlüssig mit Epoxidharz-Injektion. Die übrigen Risse wurden mit Zementleim verpresst. Nach dem Schließen der Poren und Lunker erhielten die Betonoberflächen eine Feinspachtelung. Da der Dachraum trocken und gut belüftet ist, konnte auf das Aufbringen eines Oberflächenschutzsystems verzichtet werden. Es kann davon ausgegangen werden, dass ein großer Teil der Korrosionsschäden in den Jahren 1944 bis 1948 entstanden ist, in denen die Dachkonstruktion ungeschützt der Witterung ausgesetzt war. Die Schadensstellen waren in den folgenden Jahren immer wieder geflickt, jedoch nicht nachhaltig saniert worden. An zwei Stellen waren Ertüchtigungsmaßnahmen erforderlich.

Die schrägen, in der Spitze zusammenlaufenden Zugglieder des Sprengwerks wiesen am Einbindepunkt in den Betonblock der Dachspitze ungewöhnlich große Risse auf, was nur mit einer unzureichenden Verankerung der Bewehrungsstäbe erklärt werden konnte. Die Zugglieder selbst hatten nur kleine Haarrisse und waren ausreichend bewehrt. Möglicherweise ist die Verankerung bei der Detonation der Sprengbombe von 1944 kurzzeitig überlastet gewesen und hat an der Eindringstelle zu den Rissen geführt. Für die Standsicherheit des Gesamttragwerks sind die Zugglieder und ihre Verankerung von entscheidender Bedeutung. Es wurde daher nach einer Möglichkeit gesucht, die Verankerung der Bewehrungsstäbe zu entlasten. Dabei sollte die optische Wirkung der Konstruktion möglichst wenig beeinträchtigt werden.¹⁶ Die Wahl fiel auf eine geklebte Stahllaschen-Konstruktion, mit der die Stelle der Risse überbrückt werden konnte (Abb. 91). Diese neuartige Form der Betonverstärkung hatte den Vorteil, dass keine Dübel notwendig waren, bei deren Herstellung die Beschädigung der Bewehrungsstäbe riskiert worden wäre. Auch für die Verstärkung der unteren Sparrenfelder der Ostseite wurde durch das unterseitige Aufkleben von Kohlefaser-Lamellen eine neuartige Technik eingesetzt und damit die Biegetragfähigkeit erheblich vergrößert. Im Gegensatz zu einer ebenfalls möglichen zusätzlichen Stahlkonstruktion sind die Lamellen optisch kaum wahrnehmbar.

Die Bauarbeiten begannen im Januar 2001 mit dem Aufbau des Gerüsts über dem Sternengewölbe, das den Grundriss von 16 mal 16 Metern frei überspannen musste, da weder das Gewölbe noch die Dachkonstruktion zusätzlich belastet werden durften. Die Auflagerung des zu diesem Zweck konstruierten Stahltragwerks war auf den vier Eckpfeilern des Kirchenraumes vorzusehen. Der freitragende untere Teil des Gerüsts verbleibt im Dachraum und dient nun der Aufnahme einer kleinen Besichtigungsplattform. Außerdem kann er für zukünftige Arbeitsgerüste als Unterkonstruktion verwendet werden. Ende Mai 2001 war die Betonsanierung und -verstärkung abgeschlossen. Die anspruchsvolle Baumaßnahme konnte durch die sehr vertrauensvolle Zusammenarbeit aller Beteiligten im vorher geschätzten Kostenrahmen durchgeführt werden.¹⁷

Durch die Sanierung wird die ungewöhnliche Dachkonstruktion weitere Jahrzehnte bestehen können. Die Bedeutung des Tragwerks liegt nicht alleine in der zeitlichen Nähe zu den ersten wissenschaftlich begründeten Bemessungsvorschriften für den Stahlbetonbau. Durch seine räumliche Tragwirkung und seine zum Teil sehr filigranen Stäbe stellt es sowohl in planerischer Hinsicht als auch handwerklich eine Meisterleistung dar. Zwar sind dem damaligen Tragwerksplaner auch Fehler unterlaufen. So hat er zum Beispiel das Hauptdach der Kirche und den Turm ebenfalls durch ein Stahlbetondach sehr starr miteinander verbunden. Dies hat zu Schäden durch Zwangskräfte geführt, die jedoch keine Bedeutung für die Standsicherheit haben. Die großen Schwierigkeiten, die das Herstellen des Ortbetontragwerks in mehr als fünfzehn Metern Höhe für die damalige Zeit bedeuteten, können an den oben genannten unteren Sparrenfeldern der Ostseite abgelesen werden. Hier hatte offensichtlich das Lehrgerüst nachgegeben, was zu einer Unterbrechung des Betoniervorgangs geführt hat. Erst nachdem die Schalung neu ausgerichtet war, konnte weiter betoniert werden. Die Sparren erhielten dadurch einen deutlich sichtbaren Knick.

Anmerkungen

¹ Paul Lossek, Chronik des katholischen Seelsorgebezirks Kiel-Nord, Teil I, 1909–1965.

² L. O. Vogler, Neuere Kirchenbauten in Kiel, Deutsche Bauhütte 1917, S. 88–91.

³ Ebda., S. 91.

⁴ Wie Anm. 1.

⁵ Mörsch war seit 1902 Vorstandsmitglied der Baufirma Wayss & Freytag. Von 1904 bis 1908 lehrte er als Professor an der ETH Zürich und von 1912 bis zu seiner Emeritierung im Jahre 1939 an der TH Stuttgart. Mehrere Ehrenpromotionen und Ehrenmitgliedschaften im deutschen und in ausländischen Beton-Vereinen sowie andere hohe Auszeichnungen zeugen von der hohen internationalen Anerkennung, die der bedeutende Forscher, Unternehmer und Lehrer genoss.

⁶ Emil Mörsch, Der Eisenbeton, seine Theorie und Anwendung, Hrg. Wayss & Freytag A.-G., Verlag von Konrad Wittwer, Stuttgart 1906.

⁷ Vorläufige Leitsätze für die Vorbereitung, Ausführung und Prüfung von Eisenbetonbauteilen, aufgestellt vom Verband deutscher Architekten- und Ingenieurvereine und dem Deutschen Beton-Verein, 1904, mit Anhang abgedruckt im Buch von Mörsch, siehe Anm. 6.

⁸ DIN 1045 Beton und Stahlbeton, Bemessung und Ausführung, Juli 1988.

⁹ Die Verbundspannungen werden zum Beispiel für die Verankerung gerader Stabstähle benötigt. Der Verbund zwischen Beton und Stahl wurde von Mörsch „Adhäsion“ genannt.

¹⁰ Es wird heute je nach Lage des Stahls im Betonquerschnitt zwischen gutem und weniger gutem Verbund unterschieden, was Auswirkung auf die zu wählende Verankerungslänge hat.

¹¹ Eberhard Berndt, Erhaltung und Verstärkung historisch wertvoller „Eisenbeton“-Konstruktionen, Bautechnik 77/2000, Heft 12.

¹² Hilsdorf, Beton, Beitrag im Betonkalender 1995, Verlag Ernst & Sohn.

¹³ Die höhere Auflast sorgt dafür, dass die resultierende Gesamtlast am Wandfuß eine kleinere Ausmitte gegenüber der Mittelachse der Wand hat.

¹⁴ Hans-Werner Oemig, Gutachtliche Stellungnahme zur Beurteilung der Standsicherheit des Hauptdaches der Pfarrkirche St. Heinrich und Vorschläge zur Sanierung, S. 1–8, 17. 7. 1999.

¹⁵ Deutscher Ausschuss für Stahlbeton (DAfStb): Richtlinie für Schutz und Instandsetzung von Betonbauteilen, August 1990.

¹⁶ Das gesamte Gebäude ist seit dem 1. 7. 2000 denkmalgeschützt.

¹⁷ Tragwerksanalyse, Planung und Überwachung der Sanierung: Ingenieurbüro Kettner + Oemig, Kiel. – Materialuntersuchungen: Materialprüfanstalt Eckernförde. – Bauleitung und Abrechnung: Architekten Dr. Werner + Wolf, Kiel. – Bauausführung: Max Giese Bau, Kiel. – Bauherr: Katholische Kirchengemeinde St. Heinrich, vertreten durch das Erzbischöfliche Amt Kiel. – Denkmalpflegerische Betreuung durch das Nordelbische Kirchenbauamt und das Landesamt für Denkmalpflege.