

# DER STAHLBAU

Verantwortliche Schriftleitung: Dr.-Ing. A. Hertwig, Geh. Regierungsrat, Professor an der Technischen Hochschule Berlin  
Berlin-Charlottenburg 2, Technische Hochschule. — Fernspr.: Steinplatz 0011

Beilage  
zur Zeitschrift

## DIE BAUTECHNIK

Fachschrift für das ge-  
samte Bauingenieurwesen

Preis des Jahrganges 10 R.-M. und Postgeld

3. Jahrgang

BERLIN, 21. Februar 1930

Heft 4

### Über die Bemessung und Ausführung von Hängegurten (Ketten und Kabeln).

Alle Rechte vorbehalten.

Von Baurat Dr.-Ing., Dr.-Ing. chr. F. Bohny, Sterkrade.  
(Schluß aus Heft 3.)

Auch in Europa besaßen wir früher eine größere Zahl von Hängebrücken mit größeren Spannweiten, die Kabel aus parallel gelegten Drähten besaßen. Ich nenne nur die beiden großen Hängebrücken über das Saanetal und über die Gotteronschlucht<sup>7)</sup> bei Freiburg in der Schweiz und den Drahtsteg über die Donau in Passau. Die meisten dieser Brücken sind im Laufe der Zeit durch andere Konstruktionen ersetzt worden, und wo sie als Hängebrücken geblieben sind, ersetzte man die Drahtkabel durch geflochtene Seile. Das ist doch auffällig. Auch die Tatsache, daß bei der Elisabethbrücke in Budapest und bei der Brücke über den Rhein zwischen Köln und Deutz nicht, wie es die an erster Stelle preisgekrönten Wettbewerbsentwürfe vorsahen, Kabelgurte zur Ausführung gelangten, sondern ausgesprochen Ketten, zeigt, daß man in Europa dem Spinnen paralleler Drähte immer noch großes Mißtrauen entgegenbringt, während man jenseit des Atlantik auf solche Weise hergestellte Kabel für unübertroffen hält.

Gegen die Verwendung geflochtener Seile bestehen folgende Bedenken: die weit größere Dehnbarkeit und die auch heute noch nicht genauer bekannten inneren Eigenschaften solcher Seile. Zunächst ist das Elastizitätsmaß geflochtener Brückenseile — runddrähtiger oder verschlossener Konstruktion — wesentlich geringer als das des einfach gelegten Drahtes<sup>8)</sup>. Dieser Wert ist aber entscheidend für die Verteilung der Lasten auf Hängegurt und Versteifungsträger. Je nach seiner wirklichen Größe können Hängegurt und Versteifungsträger über- oder unterbelastet, kann die vorgesehene Durchbiegung der Brücke über- oder unterschritten werden. Das Elastizitätsmaß wird sich auch nach der Bauart der Seile ändern, vielleicht auch mit der Belastung, und das selbst bei gut vorgereckten Seilen. Das bei der Berechnung zu berücksichtigen, dürfte nicht einfach sein. Als noch nicht aufgeklärte innere Eigenschaft möchte ich die Beanspruchung der Seile bei ihrer Biegung über die Sättel der Pylonen und bei etwaigen Umlenkungen an den Auflagern — vor den Verankerungen — bezeichnen, also an den Punkten, wo ausgesprochen Biegung und Zug herrschen. Es ist zweifellos, daß an diesen Stellen die äußeren Drähte erhebliche Zusatzbeanspruchungen erfahren. Schließlich wäre noch die Frage zu beantworten, wie sich der Zug auf die einzelnen Drahtlagen verteilt, d. h. wie jeder Draht und jede Drahtlage am Gesamtzug teilnimmt. Von all diesen Fragen hängt letzten Endes die Sicherheit des Hängegurtes ab. Hier kann wohl nur der eingehende Versuch in Verbindung mit genauen Feinmessungen Aufschluß geben.

Einen Vorteil hat indessen die Verwendung in der Fabrik fertig hergestellter Seile. Das ist die große Ersparnis an Montagezeit. Die Seile können vorzeitig in der Werkstätte geschlagen, mit den nötigen Seilköpfen versehen, vorgereckt und so rechtzeitig zur Baustelle zum Einlegen gebracht werden. Die Zeit, die die Amerikaner mit dem Spinnen der Paralleldrahtkabel benötigen, kann größtenteils gespart werden. Bei der Köln-Mülheimer Brücke hat sich diese Maßnahme besonders vorteilhaft erwiesen. Diesen Vorteil haben natürlich auch Paralleldrahtseile, wenn sie nach dem Ohio-Verfahren am Ufer hergestellt werden.

Die zweite wichtige Form des Hängegurtes ist die Kette. Über die Vor- und Nachteile der Kette ist bereits bei den Betrachtungen über die Tragfähigkeit der verschiedenen Gurtbeanspruchungen das Nähere gesagt worden. Es ist dort darauf hingewiesen worden, daß mit einer Kette niemals die Spannweiten erreicht werden können, wie das mit dem Draht

möglich ist, und die Kurven der Abb. 5 drücken das klar und deutlich aus. Selbst der amerikanische „heat treated“-Stahl hat als Grenzwert  $l_{zul} = 2800$  m.

Andererseits müssen als Vorteile der Kette hervorgehoben werden: die Möglichkeit, alle Teile — Glieder und Bolzen — in der Werkstatt genauestens herzustellen und sie ganz nach den auftretenden Kräften zu bemessen; die Möglichkeit, mehr Lasten — vom Versteifungsträger, von der Verkehrslast — an den Hängegurt zu bringen, indem die größere Masse der Kette ausgenutzt wird.

Wie sehr bei großen Spannweiten die Mengen von Kabel und Kette auseinandergehen, zeigen am besten die Ausschreibungszahlen für die große Hudsonbrücke, bei der Amman für beide Gurtformen Angebote einholte. Aus Zusammenstellung III sind die einzelnen Daten ersichtlich.

#### Zusammenstellung III.

Vergleich der hauptsächlichsten Gewichte beim Ketten- und Kabelentwurf bei der großen Hudsonbrücke von Amman.

	Nr.	Ketten- entwurf t	Kabel- entwurf t	Material
Kabel . . . . .	1	—	26 400	Gezogener Stahldraht.
Kette . . . . .	2	54 400	—	„heat treated“-Material
Pylonen . . . . .	3	40 000	35 400	Kohlenstoff- und Siliconstahl
Rückverankerung .	4	9 800	9 750	„heat treated“-Material für die Augenstäbe und Bolzen, Kohlenstoff- und Siliconstahl
Versteifungsträger	5	—	—	—
Fahrbahn . . . . .	6	13 700	14 000	Kohlenstoff-, Silicon- und etwas Nickelstahl
Auflagerteile . . .	7	2 300	2 400	Gußstahl und Gußeisen
Probestäbe der Kettenglieder .	8	1 680	120	—

Bemerkungen: Zu 1. Einschließlich des Umhüllungsdrahtes.  
2. Augenstäbe der Kette mit ihren Bolzen.  
3. Augenstäbe mit ihren Bolzen, übrige Konstruktion der Ankerglieder und Ankerroste.  
4. Wird vorerst nicht ausgeführt.  
5.  $\sim 3\%$  der Kettenglieder in der Brücke.

Das Hauptbauelement einer Kette ist das Kettenglied mit den Augen an den beiden Enden. Über die Gestaltung der Augen und über die Art ihrer Herstellung bestehen die verschiedensten Formeln und Werkstattmethoden. Die Amerikaner stellen die Kettenglieder — die Eye bars — durchweg durch Stauchen und Pressen der Stabenden in glühendem Zustande her. Bei der Elisabeth-Hängebrücke in Budapest wurden die Kettenstäbe aus dem vollen Blech herausgearbeitet. Bei anderen Kettenbrücken — Köln-Deutz, Humboldthafenbrücke Berlin usw. — wurde das Auge durch aufgenietete Verstärkungen hergestellt.

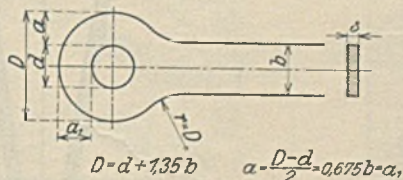


Abb. 18. Kreisförmige Augenform der amerikanischen Kettenglieder.

Die in Amerika zur Zeit übliche Augenform ist die Kreisform (Abb. 18). Die Stärke — Breite — des Auges beträgt durchschnittlich  $a = 0,675 b$ , so daß der Gesamtdurchmesser des Auges  $D = d + 1,35 b$  wird.

<sup>7)</sup> Saanetalbrücke, erbaut 1832 bis 1834, Stützweite 273 m und Gotteronschluchtbrücke, erbaut 1834 bis 1840, Stützweite 227 m.

<sup>8)</sup> Nach der Festschrift zur Eröffnung der Köln-Mülheimer Brücke (Berlin 1929, Verlag von Wilhelm Ernst & Sohn) besitzen die bei diesem Bauwerk verwendeten verschlossenen Seile von 80 mm Durchmesser einen durch Versuche festgestellten Elastizitätsmodul von nur 1650 t/cm<sup>2</sup>, während der einfach gezogene Draht einen solchen von rd. 2100 t/cm<sup>2</sup> besitzt.



Von der früheren ovalen Form ist man abgekommen. Die gängigen Abmessungen sind  $b = 10'', 12'', 14'', 16''$  oder 254, 305, 356 und 406 mm und  $\delta = 1\frac{1}{8}''$  bis  $2''$  oder 29 bis 51 mm. Diese Bemessungsweise entspricht der Erfahrung, Zerreißproben mit solchen Stäben ergaben stets einen Bruch im vollen Stabquerschnitt.

Es ist allerdings fraglich, ob bei dieser Form die Spannungen im Auge selbst gut verteilt sind. Nach einer neueren Arbeit<sup>9)</sup> sind auch bei gut eingepaßten Bolzen — wodurch größere Formänderungen des Auges verhindert werden — größere Werte von  $a$  und  $a_1$  als  $0,675b$  am Platze, sollen keine Überbeanspruchungen der inneren Augenränder stattfinden. Nach dieser Untersuchung wäre die ovale Form entschieden die bessere,  $a$  wäre zu mindestens  $0,7b$  zu wählen,  $a_1$  zu  $1,0b$ . Dabei ist namentlich auf einen recht schlanken Übergang vom Schaft zum Kopfe zu sehen.

Als Beispiel eines Kettengliedes mit durch aufgenietete Beilagen verstärkten Augen sei ein Glied der Kette der Kettenbrücke über den Rhein zwischen Köln und Deutz gewählt (Abb. 19). Das Material dieser Kette besteht aus einem Chromnickelstahl, weshalb die Beanspruchungen zu 1,6-fach der Beanspruchungen bei einer Ausführung in St 37 gewählt wurden, nämlich zu:

$$1,6 \cdot 1100 = 1760 \text{ kg/cm}^2 \text{ für senkrechte Lasten}$$

$$1,6 \cdot 1350 = 2160 \text{ „ bei Berücksichtigung aller Lastenflüsse,}$$

beide Werte um 5% geringer an der geschwächten Stelle des Stabauges.

Bei  $Z = 360 \text{ t}$  wird dann:

$$F = 216 - 2 \cdot 2,0 \cdot 2,4 = 206,4 \text{ cm}^2$$

(Abzug 2 Niete zu 20 mm),

somit ist die Beanspruchung im vollen Stabquerschnitt

$$\frac{360\,000}{206,4} = 1740 \text{ kg/cm}^2 \quad \sigma_{zul} = 1760 \text{ kg/cm}^2.$$

Im schwächsten Teile des Stabauges ist

$$F = 2 \cdot 30,0 (0,9 + 2,4 + 0,9) - 4 \cdot 2,0 (0,9 + 2,4 + 0,9) = 218,4 \text{ cm}^2$$

(Abzug 4 Niete zu 20 mm),

somit ist an dieser Stelle die Beanspruchung

$$\frac{360\,000}{218,4} = 1650 \text{ kg/cm}^2 \quad \sigma_{zul} = 0,95 \cdot 1760 = 1670 \text{ kg/cm}^2.$$

Vom durchlaufenden Kettenstab werden unmittelbar auf den Bolzen übertragen

$$360 \cdot \frac{2,4}{4,2} = 206 \text{ t,}$$

während die beiden Beilagen je 77 t zu übernehmen haben. Ihr Anschluß erfolgt durch je 66 Niete von 20 mm Durchmesser, also mit reichlich großem Scherquerschnitt.

Der Leibungsdruck auf den Bolzen von 300 mm Durchmesser beträgt

$$\sigma_l = \frac{360\,000}{30 \cdot 4,2} = 2860 \text{ kg/cm}^2$$

gegen  $\sigma_{zul}$  von  $1,8 \cdot 1760 = 3168 \text{ kg/cm}^2$ .

Solange es sich um nicht allzu große Brückenabmessungen handelt — bei Straßenbrücken vielleicht bis zu 250 m Spannweite —, wird es möglich sein, mit einer einzigen Schar von Kettengliedern den Hängergurt zu bilden. Aber auch da werden die einzelnen Glieder bereits breit und schwer und der Unterhalt, das Streichen zwischen den Gliedern, schwierig.

Bei der Elisabeth-Hängebrücke über die Donau in Budapest mit 290 m Stützweite der Ketten mußte man bereits zur Doppelkette übergehen und die Fahrbahn abwechselnd an die oberen und unteren Knoten anhängen. Werden die Kräfte im Kettengurt noch größer, so häufen sich die baulichen Schwierigkeiten. Das bislang größte Problem dieser Art bildete wieder die Hudsonbrücke von Amman. Die größte Kraft im Hängergurt betrug beim Kettenentwurf aus Eigenlast, Verkehrslast und Temperatur, und zwar je Tragrand rd. 75 000 t! Hierfür hatte Amman eine vierfache Kette

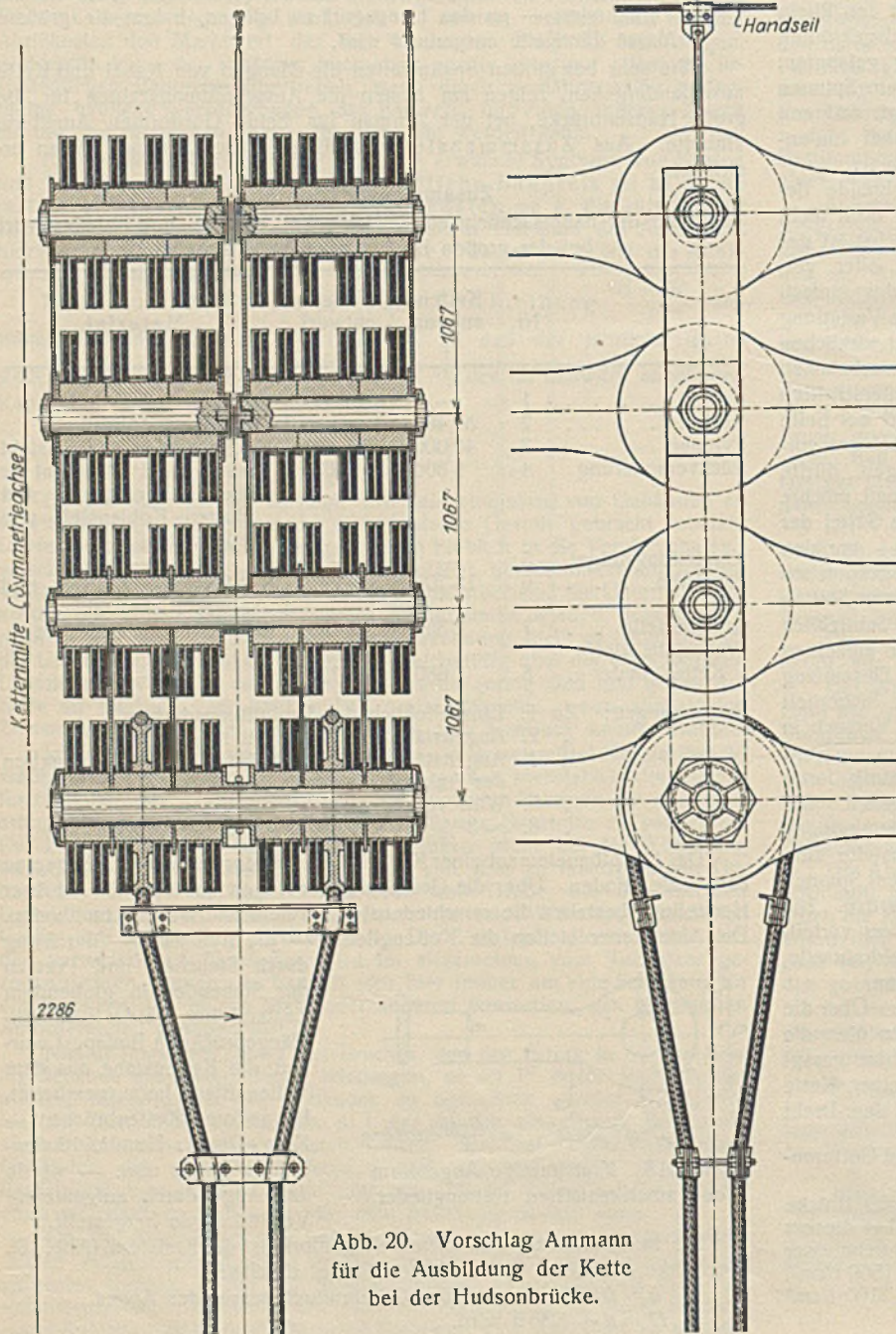


Abb. 19. Ausbildung der Augenform für die Kettenglieder der Kettenbrücke zwischen Köln und Deutz.

Abb. 20. Vorschlag Ammann für die Ausbildung der Kette bei der Hudsonbrücke.

vorgesehen, bestehend aus je 24 Kettengliedern nebeneinander, insgesamt somit einen Gurt von  $4 \times 24 = 96$  Gliedern in demselben Querschnitt! Der Querschnitt jedes Augenstabes war an der betreffenden Stelle — erstes landseitiges Gurtglied nächst den Türmen — mit  $406,4 \times 57,15 \text{ mm} = 232 \text{ cm}^2$  vorgesehen, so daß der Gesamtquerschnitt  $22\,300 \text{ cm}^2$  betrug und die Beanspruchung  $\frac{75\,000}{22\,300} = 3,35 \text{ t/cm}^2$ . Über den zur Verwendung vorgeschlagenen „heat treated“-Stahl ist bereits bei den Tragkraftkurven (Abb. 5) berichtet worden. Mit der ermittelten Beanspruchung würde die Sicherheit gegen Bruch noch mindestens  $\frac{7,38}{3,35} = 2,2$  fach, gegen bleibende Dehnung noch mindestens  $\frac{5,27}{3,35} = 1,6$  fach gewesen sein. Die halbe Kette erhielt mit diesen Abmessungen schon in Brückenmitte eine Höhe von rd. 3,6 m und eine Breite von rd. 1,9 m (Abb. 20), während

<sup>9)</sup> Dr.-Ing. J. Mathar, Über die Spannungsverteilung in Stangenköpfen. Doktor-Dissertation der Technischen Hochschule Aachen. Heft 306 der Forschungsarbeiten vom VDI.



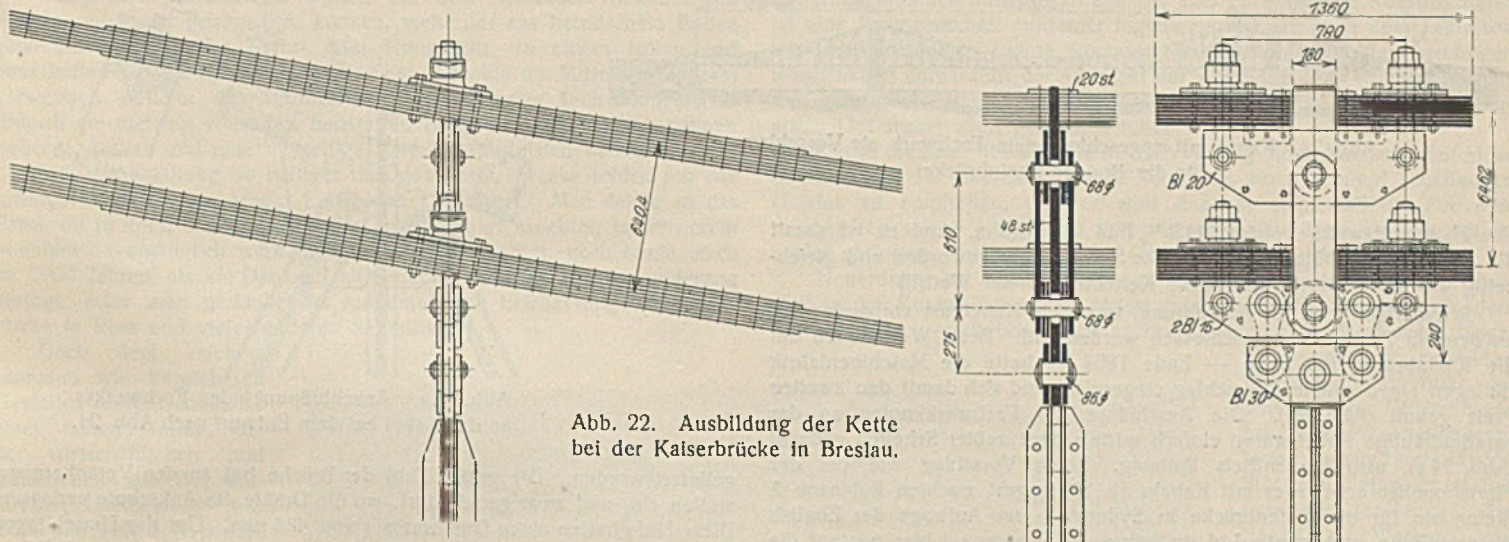


Abb. 22. Ausbildung der Kette bei der Kaiserbrücke in Breslau.

gegen die Türme zu und in den Seitenöffnungen sich noch weit größere Maße ergaben. Es ist zweifellos, daß eine solche Massierung von Lamellen große Bedenken hat. Man fragt sich vor allem, ob auch bei genauester Herstellung der einzelnen Augenstäbe und der zugehörigen Bolzen eine wirklich gleichmäßige Beanspruchung im ganzen Querschnitt erreicht werden kann<sup>10)</sup>. Dazu kommen Spannungen, die zweifellos durch einseitige Wärmeeinwirkungen — von oben, von unten, übereck — der Sonne, des Windes usw. entstehen können und entstehen werden, die ziemlich Werte erreichen können. Da

$$\sigma = \xi t E$$

—  $t$  = Temperaturunterschied,  $\xi$  = Ausdehnungsbeiwert des Stahles —, so ergibt sich schon bei  $10^\circ$  Unterschied im Wärmegrad der einzelnen Stäbe und da eine Längenänderung so ziemlich ausgeschlossen ist, ein Spannungsunterschied von

$$\sigma = \frac{10 \cdot 2000}{80\,000} = \pm 0,25 \text{ t/cm}^2.$$

Bauliche Schwierigkeiten ergeben sich auch bei der Lagerung einer solchen vierfachen Kette auf den Türmen. Zu welcher eigenartigen Lösung Amman kam, ist aus Abb. 21 ersichtlich. Um die aufgetürmten Einzelstützen, die Kettenglieder und Kettenbänder in gegenseitiger Lage zu halten, war es nötig, noch besonders kurze Schrägglieder einzufügen.

Nach der Fertigstellung der Brücke wirken die Türme als unten eingespannte Balken. Sie sind entsprechend auf Druck und Biegung bemessen. Für die Ausführung des Hängegurtes als Kabel gilt dasselbe, indem die bei der Aufstellung zuerst vorgesehene Rollenlagerung durch einen Verguß mit Hartblei in eine feste Lagerung verwandelt wird.

Eine ungewöhnliche Kettenform, eine Flachkette, ist von Trauer<sup>11)</sup> bei der Kettenbrücke — Kaiserbrücke — über die Oder in Breslau zur Ausführung gewählt worden. Die Stützweite der Kette beträgt 126,6 m. Die charakteristischen Einzelheiten dieser Gurtform sind aus Abb. 22 ersichtlich. Die Ausführung erfordert, wenn sie als Tragglied gut wirken soll, besonders sorgfältige Werkarbeit. Die Aufhängungen mit den vielen Gelenken und Waagebalken dürften auch ziemlich teuer geworden sein. Bei einer Breite des Gesamtgurtes von 1,36 m werden auch die oben erwähnten Nebenspannungen durch einseitige Wärmeeinwirkungen eintreten.

Die größere Masse der Kette bewirkt eine günstigere Verteilung der Verkehrslasten als beim Kabel. Der Wert von  $F$  — Scheitelquerschnitt der Kette — befindet sich sowohl bei Ritter, Gl. 6, wie bei Müller-Breslau, Gl. 7, im zweiten Gliede des Nenners vom Verteilungswert  $\beta$  bzw.  $\nu$ , und zwar dort wieder unterm Strich. Mit wachsendem  $F$  nähert sich daher der Verteilungswert immer mehr dem Wert 1 und erreicht diesen Wert bei

<sup>10)</sup> Die betreffende Vorschrift von Amman lautete: Augenstäbe, die nebeneinander in der Konstruktion sich befinden, sollen gleichzeitig an beiden Enden gebohrt werden. Das Bohren soll so genau erfolgen, daß, wenn zwei beliebig ausgewählte Augenstäbe nebeneinandergelegt werden, die Bolzen vom erforderlichen Durchmesser an beiden Enden gleichzeitig ohne Anwendung von Schlägen durch die Löcher hindurchgesteckt werden können.

<sup>11)</sup> S. „Der Eisenbau“ 1911, Nr. 2, S. 45 bis 66 und Nr. 3, S. 118 bis 130.

$F = \infty$ , wie ohne weiteres verständlich ist. Unter sonst gleichen Verhältnissen wird somit bei einer Kettenbrücke ein größerer Teil der Verkehrslast an den Gurt gehen als bei einer Kabelbrücke.

Das gilt natürlich auch bei Kabelbrücken mit ungewöhnlich großen Abmessungen. Amman macht von dieser Tatsache bei seiner Hudsonbrücke Gebrauch, indem er zunächst den Versteifungsträger gar nicht einbaut. Erst später, wenn die untere Fahrbahn für die Schnellbahnzüge eingebaut wird, wird es nötig sein, auch den Versteifungsträger einzubauen. Die Höhe dieses Trägers ist zu 8,85 m vorgesehen, so daß das Verhältnis zur Stützweite rd.  $\frac{1}{120}$  beträgt, was als sehr gering bezeichnet werden muß.

Abschließend möchte ich noch kurz auf die Hängebrückenform hinweisen, bei der der Obergurt des Versteifungsträgers mit dem Hängegurt zusammenfällt. Ist letzterer eine Kette, so ist die Ausbildung der ganzen Bauwerkstruktur ohne weiteres klar; es handelt sich dann um einfache Brückenknoten, die genietet oder mit Gelenken versehen sind. Das größte

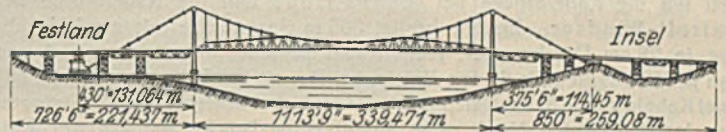


Abb. 23. Brücke über einen Meeresarm bei Florianopolis.

Beispiel einer solchen Ausführung ist die schon bei den „heat treated“-Augenstäben erwähnte, von Robinson & Steinmann in New York entworfene und überwachte Brücke über einen Arm des Atlantischen Ozeans bei Florianopolis im brasilianischen Staate Santa Catharina (Abb. 23<sup>12)</sup>).

<sup>12)</sup> Näheres s. Paper Nr. 1662 der Americ. Soc. of Civil Engineers.

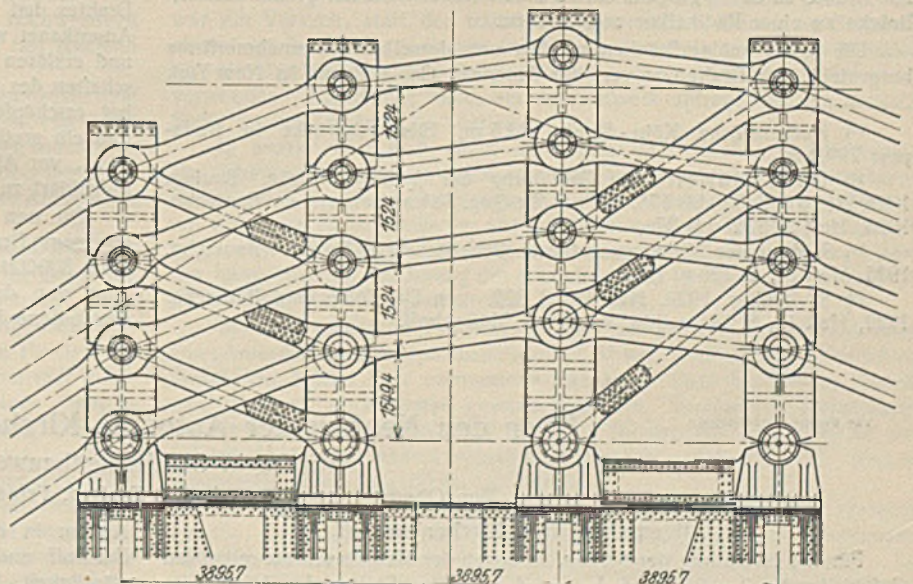


Abb. 21. Vorschlag Ammann für die Lagerung der Kette auf den Pylonen bei der Hudsonbrücke.



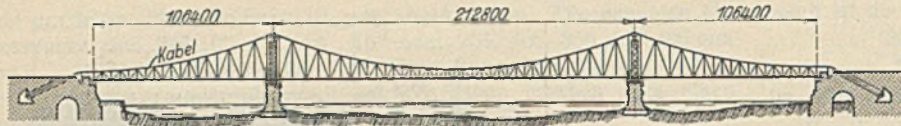


Abb. 24. Kabel mit angeschlossenem Fachwerk als Vorschlag für die Bonner Rheinbrücke.

Die Hauptstützweite beträgt  $1113 \frac{3}{4}$  Fuß = 339,5 m, und es ist damit die Brücke die größtgespannte Brücke Südamerikas geworden und gleichzeitig die am weitesten gespannte Kettenbrücke der Welt.<sup>13)</sup>

Schwieriger wird die Ausföhrung, wenn ein Kabelgurt vorhanden ist, an den ein Fachwerk angeschlossen werden soll. Beim Wettbewerb um die Rheinbrücke bei Bonn — Ende 1894 — hatte die Maschinenfabrik Eßlingen einen solchen Vorschlag eingereicht und sich damit den zweiten Preis geholt (Abb. 24). Die Anschlüsse der Fachwerkknoten an das paralleldrätige Kabel waren einfach mittels angepreßter Schellen gedacht (Abb. 24 a), also nur mittels Reibung. Einen Vorschlag wie bei der Florianopolisbrücke, aber mit Kabeln als Hängegurt machten Robinson & Steinmann für die Hafenbrücke in Sydney — im Auftrage der English Electric Comp. of Australia Ltd. in Sydney —, und es sei hier nur auf die entsprechenden Veröffentlichungen von G. Müller und vom verstorbenen Professor Dr.-Ing. Schachenmeier verwiesen.<sup>14)</sup> Eine einwandfreie Lösung dieser Verbindung von Fachwerkkonstruktion und rundem Kabel — von mir kurz der „Kabelknoten“ genannt — gibt es meines Wissens noch nicht. Es darf nicht übersehen werden, daß bei dieser Verbindung viel größere Kräfte zur Übertragung gelangen, als bei der einfachen Hängestange einer normalen Hängebrücke. Ohne künstliche Verdickung des Kabels an der betreffenden Stelle wird man im Ernstfalle bei großen Ausführungen nicht auskommen.<sup>15)</sup>

Als Vorteil dieser Trägerform muß man bezeichnen, daß der Versteifungsträger an den Stellen der größten Verkehrslastmomente, an den  $\frac{1}{3}$ - bis  $\frac{1}{4}$ - Punkten der Stützweite, auch seine größte Höhe erhält.

Nachtrag.

Während der Niederschrift dieser Ausführungen kam aus den Staaten die aufsehenerregende Nachricht, daß bei zwei im Bau begriffenen Hängebrücken die ganzen Kabel wieder entfernt werden müßten, da sich in einzelnen Strängen zahlreiche Drahtbrüche gezeigt hätten<sup>16)</sup>. Es handelt sich um die Kabelbrücke bei Mount Hope und die Kabelbrücke bei Detroit-Windsor. Erstere besitzt 365 m Spannweite mit zwei Kabeln von je 28 cm Durchmesser, jedes Kabel bestehend aus sieben Strängen von je 350 Drähten Nr. 6. Die Brücke bei Detroit hat 564 m Spannweite mit zwei Kabeln von je 51 cm Durchmesser, jedes Kabel bestehend aus 37 Strängen von je 216 Drähten Nr. 6. Die Mount-Hope-Brücke war bei der Entdeckung der Drahtbrüche schon nahezu fertiggestellt und man war mit dem Aufbringen der Betonfahrbahn begriffen. Bei der Detroit-Brücke waren bereits die Kabel fertig gesponnen und man war mit dem Anhängen des Versteifungsträgers beschäftigt.

Die Drahtbrüche wurden zuerst bei der Detroit-Brücke in geringer Zahl festgestellt, so daß man ihnen keine besondere Beachtung schenkte. Als aber bei der Mount-Hope-Brücke die Zahl der Drahtbrüche sich erheblich vermehrte, ja sogar an einem Strang von 350 Drähten insgesamt 250 Drähte zu Bruch gingen, mußte man sich auch bei der großen Detroit-Brücke zu einer Radikalkur entschließen.

Die Kabel beider Brücken wurden von derselben Unternehmerfirma hergestellt, der Draht war von der American Cable Comp. in New York

<sup>13)</sup> Kettenbrücke Köln-Deutz 184,5 m, Elisabethbrücke in Budapest 290,0 m.

<sup>14)</sup> Dr. G. Müller. Die Gestaltung der Sydney-Brücke. Bauing. 1924, Heft 18, S. 559 bis 575. — Prof. Dr.-Ing. Schachenmeier. Bautechn. 1925, Heft 3, S. 25 bis 27.

<sup>15)</sup> S. dazu den Meinungs-austausch Schachenmeier-Bohny. Bautechn. 1925, Heft 11, S. 125 u. 126.

<sup>16)</sup> S. Bauing. 1929, Heft 18, S. 322, von Dr. Tölke und Bautechn. 1929, Heft 12, S. 143 u. 144, von Prof. Müllenhoff.

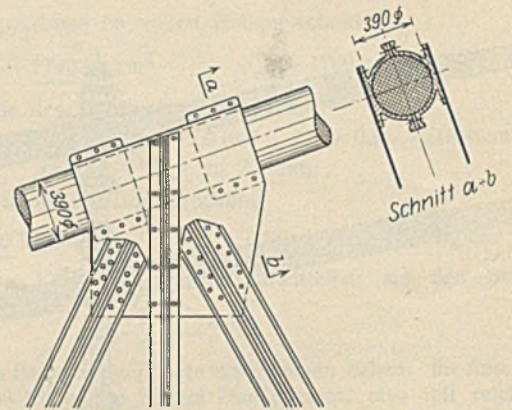


Abb. 24a. Anschlußpunkt des Fachwerkes an das Kabel bei dem Entwurf nach Abb. 24.

geliefert worden. Die größte Zahl der Brüche trat an den Verankerungsstellen ein, und zwar gerade dort, wo die Drähte die Ankerhufe verlassen. Diese Hufe hatten einen Durchmesser von 484 mm. Um das Umschlingen des Drahtes um die Hufe zu erleichtern, war — entgegen der üblichen Arbeitsweise — der Draht an diesen Stellen um eine Scheibe von 242 mm vorgebogen worden, ein Zeichen, daß er eine ungewöhnliche Steifigkeit besaß. Es war zum ersten Male ein „heat treated“-Draht verwendet worden statt des zuerst in den Bedingungen vorgesehenen und auch sonst üblichen „kalt gezogenen“ Drahtes. Nach den amerikanischen Veröffentlichungen ergibt sich folgender Vergleich:

Drahtmaterial	vorgesehen kalt gezogen	verwendet warm behandelt
Drahtdurchmesser . . . . .	4,88 mm	4,88 mm
Festigkeit . . . . .	151,2 kg/mm <sup>2</sup>	155,0 kg/mm <sup>2</sup>
Streckgrenze (yield point) . . . . .	101,0	133,9
in % der Festigkeit	65 %	85 %
Dehnung auf 10" (254 mm) . . . . .	4	4
Kontraktion in % . . . . .	?	30
Wickelprobe um . . . . .	25,4 mm Durchm.	19,5 mm Durchm.

Der Hauptunterschied liegt also in der Streckgrenze, obwohl für deutsche Verhältnisse eine solche von 65 % für kalt gezogenen Draht als viel zu niedrig, ein solcher von 85 % für warm behandelten Draht als reichlich hoch bezeichnet werden muß. Offenbar wurde aber ein mehr oder weniger abgeschreckter Draht mit sehr geringer Biegsamkeit verwendet, der — da er in der Fabrik nur einen Zug erfordert — zudem sich noch besonders billig erweist. Er hat mehr körnige Struktur und ist empfindlich gegen Vibrationen. Demgegenüber muß der kalt gezogene Draht bei seiner Herstellung mehrere Züge durchlaufen, er wird dadurch biegsamer, sehnig im Gefüge und ohne weiteres für die Umschlingungen an den Kabelschuhen brauchbar. Er ist allerdings auch teurer als der abgeschreckte Draht.

Die erstmalige Verwendung des neuen und billigeren „heat treated“-Drahtes hat sich bei den obigen beiden Brücken bitter gerächt. Die Amerikaner wollen zwar noch nicht an einen Mißgriff im Material glauben und erklären die Vorkommnisse auf besondere und noch ungeklärte Eigenschaften des verwendeten Drahtes. Das United States Bureau of Standards hat erschöpfende Proben des ausgebauten Drahtes an sich genommen und ein großes Programm für die Prüfung aufgestellt. Man erwartet aber nicht, vor Ablauf von ein bis zwei Jahren die Ursache des Mißerfolges aufgeklärt zu bekommen.

Die neu fertiggestellten Kabel bestehen aus gewöhnlichem, kalt gezogenem Draht. Die Verluste betragen bei der Mount-Hope-Brücke etwa 300000 \$ und bei der Detroit-Brücke etwa 1200000 \$. Sie wurden ganz von den Unternehmern der Brücken getragen, da diese für das empfohlene Material verantwortlich waren. Eine kostspielige Lehre!

Alle Rechte vorbehalten.

## Über den Neubau der Antonius-Kirche in Schneidemühl.

(Kirche in Stahlskelettbauweise).

Von Oberregierungs- und -baurat Dr.-Ing. Friedrich Herbst, Berlin.

### 1. Allgemeines über Kirchenbaustoff.

Für die Errichtung der Stätten, in denen der Mensch seinem religiösen Gefühl Ausdruck verlieh, d. h. für die heiligen Stätten des Altars, der Kanzel, des Kreuzes und der Taufe, und zwar bei den Kulturvölkern für den Bau von Kirchen, herrschte von jeher das heiße Bestreben vor, zum

Aufbau in der Architektur und Kunst der jeweiligen Zeitpoche einen Baustoff und ein Gefüge zu verwenden, die den Charakter der Beständigkeit, Monumentalität, Formgestaltung und Wetterfestigkeit in sich trugen. Die Kirchen sind bei allen Völkern immer Dokumente der Baukunst und der Kultur gewesen.



Bei diesen Sakralbauten wurde, um dem sichtbaren Ausdruck von Würde und Pietät genügen zu können, meist der aus heimischem Boden gewonnene Stein, der Natur- oder Kunststein, in einem festen und dauerhaften Gefüge oft mit recht großem Aufwand an Mitteln und Form verwendet, weil er den Stürmen der Zeit, mitunter auch feindseligem Eingriff am meisten von allen Baustoffen zu trotzen schien, ferner einen sicheren Aufbau und eine vielseitige Form gewährleisten konnte.

Für die Erfüllung so heiliger und geweihter Zwecke schien nur der massigste Aufbau von langer Lebensdauer geeignet. Man denke an das Pantheon in Rom, das, 25 Jahre vor Christi Geburt errichtet, in schwerem Steinbau unvergänglich werk- und kunstgerecht gefügt, noch heute, nach rd. 2000 Jahren, als ein Denkmal altrömischer Baukunst uns Bewunderung abringt; oder man gedenke der monumentalen Erscheinung der Peterskirche in Rom und vieler anderen Sakralbauten.

Doch dem reichen, formalen wie bausicheren Gestalten dieser Denkmäler einer hohen Kultur, die der wirtschaftlichen und technischen wie der kulturellen Entwicklung von Volk und Zeit unterliegen, sind insofern bestimmte Grenzen gesetzt, als die Mittel für die ersehnte Bau- und Kunstform im Zwange bestehender Verhältnisse nicht immer verfügbar sind und der Wandel der Erzeugung und Bearbeitung von Werkstoff im Laufe der Zeiten auch auf den Kirchenbau nicht ohne Einfluß blieb. Dieser paßte sich den material-technischen und konstruktiven Fortschritten im Bauwesen, aber auch den Bestrebungen zum sparsamen Bauen an, ohne bei Verwendung von solchem, dem Stein gleichwertigen Material an Würde und Lebensdauer einbüßen zu müssen.

Die Verwendung eines solchen, den statischen und konstruktiven Erfordernissen in viel höherem Maße als der übliche Steinbau genügenden Baustoffs schuf für den Kirchenbau die erstrebenswerte Möglichkeit, dem Verlangen des Architekten nach hochstrebendem und weitem Raum, nach schlanken Säulen sowie nach Freiheit der Übersicht und Bewegung in der Kirche immer mehr zu entsprechen.

Was in früheren Jahrhunderten und Jahrzehnten große Baustoffmassen nötig machte, um weite und hohe, von Kuppeln und Gewölben gekrönte, durch gewaltige Strebepfeiler in der Wand gestützte Kirchenräume zu schaffen, kann bei der Verwendung neuzeitlichen und hochwertigen Baustoffs nach den Gesetzen einer verfeinerten Baustatik fast spielend erreicht werden.

Diese Möglichkeiten im Kirchenbau für eine ideale Raumgestaltung der Leichtbeschwingtheit und Atemfreiheit, zur Konzentration von Auge und Sinn nach Altar und Kanzel, sowie für die Harmonie vom Innenraum und vom äußeren Gepräge des Baukörpers im Benehmen mit dem Ingenieur weitsichtig und zeitgemäß auszuschöpfen, bleiben der Kunst des Architekten überlassen.

Es ist verständlich und würdig, die Entwicklung der Baustoff-Industrie — schon im Zwange der Wirtschaftsnot unserer Zeit — bei der Errichtung von Sakralbauten sich zu gutem Zwecke nutzbar zu machen und dabei nach der Gesetzmäßigkeit und nach ihrer Technik eine zeitgemäße Stilform zu schaffen. Ähnlich wie seiner Zeit die konstruktiven Formen der Gotik an die Gesetze des Steinbaus gebunden waren, so kann man heute aus dem Wesen eines hochwertigen Werkstoffs und seinen statisch-konstruktiven Eigenschaften eine neue Form entstehen lassen, frei vom Zwange überlieferter Bauformen.

Bei der Wahl des Baustoffs im Kirchenbau braucht man sich nicht an Traditionen von Bauform und Baumaterial zu halten, einer stilistisch-romantischen Voreingenommenheit zuliebe, um die „Würde“ des Bauwerks zu wahren. Sind Aufbau und Stil des Baues aus Wesen und Eigenart des Werkstoffs geprägt, der sich der hohen Aufgabe gewachsen zeigt, so soll man nicht glauben, daß eine Verwendung zeitgemäßer Technik eine Verweltlichung des Kirchenbaues ist. Die Überspannung

des Kirchenraumes durch weittragende, aber gut gestaltete Konstruktionen ist eine Errungenschaft moderner Ingenieurkunst, die man dem Sakralbau wie dem Profanbau zugute kommen lassen soll. Aus der neuartigen Konstruktion entwickelte der Architekt der Schneidemühler Kirche zwanglos die erstaunliche Raumform der pfeilerlosen Basilika, die sich an überaltete Gestaltung nicht gebunden fühlt.

Der in die Zukunft blickende Mensch vermag diese durchaus pfeilerlose Raumlösung, der das Bedrückende fehlt, als einen Triumph schaffenden Geistes zu empfinden, und er wird dankbar sein, daß die Baukunst unserer Zeit solche großartigen und wirkungsvollen Räume mit verhältnismäßig geringem Aufwand für den Gottesdienst schaffen konnte.

Neuerdings hat außer Stein und Eisenbeton auch ein anderer Baustoff in den Kirchenbau mit besonders guten Aussichten Eingang gefunden, der bei seinen vorzüglichen, auf anderen Gebieten des Bauwesens längst

und vorteilhaft erprobten Eigenschaften berufen erscheint, dem Kirchenbauer bei seinen Plänen eine recht brauchbare und zuverlässige Stütze zu bieten; es ist dies unser edelster Baustoff, der Stahl; ein Werkstoff von seltener Leichtigkeit und Spannkraft, der in der Form des Skelettbaues, zum Teil in Verbindung mit leichtem, wetter- und feuerfestem Massivstoff als füllender oder raumabschließender Bauteil, ferner in Verbindung mit dem licht- und farbenspendenden Glas, der Raum- und Formenbildung bei höchster Wirtschaftlichkeit und Festigkeit entsprechen dürfte.

Der Stahl ist wie kein zweiter Werkstoff berufen, wie bei weitgespannten Brücken und Hallen auch im Kirchenbau das Beglückende und von der Erdschwere Erlösende der frei und sicher im Raum schwebenden Konstruktionen zu schaffen. Der Stahl löst den schaffenden

Künstler aus der überlieferten Formenwelt des Steins und führt ihn, naturgemäß, wehrhaft und materialgerecht, einer neuen Entwicklung und Verwirklichung des Bagedankens zu, die vielleicht nicht weniger wert als die Meisterwerke vergangener Zeiten sind, ähnlich wie sich einst der konstruktive Geist der Gotik von byzantinischem und romanischem Baustil trennte.

Eine Kirche in Stahlskelettbau ist zum ersten Male in Ratingen-Düsseldorf im Jahre 1927, dann als reiner Stahl- und -Glasbau auf der „Pressa“ in Köln errichtet und am 31. Mai 1928 eingeweiht worden. Es war ein Versuch, statt der traditionell gewordenen Massen in Steinbau einmal ein leichteres, aber raumschaffendes und sehr tragfähiges Material für die Durchführung des Bagedankens in hochstrebender Stilform zu verwenden. Namentlich auch, um das Bauwerk abtragen und an anderer Stelle wieder errichten zu können.

In letzter Zeit sind allein in Essen drei Kirchen in der Stahlskelettbauweise errichtet worden, und zwar in Essen-Altstadt-Ost, in Essen-Hutrop und in Essen-Holsterhausen. — In welcher Form und Gestalt mit dieser neuen Bauweise der aus der Auffassung der Gottesgemeinschaft zu entwickelnde Zweck- und Bagedanke verwirklicht werden kann, bleibt der künstlerischen Auffassung des Schöpfers vom Bauwerk, sowie weiterer Entwicklung der Kirchenarchitektur überlassen.

Bei den modernen Profanbauten hat der Stahl in jeder Beziehung allen Anforderungen entsprochen; auch er ist wie der Stein dem heimischen Boden, der Mutter Erde entnommen und durch einen künstlichen Prozeß zum baugerechten Werkstoff gewandelt worden. Es wird eine Auswirkung der Bewährung hinsichtlich Stabilität und Wirtschaftlichkeit sein, ob die Öffentlichkeit die neuen Konstruktionsgesetze und die sich daraus ergebenden Raumentwicklungen hinnimmt.

An dieser Stelle soll ein neuer Stahlskelettkirchenbau vorgeführt werden, der wegen charakteristischer Neuheiten gerade vom Standpunkt unseres modernen Stahlbaues unzweifelhaft Interesse erregen wird. Es soll sich hier aber vor allem um die sachgemäße Behandlung des konstruktiven und bautechnischen, weniger um ein Urteil über Architektur modernen Kirchenbaues handeln.

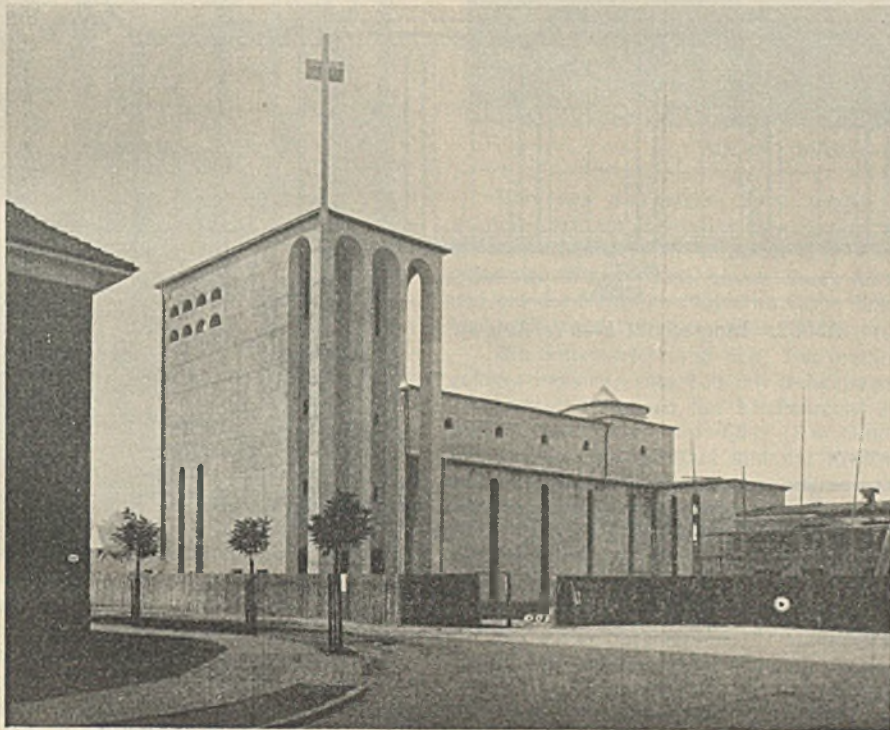


Abb. 1. Ansicht der Antonius-Kirche.



## 2. Die Antonius-Kirche.

Der Aufsatz betrifft die neue Antonius-Kirche zu Schneidemühl in der Grenzmark, die in diesem Jahre die katholische Pfarrgemeinde daselbst nach dem Entwurf des Architekten H. Herkommer, Regierungsbaumeisters a. D., Stuttgart,

von einer anerkannten Stahlbaufirma erbauen ließ. — Abb. 1 zeigt die neue Kirche nach ihrer Vollendung. Die Gesamtanordnung derselben in Ansicht, Längsschnitt und Grundriß erhellet aus den Abb. 2 bis 4.

Der ganze Kirchenbau umfaßt: das Schiff mit zwei seitenschiffähnlichen Abtreppungen, dazu im Westen den Altarraum, daneben die Sakristei im Süden und die Antoniuskapelle mit Küsterwohnung im Norden, ferner im Osten den Turm mit dem Eingang und der Orgelempore, mit dem hochstrebenden Kreuz und mit dem Glockenturm.

Das Kirchenschiff ist im ganzen 25,6 m lang und 16 m breit, der Turm ist 7,20 m tief und 15 m lang; ferner ist das Querschiff mit Altar, Chor und Kapelle 8,5 m tief und 22,27 m lang. Es hat das Mittelschiff eine Firsthöhe von 14,70 m, die Seitenschiffe eine solche von 9,20 m. Der Turm zeigt eine höchste Erhebung von 19,50 m und das Querschiff eine solche von 17,90 m. Das symbolhafte Kreuz am Turm ragt siegreich 26,70 m hoch über den Erdboden hinaus.

Die Kirche soll im ganzen 1500 Kirchenbesucher aufnehmen können; sie sollte als geweihte Stätte würdig und geräumig, sowie stimmungs- und lichtvoll gehalten werden. Es wurde für den eigentlichen Kirchenraum — d. h. das Mittelschiff und die Seitenschiffe —, der die Besucher aufnimmt, auf jeden Fall sichtfreie Geräumigkeit ohne Stützenstellung und ein wohlthuender Lichteinfall erreicht.

Auf eine Einschränkung der Baukosten mußte besonderer Wert gelegt werden, weil nur beschränkte Mittel bei der Not der Zeit verfügbar waren. Es war der Kunst des Architekten überlassen, bei der Gesamtgestaltung des Baues mit Schönheit und Würde die Zweckmäßigkeit und Wirtschaftlichkeit glücklich zu vereinen.

Für den konstruktiven Aufbau des Kirchengebäudes — d. h. für die Außen- und Innenwände, das Dach und die Decken — wurde als tragendes Gerippe grundsätzlich der Stahlskelettbau vorgesehen, mit dem in den Umfassungswänden ein 38 cm starkes Backstein-Füllmauerwerk, in den Innenwänden zum Teil ein 38 cm starker Leichtbaustoff und in den Decken Heraklithplatten zwischen Trägern zu verbinden waren.

Diese Stahlbauweise gewährleistet, ohne Feuergefahr für den Stahl infolge entsprechender Umantelung, nach reiflicher Erfahrung einen ebenso standsicheren wie schnellen und wirtschaftlich vorteilhaften Aufbau der Kirche, sowie die sichere wie wetterfeste Umschließung des Raumes.

Die tragende — selbständige und in sich versteifte — Konstruktion aller Räume, die hier am meisten interessiert, ist aus Abb. 4 zu ersehen. Die Konstruktion ist für die Aufnahme aller Wind-, Eigen- und Nutzlasten auf Grund einer genauen statischen Berechnung bemessen. Ein klares Bild des Traggefüges gibt auch die Montagedarstellung (Abb. 5 u. 6)

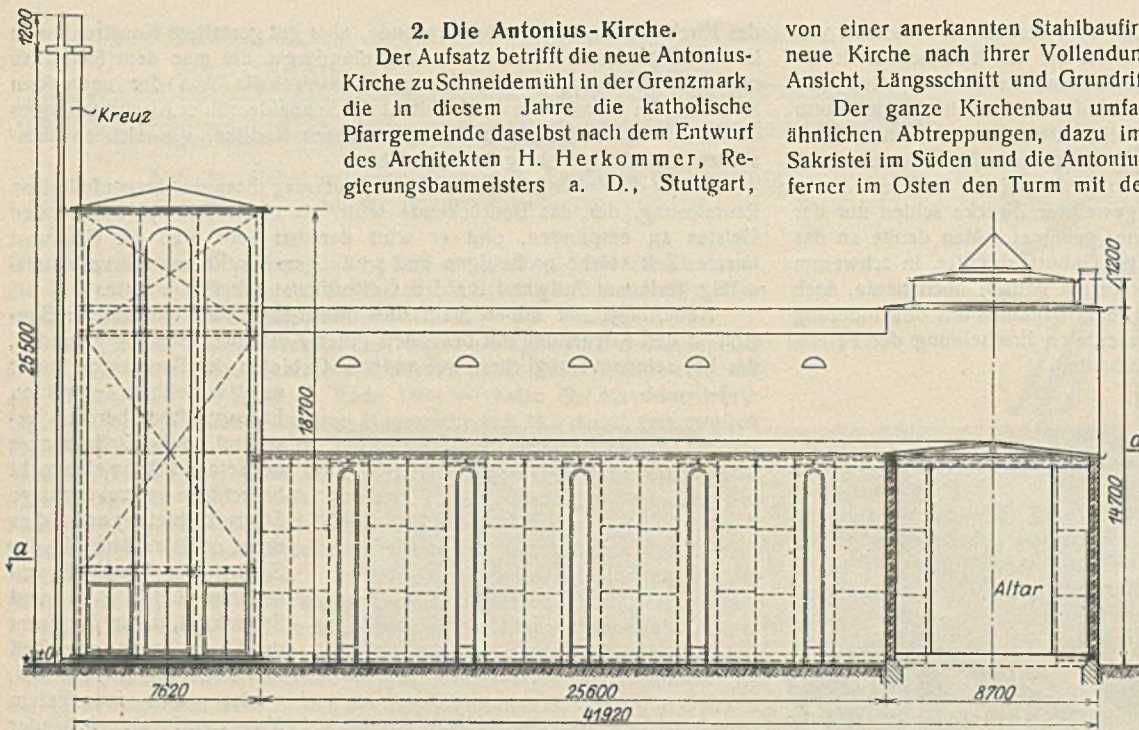


Abb. 2. Längsschnitt *b-b* (s. Abb. 4).

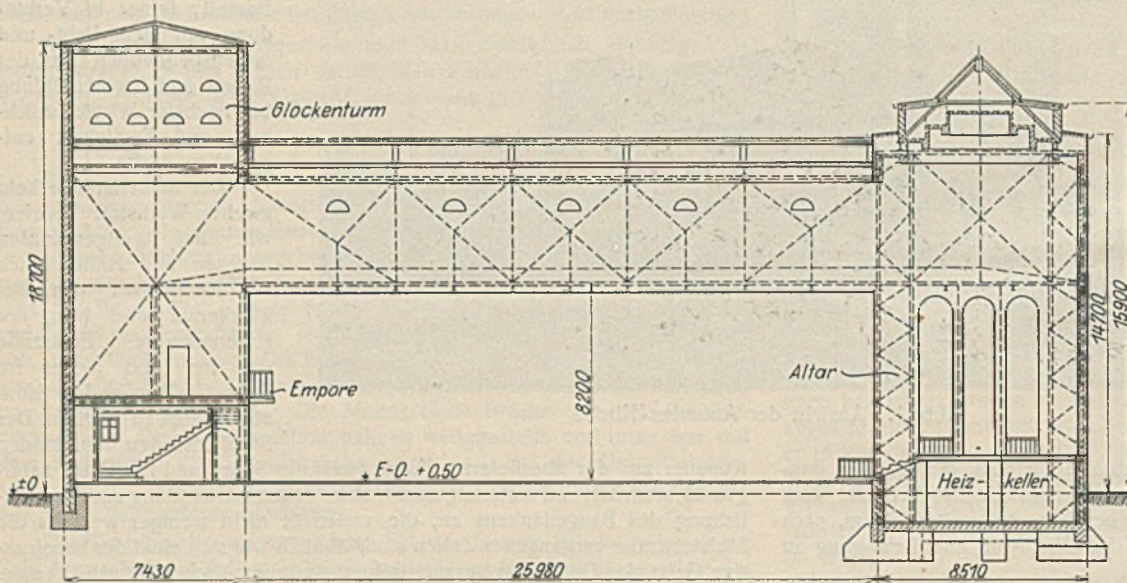


Abb. 3. Längsschnitt *c-c* (s. Abb. 4).

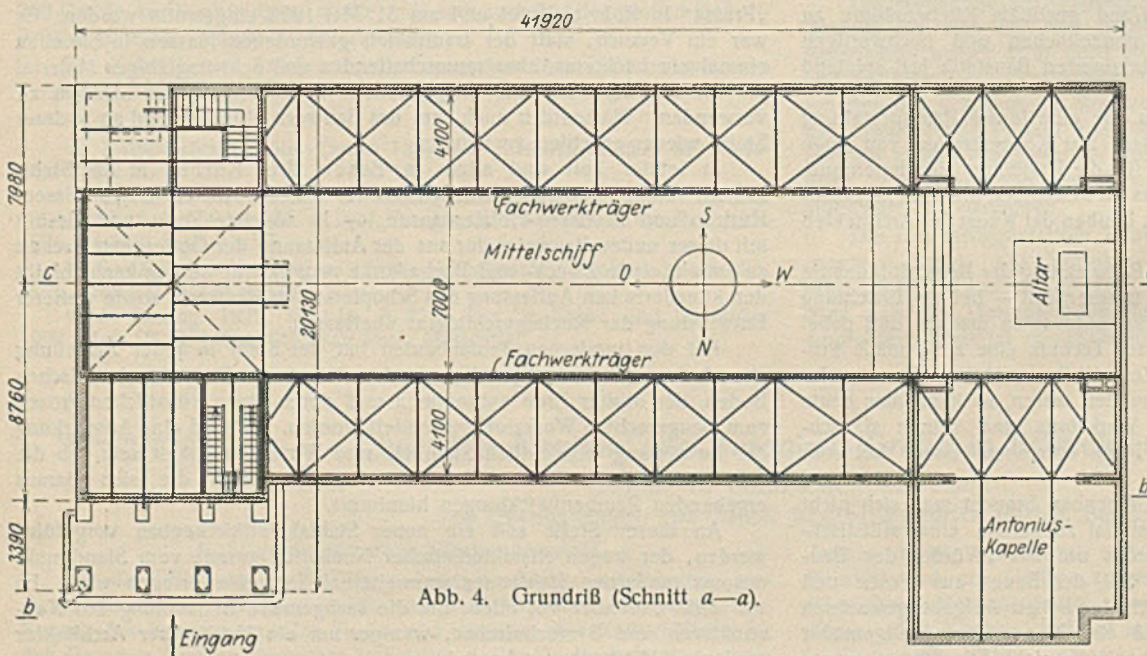


Abb. 4. Grundriß (Schnitt *a-a*).



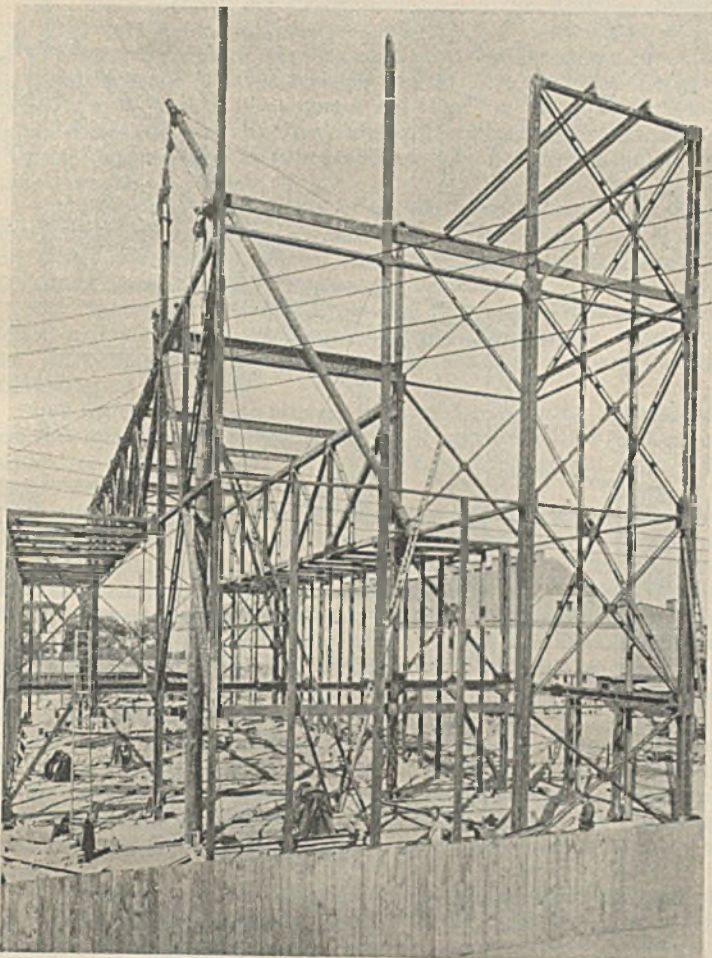


Abb. 5. Montagezustand.

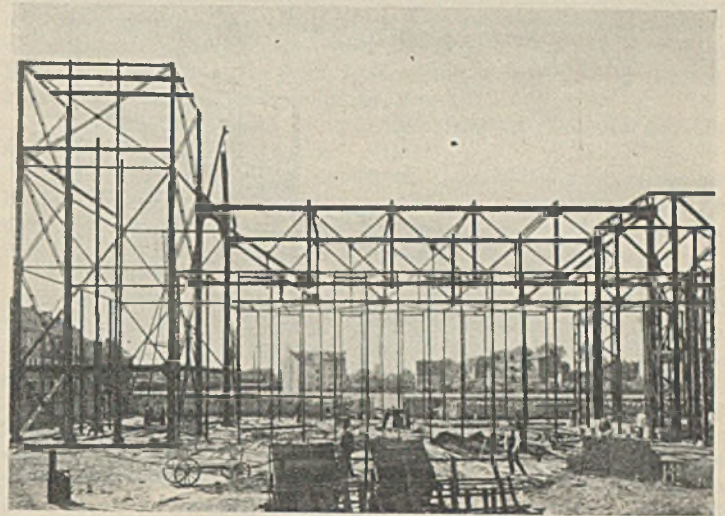


Abb. 6. Montagezustand.

Die etwa 8 m hohen, 25 m langen Außenwände der Seitenschiffe werden durch ein diagonales System von Stahlstützen (I 18) gehalten, die sich unten gegen eine 80 cm tiefe Fundamentsohle, oben gegen den genannten Windverband lehnen, durch leichte Querriegel verbunden sind und auf der Nordseite fünf etwa 7,5 m hohen und 75 cm weiten Fenstern, in der Südwand fünf 2 m hohen, 30 cm breiten Fensterchen Raum lassen.

Die horizontalen, 4 m bzw. 7 m breiten Träger dieses ganzen Schiffgefüges nehmen, zum Teil mit Nebenträgern, zugleich die Decken auf.

Der im Osten an das Kirchenschiff sich anschließende Turm rechteckiger Form von etwa  $7,5 \times 15$  m Größe — Eingänge, Treppen zur Empore, den Glockenstuhl und das Kreuz enthaltend — besitzt eine in sich versteifte (normale) Stahlkonstruktion aus Stützen, Riegeln, Horizontalträgern und Diagonalverbänden (Abb. 2 u. 3). Diese vertikal und horizontal versteifte Turmkonstruktion muß auch den einen Teil des Winddrucks auf das Kirchenschiff und die Vertikallasten aus diesem aufnehmen.

In der Höhe + 4 m über dem Erdboden liegt die Empore, in der Höhe + 14,40 m der Glockenstuhlraum und bei + 18,60 m das Dachgesims.

Die starken, die Gesamtlast aufnehmenden Hauptstützen des Turmes sind in ein kräftiges, etwa 2 m tiefes Betonfundament gestellt. Die Kernkonstruktion ist der mittlere, der Hauptschiffbreite angepaßte, aufsteigende Turm von  $7 \times 7$  m Größe, an den sich die großen Längstragwände anschließen (Abb. 4).

An der Nordseite des Turmes befindet sich die Haupteingangshalle, die (an der Nordostecke) durch ein 26,70 m hohes Kreuz aus Eisenbeton weithin bezeichnet, durch fünf 18 m hohe und 1,80 m weite Portale zugänglich gemacht und gekennzeichnet ist (Abb. 1). Dieser Vorhallenraum wird von hochstrebenden, oben durch Rundbogen abgeschlossenen Pfeilern aus ausgemauerten Stahlstützen von  $0,95 \times 0,47$  m Querschnitt getragen. In dieser Architekturform wird der Zugang zur geweihten Stätte macht- und wirkungsvoll nach außen hin in die Erscheinung gebracht. — Auf weitere Einzelheiten des mit Fenstern und Türen versehenen Turmes soll unter Hinweis auf die Abbildungen hier nicht weiter eingegangen werden.

Besonders bemerkenswert im Sinne der allgemeinen Ausführungen ist die den Hauptraum, d. h. den Raum des Mittel- und Seitenschiffes, umschließende Stahlkonstruktion, bei der zwei auf 26 m durchgehende, vom Turmbau zum Altarraum gespannte, etwa 4,5 m hohe, leichte Längsfachwerk-Stahlwände zu Seiten des Mittelschiffes, dessen Decke nebst Dach und zusammen mit der Fachwerkwand der Außenmauern auch die Decken nebst Dach der Seitenschiffe — und zwar ohne jede Stütze im Kirchenraum — frei durch den Raum tragen (Abb. 7). Am Obergurt dieser Fachwerkwand (C 26 und I 22) stützt sich die Decke des Mittelschiffes, am Untergurt (C 22 und I P 22) die Decke der Seitenschiffe. In deren Ebene liegt auch der horizontale Windverband zwischen Turm und Querschiff.

Dieses Konstruktionsgefüge gestattet es, in leichter und geräumiger, stützenentbehrender Bauart — ohne Einschaltung von Querbindern — den vom Architekten gewünschten Freiraum der Kirche zu schaffen, dem schlanke Fenster der Außenwände reichlich Licht zuwerfen.

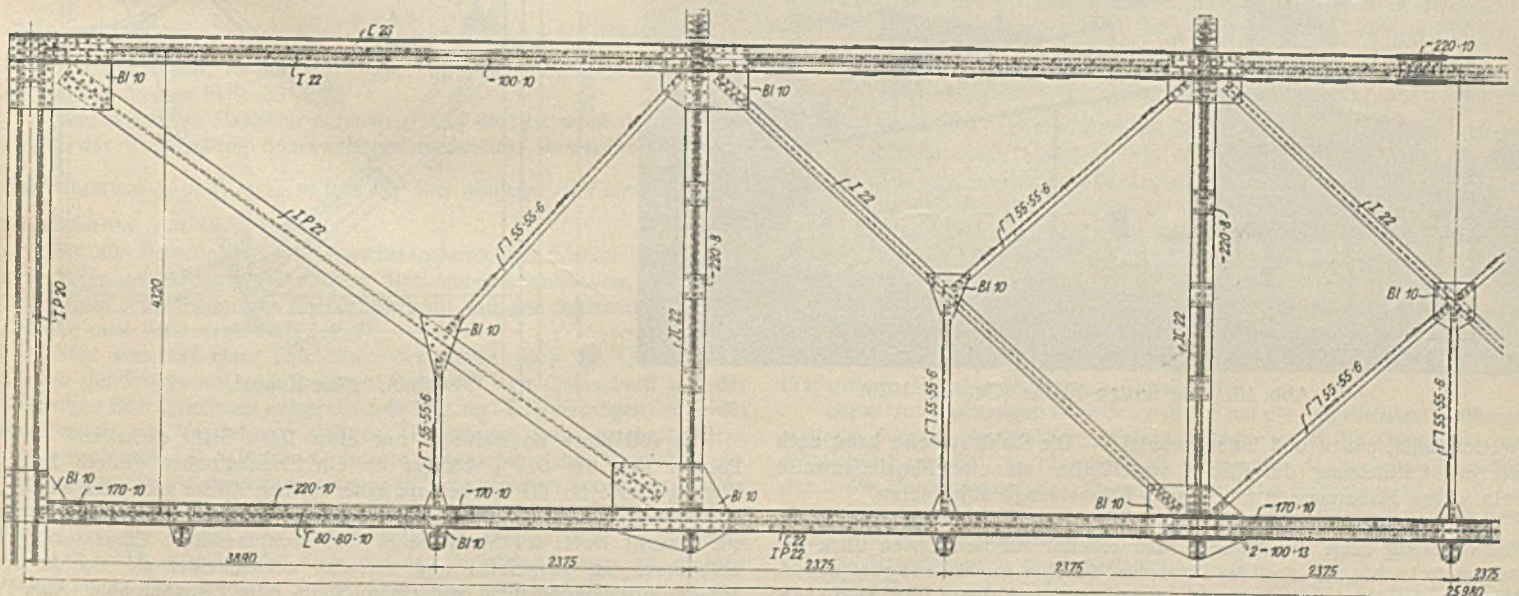


Abb. 7. Fachwerkträger längs des Mittelschiffs mit  $\sim 26$  m Stützweite.



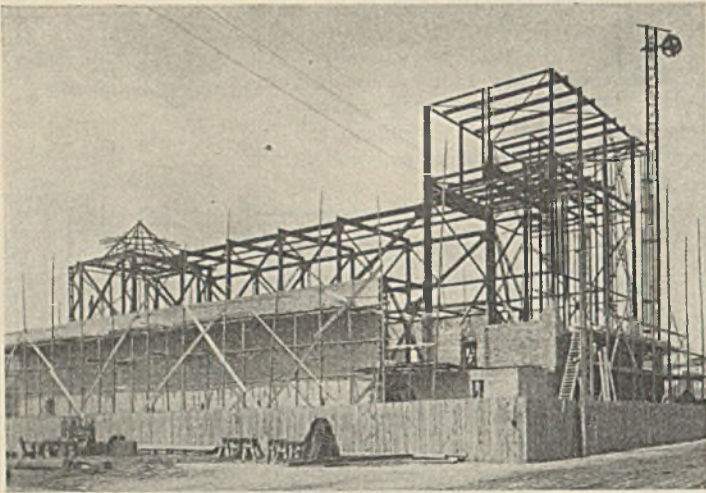


Abb. 9. Ausmauerung der Kirche.

Der an den Altarraum im Westen angeschlossene Querbau mit Antonluskapelle und Küstervohnung, in der Konstruktion ebenfalls aus dem umschließenden Stahlfachwerk und Trägerwerk bestehend, enthält in der Westabschlußwand einen steifen Stützen- und Windbock, der alle vertikalen und horizontalen Kräfte aus den beiden Fachwerkträgern des Längsschiffs und den mit ihnen verbundenen Windverbänden aufnimmt. Mit den Stützen sind hochstrebende Windfachwerke bis zu jenen Tragwänden verbunden. Die ebenfalls vom Stahlfachwerk umschlossene, von der Kirche und von außen aus zugängliche Antonluskapelle ist niedriger, etwa 1 m höher wie die Seitenschiffe gehalten. Auch hier sind hohe, schlanke Fenster vorgesehen.

Besonders eigenartig und interessant am Altarraum ist der obere, 14 m über Fußboden gelegene Oberlicht-Kuppelabschluß (Abb. 3 u. 8). Ein auf einer quadratischen Basis von  $6 \times 6$  m Größe sich stützendes, kegelförmiges Strahlenkreuz trägt eine besonders gestaltete Konstruktion konzentrischer, stufenförmig angeordneter Vollringe, welche mittels kittloser Verglasung eine geschickt angelegte, sehr wirkungsvolle und würdige Beleuchtung des Altars bei Tage und am Abend gestattet. Die Kuppelringe sind 25 cm stark und in Leichtbeton ausgemauert.

Weiteres zeigt Abb. 8; hier sollte nur kurz das Charakteristische der Konstruktion erörtert werden. — Die behandelte Stahlkonstruktion ist in Außen- und Innenwänden wie schon gesagt mit Ziegel und Leichtbaustoff, sämtlich 38 cm stark, ausgemauert, dabei der Stahl noch  $\frac{1}{2}$  Stein stark zum Schutz gegen Feuer und Rostgefahr ummantelt.

Die Fachwerktragwände des Mittelschiffes sind mit Leichtbaustoff von  $1 \text{ t/m}^3$  Gewicht völlig ausgemauert. Alle Wände sind, auch für den

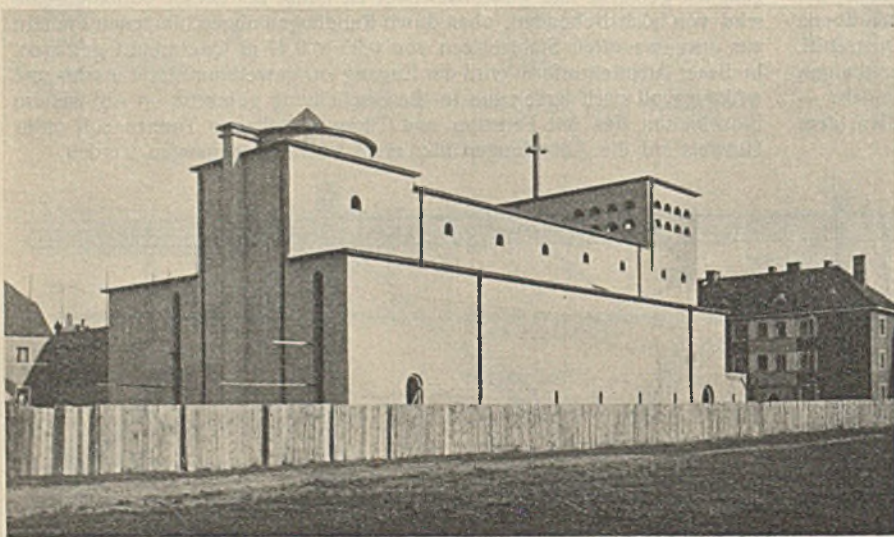


Abb. 10. Die fertige Kirche (Oktober 1929).

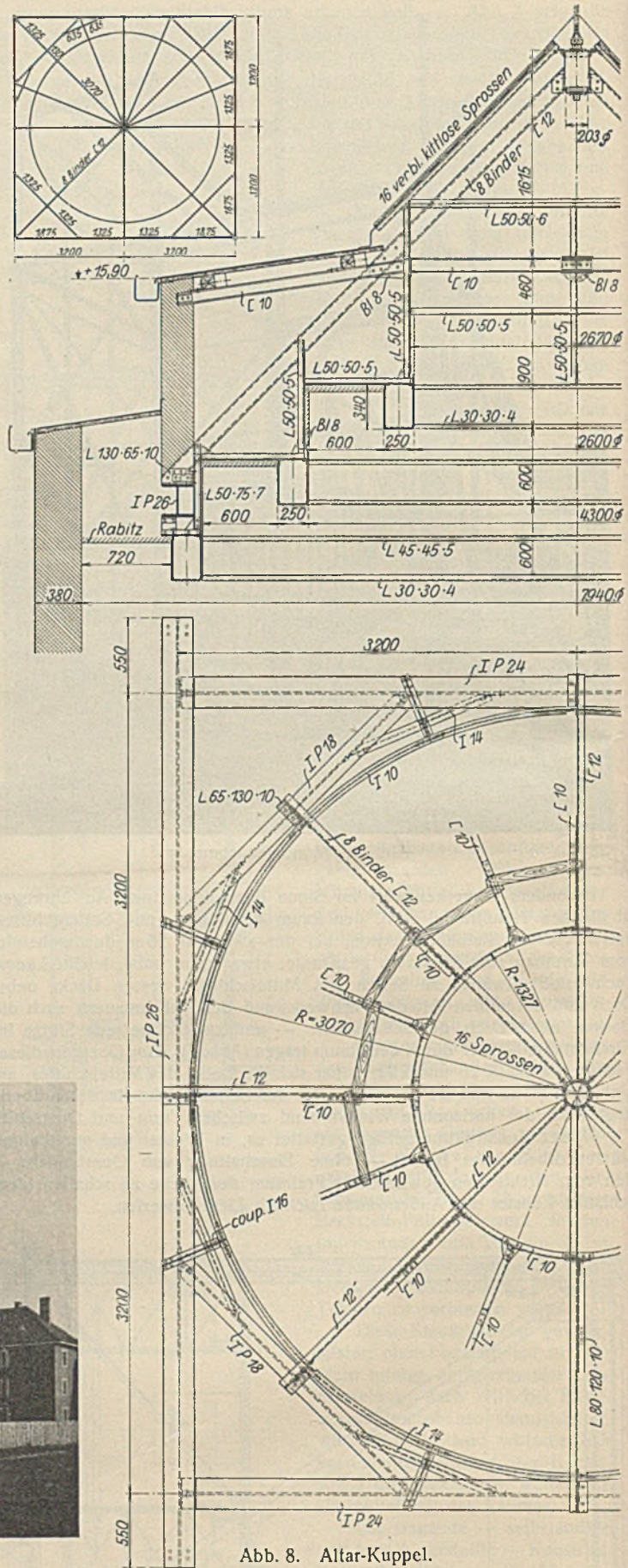


Abb. 8. Altar-Kuppel.

Wetterschutz, außen und innen geputzt. — Die Stahlbauweise kann auch für die Luftheizung der Kirche vorteilhafter als eine Massivbauweise sein, deren Mauermassen eine große Wärmemenge absorbieren.

Die Stahlkonstruktion der ganzen Kirche in der Montage und in der Ausmauerung zeigt die Abb. 9. Man erkennt auf den ersten Blick die ungemein leichte, fast zierliche Bauweise, die aber ausreichend geeignet ist, einen großen Kirchenraum würdig und fest auf lange Jahre zu umschließen. Die innige Verbindung von Stahl und Massivbaustoff kann ein widerstandsfähiges Gefüge von langer Lebensdauer und gutem Aussehen schaffen.

Es soll diese Bauweise — nur etwa 150 t Stahl enthaltend — im Rohbau sich um 50 % billiger als ein Eisenbetonbau gestellt haben. Wichtig bleibt für die Erscheinung einer solchen Kirche auch eine würdige und architektonisch geschmackvolle Behandlung der äußeren Gewandung; sie braucht trotz des Skelettbauens den monumental Charakter nicht entbehren. Ja, ausgefacht und verputzt unterscheidet sie sich in der äußeren Erscheinung nicht von einem Stein- oder Eisenbetonbau (Abb. 1).

Der Fußboden der Kirche liegt im Schiff etwa 50 cm über dem Erdboden, in manchen Teilen, z. B. im Altarraum auf + 1,55, nebenan auf



+ 0,95. Ein Keller mit der Heizrichtung und zum Abstellen befindet sich unter dem Altarraum (Sohle + 1,30).

Die Haupttragstützen des Bauwerks sind auf besondere, etwa 2 m tief hinabreichende Betonfundamente gestellt, die leichteren Zwischenwände, je nach Last und Untergrund, auf etwa 1 m tiefes durchgehendes Eisenbetonbanket gesetzt. Der Baugrund sollte nicht höher als mit 3 kg/cm<sup>2</sup> belastet, ein einseitiges Setzen von Bauteilen natürlich vermieden werden.

Die Decke über dem Heizkeller ist massiv mit I-Trägern hergestellt und mit Muschelkalkplatten abgedeckt; sie ist im übrigen für die Aufnahme des aus Stein gebildeten Altars mit einer Belastung von etwa 2000 kg/m<sup>2</sup>, sonst für 200 kg/m<sup>2</sup> Nutzlast bemessen.

Die Empore im Kirchenschiff hat eine zwischen I-Trägern gespannte Betondecke mit einer über Lagerhölzer (7/7 cm) gelegten Holzdielung und Trockensandzwischenfüllung erhalten, bemessen für eine Nutzlast von 350 kg/m<sup>2</sup>.

Der Boden der Glockenstube im Turm, bemessen für eine Nutzlast von 1000 kg/m<sup>2</sup> und allseitig gegen Schall gegenüber dem Kirchenraum isoliert, ist ebenfalls massiv mit I-Trägern gebildet und mit einem 2 cm starken Zementglattstrich versehen.

Die 7 m weitgespannte Decke über dem Kirchenmittelschiff, die sich über die Obergurte der beiden Fachwerktragwände legt, ist aus konstruktiven und akustischen Gründen als Rippendecke ausgebildet; die mit Rabitz ummantelten Träger bilden Massivrippen von 30/60 cm (in 4,75 m Abstand); die dazwischenliegenden Rippen von 10/40 cm (in 0,815 m Abstand) sind aus Tektondielen hergestellt und verputzt. Auf der Decke liegt eine Sandschüttung von 7 cm Dicke. Über der Decke ist ein ganz flach geneigtes Satteldach in Stahl angeordnet, das auf Längspfetten eine mit Ruberold versehene 24 mm starke Holzschalung trägt.

Die Decke über den beiden 4 m breiten und 4 m tiefer liegenden Seitenschiffen ist mit Heraklithplatten zwischen I-Trägern ausgeführt, die sich auf die Stahlpfosten der Außenwand und auf den Untergurt der Fachwerktragwände stützen. Auch hier sind die Träger als massive Rippen gebildet und das Dach genau wie das mittlere, nur einseitig geneigt, angelegt.

Die etwa so hoch wie die Seitenschiffe gebaute Antoniuskapelle ist ebenso wie diese mit einer waagerechten Massivdecke versehen und mit einem leichtgeneigten Pultdach wie die anderen abgedeckt.

Die im Turm befindliche Empore ist durch eine Massivtreppe, mit Muschelkalkstein belegt, zugänglich gemacht; der Treppenzugang im Turm ist in Holz gehalten.

Der 50 cm über Gelände liegende Fußboden des Kirchenraumes und alle im Erdgeschoß liegenden Räume sind mit 4 cm starken Kunststeinplatten aus Muschelkalk über einem 12 cm starken, mit Pappe belegten Betonboden abgedeckt; dagegen ist der Fußboden unter dem Gestühl in Holzdielung auf geeigneter Unterlage hergestellt.

Auf die Lage, Einrichtung und Ausbildung von Fenstern und Türen soll hier nicht weiter eingegangen werden.

Der im Spätherbst 1928 begonnene, durch die ungewöhnliche Kälte bis Mai 1929 behinderte Bau der neuen Kirche wird voraussichtlich Ende des Jahres eingeweiht werden. Die Kirche nach dem Stand des Baues im Oktober 1929 zeigt Abb. 1 u. 10.

Die Stahlkonstruktion konnte nach endgültiger Klarstellung des Entwurfs Mitte Februar 1929 in der Werkstatt vorbereitet und Ende März bereits montagefertig gemacht werden; die Aufstellung durfte wegen verspäteter Fertigstellung der Fundamente erst Mitte Mai begonnen werden, sie konnte schon Ende Juni 1929 in der Hauptsache abgeschlossen werden.

Die Lieferung und die Montage der ganzen etwa 150 t umfassenden Stahlkonstruktion war der Stahlhoch- und Brückenbauanstalt von E. de la Sauce & Kloss (D. Hirsch) in Berlin-Lichtenberg übertragen. Die anderen Bauarbeiten wurden von dem Baugeschäft Max Stark in Schneidemühl ausgeführt. Die Baukosten stellten sich, ohne Innenausstattung, auf etwa 200 000 M.

Die Erbauer der Kirche werden nach ihren persönlichen Erfahrungen den Eindruck gewonnen haben, daß der Stahl für den Sakralbau sich ebenso gut wie für den modernen Zweckbau eignet und im Kirchenbau die Möglichkeit zur aussichtsreichen Entwicklung bei geeigneter Gestaltung im Rahmen der Gesamtarchitektur zu bieten vermag.

Auch in Geschmacks- und Kunstfragen sind Überlieferung und Gewohnheit oft vorherrschend und trüben den Blick für die Entwicklung neuer Formen. So mögen manchem die hochstrebenden Säulen und die von ihm getragenen Gewölbe in massiger Steingliederung mehr Vertrauen einflößen als ein Bau in leichtgegliederter Stahlkonstruktion. Erst Führer einer Kunstbewegung müssen diesen Bann der Gewohnheit lösen. Dem Mut und dem Bauwillen des Schöpfers des hier erörterten Gotteshauses gelang es, aus Wesen und Eigenart des Werkstoffs technisch und organisch eine einheitliche und wahre Kunstform unserer Zeit zu entwickeln und dem Kirchenbau damit neue Wege zu weisen. Ihm und der Firma D. Hirsch danke ich an dieser Stelle für die Bereitstellung von Material für diesen Aufsatz, der ein interessantes Beispiel für die Verwendung des Stahles in Verbindung mit Ziegel ist. — Auch dieser Bau ist ein treffendes Beispiel für die Gemeinschaftsarbeit von Architekt und Ingenieur.

## Gewichtersparnis bei biegebeanspruchten Normalprofil-I- und Grey-Trägern aus St 52.

Alle Rechte vorbehalten.

Von Reichsbahnrat Hochheim.

Der hochwertige Baustahl St 52 erlaubt gegenüber St 37 entsprechend der höheren zulässigen Spannung eine leichtere Bauweise. Eine Erhöhung der zulässigen Spannung um 50% gegenüber St 37 bedeutet eine Querschnittersparnis und damit Gewichtersparnis von 33 $\frac{1}{3}$ % bei einachsigen beanspruchten Stäben. Bei auf Knickung beanspruchten Baugliedern ist die Ersparnis abhängig vom Schlankheitsgrad, bei Biegung von der Querschnittsverteilung. Maßgebend ist das Tragvermögen  $W \cdot \sigma$ . Bei gleichem Tragvermögen zweier Balken verschiedener Festigkeit besteht die Beziehung:  $\frac{W_1}{W_2} = \frac{\sigma_2}{\sigma_1}$ . Ist  $\frac{\sigma_2}{\sigma_1}$  gemäß Annahme = 1,5, so ergibt sich für

einen rechteckigen Querschnitt:  $\frac{b_1 \cdot h_1^2}{b_2 \cdot h_2^2} = \frac{\sigma_2}{\sigma_1} = 1,5$ . Gleiche Balkenhöhen vorausgesetzt, fordert  $b_2 = \sqrt[2]{\frac{3}{2}} b_1$ , d. h. die Gewichtsverminderung ist auch in diesem Falle 33 $\frac{1}{3}$ %.

Liegt daran, an Bauhöhe zu sparen, und dies ist wohl der häufigste Grund der Verwendung höherwertigen Baustoffes, so wäre bei gleichen Balkenbreiten:  $h_2 = h_1 \cdot \sqrt[2]{\frac{2}{3}} = 0,82 h_1$ , was hingegen nur eine Gewichtsverminderung von 18% ergäbe.

Für die Berechnung der Gewichtersparnis bei Walzprofilen lassen sich keine einfachen algebraischen Beziehungen aufstellen, und man kommt am schnellsten und übersichtlichsten mit der zeichnerischen Darstellung zum Ziele (vgl. Abb. 1 u. 2).

Trägt man auf einer Grundlinie der Größe nach die Querschnittsflächen der Profile auf und senkrecht dazu das dem Querschnitt und der zulässigen Beanspruchung entsprechende Maximal-Tragvermögen, so erhält man unter der Vorstellung stetigen Überganges zwei parabelähnliche Kurven AB und AC. Gleiche Ordinaten bedeuten gleiches Tragvermögen. Der waagerechte Abstand zweier Kurvenpunkte gleichen Tragvermögens ist also unmittelbar die absolute Querschnittersparnis zweier Balken gleichen Tragvermögens. Zieht man vom Koordinaten-Anfangspunkt eine Gerade AD unter 45°, so schneidet diese auf den Ordinaten Längen ab, die den zugeordneten Flächenwerten auf der Grundlinie gleich sind. Eine weitere Gerade AF mit dem Neigungswinkel  $\arctg \frac{2}{3}$  stellt dann eine Querschnittsverminderung von 33 $\frac{1}{3}$ % dar. Setzt man nun die vorhin ge-

nannten Querschnittersparnisse von der Linie AD nach unten ab, so erhält man eine zwischen AD und AF liegende Kurve AE, die von AD aus gemessen die absoluten Querschnittersparnisse darstellt. Auf Abb. 2 sind außerdem die absoluten Querschnittersparnisse noch einmal nach rechts herausgezeichnet. Die Relativersparnisse sind gleichfalls gezeigt. Wie ersichtlich, bewegt sich diese Kurve bei I-Trägern zwischen 22 und 24%, bei Grey-Trägern zwischen rd. 14 bis 25%, immer unter der Voraussetzung stetig wachsender Profile. Wegen der vorhandenen Stufen schwingt die Maßzahl der wirklichen Ersparnis um diese mittlere Kurve nach oben und unten. Nimmt man z. B. an Stelle eines an der höchstzulässigen Grenze beanspruchten Grey-Trägers Profil I 75 aus St 37 mit  $W_x = 8068 \text{ cm}^3$  ein Profil gleichen Tragvermögens aus St 52 mit  $W = \frac{2}{3} \cdot 8068 = 5379 \text{ cm}^3$ , so bleibt nichts anderes übrig, als wegen der bestehenden Stufen das Profil I 60 mit  $W_x = 5977 \text{ cm}^3$  zu wählen. Dieser Ersatz würde aber nur eine Ersparnis von rd. 10,5% bedeuten. Der Fall tritt natürlich auch umgekehrt ein, daß das dem errechneten Tragvermögen zugeordnete ideale Profil zu dem zu wählenden vorhandenen Profil aus St 52 günstiger liegt als bei St 37. Beispiel auf Abb. 1: Profil I 32 liegt zu dem ideellen Querschnitt aus St 52 mit 75 cm<sup>2</sup> günstiger als I 38 zu dem ideellen Querschnitt aus St 37 mit 98 cm<sup>2</sup>. Der Ersatz des I 38 (St 37) durch I 32 (St 52) bedeutet eine Gewichtersparnis von 27,4%, während der Ersatz I 50 (St 37) durch I 45 (St 52) nur eine Gewichtersparnis von 18,4% ausmacht. Die eingezeichnete Kurve AE der ideellen Ersparnisse gibt also brauchbare Mittelwerte.

Diese Untersuchungen beziehen sich nur auf die Trägereinheit. Müssen mehrere Träger nebeneinander verlegt werden, so ist die Grenzersparnismöglichkeit von 33 $\frac{1}{3}$ % offensichtlich, ungeachtet der weiteren Ersparnis durch die Verminderung des Eigengewichts. Das Eigengewicht spielt bei großen Brücken infolge seines mit der Spann- oder Stützweite quadratisch wachsenden Einflusses die ausschlaggebende Rolle; aber hierauf sollten sich die Betrachtungen nicht beziehen.

Wir haben gesehen, daß die Gewichtersparnis bei Verwendung vorhandener Profile geringstenfalls nur 10,5% betragen kann. Sind also Träger aus St 52 um 20% teurer als aus St 37, so ergibt sich, daß die



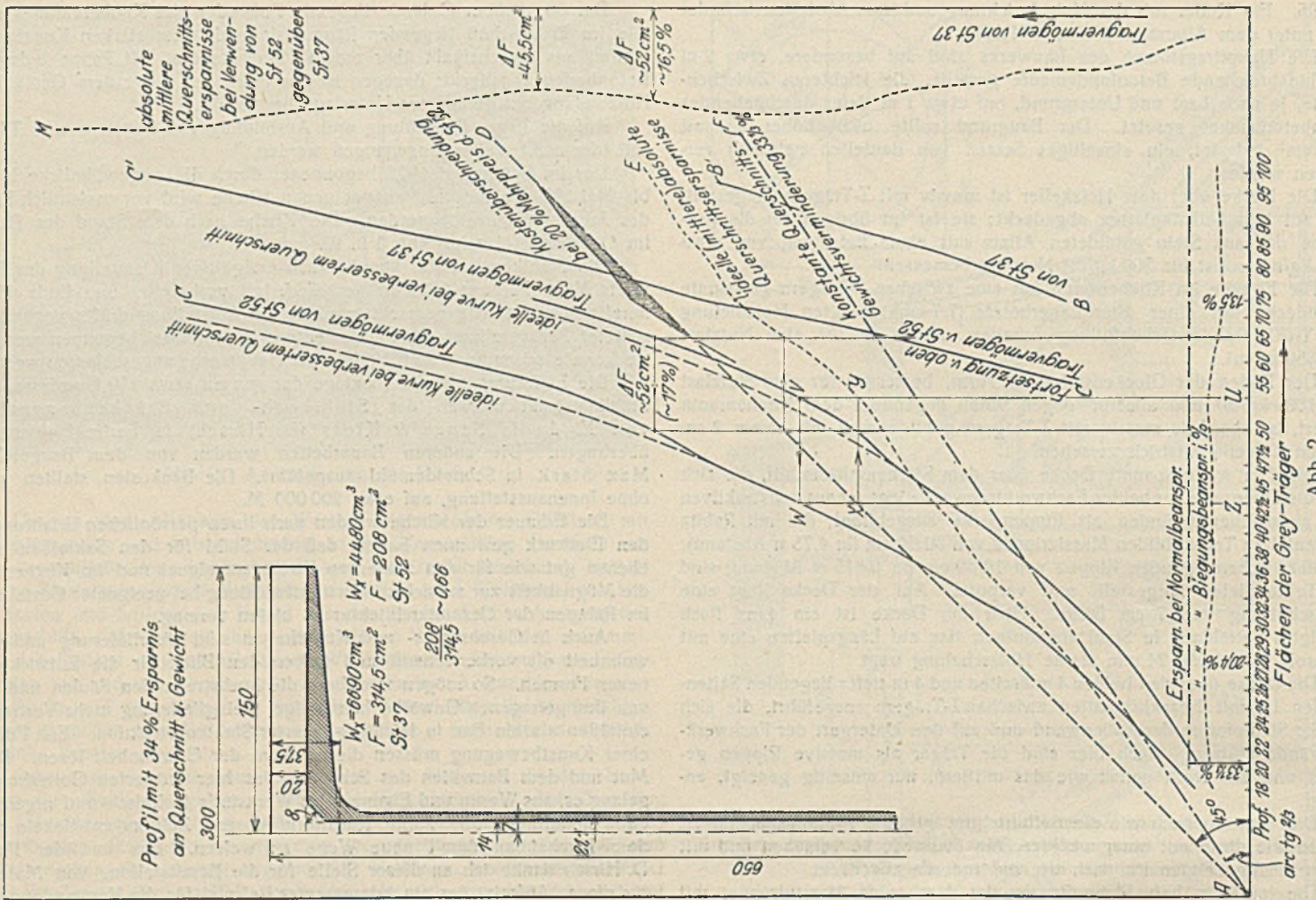


Abb. 2.

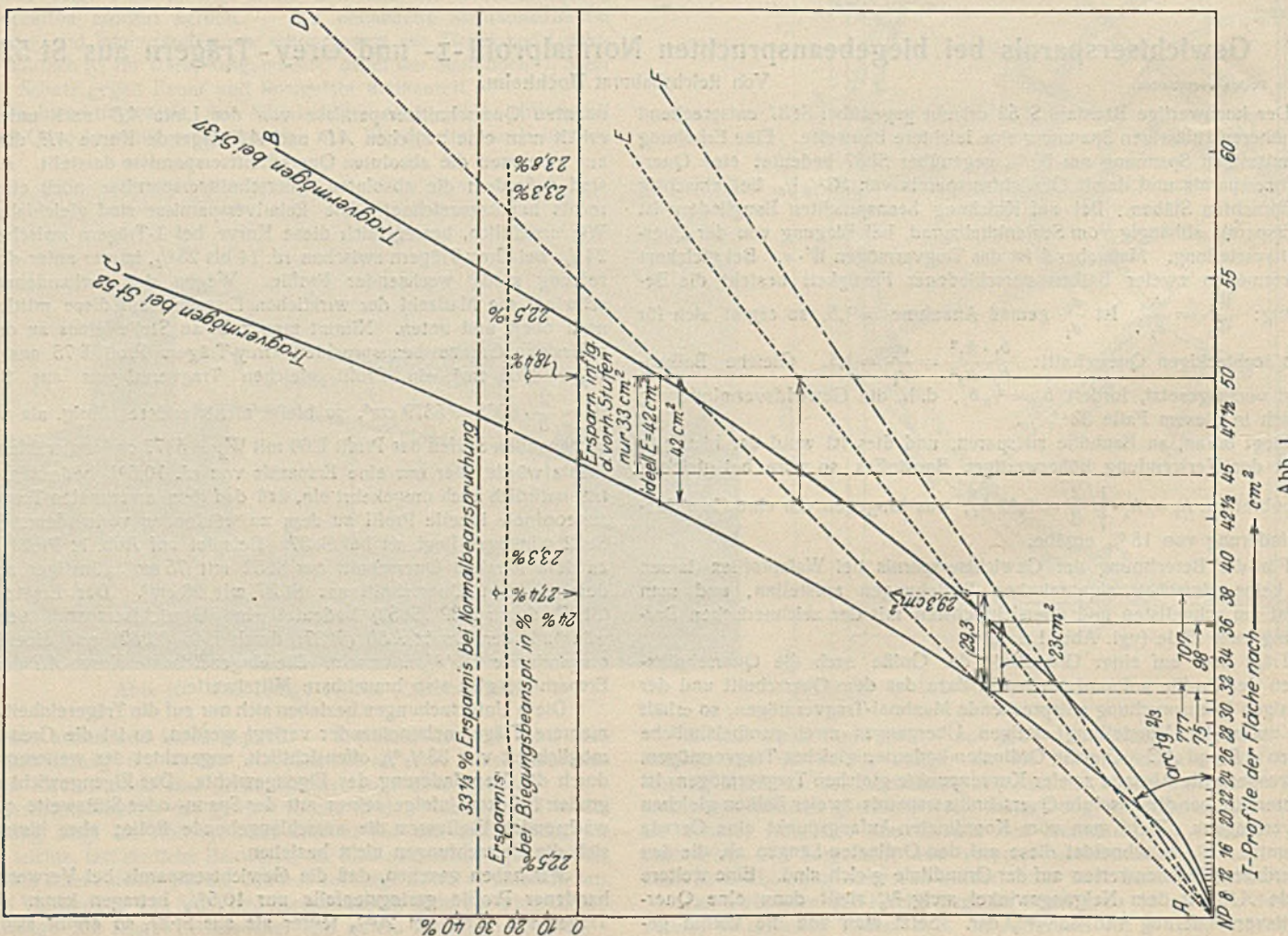


Abb. 1.



Gewichtersparnis im Gesamtpreise wieder ausgeglichen wird, wenn sie gleich oder kleiner als 16,7% ist. Wie in Abb. 2 sichtbar gemacht, würden also Grey-Profile über I 65 aus St 52, wenn keine technischen oder wirtschaftlichen Forderungen hinsichtlich Einschränkungen der Bauhöhe vorliegen, gegenüber Profilen aus St 37 im Nachteil sein. Hinzu kommt, daß häufig durch einschränkende Vorschriften die größere Durchbiegung des höher beanspruchten Trägers begrenzt ist, so daß in vielen Fällen das Tragvermögen des vollen Querschnitts gar nicht ausgenutzt werden kann. Ist man an solche Vorschriften nicht gebunden, dann empfiehlt es sich, große Profile aus St 52 mit besserer Querschnittsverteilung aus Universalprofilen zusammenzuschweißen, wie auf Abb. 2 dargestellt. Dieser P-Träger hat bei rd. 34% Materialersparnis und gleicher Bauhöhe ein noch etwas höheres Tragvermögen als ein Grey-Träger I 65 aus St 37. Wenn es gelingt, schwere Träger auch in St 52 als P-Träger zu walzen,

würde bei Massenproduktion der gewalzte P-Träger natürlich vorzuziehen sein. Das Zusammenschweißen von Trägern bringt auch die Möglichkeit, die Flanschenbreite zu vergrößern und damit zu dem wirtschaftlichen H-Träger zu gelangen. Die am Übergang vom Steg zu den Flanschen in der Schweißnaht entstehenden Schubspannungen sind so gering, daß sie sich leicht beherrschen lassen.

Nachsatz: Wie ich von befreundeter Seite nachträglich erfahre, soll das Grey-Profil verlassen werden. Ferner wird mir mitgeteilt, daß das Peiner Walzwerk bereits P-Träger bis zu 40 cm Höhe in St 52 herstellt.

Durch meine Untersuchungen sollte gezeigt werden, welchen Einfluß die Querschnittsverteilung auf die Ersparnismöglichkeiten beim Übergang von St 37 auf St 52 hat und daß die Träger mit parallelen Flanschen vorteilhafter sind. Ob nun — wenigstens bei großen Profilen — der gewalzte P-Träger billiger als der geschweißte sein wird, muß die Praxis lehren.

Alle Rechte vorbehalten.

## Das Ullsteinhaus in Berlin.

Betrachtungen zu dem Werk: „Ein Industriebau“, Bauwelt-Verlag, Berlin.

Von Dr.-Ing. Wilh. Weiß, München.

Bei allen größeren Hochbauten, welche geschäftlichen oder gewerblichen Zwecken dienen sollen, zeigt sich immer wieder dasselbe Bild: Kaum ist die Planung in der Hauptsache beendet, so wird der Bau, um eine meist kurz bemessene Bauzeit einhalten zu können, mit aller Macht hochgetrieben. Beim ersten Stockwerk angelangt, beginnen in der Regel die Änderungen, die in veränderten betrieblichen Dispositionen ihre Ursache haben. Je durchgreifender diese Umdispositionen sind, desto mehr Schwierigkeiten stellen sich der Ausführung entgegen. Dies ist der Boden, auf dem die meisten Erfahrungen gesammelt werden können. So war es auch bei dem Ullsteinhausbau. Diese wertvollen Erfahrungen und Ergebnisse bei einem Jahre beanspruchenden Neubau kamen bislang immer nur den am Bau Beteiligten zugute; die übrige Bauwelt erfuhr davon gewöhnlich sehr wenig oder gar nichts. Wohl fanden größere hervorragende Bauwerke ihre Besprechung in den Fachzeitschriften; man begnügte sich in den Aufsätzen jedoch mit der Darlegung des künstlerischen und konstruktiven Aufbaues, den zugrunde gelegten Belastungen, der Art der Berechnung und sonstigen rein technischen Angaben über den fertigen Bau. Über die technischen und sonstigen Schwierigkeiten, welche sich der Bauausführung entgegenstellten, welche durchgreifenden Änderungen vorzunehmen waren, welche wichtigen Erfahrungen gesammelt werden konnten — darüber schwiegen sich diese Berichte in den Fachzeitschriften aus. Dazu war entweder keine Zeit vorhanden oder diese Etappen der Bauausführung wurden angesichts des fertigen Bauwerks ganz von selbst in den Hintergrund gedrängt. Da die gesamte Bauwelt an den für die weitere Entwicklung im Bauwesen bedeutungsvollen Erfahrungen bei solchen Großbaustellen ein lebhaftes Interesse hat, so ist es dankbar zu begrüßen, daß über das Ullsteinhaus ein Werk vorliegt, das uns einen tiefen Einblick in die ganze Bauabwicklung des unter mancherlei Schwierigkeiten zu Ende geführten markanten Baues gestattet. Das Werk „Ein Industriebau“ läßt wie ein Tagebuch von A bis Z die ganze Durchführung des Bauwerks unter günstiger Herausstellung des Wesentlichen am Auge des Lesers vorüberziehen und will rein sachlich zur Förderung einer folgerichtigen, sachlich berechtigten und den Zeitverhältnissen wohl angepaßten Entwicklung des Bauwesens alle Schwächen und Fehler aufdecken, die sich als Folge falscher Dispositionen und Entschlüsse herausstellten. Fehler werden bei großen Baustellen wohl nie vermieden werden können; es ist aber ein anerkennenswertes Beginnen, an den Erfahrungen, die sich daraus ergeben, die ganze Bauwelt teilnehmen zu lassen und sie so vor gleich schweren, ja verhängnisvollen Wirkungen zu bewahren. Dieser Dienst am Gemeinwohl, den die Verfasser mit ihrem Werk auf bautechnischem Gebiete leisten, ist um so wertvoller, als erstmalig über Erfahrungen in der Eisenbetonbauweise eines typischen Großbaues berichtet wird, die teilweise bisher nicht bekannt waren, ferner über solche Nachteile, die zwar schon bekannt sind, wie Stemmarbeiten, Bauverzögerung, Zinsverlust usw., die hier aber deutlich mit greifbaren Zahlen belegt werden. — Es möge die Aufgabe dieser Zeilen sein, sich mit dem Werk nur insoweit zu befassen, als die Bauweisen Stahl und Eisenbeton in Frage kommen. —

Bei der Wahl der Bauweise, die zugunsten des Eisenbetons ausfiel, entschied letzten Endes die Kostenfrage. Die Vergebung der Bauarbeiten erfolgte zu einer Zeit, wo die Konjunktur für die Stahlbauunternehmen gegenüber den Eisenbetonbauunternehmen etwas günstiger war. So ergab sich erklärlicherweise bei der Gegenüberstellung der Angebote ein Verhältnis von 1:1,42 zugunsten des Eisenbetons. Es ist hierbei allerdings noch zu berücksichtigen, daß bei diesem Bau die Verhältnisse für den Eisenbeton günstig lagen, insofern als die Länge der Unterzüge durchwegs nur 5 bis 8 m betrug, und gleichzeitig hohe Nutzlasten aufzunehmen waren. Es ist bekannt, daß in so gelagerten Fällen der Eisenbeton in der Kostenfrage sich günstiger stellt, während bei größeren Spannweiten und mittleren Nutzlasten der Stahlbau billiger zu stehen kommt. Über eine gewisse Grenze hinaus, was Spannweiten und Nutzlast anlangt,

kommt aus Gründen der Abmessungen und der Wirtschaftlichkeit nur mehr Stahl als Baustoff in Frage. Neben der Kostenfrage sind wohl auch noch andere wichtige Gesichtspunkte erwogen worden, doch fielen sie, — wie sich herausstellte, sehr zum Schaden der Bauabwicklung — nicht mit dem vollen Gewicht in die Waagschale. Durch einen Bauarbeiterstreik wurden die Bauarbeiten um nicht weniger als 13 Wochen unterbrochen und als der Streik glücklich beigelegt war, setzte der zum Glück milde Winter 1925/26 ein. In dieser Hinsicht war der Bau zweifellos von einem Mißgeschick verfolgt, das einer gewissen Tragik nicht entbehrt, da gerade dieser gewaltige Neubau den Ausbruch des Streiks um jene Zeit begünstigte.

Als ein schwerer Fehler hat sich die Ausführung der Pfeiler in tragendem Mauerwerk herausgestellt. Da die Eisenbetondecken erst eingebaut werden konnten, wenn die Außenmauern bis zu dieser Höhe gediehen waren, so waren diese Arbeiten von den Maurern abhängig, die weniger rasch vorankommen konnten. Die dadurch eingetretenen Verzögerungen wirkten sich schwer zum Nachteil des Bauherrn aus. Diese Erfahrung liefert den besten Beweis für die Zweckmäßigkeit und Überlegenheit des Skelettbauwerks, bei dessen Anwendung die Maurer gänzlich unabhängig von den Eisenbetonleuten die Ausmauerung der nichttragenden Wände hätten vornehmen können. Zu diesen kostspieligen Aufhalten kam als weiter erschwerender Umstand hinzu, daß bereits bei  $-3^{\circ}\text{C}$  das Mauern eingestellt werden mußte, während das Weiterbetonieren dank der getroffenen umfassenden Heizrichtungen bis zu  $-6^{\circ}\text{C}$  möglich war. Unsere Erinnerung an den allerdings außerordentlichen Winter 1928/29, der wochenlang Kältegrade bis zu  $30^{\circ}\text{C}$  und darüber brachte, läßt uns erkennen, daß Kältegrade von etwa  $6^{\circ}\text{C}$  als gering zu betrachten sind. Trotzdem ist dieser Kältegrad nach den bei noch tieferen Graden gemachten Erfahrungen, wobei noch weitestgehende Heizrichtungen vorgesehen waren, als die unterste Grenze für Betonierungsarbeiten anzusehen. Als Beweis hierfür kann der Neubau des Camera-Werkes der I. G. Farben in München dienen, der im Winter 1928/29 in Eisenbeton zur Ausführung gelangte. Unter Beachtung aller erdenklichen Vorichtsmaßnahmen, die natürlich die Kosten unverhältnismäßig erhöhten, wurden Betonierungsarbeiten bei unter  $6^{\circ}\text{C}$  Kälte von einer anerkannt leistungsfähigen Münchener Baufirma vorgenommen, die unter dem Zwang der Verhältnisse geleistet werden mußten. Wenn ein solches Experiment — man kann es wohl nicht anders bezeichnen — ohne Rücksicht auf die Kosten auch einmal glücken kann, so geht es doch zu weit, einen solchen Fall zu verallgemeinern. Ungleich bessere und vor allen Dingen sicherere Möglichkeiten bestehen hier zweifellos im Stahlbau, mit dem es ohne jedes Risiko in Verbindung mit fast trockener Bauweise ohne weiteres möglich ist, selbst bei hohen Kältegraden Bauarbeiten auszuführen, solange eben die menschliche Arbeitsfähigkeit dazu in der Lage ist. Es fehlt keinesfalls an Beispielen, daß Stahlbauten bei strengstem Frost ausgeführt wurden.

Ein weiterer Umstand, der sich nicht zugunsten der gewählten Bauweise auswirkte, ist die bereits eingangs gestreifte Notwendigkeit von mancherlei Änderungen während des Baues. Als Parallele darf hier auf den Schockenbau in Stuttgart hingewiesen werden, der als bescheidenes Geschäftshaus entstehen sollte, durch Umdisponierungen während des Baues sich aber zu einem Kaufhaus mit bedeutenden Ausmaßen entwickelte. Da bei diesem Bau Stahl als Baustoff gewählt war, so waren die Änderungen leicht ausführbar. Auch beim Ullsteinbau waren offenbar recht weitgehende Änderungen notwendig geworden, „wobei man durch die bereits fertige Fundierung oder durch die bestehenden Geschosse so eingeengt war, daß es oft schwer fiel, den neu auftauchenden Bedingungen zu entsprechen“. Die in dieser Hinsicht gemachten Erfahrungen sind ein neuer Beweis dafür, daß es durchaus unzweckmäßig ist, einen Bau in Eisenbeton auszuführen, wenn nicht absolut feststeht, daß mit Änderungen während des Baues nicht zu rechnen ist. Eine recht beherzigenswerte Lehre bietet das Kapitel „Stemmarbeiten“ beim Ullsteinbau. Diese Art



von Arbeiten sind nicht vorher zu bestimmen, sie ergeben sich mit dem Vorwärtsschreiten des Bauwerks und wachsen aus den betrieblichen Erfordernissen heraus. Die meisten Stemmarbeiten verursacht normalerweise die sachgemäße Aufstellung eines Maschinenparks, aber auch sonstige auf geänderte Dispositionen zurückzuführende Arbeiten sind in der Hauptsache Stemmarbeiten, „die bei den Eisenbetondecken gegenüber den bei Stahlkonstruktionen möglichen Steineisendecken größeren Zeit- und Kostenaufwand mit sich bringen. Hierbei ist eben der Bauleiter vom Bauherrn abhängig, der aus inneren Notwendigkeiten heraus im Laufe der Bauausführung mehrfach sein Fabrikationsprogramm ändern mußte. Monatlang waren später 300 bis 400 Mann mit Stemmarbeiten beschäftigt“. An anderer Stelle des Werkes heißt es, „daß von der gesamten Bausumme 11 bis 12 % auf Tagelohnarbeiten kommen oder etwa 30 % aller Maurerarbeiten aus Tagelohnarbeiten bestehen, wovon wieder die für Stemmarbeiten den weitaus größten Teil umfassen“. Da es sich bei diesem Bau um eine Gesamtsumme von Millionen RM handelt, so kann man ermaßen, welche beträchtliche Summe diese 11 bis 12 % darstellen und welche Summe hätte gespart werden können, wenn diese Stemmarbeiten an Steineisendecken und Mauerwerk hätten vorgenommen werden können; sie wären in diesem Falle vermutlich nicht halb so teuer zu stehen gekommen und wären bedeutend rascher auszuführen gewesen. Der Zeitgewinn fällt hier aus mehreren Gründen sehr bedeutend in die Wagschale. „Durch die Verzögerung des ganzen Baues um etwa ein halbes Jahr lagerte in den Lieferwerken der gesamte Maschinenpark für die Druckerei. Jede Woche Verzögerung verschlang neben entsprechenden Lagerungskosten große Summen an Zinsen, wozu noch der Gewinnverlust des darin angelegten Kapitals hinzukam.“

Von besonderem Interesse ist, welcher Standpunkt hinsichtlich der zu wählenden Deckenart eingenommen wurde. Es muß hier erwähnt werden, daß schon bei der Wahl der Bauweise die Frage im Vordergrund stand, in welcher Weise am zweckmäßigsten die durch die zahlreichen und schweren Druckermaschinen in den einzelnen Geschossen bewirkten Erschütterungen und Stöße aufgenommen werden können. Die Bauherrschafft glaubte nämlich auf Grund von ungünstigen Erfahrungen bei einem anderen Bauwerk annehmen zu müssen, daß stählerne oder Eisenbetonstützen als Kern in den Pfeilern der Außenwand die Schallübertragung zum Nachbarn begünstigen, und entschied daher die Ausführung der Pfeiler der Außenwand in tragendem Mauerwerk. Diese Entscheidung hat sich, wie bereits oben erwähnt, verhängnisvoll ausgewirkt. Die gleiche Frage — die Frage der Aufnahme der Erschütterungen — hat auch für die Decken eine Rolle gespielt und es wurde dabei die Ansicht vertreten, „daß es notwendig sei, durch eine starke Verbindung und Einspannung der Decken in die Balken und der Balken in die Säulen, einen möglichst großen Teil des Bauwerks zur Aufnahme und Verarbeitung dieser zusätzlichen Beanspruchungen heranzuziehen, um durch große Massen den Ausschlag der Schwingungen zu verringern und die Dämpfung möglichst zu erhöhen“. Es wird dann weiter ausgeführt, daß und inwiefern die Eisenbetonbauweise diesen Bedingungen am besten entspricht. Dem ist jedoch entgegenzuhalten, daß auch im Stahlbau es ohne weiteres möglich ist, die Deckenplatten in die Unterzüge einzuspannen dadurch, daß man sie als Koenensche Voutenplatten ausführt. Auch der steife Anschluß der Unterzüge an die Stützen in Rahmenbauweise ist heute im Stahlbau keine Seltenheit mehr. Größere Stahlskelettbauten der letzten Jahre sind in dieser Bauart ausgeführt. Mit der Ausführung der reinen Eisenbetondecke hat die Bauleitung den Nachteil der den Raum unterhalb der Decken versperrenden Abstützungen der Schalung und die Schwierigkeit der Stemmarbeiten in Kauf genommen; bei einer Steineisendeckenausführung wären die Räume unter den Decken infolge der Aufhängung der Schalung an den Trägern vollkommen frei gewesen und der Fortgang der Arbeiten wäre in keiner Weise behindert worden.

Die Dachausführung des Ullsteinbaues erfolgte in Stahlkonstruktion, um im obersten Geschos „unter der leichten Decke den Vorteil eines großen weitgespannten Raumes zu gewinnen“. Die am Teltowkanal bzw. an der Ullsteinstraße gelegenen Bauteile, von denen wegen der erheblichen Mehrkosten des Bauwerkes nur das Erd- bzw. erste Obergeschos ausgebaut wurde, erhielten ein Nottach aus Stahlkonstruktion, dessen Binder bei einem späteren Hochführen der Flügel wieder verwendet werden können. Mit der Dachkonstruktion hat man dem Stahlbau Gelegenheit gegeben, zwei wichtige Vorzüge herauszustellen: den der Überbrückung großer Spannweiten mit geringstem Aufwand an Baustoff und Gewicht, sowie die Möglichkeit, ein Bauwerk abzubauen und an anderer Stelle wieder aufzubauen.

Aus der Darstellung über diesen künstlerisch und technisch hervorragenden Bau geht eindeutig hervor, daß die mit Schwierigkeiten durchsetzte Bauabwicklung auf zwei Ursachen zurückzuführen ist: 1. auf die Entscheidung, daß in Eisenbeton gebaut werden sollte, und 2. auf die Bestimmung, daß die Pfeiler der Außenwand in tragendem Mauerwerk auszuführen waren. Mit der Bauweise in Eisenbeton kam der Bau in den Bereich des wochenlangen Streiks und erwachsen die bedeutenden Kosten für die Änderungen und Stemmarbeiten, mit der Ausführung der Mauerpfeiler ergaben sich die zeitraubenden und daher kostspieligen

Aufenthalte bei den Betonierungsarbeiten. Von diesem letzteren Standpunkt aus betrachtet, hätte also unzweifelhaft die Skelettbauweise als solche den Vorzug verdient, wobei dahingestellt bleiben könnte, ob Stahl oder Eisenbeton vorzuziehen sei. Im Hinblick aber auf die bedeutenden Kosten der Änderungs- bzw. Stemmarbeiten wird auch die Frage: Stahl- oder Eisenbetonskelett nicht mehr zweifelhaft.

Erfahrungsgemäß sind Bauarbeiterstreiks weitaus häufiger als Metallarbeiterstreiks und selbst wenn nach Auftragserteilung bei der Anfertigung der Stahlkonstruktion beim Ullsteinbau ein Streik eingetreten wäre, so hätte man immer die Möglichkeit gehabt, bei längerer Dauer des Streiks andere nicht bestreikte Stahlbauunternehmen heranzuziehen. Solcher Arbeitsersatz ist im Stahlbau leicht möglich. Außerdem hätte man aber auch wahrscheinlich die Stahlkonstruktion verschiedenen Firmen in Auftrag gegeben, wodurch eine etwaige Arbeitsverzögerung bei einzelnen Werken weit weniger stark in Erscheinung getreten wäre. Ein Beispiel hierfür bietet das noch größere Verwaltungsgebäude der I. G. Farbenindustrie in Frankfurt a. M., bei dessen Ausführung der Ausfall am Arbeitsabschnitt einer Firma zeitlich sich überhaupt nicht ungünstig ausgewirkt hat. Man kann also als sicher annehmen, daß auch beim Ullsteinneubau die Fertigstellung des Rohbaues in Stahlkonstruktion vor dem Winter unter allen Umständen erreicht worden wäre. Mit zwingender Notwendigkeit ergibt sich aus der ganzen Abwicklung des Ullsteinneubaues die Lehre, daß Bauwerke von den Ausmaßen dieses Baues am raschesten und billigsten in Stahl herzustellen sind, am billigsten mit ziemlicher Sicherheit auch dann, wenn der Angebotspreis in Stahl höher sein sollte. Voraussetzung ist dabei lediglich, daß alle Faktoren, die erfahrungsgemäß bei Ausführung größerer Bauten mehr oder weniger eine Rolle spielen, auch tatsächlich und entsprechend berücksichtigt werden. Beim Ullsteinbau waren die Abmessungen auf eine Ausführung in Eisenbeton geradezu zugeschnitten; im allgemeinen sucht man jedoch auch bei Fabrikbauten dieser Art mit möglichst wenig Stützen und nur einer Stützenreihe auszukommen, denn zahlreiche Stützen wirken stets mehr oder weniger störend, sind auch aus betrieblichen Gründen meist unerwünscht.

Der Bau lehrt weiterhin, daß der ungeheure Platzbedarf für die Lagerung der Baustoffe: Kies, Sand, Zement, Schalholzer, für die Zurechtung der Bewehrungsseisen, der Aufstellung der Baumaschinen usw. bei der Gegenüberstellung der Vor- und Nachteile von Bauarten eine große Rolle spielt. Trotzdem an und für sich reichlich Platz vorhanden war — bei mehr im Innern einer Stadt gelegenen Baustellen herrscht meist empfindlicher Platzmangel — waren schließlich die sich ansammelnden Baustoffe nur mit größter Mühe unterzubringen. Reg.-Baumeister Braun, welcher der Oberbauleitung angehörte, berichtet darüber: „Alle nur zur Verfügung stehenden Ecken des Bauplatzes füllten sich mit Baustoffen. Sehnsüchtig warteten Bauleitung und Unternehmer auf die Beendigung der sich verzögernden Gründungsarbeiten, damit endlich durch gesteigerte Arbeitsleistung die die Baustelle erdrückenden Massen zum Aufführen des Rohbaues verwendet werden könnten. Die Gefahr rückte durch die Verzögerung immer näher, daß ein früher Winter den Rohbau vor Fertigstellung erfassen könnte. Überstunden, Nachtschichten, Fertigstellungsprämien versuchten größtmögliche Beschleunigung der Gründung zu erreichen. Die Eisenbetonarbeiten sollten eben mit voller Kraft einsetzen, da brach, gerade die besondere Lage dieses Baues als Ausgangs- und Brennpunkt benutzend, ein wilder Bauarbeiterstreik auf der Baustelle aus, dem rasch in Berlin und wenige Tage darauf fast in ganz Deutschland, der allgemeine Bauarbeiterstreik folgte. Sämtliche Hoffnungen auf Fertigstellung des Rohbaues vor dem Winter waren damit begraben.“

Der von dem oben genannten Mitverfasser des Werkes behandelte Teil: Architektur und Planung des Baues, berichtet an verschiedenen Stellen in freimütiger Offenheit und objektiv über die bei dem Bau zutage getretenen Schwierigkeiten der Eisenbetonbauweise. Nicht den gleichen Eindruck gewinnt man bedauerlicherweise bei dem Teil des Werkes, welcher sich mit der Konstruktion und ihrer Ausführung näher beschäftigt. Der Verfasser gibt wohl ebenfalls im großen und ganzen die von Braun berichteten ungünstigen Erfahrungen zu, insbesondere da wo die offenen Ausführungen seines Kollegen B. diese Tatsachen deutlich erhellen. Er vermeidet aber jeden zahlenmäßigen Nachweis, der zuungunsten der Eisenbetonbauweise ausgelegt werden könnte, und glaubt gegen längst erwiesene Tatsachen ankämpfen zu sollen. So wird z. B. im Ernst niemand seinen Behauptungen, daß Änderungen an Eisenbetonbauten innerhalb der gleichen Grenzen wie beim Stahlbau möglich seien oder daß „nachträgliche Erhöhungen der Tragfähigkeit bei Eisenbeton sogar leichter ausführbar seien als bei einer Eisenkonstruktion“, Glauben schenken.

Bei Bauwerken von den Ausmaßen des Ullsteinhauses kann nach diesen wertvollen, vielfach mit Zahlen belegten Mitteilungen in dem Werk „Ein Industriebau“ die Entscheidung über die zu wählende Bauweise nicht mehr zweifelhaft sein.

**INHALT:** Über die Bemessung und Ausführung von Hänsegurten (Ketten und Kabeln) (Schluß). — Über den Neubau der Antonius-Kirche in Schnelldemühl. — Gewichtsparsnis bei belegebeanspruchten Normalprofil-I- und Grey-Trägern aus St 52. — Das Ullsteinhaus in Berlin.