

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, 30. Mai 1930

Heft 11

Welche Vorteile erwachsen der deutschen Wirtschaft durch Schweißung im Stahlbau? ¹⁾

Alle Rechte vorbehalten.

Von Prof. Dr.-Ing. A. Hilpert, Technische Hochschule Berlin.

Unaufhaltsam sind in den letzten Jahrzehnten die neueren Schweißverfahren, insbesondere die Gasschmelzschweißung und die Lichtbogenschweißung, in fast alle Eisen, Stahl, und Metall verarbeitenden Industrien Deutschlands vorgedrungen, Vereinfachung und Verbilligung mit sich bringend. Wir sehen, wie in vielen Fällen die Nietung durch die Schweißung verdrängt worden ist, z. B. im Schiffbau, im Behälterbau.

Wir sehen im großen Gebiet des Rohrleitungsbaues, wie Verflansung und Verschraubung durch die Schweißung ersetzt wird, wie ohne die Möglichkeit der Verschweißung die jetzt immer mehr aufkommenden Fernleitungen nicht denkbar wären. Wir sehen, wie vielfach Gußeisen und Stahlguß verdrängt werden durch Flußstahl,

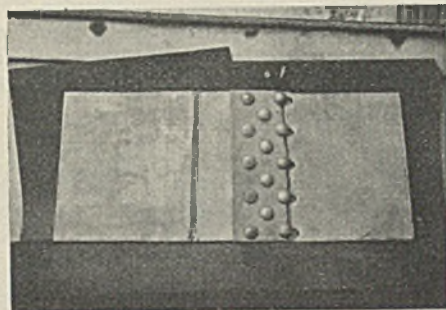


Abb. 1. Zerreißversuche mit geschweißter und genietetem Blechnaht.

indem Flußstahlbleche entsprechend zusammengepaßt und verschweißt an Stelle von Gußkörpern treten und dabei bis zu 50% und mehr leichter ausfallen als letztere. Wir sehen auch, wie das Ausland rings um uns her, besonders Belgien, die Schweiz, Polen und ganz besonders Amerika auch auf dem Gebiete des Hoch- und Brückenbaues an Stelle der Nietung die Schweißung mit großem Erfolg anwenden. In Deutschland standen wir auf letzterem Gebiet bisher fast ganz zurück. Nachdem jetzt Richtlinien über Herstellung und Abnahme geschweißter Stahlbauten vorhanden sind, wird auch bei uns in Deutschland zweifellos die Schweißung, insbesondere die Lichtbogenschweißung vielfach erfolgreich an Stelle der Nietung im Stahlbau treten.

Fortfalls der Knotenbleche und Nietköpfe, wegen Fortfalls des Überlappungsmaterials, sowie wegen Fortfalls der Nietlochverschwächung und dadurch ermöglichter Verwendung kleinerer Stabquerschnitte für die gezogenen Stäbe.

Die Gewichtersparnisse können auch die Fundierungskosten günstig beeinflussen. Je nach Art und konstruktiver Durchbildung der geschweißten

Stahlbauten betragen diese Gewichtersparnisse auf Grund bisheriger Ergebnisse vorsichtig ausgedrückt zwischen 10 und 25%, im Mittel etwa 18%. Die Arbeitersparnis kann ebenfalls bis zu 30% betragen, während das Schweißen selbst mehr Lohnaufwand erfordert als das Nieten. Diese Arbeitersparnis rührt zum großen Teil da-

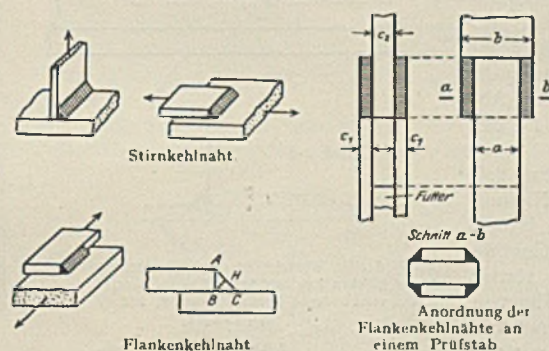


Abb. 2. Kehlnahtanordnung bei Prüfstäben.

von her, daß die Anarbeit beim Schweißen wesentlich geringer als beim Nieten ausfällt. Gewisse Skelettbauten wird man vielleicht auf der Baustelle montieren können, ohne daß die Einzelteile durch die Bearbeitungswerkstatt gelaufen sind. Die Walzprofile können in diesem Fall im Walzwerk bereits auf Maß geschnitten und dann auf der Baustelle verschweißt werden, nachdem sie eventuell noch mit dem Schneidbrenner zurechtgeschnitten sind.

Die bei der Schweißung erzielten Festigkeiten sind heute durchaus befriedigend und bilden, wie zahlreiche Versuche bewiesen haben, kein Hindernis für die Anwendung. Voraussetzung hierbei ist die Verwendung richtiger Schweißgeräte, richtiger Elektroden und sachgemäß ausgebildetes

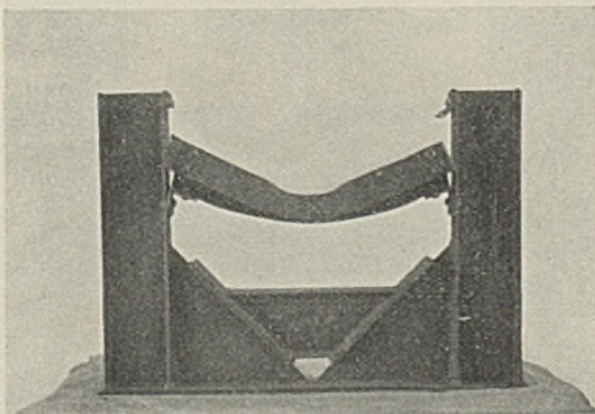


Abb. 3. Genietete Verbindung wiederholten Schlägen ausgesetzt.

Die Vorteile, welche der deutschen Wirtschaft durch Anwendung der Schweißung im Stahlbau erwachsen, sind mannigfacher Art. Man braucht nur zu überlegen, um zu erkennen, daß die Anwendung der Schweißung an Stelle des Nietens Gewichtersparnisse bringen muß, und zwar wegen

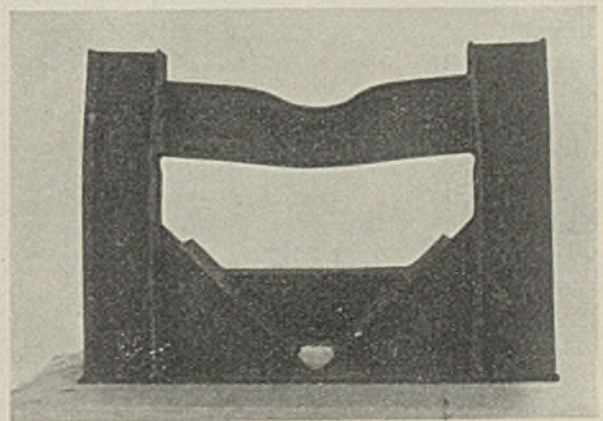


Abb. 4. Geschweißte Verbindung wiederholten Schlägen ausgesetzt.

und überwachtes, durch Probeschweißungen ausgebildetes Schweißpersonal und natürlich auch eine der Eigenart der Schweißung gerecht werdende konstruktive Anordnung.

Abb. 1 zeigt eine Plattenprobe mit einer Stumpfstoß-Schweißnaht und einer dreireihigen Nietverbindung nach dem Zerreißversuch. Die Überlegenheit der Schweißung tritt hierbei deutlich zutage. Allerdings sind gleiche Plattendicken verwendet, und der Gewichts-aufwand ist für beide

¹⁾ Vortrag, gehalten in der vom Messeamt Leipzig anlässlich der Frühjahrsmesse 1930 veranstalteten Vortragsreihe über Stahlskelettbauten.

Verbindungsarten ungefähr der gleiche. Der Bohrverlust hat den Bruch in der ersten Nietreihe herbeigeführt, und die Schweißverbindung blieb unversehrt.

Im Stahlskelettbau wird ja meist die Kehlschweißnaht angewendet werden.

Abb. 2 zeigt die Arten der Kehlnaht und ihre Anordnung bei Prüfstäben.

Abb. 3 u. 4 zeigen dieselbe Konstruktion, einmal durch Nietung (3), einmal durch Kehlschweißung (4) verbunden. Nach fünf Stößen von je 500 kg ist die Nietverbindung zerstört, die Schweißverbindung dagegen nach sechs gleich schweren Stößen nur deformiert. Für Fachkreise ist diese Erscheinung nichts Neues. Da hier die Rahmenecke in erster Linie gefährdet ist, würde man allerdings im praktischen Stahlbau diese Ecke derart ausbilden, daß sich eine günstigere Nietbeanspruchung ergibt. Eine richtig geschweißte Kehlnaht wird bei Zerstörung des ganzen Gebildes nur in den seltensten Fällen anreißen. Meist wird das angeschweißte Stück außerhalb der Schweißstelle anreißen. Verschweißung von Winkelprofilen unter sich oder mit T-Profilen kommt z. B. häufig bei Binderkonstruktionen vor.

Die Schweißverbindung gestattet sich dabei sehr einfach. Auch die Berechnung der Schweißnaht, Abb. 5, ist nicht schwierig. Der aus den Kehlnahtlängen $l \times a$ (Kehldreieckhöhe) gebildete Abscherquerschnitt hat die Stabkraft aufzunehmen. Je nach der zugelassenen Beanspruchung in kg/mm^2 errechnet sich die Abscherquerschnittslänge l der Schweißnaht.

Es steht längst fest, daß die Schweißung der Nietung gegenüber den Vorteil bringt, daß das geschweißte Gebilde wesentlich fester und starrer ist als das genietete. Ein von den Ardeltwerken Eberswalde geschweißter und von mir geprüfter Modellkranträger von 3,2 m Spannweite zeigte bei der erheblichen Belastung von etwa 4 t eine verhältnismäßig geringe Durchbiegung (Abb. 6).

Die Deformation konnte auch bei 5 t Belastung nur dadurch erzielt werden, daß man diese 5 t wiederholt stoßweise auf den Kranträger einwirken ließ. Sie erfolgte aber nicht durch Bruch der Schweißnähte, sondern durch Ausknicken der Stäbe (Abb. 7). Auf Grund dieser Versuche wird z. Z. bei genannter Firma ein 5000-t-Kran von 16 m Spannweite ganz durch Schweißung hergestellt.

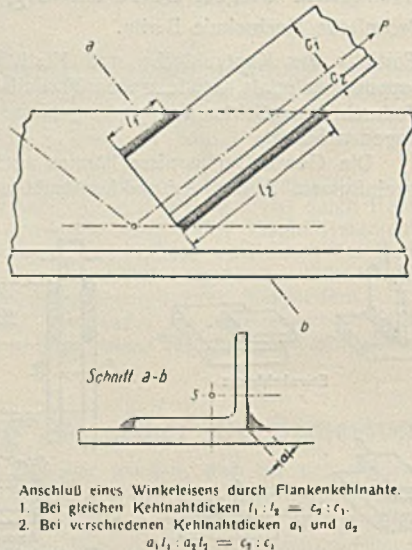


Abb. 5.

hämmern starke Geräusche verursacht. Wird doch in Amerika aus diesem Grunde zum Teil die Schweißung sogar behördlich vorgeschrieben, wenn es sich um Errichtung von Bauten in der Nähe von stark bewohnten Räumen handelt, und besonders, wenn auf die Nerven der Bewohner Rücksicht zu nehmen ist, wie bei Krankenhäusern, Hotels usw.

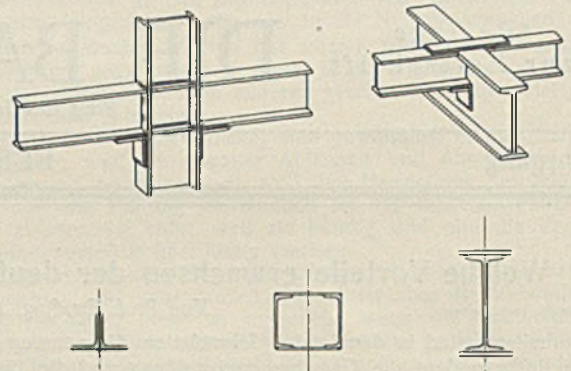


Abb. 8. Oben: Kontinuierliche Träger durch Schweißung. Unten: Für Automatschweißung geeignete Profile.

Auch die Freiheit der Profilgebung für Stützen, Träger usw. ist eine sehr große, da die vorhandenen Profile in einfachster Weise durch Schweißung beliebig zusammengefügt werden können. Es erwachsen hier dem Konstrukteur dankbare Aufgaben für neue und leichte Konstruktionsformen, die sich wohl mit der Zeit als Normen einbürgern werden. Diese Tatsache wird im Laufe der Zeit auch dazu führen, daß die Walzwerke gewisse neue Profile herausbringen werden.

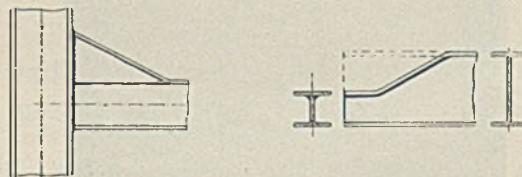


Abb. 9. Trägergestaltung durch vereinigtes Brennschneiden und Schweißen.

Für Herstellung von Stützen und Trägern kann man sich hierbei mit Vorteil des Schweißautomaten bedienen, der verhältnismäßig billig und rasch

lange Schweißnähte, sei es ununterbrochen, sei es mit Unterbrechungen, herstellt.

Abb. 8 zeigt unten einige für Automatschweißung geeignete Profile. Auch bei Verwendung der jetzigen Profile besteht eine leichtere Möglichkeit, kontinuierliche Träger auszubilden, die infolge der geringeren Biegemomente Gewichtsersparnisse mit sich bringen.

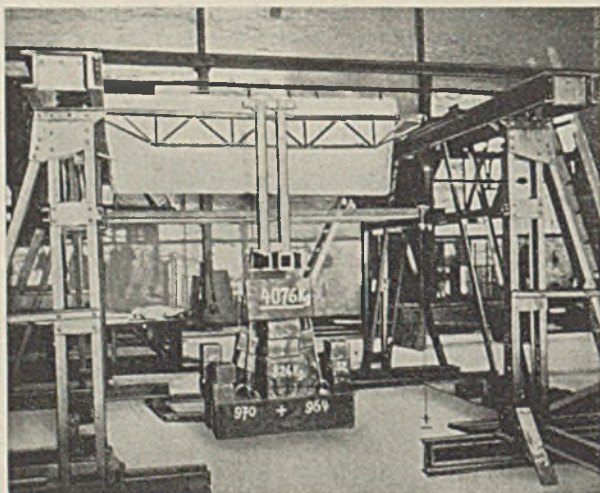


Abb. 6. Modellkranträger (Ardeltwerke) 3,2 m Spannweite, bei 4 t Belastung.

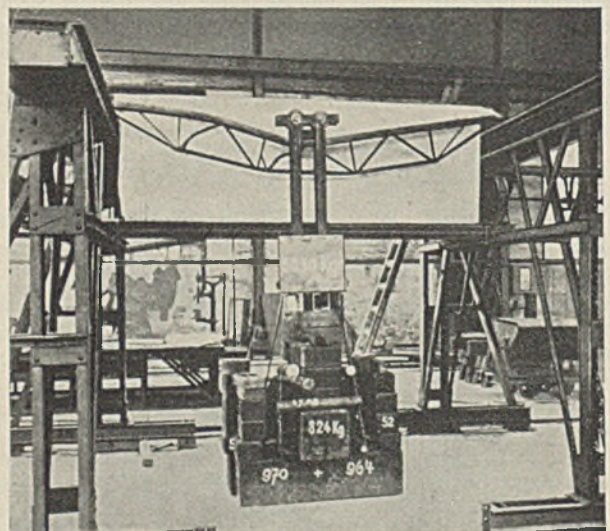


Abb. 7. Träger der Abb. 6 nach wiederholter stoßweiser Belastung von 5 t zerknickt, nicht zerrissen.

Weiter muß angeführt werden, daß die geschweißten Verbindungen einfachere Formen aufweisen als die genieteten, was besonders Verkleidung und Anstrich erleichtert, sowie auch die Instandhaltung. Auch wird häufig die Möglichkeit, verhältnismäßig geräuschlos die Verbindungsarbeit auf der Baustelle herzustellen, die Verwendung der Schweißung in den Vordergrund rücken, da die Nietarbeit besonders bei Verwendung von Prebluft-

Abb. 8 oben zeigt, wie die Träger kontinuierlich gestaltet werden können, indem sie gewissermaßen die kreuzenden Querträger durchdringen.

Es mag schließlich noch darauf hingewiesen werden, wie durch Zusammenarbeiten des Schweißens mit dem immer mehr sich ausbreitenden Brennschneiden in einfachster Weise Formveränderungen bzw. Ver-

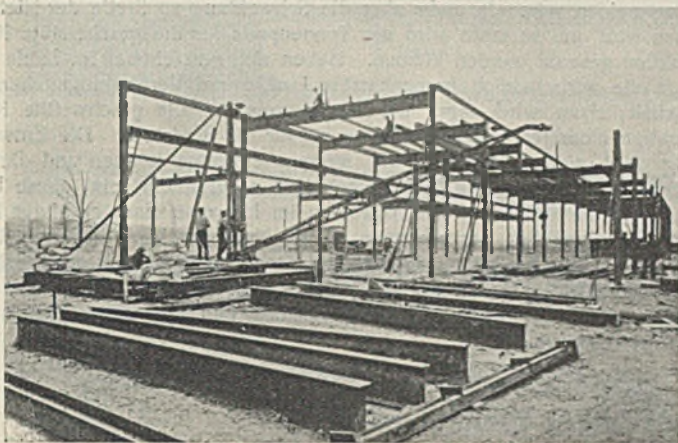


Abb. 10. Stahlhalle in Youngtown, Gesamtbreite 67 m, während der Montage; auch der im Vordergrund befindliche Kran ist ganz geschweißt.

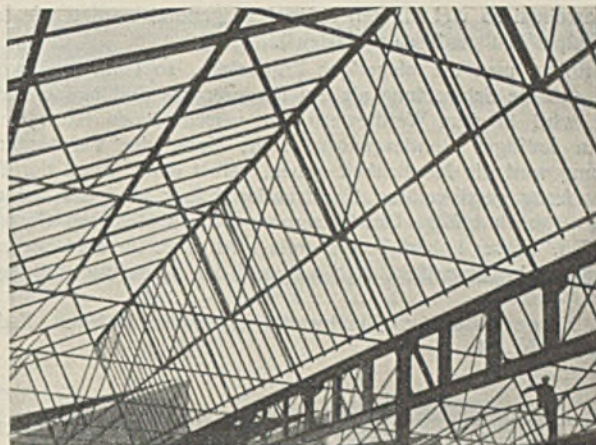


Abb. 11. Geschweißte Vierendeelträger und geschweißtes Sägendach.



Abb. 12. In Österreich geschweißtes Fabrikhallendach, 12 m Spannweite.

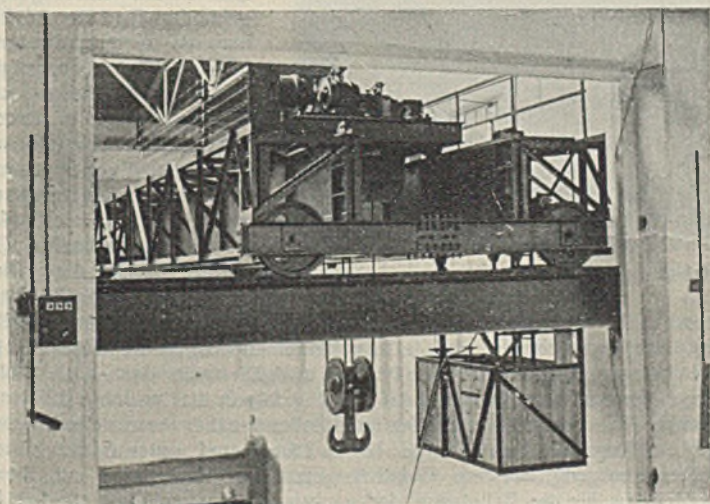


Abb. 13. In Österreich ganz geschweißter Laufkran, 12 m Spannweite, 20 t.

stärkungen an Konstruktionen vorgenommen werden können, wie Abb. 9 für einfachste Fälle zeigt¹⁾.

Die nun folgenden Abb. 10 bis 14 über ausgeführte oder in Bau befindliche Skelettbauten mögen zeigen, wieviel bereits im Ausland derartige Konstruktionen geschweißt werden. Aus der großen Zahl neuerdings geschweißter Hallen, Krane und Gittermaste seien nachstehend einige Abbildungen gebracht. Anstatt einer Erklärung der einzelnen Bilder im Text kann auf die ausführlich gehaltenen Unterschriften verwiesen werden.

Ich möchte nicht unterlassen, bei dieser Gelegenheit noch auf die Bedeutung des Rohres als Konstruktionselement für Stahlbauten hin-

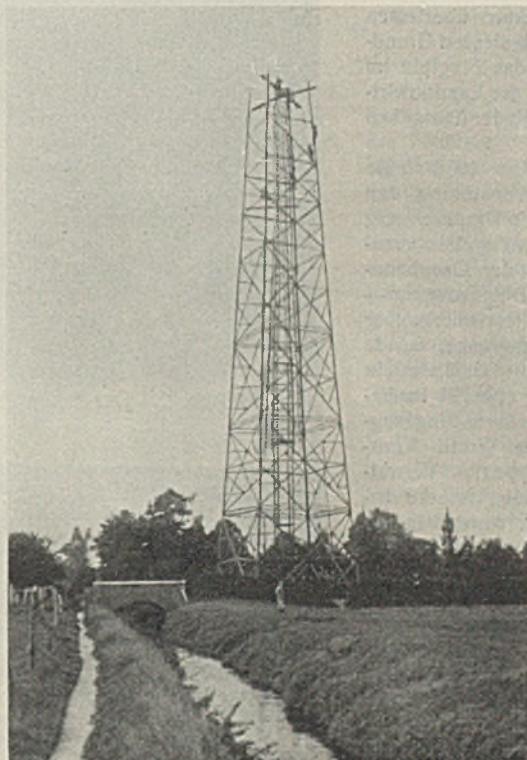


Abb. 14. 85 m hoher geschweißter Antennenmast in Belgien im Bau.

zuweisen, das, wenn durch Schweißung verbunden, außerordentlich feste und starre und dabei ganz bedeutend leichtere Gebilde ergibt als solche aus Profilen verschweißte. Zum Teil wissen wir das schon aus dem Flugzeugbau, zum Teil beweisen es die von mir durchgeführten vergleichenden Untersuchungen an aus Winkelprofilen genieteten und aus Rohren geschweißten Masten von 6 und 12 m Höhe. Hierbei konnte das für die Maste aufgewendete Stahlgewicht bei den geschweißten Rohr-

¹⁾ Die mittels der Schweißung erzielbare größere Freiheit in der Formgebung dürfte sich für das Gebiet des Hochbaues als ungemein wichtig erweisen. Manche konstruktiv schwierigere und teure genietete Konstruktion, wie sie sich vielfach bei Rahmenecken, überhaupt bei vollwandigen rahmenartigen Gebilden, herausstellen, sind mit Hilfe der Schweißung zweifellos billiger und manchmal auch in schöneren Formen ausführbar.

masten zweimal so viel für den Seilzug ausgenutzt werden wie bei den aus Winkelprofilen genieteten Masten¹⁾.

Überblickt man die bisherigen Ergebnisse, so kann man wohl behaupten, daß die Schweißung als ein Förderer des Stahlbaues anzusehen ist. Sie wird in dem Wettbewerb der verschiedenen Bauweisen dem Stahl ein kräftiger Bundesgenosse sein, denn die Verwendung der Schweißung wird die Möglichkeit geben, selbst dann, wenn der Tonnenpreis der fertig geschweißten Konstruktion höher wird als bei der genieteten, dennoch infolge Gewichtserparnis einen kleineren Gesamtpreis herauszuholen. Dieser höhere Tonnenpreis wird m. E. für die Übergangszeit vom Nieten zum Schweißen, also während der Betriebsumstellung kaum

¹⁾ S. Hilpert-Bondy, Geschweißte Rohrkonstruktionen, Z. d. V. d. I. Bd. 73, 1929, Nr. 24.

zu vermeiden sein. Je mehr aber die Schweißung an Stelle der Nietung treten wird, um so mehr wird der Tonnenpreis für die geschweißte Konstruktion gesenkt werden können. Haben sich erst einmal im Laufe der Jahre die wirtschaftlich brauchbarsten Profile und Verbindungen herausgeschält, dann wird sogar der Tonnenpreis für die geschweißte Konstruktion niedriger ausfallen können als für die genietete. Die Entwicklung wird nicht von heute auf morgen eintreten können und dürfen. Sache der einschlägigen Fachfirmen wird es vielmehr sein, diese Umstellung vom Nieten auf das Schweißen im Interesse einer gesunden Entwicklung allmählich vorzunehmen, damit Nackenschläge erspart bleiben und damit die an sich auch für den Stahlbau vorzüglich verwendbare Schweißung sich hier ebenso erfolgreich stetig wachsend durchsetzt, wie bereits auf den heute von ihr beherrschten und von mir eingangs erwähnten Gebieten.

Alle Rechte vorbehalten.

Flugzeughallen des Braunschweiger Flughafens.

Von Oberingenieur H. Maushake, Braunschweig.

Braunschweig hat der Luftfahrt von jeher ein besonderes Interesse entgegengebracht. Bereits im Jahre 1909 wurde der Braunschweiger Verein für Luftschiffahrt gegründet, der sich stets für die Schaffung eines Lufthafens einsetzte. Wegen Errichtung einer Luftschiffhalle und Schaffung eines Hafens wurden Verhandlungen mit den hierfür zuständigen Behörden und der Luftschiffbetriebs-Gesellschaft geführt und zum Abschluß gebracht.

Durch den Ausbruch des Krieges konnte jedoch damals das Vorhaben nicht zur Vollendung kommen. Die der Gasometer-Wilke A.-G., Braunschweig bereits zur Ausführung übertragene Luftschiffhalle mußte Kriegszwecken überlassen und die festgelegten Grundstücke für das Flugfeld im Jahre 1914 der Landbewirtschaftung wieder übergeben werden.

Im Jahre 1916 faßte die Heeresverwaltung den Entschluß, in Braunschweig einen Militärflugplatz anzulegen. An der Eisenbahnstrecke Braunschweig—Hannover, fast unmittelbar an der Stadtgrenze, wurde hierfür ein Gelände in Größe von etwa 91 ha bestimmt. Mehrere Flugzeughallen, eine Werft, Kraftwagenschuppen, Verwaltungsgebäude, Unterkunfts-räume usw. wurden in der denkbar kürzesten Zeit erstellt und bereits am 1. April 1917 konnte die Flieger-Ersatzabteilung 7 (Fea 7), eine der ältesten Fliegerformationen, von Köln nach Braunschweig übersiedeln. Jedoch nach Kriegsschluß mußten die Bauwerke, den Versailler-Vertragsbestimmungen entsprechend, größtenteils wieder abgebrochen werden. Die Werft, der Kraftwagenschuppen, eine Flugzeughalle und die Baracken konnten, wie Abb. 1 zeigt, erhalten bleiben. Diese Bauten wurden, soweit möglich, als Wohnungen, im übrigen als Werkstatt- und Lagerräume abgegeben, und das Fluggelände größtenteils zu Schrebergärten verpachtet.

Im Jahre 1926 wurde dann vom Reich, Staat und Stadt Braunschweig und anderen Körperschaften die Braunschweigische Flughafen G. m. b. H. zwecks Verwaltung und Ausbau des Braunschweiger Flughafens ins Leben gerufen. Der Hafen wurde in das Flugnetz der sich inzwischen gebildeten Luft-Hansa A.-G. eingereiht. Um nun für die Luftfahrt tüchtige Fachleute zu bekommen, wurde die Deutsche Verkehrsfliegerschule gegründet, die in Staaken, Warnemünde, List usw. Zweigstellen unterhält.

Wegen allzugroßer Platzbeengung mußte jedoch bald die Zweigstelle Staaken eine Veränderung erfahren. Den besonderen Bemühungen des technischen Leiters, Dipl.-Ing. Steinmann, der Br. Flughafen G. m. b. H., ist es zu danken, daß für die Verlegung der Zweigstelle Staaken Braunschweig ausersehen wurde. Hierfür waren durch den vorhandenen Flugplatz mit seiner günstigen geographischen Lage und den guten meteorologischen Verhältnissen besondere Vorteile geboten.

Dieser Entschluß, die Staaken-Zweigstelle an Braunschweig abzutreten, war ein großer Erfolg für Stadt und Land Braunschweig. Jetzt mußte der Ausbau des Flugplatzes und der noch vorhandenen Bauten vorgenommen und diese dem ursprünglichen Zwecke wieder zugeführt werden. Die als Werkstatt- und Lager-räume abvermieteten Gebäude waren frei zu machen; neue Flugzeughallen, ein Schul- und Wohngebäude usw. mußten geschaffen werden. Für den geplanten starken Flugbetrieb war der Flughafen besonders gut herzurichten. Dementsprechend wurde die Bebauung nach Abb. 2 festgelegt und hierbei auf spätere Erweiterungsmöglichkeiten Rücksicht genommen.

Nach Abb. 2 ist *a* die alte Flugzeughalle für Luftverkehr und Sonderdienst und *b* das Abfertigungsgebäude. Dort wo sich bisher die Unterkunfts-räume (s. Abb. 1) befanden, ist ein dreigliedriges Schul- und Wohngebäude *c* in zweckmäßiger Bauweise mit einer Terrasse und von Sport- und Rasenflächen umkleidet entstanden. Das rechts folgende langgestreckte Gebäude *d* ist die Turn- und Kraftwagenhalle, dann

kommt die von früher erhaltene Werft *e* (erbaut von Gasometer-Wilke) mit den angrenzenden und jetzt vollkommen ausgebauten Räumen für die Leitung, Magazinen, Werkstätten u. dgl., sowie dem nach hinten liegenden Ausbaugelände. Unter *f* und *g* folgen die im Jahre 1928 und Anfang 1929 erbauten und hier anschließend näher beschriebenen zwei großen Flugzeughallen von je 100 m Länge und unter *h* die frühere Güterabfertigung, welches Gebäude jetzt zum Kesselhaus mit Braunkohlensilos für die Beheizung der ganzen Bauten verändert worden ist. Ferner sind hier die Monteur- und Arbeiter-Speiseräume, sowie Aufenthalts-räume untergebracht.

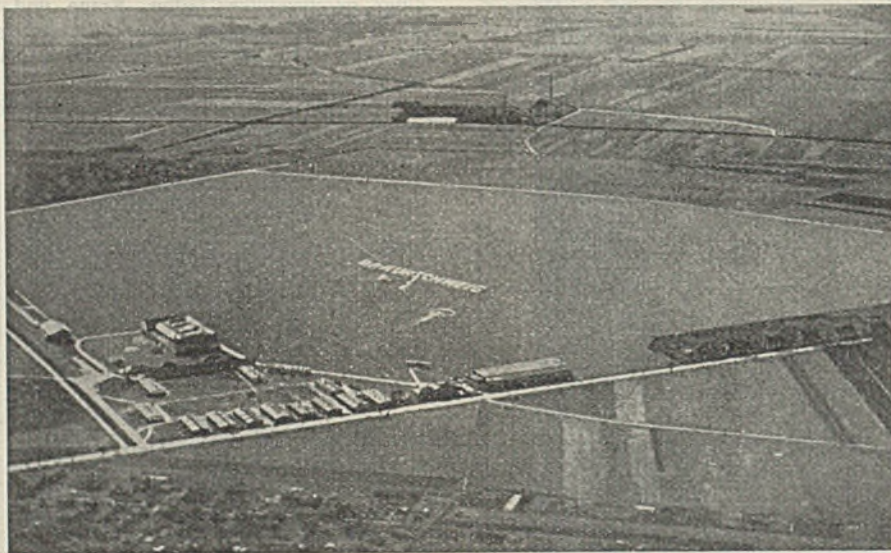


Abb. 1. Der Braunschweiger Flugplatz nach Erfüllung der Versailler Vertragsbestimmungen.

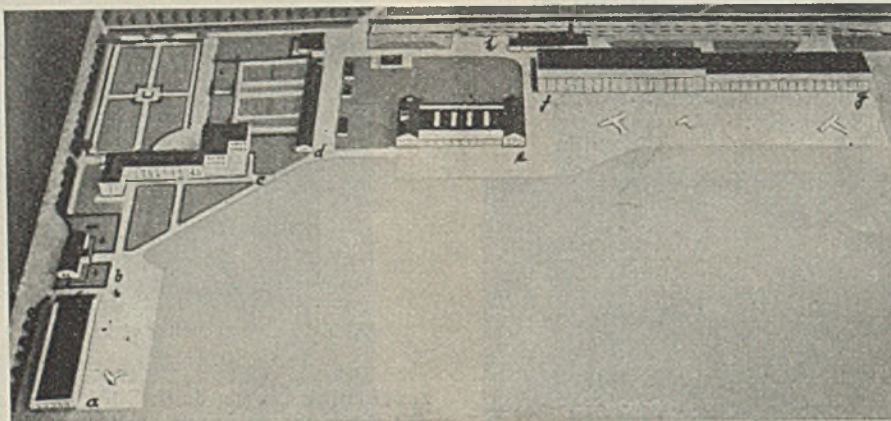


Abb. 2. Neuer Bebauungsplan.

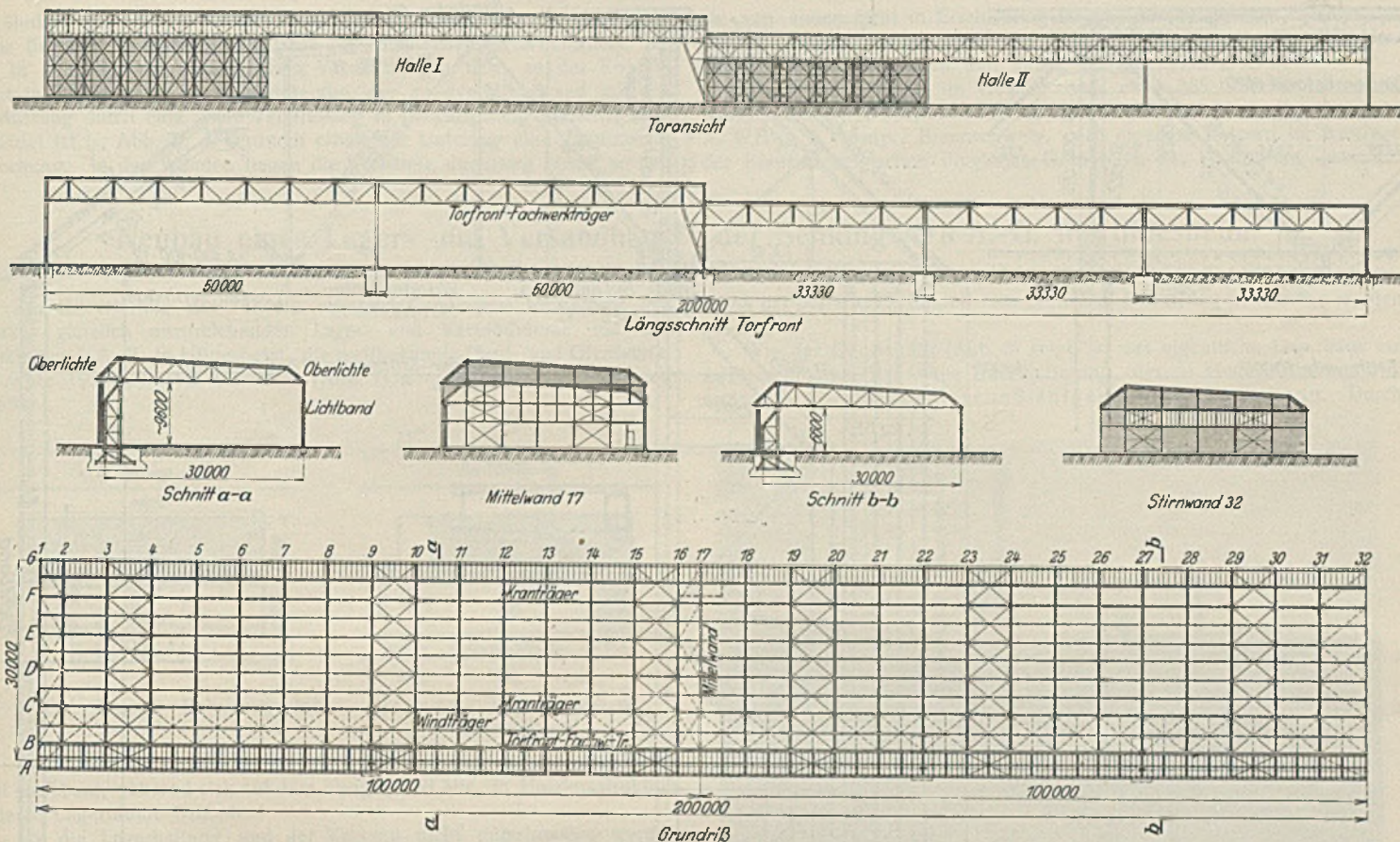


Abb. 3. Systemzeichnungen der Halle.

Die neuen Flugzeughallen bilden zwei zusammenhängende Hallen von je 100 m Länge und 30 m Breite im Lichten. Hiervon ist das höhere Bauwerk für die Unterstellung der bisher größten Flugzeuge bestimmt und hat zwei Toröffnungen von 50 m Länge und 9,5 m Höhe. Die sich unmittelbar anschließende und 3 m niedrigere Halle hat drei Toröffnungen von je 33,3 m Länge und rd. 6,5 m Höhe. Auf 100 m Hallenlänge sind 15 Binderfelder gewählt, so daß der Binderabstand rd. 6,67 m beträgt. Als Dacheindeckung dienen Bimsbetonplatten mit teerloser Pappabdeckung mit rd. 75 kg/m² Eigengewicht. Die Pfetten wurden mit einem Abstand von 2,775 m als Stahlgerberträger ausgebildet. In der Dachebene sind in



Abb. 5. Innenansicht der Halle.

einigen Binderfeldern Dachverbände, sowie für die Endfelder Windverbände in Binderuntergurt Höhe zur Übertragung des Winddruckes der Giebelwand vorgesehen. Die Dachbinder mit 6,67 m Abstand und 27,7 m freitragender Länge kragen an der Vorderfront etwa 3,8 m aus. Bei der Bemessung der Stäbe zwischen den Binderstützpunkten wurde die Auskrümmung wegen der geringen Einwirkung nicht berücksichtigt. Als Binderabstützung dient an der Hinterfront eine aus einem gewöhnlichen I-Profil gebildete Pendelstütze, während an der Vorderfront, um bei dem großen 50 m betragenden Stützenabstand die Durchbiegung möglichst gering zu bekommen, ein etwa 3,2 m hoher Torfront-Fachwerkträger zur Aufnahme des Dachkörpers als Balken über drei Stützen vorgesehen wurde. Wie aus Abb. 3 zu ersehen, ist das Dach beider Hallen an der Vorder- und Hinterfront durchgehend abgewalmt und mit kittlosen Oberlichtern eingedeckt. Die Oberlichtneigung der Vorderfront ist 45° und der Hinterfront 35°. Die Nelgung des zwischen diesen Oberlichtwalmen liegenden massiven

Dachteils beträgt 4°. Durch die Schräglage der Lichtbänder, insbesondere auch an der Vorderfront, ist ein besonders guter Lichteinfall in den Hallenraum erreicht worden. Die für die Oberlichte gewählte Sprosse ist ein hochstehendes C-Profil mit einer aufgelegten Blechschiene zur Aufnahme des Glases und für evtl. Wasserablenkung (Abb. 4). In der Wahl dieser Sprosse liegt der Vorteil, daß an der Sprosse von jeder Seite aus Reinigungs- und Anstricharbeiten vorgenommen werden können, was bei den Rinnenprofilen im Sprosseninnern nicht ohne weiteres möglich ist. Am Binderuntergurt ist an drei Knotenpunkten je eine Belastung von 1,5 t zur Anbringung von Laufkatzenbahnen für Montagen an den Flugzeugen berücksichtigt. Das

Gewicht der Dachkonstruktion einschließlich Pfetten und Dachverbände, aber ohne Laufkatzenräger, beträgt, aus St 37 ausgeführt, rd. 31 kg/m² und einschließlich des 50 m weit gestützten Torfrontträgers mit Windverband rd. 46 kg/m². Das Dach der im Jahre 1916 erstellten Werfthalle wiegt dagegen 70 kg/m², also etwa 50% mehr; obwohl die Eindeckung, Binderspannweiten usw. annähernd die gleichen sind, muß das Mehrgewicht auf die stärkeren Stabquerschnitte, die behördlicherseits vorgeschrieben waren, zurückzuführen sein.

Der an der Vorderfront zur Aufnahme der Dachkonstruktion vorgesehene 100 m lange Fachwerkträger ist entsprechend den Toröffnungen für die hohe Halle als Balken über drei Stützen und bei der niedrigen Halle als über vier Stützen gehend ausgebildet. Dementsprechend ist an der Vorderfront in Dachbinder-Untergurthöhe ein waagerechter Windträger zur Übertragung des auf die Längswände entfallenden Windlastenanteils und Weiterleitung in die Mittelstützen und Verbände in den Stirnwänden

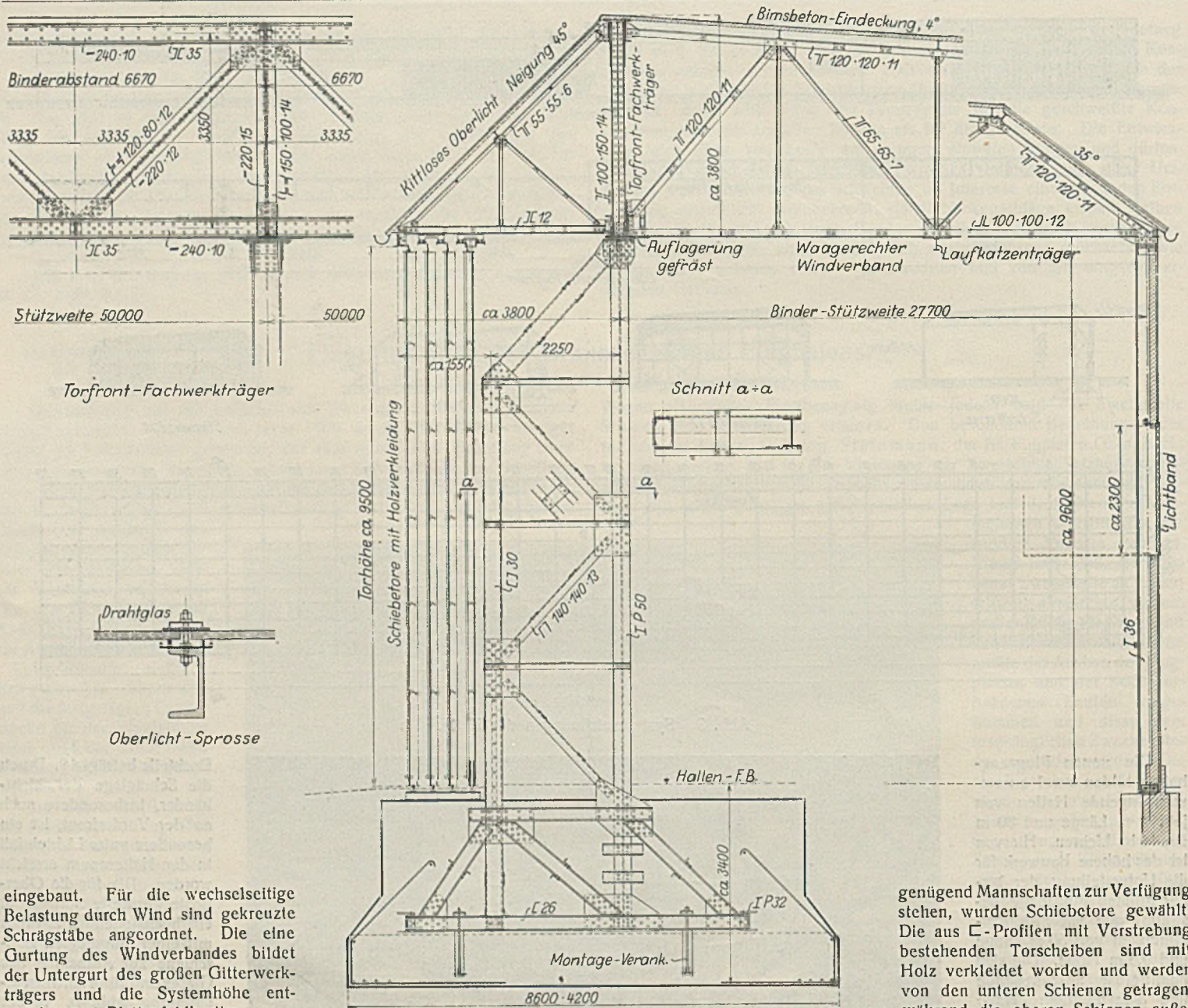


Abb. 4. Konstruktive Durchbildung der Mittelstütze.

eingebaut. Für die wechselseitige Belastung durch Wind sind gekreuzte Schrägstäbe angeordnet. Die eine Gurtung des Windverbandes bildet der Untergurt des großen Gitterwerkträgers und die Systemhöhe entspricht zwei Pfettenfeldbreiten.

Die in Mitte des Front-Fachwerkträgers der hohen Halle bestehende Stütze nach Abb. 4 hat senkrecht 224 t und eine Spitzen-Windbelastung von 34 t zu übertragen, so daß der Hauptstiel mit rd. 330 t Druck beansprucht wird. Hierfür ist ein Peiner Breitflanschprofil I P 50 ausgeführt und mit dem äußeren aus \square -Profilen bestehenden Stiel verstrebt worden. Die Stütze wurde im Fundament eingespannt und dementsprechend ist die Stützenfußkonstruktion in das Fundament geführt und gut einbetoniert. Es war mit einem weniger guten Baugrund zu rechnen und die Beanspruchung hierfür sollte möglichst 2,2 kg/cm² nicht überschreiten. Infolgedessen ergaben sich die Fundamentabmessungen für die Sohle der Mittelstütze in der hohen Halle ziemlich groß, und zwar 8,6 m lang, 4,2 m breit und 3,2 m hoch. Damit der obere Betonklotz etwas kleiner auszubilden war, ist die Fundamentsohle nach Abb. 4 als eine Eisenbetonplatte zur Ausführung gekommen. Das Eigengewicht des ganzen Fundamentes beträgt 183 t, so daß an der Fundamentsohle 224 + 183 = 407 t und außerdem die Windlasten zu übertragen sind.

Am auskragenden Dache sind an der Vorderfront entlang die Schienen zur Führung der Schiebetore vorgesehen. Da Schiebetore wesentlich billiger als Falltüre sind und da ferner hier zum Bedienen der Tore

genügend Mannschaften zur Verfügung stehen, wurden Schiebetore gewählt. Die aus \square -Profilen mit Verstrebung bestehenden Torscheiben sind mit Holz verkleidet worden und werden von den unteren Schienen getragen, während die oberen Schienen außer der Torführung auch den auf das Tor entfallenden Winddruck nach dem Windverband überzuleiten haben. Durch diese Toranordnung wird der obere auskragende Dachteil senkrecht nicht belastet. Diese Toranlage lieferte die Firma Breest & Co., Berlin. — Die Umfassungswände sind als Stahlfachwerk mit $\frac{1}{2}$ Stein starker Ausmauerung zur Ausführung gekommen. Die hintere Längswand und die Stirnwände haben Lichtbänder in Kittverglasung erhalten. Mit diesen Lichtbändern und den durchgehenden Oberlichtern ist die Belichtung der Hallen durchaus zufriedenstellend geworden. Sie beträgt rd. 30 % der bebauten Fläche. Der Winddruckanteil von der hinteren Wand wird durch die Binder auf den an der Vorderfront liegenden Windträger abgegeben. Der untere Riegel sitzt 4,0 m über Hallenfußboden, damit später die Möglichkeit für den Einbau einer Galerie gegeben ist. Von diesem Riegel aus beginnt das Lichtband. Der Betonsockel der Umfassungswände ist etwa 30 cm über Hallenflur geführt, jedoch ist ein besonderer Riegel auf diesem Sockel nicht verlegt werden. Die größeren Stützen der Wände wurden unterhalb des Hallenfußbodens auf Fundamenten verankert, während die Fachwerkstiele in Aussparungen des Betonsockels gesteckt und nach Fertigstellung der Montage einbetoniert worden sind. Die Konstruktion der Giebelwände

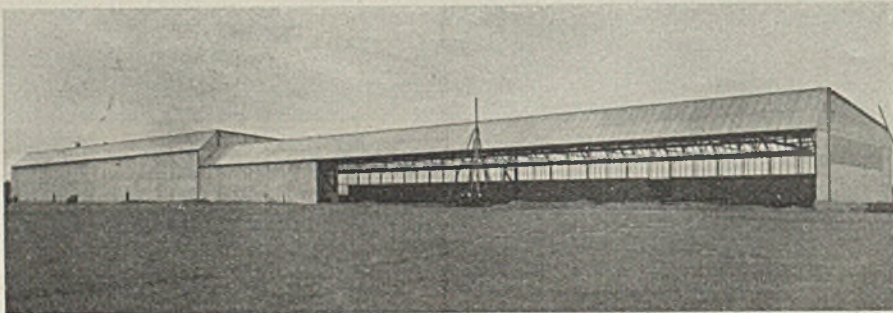


Abb. 6. Außenansicht der Halle.

ist ähnlich wie die der hinteren Längswand. Der in Binder-Untergurt-
höhe liegende Windträger überträgt die entsprechenden Winddrücke auf
die in den Wänden vorgesehenen Verstrebungen bzw. an der Vorder-
front in den großen Fachwerkunterzug, der an der Mittelwand mit der
Abstützung durch eine steife Verstrebung in Längsrichtung bockartig aus-
gebildet ist (s. Abb. 3). Hierdurch erhält der Unterzug eine Zusatzbean-
spruchung. In den Wänden liegen die Verbände durchweg innen, so daß

sie von außen nicht in Erscheinung treten. Einige größere Flächen des
Giebelfachwerks wurden durch eingelegte Bandeisen versteift. Die Um-
fassungswände sind innen und außen verputzt (Abb. 5 u. 6).

Die beiden Hallen im Gewicht von etwa 365 t Stahlkonstruktion
wurden von der Dampfkessel- u. Gasometerfabrik A.-G., vormals
A. Wilke & Comp., Braunschweig, nach eigenem Entwurf im Auftrage
der Braunschweigischen Flughafen G. m. b. H. zur Ausführung gebracht.

Neubau eines Lager- und Versandhauses der Senkingwerk A.-G. in Hildesheim.

Alle Rechte vorbehalten.

Von Dipl.-Ing. Otto Rüter, Hannover.

Zur Erweiterung der für die erheblich gestiegene Produktion des
Werkes gänzlich unzureichenden Lager- und Versandräume hat das
Senkingwerk A.-G. in Hildesheim, die weltbekannte Herd- und Ofenfabrik,
im Jahre 1929 den im Grundriß (Abb. 1) dargestellten Baublock neu
errichtet.

schon der betreffende Bauteil vom Betrieb in Benutzung genommen werden
konnte.

Wie der Querschnitt (Abb. 3) zeigt, ist das eigentliche Lagerhaus ein
zweigeschossiger Bau ohne Unterkellerung, der so eingerichtet ist, daß
später ein weiteres Geschoß aufgestockt werden kann. Durch

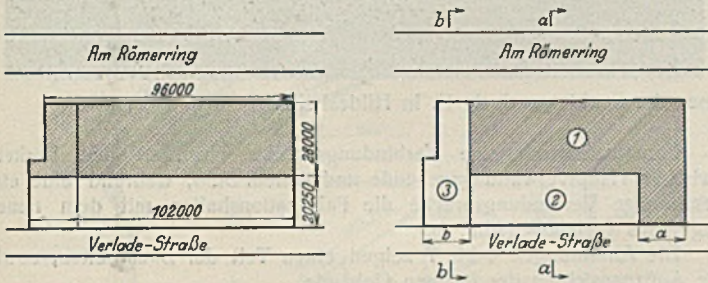


Abb. 1 u. 2. Bebauungsplan. ① Lagerhaus ② Versandhalle ③ Bürogebäude

Von dem erforderlichen Baugelände war der in Abb. 1 schraffierte
Teil unbebaut, während sich auf dem übrigen Teil alte, in Holzkonstruktion
erbaute Lagerräume befanden.

Da die Lagerhaltung und der Versand nicht unterbrochen werden
durften, wurde der Bau in drei Abschnitten hergestellt. Zunächst wurde
(Abb. 2) das zweigeschossige Lagerhaus 1 errichtet und in Benutzung ge-
nommen und die Verladung nach den Fronten a und b der Gebäudeteile 1
und 3 verlegt. Nach Abbruch der alten Halle und Aushub des Bodens
für den Keller wurde die spätere eigentliche Versandhalle 2 fertiggestellt
und nach ihrer Inbetriebnahme das viergeschossige Bürogebäude 3 errichtet.

Zur geschickten und kurzfristigen Durchführung dieses Bauplanes
wurde der Stahlskelettbauweise (s. Abb. 3 bis 5) der Vorzug gegeben,
und der Erfolg hat der Bauherrin die Zweckmäßigkeit dieser Wahl bestätigt.

Kurz nach Aufstellung der ersten Stahlfachwerke setzte die Dach-
deckung, die Herstellung der Betondecken und Ausmauerung der leichten
Wände ein, so daß wenige Tage nach Fertigstellung der Stahlmontage

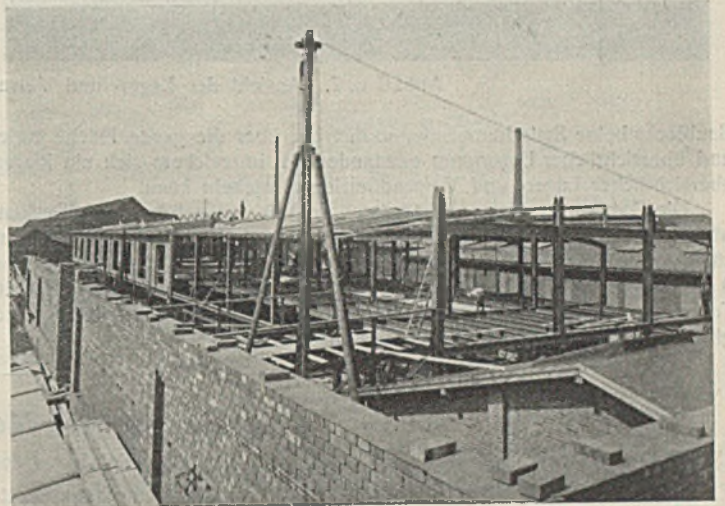


Abb. 5. Aufstellung des Lagergebäudes.

Längs- und Querrahmen in der Mitte dieses Baublocks ist die Stand-
sicherheit dieses Gebäudes erzielt. Zum Römering schließt sich eine
eingeschossige Halle von 10 m Breite mit Fachwerkbindern an, nach der
Verladestraße zu ist die 20,25 m breite, eigentliche Verladehalle vor-
gebaut, die ebenfalls durch Fachwerkbinder überdacht ist, mit Vordächern
über den Verladerrampen. Die Verladehalle ist unterkellert zur Unter-
bringung des Holzes und Herstellung der Kisten und Emballagen für den
Versand.

Dem Lagerhaus und der Versandhalle vorgelagert ist das in Abb. 2
mit 3 bezeichnete Bürogebäude, das mit vier Geschossen in reiner Stahl-
skelettbauweise errichtet ist. Im Innern hat das Erdgeschoß des ganzen

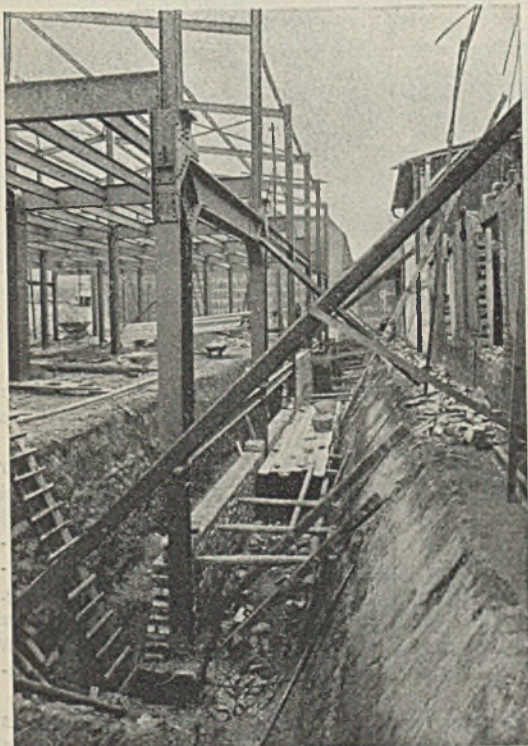
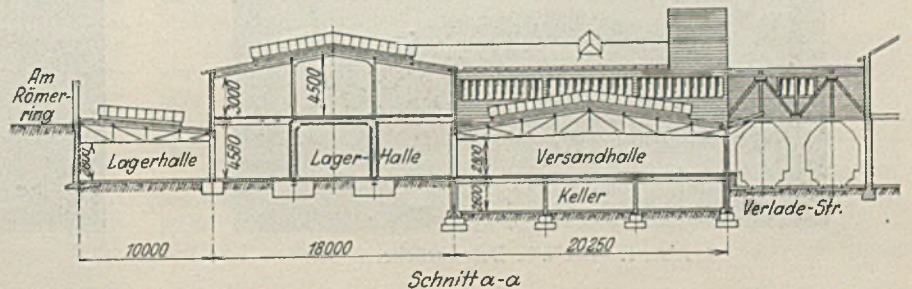
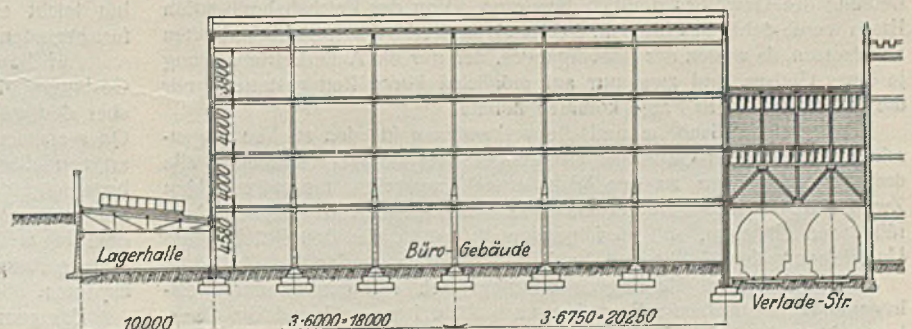


Abb. 4. Fundierung der Stahlstützen
und Beginn der Ausfachung.



Schnitt a-a



Schnitt b-b

Abb. 3. Gebäudequerschnitte nach Abb. 2.

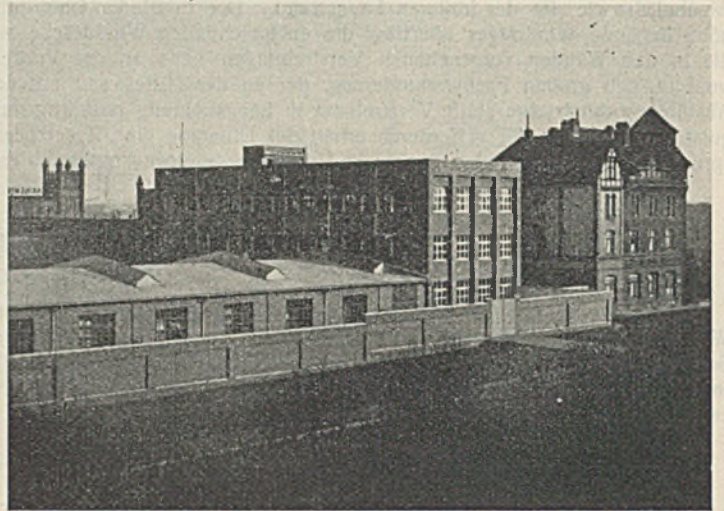
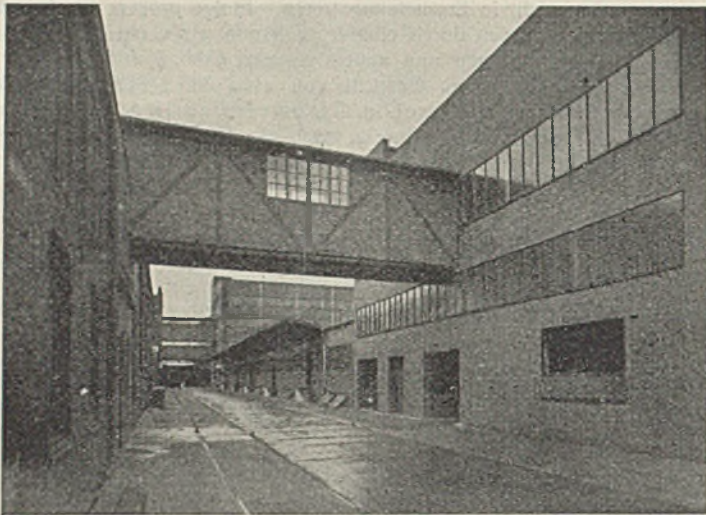


Abb. 6 u. 7. Ansicht des Lager- und Versandhauses der Senkingwerk A.-G. in Hildesheim.

Baublocks keine Zwischenwände, so daß ein über die ganze Fläche freier und übersichtlicher Lagerraum entstanden ist, in welchem sich ein klarer, übersichtlicher Lager- und Versandbetrieb abwickeln kann.

Die Stahlkonstruktion ist in bekannter Weise ausgeführt. Die Deckenträger, die einen Abstand von 1,20 bzw. 1,30 m haben, sind in die Unterzüge oben bündig eingewechselt, und über diesem Trägerrost ist eine 9 cm starke Eisenbetondecke gestampft. Das gesamte Stahlskelett, Trägerrost und Stützen, ist frei sichtbar, ohne jegliche Ummantelung und gibt in lichtem Farbanstrich eine gute Innenwirkung.

Eine zweigeschossige Verbindungsbrücke vermittelt den Verkehr zwischen Hauptverwaltungsgebäude und neuem Büro, während eine eingeschossige Verbindungsbrücke die Fabrikationshallen mit dem neuen Lagerhaus verbindet (Abb. 6).

Die Abbildungen 4 bis 7 zeigen einen Teil der Bauarbeiten, sowie die Außenansichten der fertigen Gebäude.

Das Gesamtgewicht der Stahlkonstruktion beträgt 640 t, die Herstellung und Montage wurde von der Firma Hermann Rüter, Eisenbau, Langenhagen bei Hannover, ausgeführt.

Alle Rechte vorbehalten.

Unterführung der Moltkestraße in Duisburg.

Von Dipl.-Ing. Georg Lewenton, Duisburg.

Im Frühjahr des Jahres 1929 fand ein vom Standpunkt des Stahlbaues bemerkenswerter Brückenumbau der Deutschen Reichsbahn-Gesellschaft seinen Abschluß. Drei innerhalb des Duisburger Stadtgebietes gelegene Unterführungen von Straßen unter den sechs Gleisen der Strecken Duisburg—Oberhausen, Duisburg—Mülheim und Duisburg—Duisburg-Hafen, die als Stampfbetongewölbe ausgeführt waren, erwiesen sich als den Anforderungen der stark belasteten Strecken nicht mehr gewachsen und

in den Viertelpunkten wird der Obergurt verhältnismäßig scharf herumbogend und läuft geradlinig auf die Lager zu. Zur Weiterführung der Fahrbahn bis zum Widerlager sind kurze Streckträger angeordnet, die lediglich je einen Pfosten knapp neben dem Lager als Unterstützung benötigen. Um den Bogenansatz harmonisch zu gestalten, ist das letzte

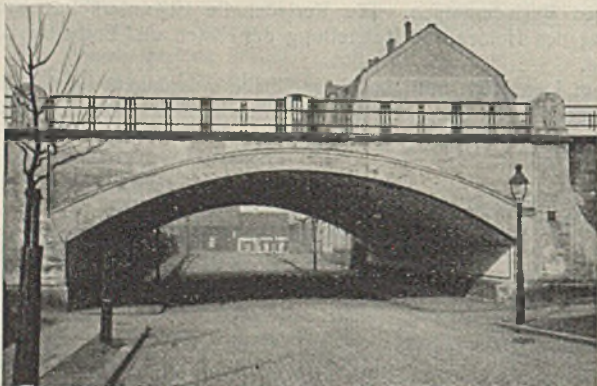


Abb. 1. Die alte Betonbrücke.

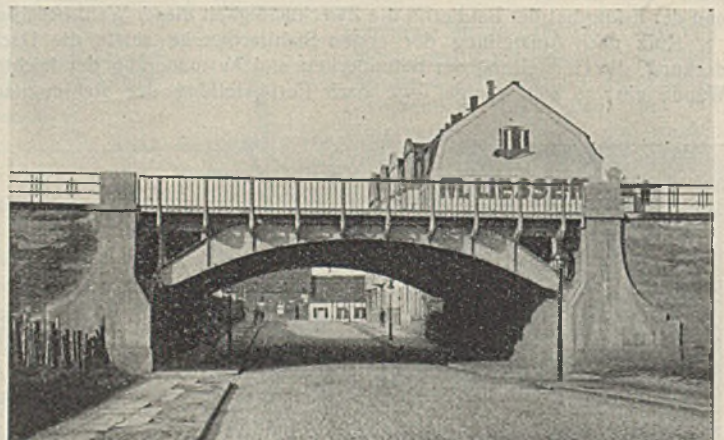


Abb. 2. Ansicht der neuen Stahlbrücke.

daher als dringend erneuerungsbedürftig, wie Rißbildungen an der unteren Leibung des Gewölbes deutlich bewiesen. Von der Reichsbahndirektion Essen wurde daher beschlossen, die Massivbauwerke durch Stahlüberbauten zu ersetzen, da wegen des Bauvorganges, der nur die Außerbetriebsetzung je eines Gleises, und zwar nur auf möglichst kurze Zeit gestattete, nur die Stahlbauweise in Frage kommen konnte.

Die geringe Bauhöhe und die vorhandenen für den starken Bogen Schub des früheren Gewölbes ausgebildeten Widerlager führten für alle drei Unterführungen zu der Wahl eines Tragwerkes aus vollwandigen Zweigelenbogen besonderer Bauform. Da diese von üblichen Ausführungen abweicht, soll im folgenden die größte der drei Brücken, die Unterführung der Moltkestraße, näher beschrieben werden.

Die Unterkante des Bogens schmiegt sich vollkommen der Kreisbogenform des früheren Gewölbes nach Abb. 1 an, während die Oberkante über die halbe Länge der Spannweite horizontal geführt ist, um die wegen der beschränkten Bauhöhe notwendige tiefe Auflagerung der Buckelplatten der Fahrbahn in Höhe der oberen Gurtung zu ermöglichen.

Ende des Bogens symmetrisch ausgebildet. Die Gurte werden zum Lager hin leicht eingezogen und finden ihren Abschluß in dem diese Linie fortsetzenden oberen Lagerkörper.

Auf diese Art entsteht eine Form, die in gedrungener, großflächiger Gestaltung den Bagedanken des Bogentragwerkes klar verkörpert, dabei aber den unruhigen Eindruck vieler hintereinanderliegende Pfosten und Querverspannungen eines parallel geführten Bogens üblicher Ausführungsart vermeidet, ohne durch die toten Massen eines vollwandigen Zwickelbogentragwerkes eine schwere, erdrückende Wirkung auszuüben (Abb. 2). Als weiterer Vorzug dieser Gestaltung des Vollwandbogens kann hier erwähnt werden, daß es möglich ist, die Linienführung der unteren Bogengurtung in weitgehendem Maße den jeweiligen Bedürfnissen anzupassen.

Das ganze Bauwerk mit einer Gesamtbreite von 26,87 m besteht aus zwölf solcher einwandigen Hauptträger in je 2,25 m Abstand. Auf beiden Seiten befinden sich auf Konsolen auskragende Dienststege. Die Stützweite der Hauptträger beträgt 15 m, der Stich des Bogens 1,96 m, womit

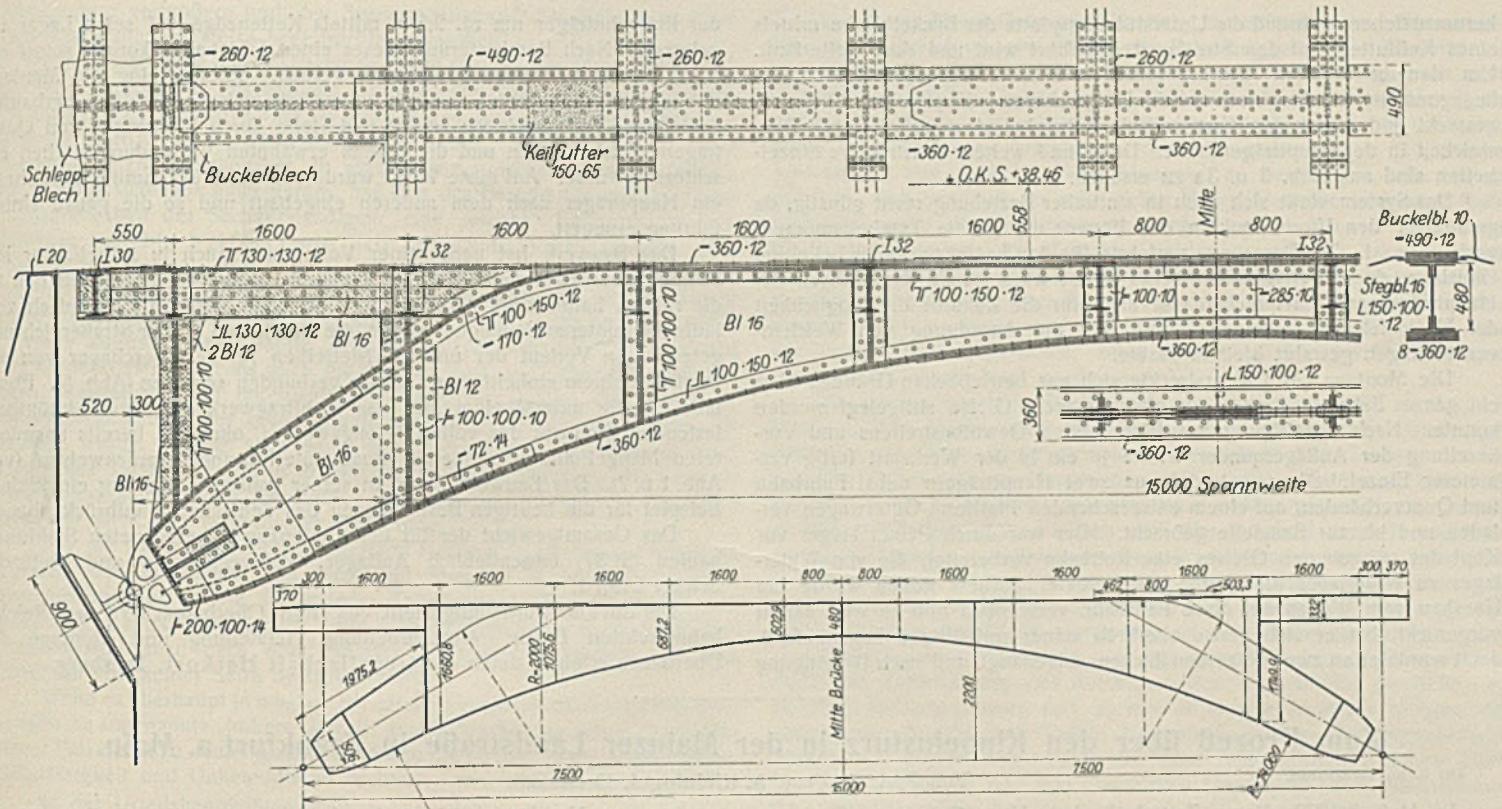


Abb. 3. Konstruktive Durchbildung des Hauptträgers.

sich ein Pfeilverhältnis von 1:7,66 ergibt. Die Stegbleche haben in der Brückenmitte 0,48 m Höhe.

Die Ausbildung der Fahrbahntafel mit über die ganze Brücke durchgehendem Kiesbett und einer kleinsten Überschüttungshöhe von 0,32 m bis Schwellenoberkante ist in jedem der elf Felder vollkommen gleichartig, die Buckelbleche liegen auf vorstehenden Kopfplatten des Obergurtes bzw. des Streckgurtes und sind in der Querrichtung durch zwölf aus INP 32 gebildeten Querträgersträngen unterstützt. Auf die in üblicher Weise durch U-Längsrinnen entwässerte Buckelplattenfahrbahn folgt je ein Endfeld mit geneigten über die Abschlußmauern schleppenden Flachblechen.

Für Quersteifigkeit der Konstruktion ist durch Eckbleche beim Anschluß der Querträger an die Hauptträger gesorgt, außerdem liegt in jedem zweiten Feld in der Ebene der Endpfosten ein Fachwerkquerverband. Hierdurch zerfällt das Gesamtbauwerk in sechs vollständige Einzelüberbauten mit fünf eingehängten Fahrbahnstreifen, die jedoch mit der übrigen Fahrbahn steif vernietet sind. Dabei sind die Querträger an ihren Anschlußstellen durch über die Hauptträger hinweggeführte Durchbindelaschen biegeunverwundbar verbunden, so daß die Querträger als kontinuierliche, durch die Hauptträger elastisch gestützte Träger angesehen werden können. Hierdurch erhält das Bauwerk ein erhöhtes Maß von Sicherheit, vorausgesetzt, daß, wie hier geschehen, bei der Dimensionierung die aus der Kontinuität folgende Entlastung eines Hauptträgers durch die benachbarten bei der Bemessung nicht berücksichtigt wird. Nuncmehr ist dem hoch-

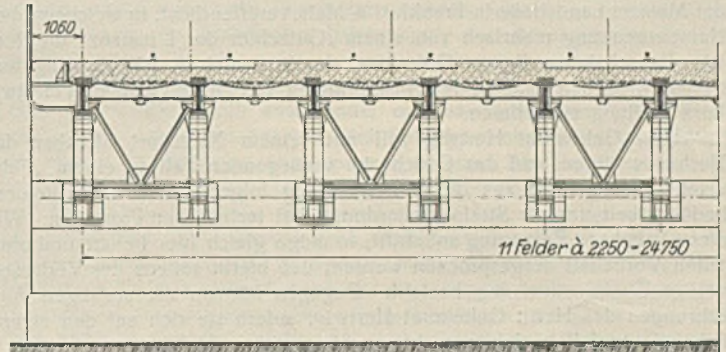


Abb. 3a. Brückenquerschnitt.

gradig statisch unbestimmten räumlichen Gebilde die Möglichkeit der Selbsthilfe bei etwaiger zufälliger Überbeanspruchung einzelner Tragglieder mittels dieses Querschnittsüberschusses gegeben.

Die Möglichkeit der Querausdehnung infolge von Wärmeschwankungen wurde dadurch erreicht, daß die Zapfenlager der beiden mittleren Hauptträger in der Querrichtung unverschieblich angeordnet wurden, während die Lager der zehn äußeren Hauptträger eine Verschiebungsmöglichkeit durch einen Spielraum von einigen Millimetern am Zapfenbund erhielten.

Der Hauptträger verdient in baulicher Beziehung besondere Beachtung hinsichtlich des Anschlußpunktes des Streckträgers. Hier ist der Standpunkt vertreten worden, dem Obergurt gegenüber dem Streckgurt den Vorzug zu geben und Gurtwinkel nebst Kopfplatten ohne Unterbrechung

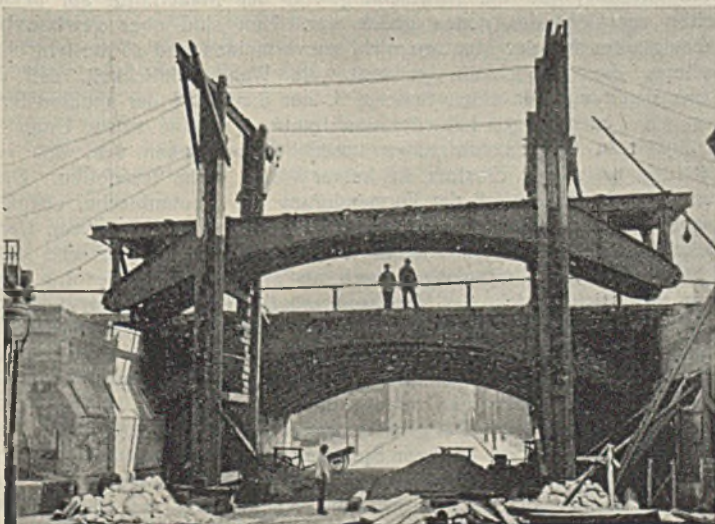


Abb. 4. Montage des Hauptträgers.



Abb. 5. Ansicht des fertigen Bauwerkes.

herumzuziehen, während die Unterstüztungsplatte der Buckelbleche mittels eines Keilfutters auf den Streckgurt überführt wird und dort weiterläuft. Um den in scharfen Gurtkrümmungen auftretenden Radialkräften zu begegnen, ist das Stegblech durch die geschlitzten Kopfplatten hindurchgesteckt und stützt den Gurt mittels Beiwinkel einwandfrei gegen Ausweichen in der Hauptträgerenebene. Diese und weitere konstruktive Einzelheiten sind aus Abb. 3 u. 3a zu ersehen.

Das System stellt sich auch in statischer Beziehung recht günstig, da gerade in den Viertelpunkten des Bogens das größte Trägheitsmoment vorhanden ist. Die Berechnung erfolgte für den Lastenzug N für beliebige Gleislage, da die Achsen der sechs Gleise nicht genau den Achsen der Hauptträgerpaare entsprechen und auch für die Zukunft die Möglichkeit der Verschiebung einzelner Gleise und die Anordnung von Weichenverbindungen gewahrt bleiben mußte.

Die Montage (Abb. 4) erstreckte sich aus betrieblichen Gründen über ein ganzes Jahr, da immer nur eins der sechs Gleise stillgelegt werden konnte. Nach Beseitigung des betreffenden Gewölbestreifens und Vorbereitung der Auflagerquader wurde je ein in der Werkstatt fertig vernieteter Einzelüberbau, gebildet aus zwei Hauptträgern nebst Fahrbahn und Querverbänden, auf einem entsprechenden Plattform-Güterwagen verladen und bis zur Baustelle gebracht. Hier war durch Peiner Träger vor Kopf des stillgelegten Gleises eine Rollbahn vorbereitet, die von Widerlager zu Widerlager die Straße überbrückte. Mittels Rollen wurde der Überbau vom Wagen auf diese Fahrbahn verschoben und so weit darauf vorgerückt, bis er sich genau oberhalb seiner endgültigen Lage befand. Jetzt wurde er an zwei hölzernen Jochen aufgehängt und nach Beseitigung

der Rollbahnträger um rd. 2,5 m mittels Kettenzüge auf seine Lager abgesehen. Nach Beschotterung dieses einen Überbaues konnte sofort ein Gleis darauf in Betrieb genommen werden. Ebenso ging die Montage des nächsten Abschnittes vor sich, worauf die zwischen beiden Überbauten bestehende Fahrbahnücke an Ort und Stelle durch Einbringen von Querträgern, Buckelplatten und die bereits erwähnten Verbindungslaschen geschlossen wurde. Auf diese Weise wurde von der Brückenmitte ausgehend ein Hauptträger nach dem anderen eingebaut und so die ganze Unterführung erneuert.

Das Bauwerk hat nach seiner Vollendung auch in ästhetischer Beziehung den Erwartungen voll entsprochen. Besonders hervorzuheben ist die ruhige, hallenartige Wirkung des Überbaues mit den harmonisch verlaufenden unteren Bogenquerträgern, die durch den in der Straßenrichtung geradlinigen Verlauf der unteren Nietreihen für den Beschauer von der Straße zu einem einheitlichen Ganzen verbunden scheinen (Abb. 5). Ebenfalls günstig unterscheidet sich das Stahltragwerk von dem eintönigen, lastenden Eindruck des vollen Betongewölbes, ohne die bereits angedeuteten Mängel älterer stählerner Bogenunterführungen aufzuweisen (vgl. Abb. 1 u. 2). Das Bauwerk bietet in seiner ganzen Gestaltung ein kleines Beispiel für die heutigen Bestrebungen des deutschen Stahlbrückenbaues.

Das Gesamtgewicht der für den Lastenzug N berechneten Stahlüberbauten (St 37) einschließlich Auflager, Fußwegkonsole und Geländer beträgt 219,7 t.

Der Entwurf wurde aufgestellt von Herrn Oberbaurat Krabbe, Reichsbahndirektion Essen. Durcharbeitung, Herstellung und Montage des Überbaues erfolgte durch die Gesellschaft Harkort, Duisburg.

Zum Prozeß über den Kinoeinsturz in der Mainzer Landstraße in Frankfurt a. Main.

Alle Rechte vorbehalten.

Von Prof. Dr.-Ing. A. Kleinlogel, Darmstadt.

In Heft 8/1929 dieser Zeitschrift hat Herr Geheimrat Professor Dr.-Ing. Hertwig ein Nachwort zum Prozeß über den Kinoeinsturz in der Mainzer Landstraße in Frankfurt a. Main veröffentlicht, in welchem ohne Namensnennung mehrfach von einem „Gutachter der I. Instanz“ die Rede ist. Es sei daher diesem Gutachter, der in I. und II. Instanz tätig war, gestattet, nachstehend zu den Ausführungen von Herrn Geheimrat Hertwig kurz Stellung zu nehmen.

Herr Geheimrat Hertwig will mit seinem Nachwort offenbar den Nachweis führen, daß das Gericht im vorliegenden Fall zu einem „Fehlurteil“ gelangt sei; aus dieser Behauptung folgert er dann die Reformbedürftigkeit unserer Strafprozeßordnung bei technischen Prozessen. Was diese letztere Folgerung anbetrifft, so möge gleich hier betont und ohne jeden Vorbehalt ausgesprochen werden, daß hierin seitens des Verfassers völlige Übereinstimmung besteht. Dagegen können die sonstigen Ausführungen des Herrn Geheimrat Hertwig, sofern sie sich auf den eigentlichen Bauunfall beziehen, nicht unwidersprochen bleiben.

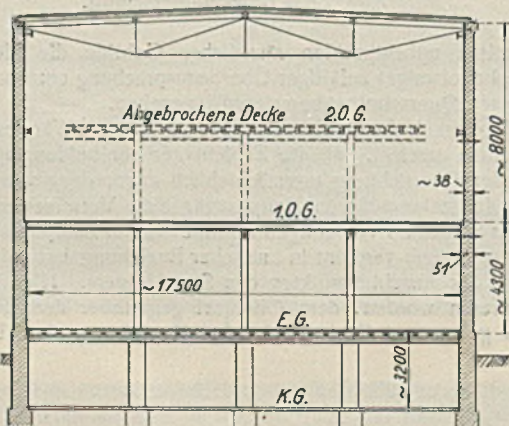


Abb. 1.

Nach Ansicht des Verfassers dürfte es kaum möglich sein, daß die Leser des „Stahlbau“ nach der kurzen Beschreibung auf Seite 89 ohne entsprechendes Abbildungsmaterial, d. h. ohne Grundriß und Schnitte, sowie ohne Kenntnis der Einzelheiten der Binderkonstruktion sich von der nicht ganz einfachen technischen Sachlage überhaupt einen Begriff machen können. Es seien daher hier einige zeichnerische Angaben nachgeholt, die ein besseres Verständnis der Sachlage ermöglichen dürften.

Die eisernen Binder waren, wie auch schon aus der Beschreibung des Herrn Geheimrat Hertwig hervorgeht, auf Mauern von $1\frac{1}{2}$ Stein Stärke und 8 m freier Höhe aufgelagert (Abb. 1). Herr Geheimrat Hertwig hat aber übersehen, den wichtigen Umstand zu erwähnen, daß diese Binder nicht — wie dies wohl selbstverständlich beabsichtigt war — zentrisch,

sondern aus Nachlässigkeit bei der Ausführung mit einer Exzentrizität von rd. 6 cm nach außen aufgelagert waren (Abb. 2). Die Kantenpressungen des Mauerwerkes waren infolge dieser Exzentrizität doppelt so groß, wie dies bei der vorhandenen Belastung, jedoch bei richtiger (mittler) Lagerung, der Fall gewesen wäre. Die Resultierende lag an der Grenze des Kerns und so war der Spannungszustand des Mauerwerks gegenüber einer etwaigen weiteren Verschiebung der Resultierenden nach außen viel empfindlicher als bei mittlerer Auflagerung. Die Tatsache der exzentrischen Auflagerung der Binder, deren Kenntnis für die richtige Beurteilung des Bauunfalles nach Ansicht des Verfassers unerlässlich ist, wurde von keiner Seite bestritten und wird auch in der Urteilsbegründung ausdrücklich angeführt.

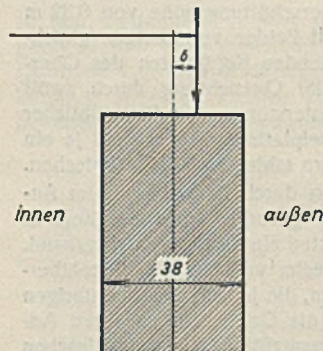


Abb. 2.

Ebensowenig wurde bestritten, daß unter dem Einfluß der vor dem Einsturz wirkenden Last in einem beträchtlichen Teil der Untergurtnotenbleche die Streckgrenze längst, und zwar weit überschritten war; das Material befand sich bereits im Fließzustand, was bekanntlich beträchtliche Formänderungen des Untergurtes zur Folge hat und sich auf diese Weise bis zu den Auflagern auswirken mußte.

Die obenerwähnte Exzentrizität von 6 cm beruht zudem auf der Voraussetzung, daß die Abweichung von der Mauermitte auf beiden Seiten des Gebäudes genau gleich war. Nun sind aber gewisse Ungenauigkeiten bei der Montage nicht zu vermeiden und so besteht ohne weiteres die Möglichkeit, ja sogar die Wahrscheinlichkeit, daß die Exzentrizität auf der einen Seite z. B. nur 5 cm, auf der anderen Seite dagegen 7 cm betragen hat oder noch mehr. Ob eine solche Ungleichmäßigkeit in den Exzentrizitäten tatsächlich vorhanden war, läßt sich natürlich nach dem Einsturz in keiner Weise mehr feststellen. Dazu kommt auch der Einfluß der Formänderung der Knotenbleche, ebenfalls von der Größenordnung von etwa 1 cm. Faßt man noch die von Herrn Geheimrat Hertwig selbst angeführte „mögliche weitere Ursache eines Schiefstehens der Umfassungsmauern an irgendeiner Stelle“ ins Auge (was auch nach Ansicht des Verfassers möglich ist), so kommt dem Vorhandensein der Exzentrizität erst recht eine weitere Bedeutung zu, da bei der von Anfang an vorhandenen theoretischen Abweichung von 6 cm von der Mauermitte jede weitere Unregelmäßigkeit sich in ganz erheblich höherem Maße auswirken mußte als bei theoretisch mittlerer Auflagerung; in letzterem Falle wäre gegenüber den tatsächlichen Verhältnissen ein um 6 cm größerer Spielraum vorhanden gewesen.

Es besteht also die Tatsache, daß ein Binder mit einem weit über die Streckgrenze hinaus beanspruchten Knotenblech auf eine schlanke Mauer exzentrisch gelagert war, und zwar so, daß die durch das Fließen des Knotenbleches hervorgerufenen Formänderungen die Exzentrizität der

Auflagerung vergrößern und den Spannungszustand der Mauern in einer sehr empfindlichen Weise beeinträchtigen mußten.

Unter Beachtung dieser Umstände dürfte also die von Herrn Geheimrat Hertwig bemängelte Feststellung des Gerichts, daß die Einsturzursache in einer Wechselwirkung zwischen der Schwäche der Binderkonstruktion und der Schwäche der Seitenmauern des Gebäudes zu erblicken sei, in einem ganz anderen Lichte erscheinen. Es handelt sich hier nicht darum, daß sich das Gericht aus verschiedenen „Einzelangaben der Sachverständigen“ eine „eigene“ Erklärung für den Einsturz zurechtgelegt hat, wie Herr Geheimrat Hertwig meint. Das Gericht hat vielmehr der übereinstimmend geäußerten Ansicht mehrerer Sachverständigen entnommen, daß das ganze Bauwerk sich in einem labilen Gleichgewichtszustand befunden hat, wie dies auch Herr Geheimrat Hertwig zugibt. Dieser labile Zustand äußerte sich darin, daß sowohl die Binderkonstruktion als auch die Mauern weit, weit über das zulässige Maß beansprucht und miteinander so verbunden waren, daß durch die Überbeanspruchung des einen Baugliedes die Gefahr für das andere vergrößert wurde. Diese auch wohl von Herrn Geheimrat Hertwig nicht bestrittene Tatsache findet in der obenerwähnten Feststellung des Gerichts einen ganz zutreffenden Ausdruck. Die Frage der Gleit- oder Kipplager ist dabei nicht von wesentlicher Bedeutung.

Für die zweite von Herrn Geheimrat Hertwig angenommene mögliche Ursache des Einsturzes, daß diese mit Mängeln in den Fundamenten zusammenhängen könnte, fehlte jeder Anhaltspunkt. Der örtliche Befund widerspricht sogar ausdrücklich einer solchen Hypothese, denn die Kellermauern sind auch nach dem Einsturz unversehrt geblieben, wie dies ebenfalls von keiner Seite bestritten wurde.

Wenn es überhaupt je möglich ist, bei der Ursachenermittlung eines Bauunfalls die sogenannte „höhere Gewalt“ auszuschließen, so gehört der Frankfurter Fall sicher zu denjenigen, bei welchen die Gründe in der menschlichen Fahrlässigkeit und Unkenntnis zu suchen — und auch zu finden sind.

In der Urteilsbegründung wird u. a. gesagt:

„Keiner der Sachverständigen ist in der Lage gewesen, auf die irgendwie greifbaren Möglichkeiten von technischen Ursachen für den Einsturz hinzuweisen, die nicht etwa mit der Schwäche der Binderkonstruktion oder der Schwäche der Mauern in Verbindung stehen.“

Ferner: „Wenn man hier die Gesamtheit aller Umstände berücksichtigt, wie sie sich aus der Beurteilung des Gebäudes in seinem früheren Zustand, aus der Würdigung des Umbauprojektes vom Standpunkt der anerkannten Regeln der Baukunst, aus der Art der Durchführung der Umbauarbeiten, aus dem Zustand des Gebäudes unmittelbar vor dem Einsturz und aus dem Befund nach dem Einsturz ergeben, dann wird man nicht leicht geneigt sein, diesen Einsturz auf das rätselhafte Zusammenwirken unbekannter Ursachen zurückzuführen.“ Jeder dieser, mit Bezug auf das Gutachten Hertwig geäußerten Erwägungen kann der Unterzeichnete ohne Vorbehalt beipflichten.

Der Standpunkt von Herrn Geheimrat Hertwig läßt sich wohl dahingehend zusammenfassen, daß es nach seiner Ansicht trotz aller Fehler und Mängel, welche am Bau begangen worden sind, denkbar gewesen wäre, daß der Bau nicht einstürzte, und daß vielleicht noch irgendeine bei der Gerichtsverhandlung nicht aufgeklärte bzw. nicht zur Sprache gekommene Ursache dabei auch eine Rolle gespielt hat.

Bei jedem Bauunfall handelt es sich um einen einmaligen Vorgang, dessen Einzelheiten in ihrer Gesamtheit und insbesondere in der gleichzeitigen Zusammenwirkung niemals wiederholt werden können. Beim Suchen nach einer Unfallursache ist es also nicht möglich, dieselbe mit einer solchen Sicherheit eindeutig zu finden, wie z. B. bei einem Vorgang, der beliebig oft wiederholt werden kann. Gelingt es aber, nachzuweisen, daß der Unfall durch eine Reihe von Unterlassungen und Fehlern kausal bedingt ist, wie dies hier nach Überzeugung des Verfassers nachgewiesen und vom Gericht dem Urteil zugrunde gelegt wurde, so ist eine Verurteilung der Angeklagten bei allem menschlichen Wohlwollen nicht zu vermeiden. In solchen Fällen ist nicht die Verurteilung ein Fehlurteil, sondern ein Freispruch müßte als ein solches bezeichnet werden, worüber sich der Verfasser seinerzeit an anderer Stelle geäußert hat¹⁾.

Nimmt man den von Herrn Geheimrat Hertwig ausgesprochenen Satz als richtig an, daß der Einsturz nicht erfolgt wäre, wenn der ganze Bau z. B. nach demjenigen Projekt ausgeführt worden wäre, welches eine andere Bauunternehmerfirma vorgeschlagen hatte, wenn man also zwecks Entlastung der Mauern Stahl- oder Eisenbetonrahmen gestellt hätte usw., so folgt daraus erst recht mit zwingender Logik, daß die Handlungen bzw. Unterlassungen der Angeklagten für den Einsturz eine *conditio sine qua non* gewesen sind.

Wenn es den Angeklagten nicht gelungen ist, eine, wie ohne weiteres zuzugeben sei, schwierige Aufgabe richtig zu lösen, so haben sie dadurch an sich sicherlich noch keine der üblichen Regeln der Technik

verletzt, worin Herrn Geheimrat Hertwig zuzustimmen ist. Wenn aber die Angeklagten durch eine Reihe von Fahrlässigkeiten den Einsturz und somit den Verlust von vier Menschenleben und die Verletzung von zwölf Menschen verschuldet haben, so ist ein Freispruch im moralischen Sinne, wie dies Herr Geheimrat scheinbar wünscht, schlechterdings nicht möglich. Dabei ist es durchaus irreführend, die begangenen Fehler mit den bei irgendeinem Bau „üblichen Verfehlungen“ zu vergleichen. Es sei zugegeben, daß praktisch in sehr vielen Fällen Verstöße und auch grobe Verstöße gegen die Bestimmungen und gegen anerkannte Regeln der Baukunst vorkommen, die aber doch nur in ganz seltenen Ausnahmefällen so weit gehen dürften, wie z. B. die vorstehend erörterte Überbeanspruchung der Knotenbleche weit über die Streckgrenze hinaus oder eine bewußte, stark exzentrische Belastung einer schlanken Mauer u. dgl. Wo sollten wir im Bauwesen hinkommen, wenn solche Verfehlungen als üblich bezeichnet und entschuldigt werden sollten!

Bei der Wertung des Urteils ist ferner zu beachten, daß es im praktischen Leben leider nicht möglich ist, die menschlichen Handlungen lediglich nach ihrem Ausgangspunkt zu beurteilen, daß vielmehr das Gericht die Folgen dieser Handlungen nicht außer acht lassen kann. Es dürfte z. B. im Eisenbahnbetrieb manchmal vorkommen, daß eine Strecke zu früh freigegeben wird. Vielfach wird dies gar nicht bemerkt und wenn es bemerkt wird, so kommt der Beamte mit einem Verweis oder einer Geldstrafe davon. Führt aber eine solche Unterlassung zu einer Katastrophe und zum Verlust von Menschenleben, so wird dieselbe Tat, die sonst vielleicht ganz unbestraft bleibt, durch eine schwere Gefängnisstrafe geahndet.

Wenn Verfasser im übrigen zum ergangenen Urteil, welches inzwischen durch die Entscheidung des Reichsgerichtes rechtskräftig geworden ist, ebenfalls Stellung nehmen darf, so möchte er zum Ausdruck bringen, daß nach seiner Ansicht das Gericht bei der Abwägung der gegenseitigen Schuld der beiden Angeklagten zu sehr rein formaljuristischen Überlegungen gefolgt ist und den praktischen Gepflogenheiten, insbesondere der Zusammenarbeit von Ingenieur und Architekt am Bauwerk, zu wenig Rechnung getragen hat. Auf diese Weise ist dem Architekten eine viel größere Schuld und Strafe zugemessen worden, als es bei besserer Berücksichtigung der alltäglichen Erfahrungen des Berufslebens der Fall gewesen wäre.

Die Ansichten über technische und noch mehr über menschliche Dinge gehen immer weit auseinander und es dürfte kaum je ein Urteil gefällt worden sein, welches von allen Beteiligten ohne jeden Widerspruch mit innerer Befriedigung aufgenommen wurde. Die Tatsache, daß der Verfasser den Aufsatz von Herrn Geheimrat Hertwig nicht ohne Erwiderung lassen konnte, ferner die Tatsache, daß innerhalb der technischen Sachverständigen sehr verschiedene, sich teilweise widersprechende Ansichten laut geworden sind, beweist am besten die großen Schwierigkeiten, die wahren Gründe eines Bauunfalls eindeutig, d. h. für alle Beteiligten überzeugend zu ermitteln. Eine solche Übereinstimmung ist aber auch dann nicht zu erwarten, wenn unter den Richtern technische Fachleute sitzen würden, die auf das Urteil einen mitbestimmenden Einfluß hätten. Trotzdem hat der Unterzeichnete auf Grund seiner langjährigen Erfahrungen bei zahlreichen ähnlichen Prozessen die Überzeugung gewonnen, daß durch die Zuziehung von technisch gebildeten Fachleuten zum Richteramt in solchen Fällen eine erhebliche Verbesserung unserer Rechtsprechung erreicht und insbesondere manche Härte gemildert werden könnte. Der Strafrichter, der unmöglich in technischen Fragen einen verwickelten Sachverhalt maßgebend beurteilen kann, würde es sicher im Interesse einer zutreffenden Rechtsprechung begrüßen, wenn durch die Reform der Strafprozeßordnung die Möglichkeit geboten würde, daß zukünftig bei ähnlichen Prozessen auch technisch gebildete Juristen oder juristisch gebildete Techniker unter den Richtern tätig sind.

Bei dem Frankfurter Prozeß muß die große Gründlichkeit, und auch der Scharfsinn anerkannt werden, mit welchem die Einzelheiten dieses verwickelten Falles verfolgt und von den technisch nicht gebildeten Richtern erkannt worden sind. Daß dabei einige Mißverständnisse unterlaufen sind, die aber nach Ansicht des Verfassers auf die Urteilsbegründung ohne Einfluß waren, ist in Anbetracht der vorher geschilderten Umstände ganz selbstverständlich.

Durch Herrn Geh. Reg.-Rat Prof. Dr. Hertwig-Berlin ist mir, als einem der gerichtlichen Sachverständigen, die neben Herrn Prof. Dr. Kleinlogel-Darmstadt in dem Frankfurter Kinoeinsturz-Prozeß in der ersten Instanz mitgewirkt haben, das zweitinstanzliche Urteil zur Kenntnis gegeben, nachdem ich die Berufung als gerichtlicher Sachverständiger in der zweiten Instanz auf Grund gerichtsarztlichen Zeugnisses habe ablehnen müssen und ich statt meiner Herrn Geheimrat Hertwig vorgeschlagen hatte. Letzterer hat mir infolge dieser Sachlage die vorstehenden Auslassungen von Prof. Dr. Kleinlogel zur Äußerung vorgelegt. Mit beiden stimme ich in der allgemeinen Forderung einer Reform der Gerichtsbarkeit in technischen Dingen vollauf überein. So gut wie es ein Handelsgericht gibt, ließe sich auch ein Gericht in technischen Angelegenheiten unter Leitung eines Juristen einrichten. Sache der tech-

¹⁾ Kleinlogel „Der Deckeneinsturz im Mosschhaus und die Fachwelt“. B. u. E. 1925, Heft 14.

nischen Verbände ist es, mit größtem Nachdruck die dahingehenden Bestrebungen zu unterstützen und nicht nachzulassen, bis es erreicht ist. Fälle, wie das Urteil in Frankfurt, müssen gesammelt werden und als Beweise für die Reformbedürftigkeit der Rechtsprechung in technisch schwierigen Dingen dienen. Im Gewirre ganz nebensächlicher, in die Irre führender Zeugenaussagen, die das Zehnfache an Zeit erfordern als die Vernehmung der Sachverständigen am Schlusse einer mehrtägigen Gerichtsverhandlung, ist meiner festen Überzeugung nach im Fall Frankfurt der Richter verleitet worden, über wichtige technisch-wissenschaftliche Meinungsverschiedenheiten hinweg nach Erkenntnissen zu suchen, zu denen er absolut nicht fähig ist.

In diesem Falle handelte es sich bei dem eingestürzten Bauwerk um die Frage, ob die Schuld an der gemauerten Umfassungsmauer oder an der eisernen Dachkonstruktion liegt. Nicht ein Kubikzentimeter Eisenbeton stand hierbei in Frage.

1. Im erstinstanzlichen Urteil ist behauptet, daß die Risse eines Knotenbleches der Dachbinder nach Maßgabe des theoretisch-wissenschaftlichen Gutachtens von Kleinlogel im Gegensatz zu dem meinigen beweisen, daß die Eisenkonstruktion die alleinige Ursache des Einsturzes gewesen sei. Ich habe eingehend begutachtet, daß die sehr umfangreichen Berechnungen von Kl. abwegig seien, da sie den Schluß ziehen, die Spannung im Knotenblech sei infolge einer Zusatzbelastung durch Schnee um 25 kg/m^2 dabei plötzlich über die Bruchgrenze von 4260 kg/cm^2 geschritten und so sei Riß und Einsturz erzeugt. Solch eine Spannungsberechnung kann höchstens pädagogischen Wert haben, nicht aber zur zweifelsfreien Aufklärung eines Einsturzes dienen. Sie war tatsächlich falsch, weil sie bei einem Eisenfachwerk, besonders bei einem so kurzstäbigen wie dem vorliegenden und beim Überschreiten der Streckgrenze ohne Berücksichtigung aller Nebenumstände nicht mehr gelten kann. Ein von mir nachgeprüfter Belastungsversuch an dem gleichen Binder wie dem in Frage stehenden hat dagegen erwiesen, daß selbst bei höheren Belastungen als die rechnungsgemäße der Binder in vollem Maße sich noch elastisch verhalten hat und die fast ganz zurückgegangene Durchbiegung in Wirklichkeit nur die Hälfte der theoretisch ermittelten betragen hat. Ich habe nicht die Binder, sondern die Mängel der alten Umfassungsmauern, die beim Ausbau der Decken unversteift geblieben sind, mit anderen Sachverständigen als die Ursache hingestellt.

2. Nach dem zweitinstanzlichen Urteil hat dagegen Herr Prof. Kleinlogel sein Gutachten dahin abgeändert, daß die Binder nur noch als die „wahrscheinliche“ Ursache des Einsturzes zu gelten haben und er hat allgemein erklärt, daß das ganze Bauwerk sich in einem Gefahrezustande befunden habe, d. h. daß auch die Mauern mit schuld am Einsturz sein könnten.

Nun hat das Gericht, in eigener Erkenntnis technischer Zusammenhänge, eine „Wechselwirkung“ konstruiert, die ich mit Hertwig für willkürlich und falsch halte, und auch die neuerliche Kleinlogelsche Inanspruchnahme der richterlichen Erkenntnis geht fehl.

Die ersten Untersuchungen nach dem Einsturz sind vom gerissenen Knotenblech ausgegangen und haben sich lediglich auf die Binder beschränkt und alle anderen Möglichkeiten zur Aufklärung der Einsturzursache sind, gelinde gesagt, vernachlässigt. Über den Zustand der Mauern unmittelbar vor dem Einsturz und die genaue Darlegung des Ausbaues der Decken, das mehr oder weniger gewaltsame Herausreißen der mit den Außenmauern stark verankerten Unterzüge, kurz über die Lagerung und den Zusammenhang der Deckenkonstruktion mit der Mauer ist nichts untersucht. Läge die Ursache aber in diesen Bauvorgängen, so sind der schwache Dachbinder und die schwache unnachgeprüfte Mauer weder einzeln noch in Wechselwirkung schuld am Einsturz und die Schuldfrage zielt auf andere Ursachen als in der „Wechselwirkung“ angenommen. So ist die Sachlage einseitig und zum mindesten zweifelhaft geblieben. In dubio pro reo.

Mit Hertwig behaupte ich aber, das Urteil ist und bleibt ein Fehlurteil.

Stellungnahme zu den Ausführungen
des Herrn Baurat Dr.-Ing. ehr. Bernhard.

Zu den Ausführungen des Herrn Baurat Dr.-Ing. ehr. Bernhard erlaubt sich der Unterzeichnete folgendes zu bemerken:

Zu 1. Den von Herrn B. erwähnten Belastungsversuch an einem fertigen Binder hat der Unterzeichnete in einem besonderen dem Gericht eingereichten Gutachten in allen Einzelheiten eingehend besprochen. Es fehlte bei diesem Versuch jede Kontrolle der aufgebrachten Lasten; die Durchbiegungsmessung, auf welche sich Herr B. bezieht, war besonders ungenau und unzuverlässig und führte zu ganz groben Widersprüchen. Es würde zu weit führen, hier die Einzelheiten zu wiederholen.

Im übrigen hat der Unterzeichnete vor dem Gericht die sachgemäße Probelastung eines Binders unter entsprechenden Versuchsbedingungen mit zuverlässigen Meßapparaten stets befürwortet und bedauert wiederholt, daß das Gericht den betr. Antrag abgelehnt hat.

Zu 2. Sowohl in seinem ausführlichen erstinstanzlichen Gutachten als auch während der Verhandlungen in I. und II. Instanz hat der Unter-

zeichnete mehrfach ausdrücklich darauf hingewiesen, daß nach Erreichung der Streckgrenze der Spannungsverlauf im Knotenblech nicht mehr geradlinig ist und daß somit die unter Voraussetzung der Gültigkeit des Navierschen Gesetzes erhaltenen rechnermäßigen Werte keine tatsächlichen Spannungen mehr, sondern nur noch als für die Größenordnung dieser Spannungen charakteristische Zahlen zu betrachten sind. Es ist unverständlich, wie Herr B. diese Ermittlungen jetzt als „falsch“ bezeichnen kann, nachdem er dieselben in der I. Instanz selbst als „elementar richtig“ beurteilt hat. Eine ganz ähnliche Berechnung von zwei verschiedenen Knotenblechen mit den Endergebnissen von $\sigma_u = 4793$ bzw. $\sigma_u = 4685 \text{ kg/cm}^2$ befindet sich in der fünften Auflage des bekannten „Taschenbuches für Bauingenieure“ von Förster, I. Bd., S. 232. (Diese Auflage ist ein Jahr nach der Erstattung des Gutachtens des Unterzeichneten erschienen, die betr. Berechnung war in der vierten Auflage noch nicht enthalten.) Nach Ansicht von Herrn B. wären also auch diese Beispiele und die dort gezogenen Schlußfolgerungen „falsch“. Die vom Unterzeichneten durchgeführten eingehenden Knotenblechversuche, die auch Herr Geheimrat Hertwig in seiner Äußerung erwähnt hat, haben gezeigt, daß der Spannungsverlauf bis zur Erreichung der Streckgrenze tatsächlich mit sehr großer Annäherung geradlinig ist, daß aber bei dem in Frage stehenden Versuchsknotenblech nach Erreichung einer Stabkraft von rd. 40 t ein starkes Fließen eingetreten ist. Es dürfte somit kein Zweifel darüber bestehen, daß die Untergurtknotenbleche der wirklichen Binder vor dem Einsturz unter dem Einfluß einer Stabkraft von 49 t schon starke Formänderungen erlitten haben. Ob diese Formänderungen in der Unterkante 1 cm, oder nur 0,5 cm betragen haben, ist grundsätzlich ohne Belang. Die Schätzung von etwa 1 cm entspricht übrigens den bei den Versuchen gemachten Beobachtungen und festgestellten Werten, ist also durchaus keine willkürliche Annahme.

Die von Herrn B. angedeuteten möglichen Ursachen sind in der Gerichtsverhandlung, insbesondere bei der II. Instanz von mehreren Sachverständigen erörtert worden, doch fehlte jeder Beweis für eine auch nur geringe Wahrscheinlichkeit dieser Gründe.

Jedenfalls hat das Gericht „dem Grunde nach“ sicher kein Fehlurteil gefällt — „der Höhe nach“ kann man verschiedener Ansicht sein.

Kleinlogel.

Da sich die vorstehende Auseinandersetzung an mein Nachwort zum Prozeß über den Kineinsturz in der Mainzer Landstraße in Frankfurt/Main im Heft 8, Jahrgang 1929 anschließt, ist mir wohl ein kurzes Schlußwort gestattet.

Ich glaube aus den Ausführungen des Herrn Kleinlogel entnehmen zu können, daß meine Behauptung, das Frankfurter Urteil sei ein Fehlurteil, richtig ist. In meinem genannten Aufsatz habe ich diese Behauptung hauptsächlich dadurch bewiesen, daß ich die vom Gericht selbst gefundene Einsturzursache, die Wechselwirkung zwischen Binder und Mauer, in der vom Gericht beschriebenen Weise als unzutreffend bezeichnet habe. Die Strafkammer hat die Wechselwirkung angenommen, weil ein Gleit- und Kipplager an den Bindern gefehlt hätten und daher ein Arbeiten des Binders an der Mauer bei Temperaturänderungen und Durchbiegungen stattgefunden hätte. Diese Wechselwirkung hätte die schwachen Binder und Mauern weiterhin so weit geschwächt, daß ein Einsturz erfolgt wäre. Herr Kleinlogel sieht die Wechselwirkung in einem Umstand, der im Urteil in keiner Weise erwähnt worden ist. Er behauptet, an dem hoch beanspruchten Knotenblech seit bereits ein Fließen erfolgt. Durch das Fließen und die Verlängerung des Untergurtes hätte der exzentrisch gelagerte Binder noch ungünstiger auf die Mauer gewirkt und sie zum Einsturz gebracht. Es scheint mir nicht angängig, die vom Gericht klar beschriebene Wechselwirkung in einem Sinne zu deuten, der sich mit den Worten des Urteiles nicht in Einklang bringen läßt. Die verschiedenartige Deutung der Wechselwirkung durch die Strafkammer und durch Herrn Kleinlogel scheint mir auch zu beweisen, wie unklar die vom Gericht angenommene Wechselwirkung überhaupt ist.

Ferner sei noch auf einen Punkt in den Ausführungen des Herrn Kleinlogel hingewiesen. Er spricht mehrfach davon, daß an dem hoch beanspruchten Knotenpunkt bereits ein Fließzustand eingetreten und die Bruchgrenze weit überschritten sei. Durch die Beweisaufnahme und die Versuche des Herrn Kleinlogel ist aber nur bewiesen, daß eine örtliche Beanspruchung über die Fließgrenze hinaus an einer Stelle des Knotenbleches wohl stattgefunden hat, daß aber nach dem Spannungsausgleich an dieser Stelle mit der Nachbarschaft die Tragfähigkeit des Binders noch keineswegs erschöpft war, denn auch in den Versuchen des Herrn Kleinlogel lag die Bruchgrenze dieses Knotenpunktes höher als die Belastung, die im Augenblick des Einsturzes auf diesen Knotenpunkten entfallen sein kann.

Hertwig.

INHALT: Welche Vorteile erwachsen der deutschen Wirtschaft durch Schweißung im Stahlbau? — Flugzeughallen des Braunschweiger Flughafens. — Neubau eines Lager- und Versandhauses der Senklingwerk A.-G. in Hildesheim. — Unterführung der Moltkestraße in Dulsburg. — Zum Prozeß über den Kineinsturz in der Mainzer Landstraße in Frankfurt a. Main.