

DER STAHLBAU

Schriftleitung:

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

Professor W. Rehn, Breslau, Technische Hochschule. — Fernspr.: Breslau 521 61

Beilage
zur Zeitschrift

DIE BAUTECHNIK

Fachschrift für das ge-
samte Bauingenieurwesen

Preis des Jahrganges 10 R.-M. und Postgeld

3. Jahrgang

BERLIN, 24. Dezember 1930

Heft 26

Alle Rechte vorbehalten.

Dynamische Probleme im Brückenbau.¹⁾

Vortrag, gehalten anlässlich des 25jährigen Jubiläums des Deutschen Stahlbau-Verbandes in Berlin in der Technischen Hochschule Charlottenburg am 6. Dezember 1929 von Professor Dr.-Ing. H. Kulka, Hannover.

Der Deutsche Stahlbau-Verband hat, wie heute gelegentlich seines Jubiläumstages wiederholt hervorgehoben wurde, seinen Zweck nicht allein darin gesehen, als wirtschaftlicher Verband zu wirken und die wirtschaftlichen Interessen seiner Mitglieder zu fördern, sondern er hat es stets auch für seine vornehmste Pflicht gehalten, die wissenschaftliche Grundlage des Faches festigen zu helfen, in der Erkenntnis, daß nur so allein die Wettbewerbsfähigkeit seiner Mitglieder im In- und Auslande erhalten bleiben könne.

Während sich die Mitarbeit des Deutschen Stahlbau-Verbandes auf den Forschungsgebieten des Stahlbaues in den letzten Jahren in erster Linie auf statische Probleme erstreckte, hat sich in letzter Zeit die große Bedeutung der dynamischen Aufgaben für den praktischen Brückenbau erwiesen, so daß in Zukunft auch diese in das Wirkungsfeld der Forschungen des Deutschen Stahlbau-Verbandes fallen werden.

Die Behandlung des Brückenbaues als statisches Problem bedeutet eine mehr oder weniger willkürliche Abstraktion, welche mit der Wirklichkeit nicht übereinstimmt, vielmehr in erster Linie dazu geschaffen ist, dem Statiker, der die Bauwerke berechnet, die Aufgabe zu erleichtern. Ich kann das Verhältnis dieser Abstraktion zur Wirklichkeit nicht besser vergleichen als mit dem Verhältnis einer Momentaufnahme zu dem reizvollen Bild eines Films. Die Brücke ist unter dem Einfluß der Last kein ruhender Körper, sondern ein lebendiger Organismus. Der Laie empfindet diese Tatsache beim Dahinbrausen eines Zuges über eine Brücke vielleicht mehr als der im Drange des Alltages stehende, an seine Methoden gewohnte Statiker, der die Brücke berechnet hat.

Die Probleme der Dynamik des Brückenbaues zerfallen in zwei große Fragenkomplexe, von denen der eine die Brücke als Bauwerk, der andere die Materialfrage behandelt. Es ist kein Wunder, daß gerade die oben genannte naive Anschauung einer Brücke, die von einem Eisenbahnzug rasch befahren wird, in den ersten Anfängen der Brückentheorie die Theoretiker dazu veranlaßt hat, die Frage der Brückendynamik mindestens gleichwertig mit jenen der Statik zu behandeln. Erwähnt sei nur die bereits 90 Jahre zurückliegende Arbeit des Physikers Stokes.

Aber auch die Straßenbrücken regten zur Behandlung der dynamischen Fragen an, und zwar hauptsächlich deswegen, weil man wiederholt beobachtet hat, daß Lasten, die in gleichmäßigem Intervalle auf gewisse Brücken wirken, Bauwerksteile in solche Schwingungen versetzten, daß dem Laien und dem Fachmann Bedenken über die Zulässigkeit dieser Erschütterungen aufstiegen. So hat z. B. Delandres durch Versuche festgestellt, daß es möglich ist, einen Wagen, der von Pferden gezogen wird und nur $4\frac{1}{2}$ t wiegt, in einem solchen Rhythmus über eine Brücke zu führen, daß er Wirkungen erzielt, die einer ruhenden Last von 39 t gleichkommen. Viele Theoretiker haben sich bereits in dieser Frage versucht, die zu den schwierigsten der Physik gehört. Es hat sich hier wieder wie in anderen Gebieten der Technik gezeigt, daß die Theorie unter einer großen Anzahl von Voraussetzungen entwickelt werden mußte, die vielleicht nicht vollkommen zutreffen, und daß die Vernachlässigung scheinbar unwichtiger Voraussetzungen zu Endergebnissen führte, die mit der Wirklichkeit nicht übereinstimmen. Wohl sind solche vereinfachten Annahmen notwendig zur Entwicklung einer jeden Theorie, aber niemals kann eine Theorie zum Ziel führen, wenn die Ergebnisse nicht stufenweise mit der Praxis verglichen werden. Wegen der außerordentlichen Schwierigkeit der theoretischen Seite ist versucht worden, die Erscheinungen in einzelne Effekte zu zerlegen, um diese gesondert zu behandeln. Ich verweise hier auf die Ausführung des Herrn Dr.-Ing. Bleich in seinem Buche

„Theorie und Berechnung der eisernen Brücken“, Springer 1924, ferner u. a. auf die Schrift von Professor Dr. Hort „Stoßbeanspruchungen und Schwingungen der Hauptträger statisch bestimmter Eisenbahnbrücken“, Wilhelm Ernst & Sohn, Berlin 1928, der die einzelnen Effekte analysiert und zu einer Summenwirkung zusammenfügt.

Bringt man eine Brücke als elastischen Körper durch eine Kraft in Spannung und beseitigt plötzlich die Kraft, so tritt eine Wechselwirkung zwischen potenzieller und kinetischer Energie ein. Die Brücke gerät in Schwingungen, und wenn nicht die Reibungen und verschiedene andere Ursachen vorhanden wären, würde sie unendlich lange weiter schwingen. Dies geschieht jedoch nicht, sondern durch obige Störungen wird dem Zustand ein Ende gemacht, ganz ähnlich wie z. B. ein Ball, den man zur Erde schleudert, nicht stets in dieselbe Höhe zurückkehrt, sondern allmählich zur Ruhe kommt. Die oben erwähnte Art von Schwingungen nennt man freie Schwingungen. Sie kommen wohl in dieser reinen Form bei Brückenbauten kaum vor, vielmehr wird die Schwingung in einer Brücke angeregt durch eine große Anzahl von Impulsen, die teilweise gesetzmäßig, teilweise ungesetzmäßig die Brücke treffen, so z. B. durch nicht ausgeglichene Schwunggewichte der Lokomotiven, durch die Fliehkraft, die Unvollkommenheit der Schienenstöße, das Wippen der Wagen usw., und es entsteht auf diese Weise die zweite Schwingungsart, die man erzwungene Schwingungen nennt.

Die Versuche, diese komplizierten Erscheinungen zu klären, d. h. ihren Gesamteinfluß auf das Bauwerk rechnerisch zu erfassen, sind bisher noch nicht geglückt. Man kann wohl vereinfachende Annahmen treffen, insbesondere die einzelnen Einflüsse untersuchen, um dann den wirklichen Fall zu rekonstruieren.

Für die Praxis ist ein besonderer Fall der erzwungenen Schwingungen von Bedeutung, das sind diejenigen mit Resonanz, bei denen die Impulse zu der freien Schwingung in einem gewissen Verhältnis stehen, so daß die Wirkung außerordentlich gesteigert werden kann.

Die mathematische Darstellung dieser letzteren Schwingungsart zeigt, daß mit unendlich großer Zeit bereits bei verhältnismäßig kleinen Impulsen die Schwingungen unendlich groß werden können, und so den Bruch des Bauwerkes herbeiführen müssen. Bei Eisenbahnbrücken hat man verhältnismäßig selten Schwingungen mit Resonanz feststellen können, dagegen bei Straßenbrücken häufiger, besonders in einzelnen Teilen beim Herüberrollen besonders schwerer, in ihrem Impulse rhythmisch auftretender Fahrzeuge.

Hängebrücken sind bei gewisser Konstruktionsart durch ihre starke Durchbiegung leichter in der Lage, in Resonanz versetzt werden zu können. Man hat daher häufig für solche Brücken besondere Vorschriften erlassen, die ein taktmäßiges Überschreiten durch größere Menschenmassen verbieten. Bei Eisenbahnbrücken scheint diese Resonanzwirkung deswegen nicht so häufig zu sein, weil die verschiedenen Impulse in ihrer Größenordnung nicht sehr stark voneinander abweichen und so einander entgegenwirken.

Die Untersuchung der freien Schwingungen ist bei Brücken recht weit gefördert. Man kann durch geeignete Versuchsmaßnahmen eine Brücke in solche Schwingungen versetzen und dann die Perioden feststellen. Dem Schweizer Brückenbaulingenieur, Sektionschef Bühler, ist es gelungen, eine verhältnismäßig einfache, brauchbare Formel zu schaffen, durch die es möglich ist, zuverlässige Zahlen über die Eigenschwingungsdauer der Brücke zu erhalten, jedenfalls so zuverlässig, als man dies in einem so schwierigen Fall verlangen kann.

Für das Fachwerk sind auch bedeutende, theoretisch vertiefte Arbeiten erschienen, von denen u. a. die Arbeiten von Reißner und Pohlhausen zu erwähnen sind, ferner die bereits oben erwähnte Arbeit von Bleich.

¹⁾ Der Vortrag ist, dem Zwecke eines Festvortrages entsprechend, gemeinverständlich gehalten. Eine wissenschaftlich begründete Arbeit über das gleiche Thema erscheint demnächst in dieser Zeitschrift.

Über die Art der Schwingungen bei solchen Bauwerken herrschten selbst in Fachkreisen oft ganz unklare Vorstellungen; besonders ist es wenig bekannt, mit welcher Frequenz die Schwingungen auftreten, d. h. wie viele Schwingungen in einer Sekunde stattfinden.

So schwingt z. B. eine 100 m-Brücke etwa zweimal in der Sekunde, eine 20 m-Brücke etwa 20 mal, solange es sich um freie Schwingungen handelt. Dagegen sind in neuerer Zeit mit den besonders verfeinerten Hilfsmitteln Schwingungszahlen von 100 und mehr in der Sekunde in verschiedenen Gliedern festgestellt worden, wobei die Schwingungen in einzelnen Gliedern so bedeutend sind, daß sie zu ernstesten theoretischen Betrachtungen Anlaß geben.

In Erkenntnis der großen Bedeutung aller dieser Fragen für den Brückenbau und insbesondere auch in Erkenntnis der Wichtigkeit, die theoretischen Forschungen durch praktische Messungen zu kontrollieren, hat die Deutsche Reichsbahn im Jahre 1927 einen Wettbewerb ausgeschrieben zur Erlangung von Konstruktionen für Schwingungs- und Spannungsmesser. Wenn auch das Ergebnis dieses Wettbewerbes insofern betäubend war, als keiner von den eingegangenen Apparaten die Bedingungen erfüllen konnte, so trug doch die Erprobung der verschiedenen Konstruktionen ganz wesentlich zur Klärung der Frage bei und zeigte neue Wege zur Annäherung an das Ziel. Die bedeutendste Erkenntnis aus dem Wettbewerb war die, daß mechanisch registrierende Apparate infolge der Massenträgheit der einzelnen Teile kaum in der Lage sind, zuverlässige Messungen von derartig raschen Schwingungen zu geben. Die Apparate beruhen meist auf dem Grundsatz, von der Verlängerung einer gewissen Meßstrecke, die meist mit 200 mm angenommen ist, auf die Spannung in dem betreffenden Gliede zu schließen. Bedenkt man dabei, daß einer Spannung von 100 kg/cm² bei einer Meßlänge von 200 mm nur eine Verlängerung oder Verkürzung dieser Meßstrecke von 1/100 mm entspricht, so kann man sich wohl denken, welchen verfälschenden Einfluß selbst kleine Eigenschwingungen der mit Massen ausgestatteten Einzelteile der Instrumente, ferner Spiel in den Gelenken usw. auf die Meßergebnisse ausüben können. Es bedeutet daher unbedingt einen Fortschritt in der Meßmethode, wenn ein Apparat wie der von Fereday-Palmer möglichst alle Hebel ausschaltet und den masselosen Lichtstrahl von der Meßstrecke auf einen lichtempfindlichen Film leitet, um so ein Bild von der Größe und der Frequenz der Schwingungen zu erhalten. Die Methode zur Erprobung der Meßinstrumente des Wettbewerbes regte die Konstrukteure der eingereichten Apparate an, systematisch den Quellen der Fehler nachzugehen und sie tunlichst zu beheben. Daß dies nicht restlos gelingen kann, liegt in der Natur der Sache, da man eben stets mit einer gewissen Masse der bewegten Teile der Instru-

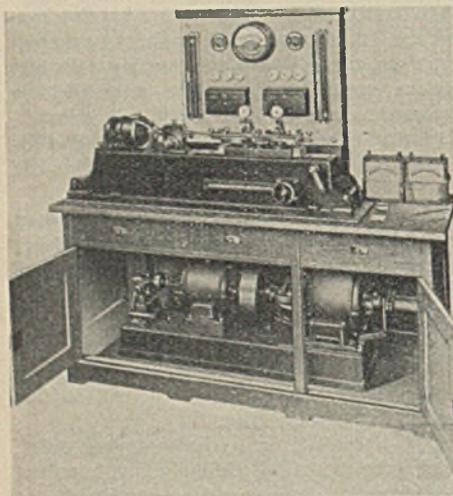


Abb. 1a. Schwingungsmesser von Meyer, Bern.

Aufnahme vom 24. V. 29. Dehnungsmesser Nr. 9 Schütteltisch Nr. 3

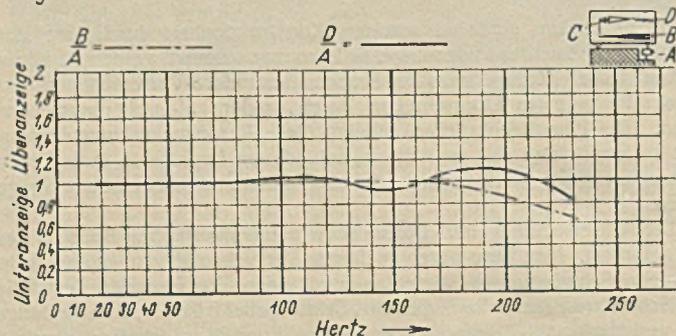


Abb. 1b. Dynamischer Dehnungsmesser Type MB. Resonanzkurven.

mente rechnen muß. So hat der in Abb. 1a dargestellte Apparat von Meyer in Bern bereits verhältnismäßig rasche Schwingungen zuverlässig messen können, nachdem es dem Erfinder durch eine sinnreiche Konstruktion (vgl. Abb. 1b) gelungen ist, die Schwingungszahl und die Art

der Schwingungen der wichtigen Einzelteile des Instrumentes festzustellen und mit den zu messenden Schwingungen zu vergleichen.

Nach dem obigen bedeutete es einen außerordentlich großen Fortschritt, als man den Weg ging, neben den mechanischen Apparaten auch solche Apparate zu verwenden, deren Wirkung auf der Benutzung der Elektrizität beruht. Die Amerikaner hatten durch das sogenannte Telemeter bereits in dieser Richtung einen entscheidenden Schritt getan, indem sie die verschiedenen Leitungswiderstände von aufeinandergelegten Kohleplättchen bei verschiedenen Drücken benutzten, um aus den Stromschwankungen auf die Größe der Spannungen zu schließen.

Die Deutsche Reichsbahn hat, ausgehend von diesem Telemeter, ein Instrument konstruiert, das allem Anschein nach imstande sein wird, die oben geschilderten Nachteile der mechanisch registrierenden Instrumente zu beseitigen.

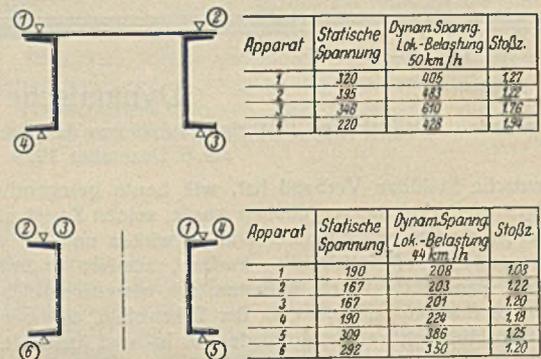


Abb. 2. Fachwerkbrücke von 34 m Stützkräfte. Stabkräfte gemessen mit dem Telemeter der Deutschen Reichsbahn (Dr. Bernhard).

In Abb. 2 sind Ergebnisse festgelegt, welche durch Messungen mit diesem elektrisch wirkenden Meßinstrumente erzielt worden sind. Betrachtet man die Resultate kritisch, die um so wertvoller sind, als sie Messungen darstellen, welche im gleichen Augenblick an verschiedenen Stellen eines und desselben Stabquerschnitts in einem Bauwerk gefunden wurden, so wird man entsetzt sein über das ganz außergewöhnliche Abweichen der Theorie von den gefundenen Zahlen. Obwohl theoretisch verlangt wird, daß z. B. in dem in Abb. 2 dargestellten Stabquerschnitt sich an allen Punkten die gleiche Spannung ergibt, beträgt dieselbe nach Messungen an einer Stelle 290, an der anderen 610 kg/cm². Fast erscheint es nach diesem Ergebnis, daß man die so mühsam aufgestellten statischen Berechnungen lieber, wie man sagt, aus dem Ärmel schütteln könnte. Die Genauigkeit würde jedenfalls größer sein oder doch nicht geringer als die durch die obigen Zahlen gekennzeichnete. Würde man den Erreger dieser Spannungen in entsprechendem Verhältnis vermehren, d. h. ihn so hoch wählen, wie er von uns in den Berechnungen angenommen wird, so käme man bestimmt zu dem Resultat, daß die Spannungen an vielen Stellen unserer Bauwerke weit über der zulässigen Grenze liegen, ja vielleicht sogar schon den Bruch der Bauwerke erzielt haben müßten. Daß dies jedoch nicht der Fall ist, ist eine Beruhigung für den, der die Brücke benutzt, aber auch für den Ingenieur, der sie berechnet hat. Trotzdem bleibt die große Aufgabe, den Widerspruch zwischen tatsächlicher Spannung und dem Verhalten des Bauwerkes aufzuklären, und dies wird auch eine der bedeutendsten Aufgaben der Forschung der Zukunft bleiben.

Demgegenüber bleibt eine andere Tatsache außerordentlich bemerkenswert, die man förmlich als die Kehrseite der Medaille bezeichnen könnte. Die Schweizer Bundesbahnen haben seit vielen Jahren Messungen angestellt über die dynamischen Durchbiegungen von Brücken, d. h. Durchbiegungen der Brücken unter der Betriebslast bei der tatsächlich auftretenden Geschwindigkeit der Fahrzeuge. In Abb. 3 u. 4 sind solche Werte der Schweizer Forschungen eingetragen. In den Abb. 3 u. 4 sind für verschiedene Fahrgeschwindigkeiten die Prozentzahlen eingetragen, um wieviel die dynamischen Werte der Durchbiegungen über den sogenannten statischen liegen, d. h. über jenen Werten, welche sich ergeben würden, wenn die Fahrzeuge in der gleichen Stellung ruhig auf der Brücke stehen würden. Wir nennen diese Prozentzahlen auch die Stoßwerte. Über denselben sind die Stoßwerte eingetragen, nach welchen wir unsere Brücken rechnen, und speziell diejenigen der Deutschen Reichsbahn. Man sieht, daß die Stoßwerte der Deutschen Reichsbahn weit über den beobachteten Stoßwerten, ermittelt aus den dynamischen Durchbiegungen, liegen. Während man also in der ersten Art der Messung, d. h. in der Messung von Einzelgliedern eines Brückenbauwerkes zu erschreckend hohen Stoßziffern kommt, zeigt die Messung der Durchbiegung Zahlen, die verhältnismäßig sehr niedrig liegen. Man wird durch den Vergleich dieser Ergebnisse zu der Annahme gedrängt, daß die Einzelmessungen teilweise singuläre Erscheinungen messen, die sich irgendwie in dem Brückenbauwerk gegeneinander ausgleichen, und in der Durch-

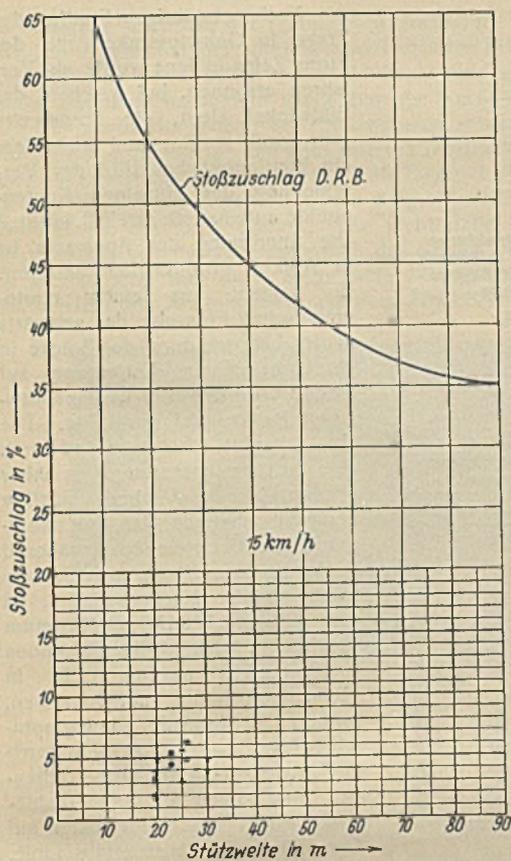


Abb. 3.

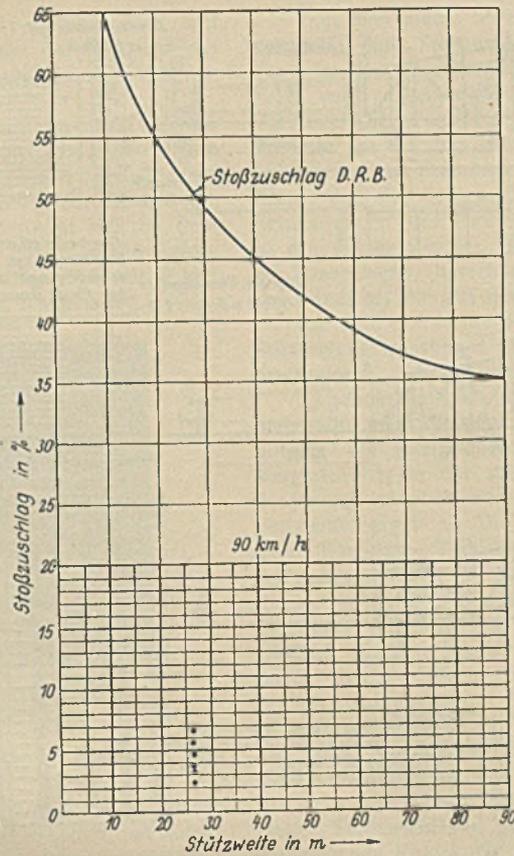


Abb. 4.

Abb. 3 u. 4. Dynamische Durchbiegungen von Brücken. Schweizer Messungen.

biegung, die man förmlich als die Gesamtphysiognomie der deformierten Brücke bezeichnen könnte, nicht mehr in Erscheinung treten müssen, vielleicht auch Spannungen nur einzelner Konstruktionsglieder.

Ich könnte diesen Gedankengang am besten erläutern durch einen Vergleich mit einer Erscheinung an einem organischen Wesen. Es wäre z. B. falsch, aus einer Probe, die einem stark erkrankten Teile des menschlichen Körpers entnommen ist, auf die gleiche Erkrankung im ganzen Organismus zu schließen. Es liegt der Gedanke nahe, neben der gewiß sehr wertvollen und unentbehrlichen Erforschung der Spannungen in den kleinsten Einzelteilen eines Bauwerkes auch das Bauwerk als Ganzes zu betrachten und daraus Schlüsse auf seinen Spannungszustand zu ziehen. Ich habe versucht, diesen letzteren Weg zu beschreiten, indem ich aus der Deformation des Bauwerkes, die ich auf experimentellem Wege festhalte, auf die Spannungen in dem Bauwerke zu schließen versuchte. Es ist theoretisch einwandfrei, daß einem bestimmten Deformationszustand des Bauwerkes ein bestimmter Spannungszustand entspricht, und daß bei Bekanntsein des Deformationszustandes die Spannungen zu finden sind, wie ja auch z. B. der von Pohlhausen und Bleich eingeschlagene Weg theoretisch zu diesem Ziele führt. Das Festhalten des deformierten Bauwerkes kann am zweckmäßigsten durch Photographie erfolgen, da diese das Mittel gibt, in sehr kurzer Zeit die Form des Bauwerkes festzulegen.

Die außerordentlich großen Erfolge, welche die Astronomie in den letzten Jahrzehnten durch Benutzung der Photographie in den Meßmethoden erzielt hat, regten mich auch an, die photographische Platte als Mittel zur Messung dieser kleinen Verschiebungen zu benutzen. Vergleicht man die Werte, welche in der Astronomie zur Bestimmung feiner Verschiebungen, wie z. B. der Messung von Sternparallaxen, aus den Platten ausgemessen werden müssen, so sind die bei Brücken vorkommenden Verschiebungen demgegenüber derbe Werte. Die Feststellung von Sternparallaxen durch photographische Platten ist den direkten Messungen, selbst mit den feinsten Instrumenten, an Genauigkeit und Zuverlässigkeit weit überlegen. Gelingt es also, die Form des deformierten Bauwerkes eindeutig und klar auf der Platte in den verschiedenen Belastungszuständen festzulegen, dann ist auch für das Spannungsproblem eine wichtige experimentelle Grundlage gefunden. Diese Aufgabe habe ich mit Unterstützung der Deutschen Reichsbahn im Verein mit den großen Erfahrungen, die die Firma Zeiss in der Herstellung von optischen Meßinstrumenten hat, zu lösen versucht, und ich möchte anschließend das Ergebnis meiner Arbeiten mitteilen.

Der zuerst eingeschlagene Weg zur Lösung der gestellten Aufgabe bestand darin, das stereophotogrammetrische Verfahren, das bekanntlich heute in der Vermessungskunst eine große Rolle spielt und auch in der Astro-

nomie eine dominierende Stellung einnimmt, für diesen Zweck dienstbar zu machen. Da ich die Bekanntschaft mit diesem Verfahren nicht allgemein voraussetzen kann, möchte ich kurz den Weg skizzieren, der in vorliegendem Falle in Frage kommen könnte. Mit Hilfe einer Bildmeßkammer wird von mehreren Standpunkten (vgl. Abb. 5) ein Bild oder eine Bildserie des zu vermessenden Gegenstandes aufgenommen. Die Bildmeßkammer besteht aus einer genau gearbeiteten photographischen Kamera, die mit einer Vorrichtung versehen ist, um ihre Lage gegenüber anderen Punkten im Gelände zu bestimmen. Durch Aufnahmen mit dieser Kamera entstehen zwei oder mehrere nicht identische Bilder, die in ihren Koordinaten voneinander abweichen. Aus der Größe dieser Abweichung unter Berücksichtigung des Abstandes der beiden Aufnahmestandpunkte (vgl. Abb. 5) kann man auf die Raumkoordinaten der abgebildeten Gegenstände schließen. Die Auswertung der Photographien, welche den bekannten stereoskopischen Effekt ergeben, geschieht durch ein besonderes Instrument, den sogenannten Stereo-Komparator, durch welchen die beiden photographischen Platten durch ein besonderes optisches Gerät betrachtet und die Koordinaten der Raumpunkte an Skalen abgelesen werden können. Würde man in einen solchen Komparator eine Punktreihe einsetzen, die auf beiden Platten bis auf einen Punkt identische Koordinaten hat, so würde ein plastisches Sehen der einzelnen Punkte ausgeschlossen sein, dagegen würde der eine Punkt, dessen Bilder auf den Platten nicht identisch sind, bei der Betrachtung durch den Komparator plastisch hervortreten, und durch Einstellung der besonderen Koordinatenmarken könnte die zahlenmäßige Abweichung des Bildes sofort festgestellt werden. Das menschliche Auge ist für diesen sogenannten stereoskopischen Effekt außerordentlich empfindlich und kann bereits Abweichungen von einem hundertstel Millimeter und weniger auf der Platte deutlich feststellen.

Das zuletzt geschilderte Verfahren dient in der Astronomie zur Feststellung von Planeten auf photographischen Aufnahmen. Während die Fixsterne auf beiden Platten zweier zu verschiedenen Zeiten gemachter Aufnahmen identische Koordinaten besitzen wegen ihrer scheinbar unendlichen Entfernung, wird der mit Eigenbewegung behaftete Planet auf den beiden Aufnahmen keine identischen Bilder ergeben und durch den stereoskopischen Effekt bei Betrachtung im Stereo-Komparator sich bemerkbar machen. Man hat dann nicht nur den Planeten identifiziert, sondern auch durch das vorgesehene Meßsystem seine relative Verschiebung festgestellt.

Das Verfahren des Stereo-Komparators ist außerordentlich vervollkommenet, zu Zwecken der Astronomie besonders durch die große Genauigkeit, für den Zweck der terristrischen Bildmeßkunst durch Apparate, welche die Umsetzung der stereoskopischen Effekte in den Zweck der Kartographien fast automatisch vornimmt. (Vgl. Zeiss-Planograph und Aerokartograph von Heyde-Hugershoff.)

Die Übertragung dieses Prinzips auf die Brücke war folgendermaßen gedacht. Die Knotenpunkte der Brücke sollten besonders kenntlich gemacht und nun das Bauwerk von einem bestimmten Standpunkt während der Belastung, also während des Darüberfahrens des Lastenzuges, in kurzen Abständen durch Momentaufnahmen photographiert werden. Was in den vorigen Methoden die Aufnahmen durch zwei Kamern ergeben, die im Abstände a voneinander aufgestellt sind, ergibt sich hier durch die Verschiebung des Aufnahmeobjektes während der photographischen Aufnahme. Die von ein und demselben Standpunkte aufgenommenen photo-

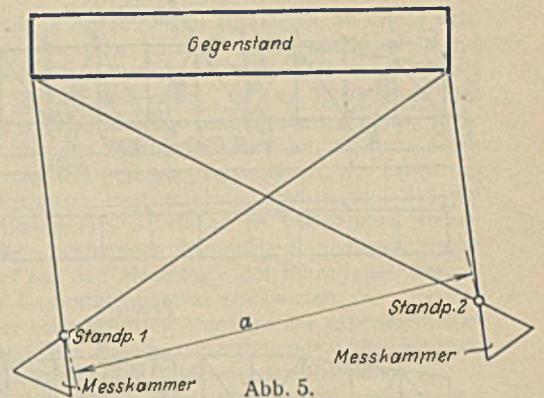


Abb. 5. Anordnungsskizze.

geodätischen Institutes der Technischen Hochschule Hannover. Man sieht aus den Vergleichen der untereinander liegenden Bilder der verschiedenen Knotenpunkte, wie selbst feine Schwankungen durch dies verhältnismäßig ungenaue Instrument wiedergegeben werden.

Die Kenntlichmachung der Knotenpunkte geschieht durch die von der Firma Zeiss empfohlenen und konstruierten Tripelprismen, die in den einzelnen Knotenpunkten befestigt sind und die Eigenschaft haben, das Licht einer Lichtquelle, das auf sie fällt, in genau die gleiche Richtung zurückzuwerfen, aus welcher das Licht kommt. Die Lichtquelle befindet sich an dem photographischen Fernrohr außerhalb der Brücke in der optischen Achse. Es werden jetzt also nicht mehr Bilder der Brücke, sondern die Bilder der leuchtenden Knotenpunkte auf dem Filmstreifen festgehalten.³⁾

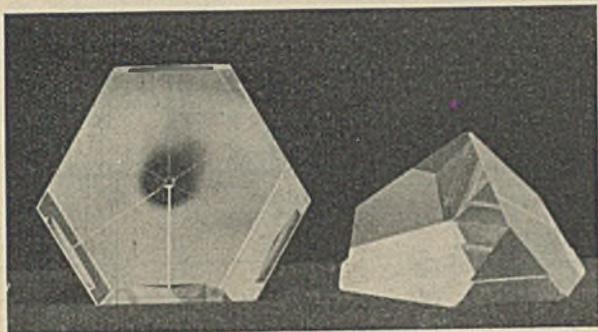
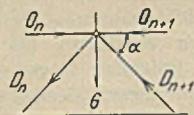


Abb. 10. Tripelprismen, die an den Knotenpunkten zur Kenntlichmachung befestigt werden.

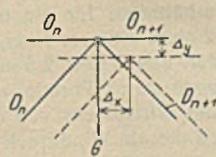
Abb. 10 zeigt ein Tripelprisma, wie es bei diesem Instrument zur Verwendung kommt.

Die aus den Schwingungsaufnahmen der Knotenpunkte erhaltenen Verschiebungen werden zunächst auf den Standpunkt reduziert und sodann für die Bestimmung der Messungen verwertet. Es ist dabei grundsätzlich gleichgültig, ob es sich um einen vollwandigen Träger oder um ein Fachwerk handelt. In beiden Fällen ist aus der Gleichung $\frac{d^2 y}{d x^2} = -\frac{M}{EI}$ das Moment und für das Fachwerk dadurch auch die Stabkraft bestimmbar. (Vgl. den demnächst erscheinenden Aufsatz in der gleichen Zeitschrift.) Es ist zu beachten, daß man es infolge der dynamischen Beanspruchung nicht mit derselben Gleichgewichtsbedingung für den betreffenden Knotenpunkt zu tun hat wie im statisch beanspruchten Bauwerk (vgl. Abb. 11). Die obere Figur zeigt die statischen Gleichgewichtsbedingungen für einen Knotenpunkt, die untere die dynamischen Gleichgewichtsbedingungen, bei denen neben den statischen Kräften noch Beschleunigungsglieder vorkommen.



Statisches Gleichgewicht

$$\begin{aligned} \sum S_n \cos \alpha &= 0 \\ \sum S_n \sin \alpha + G &= 0 \end{aligned}$$



Dynamisches Gleichgewicht

$\Delta_y, \Delta_x =$ Dynamische Verschiebungs-Komponenten.

$$\frac{G}{g} \frac{d^2 \Delta_x}{dt^2} = \sum (S_1 + S_2) \cos \alpha$$

$$\frac{G}{g} \frac{d^2 \Delta_y}{dt^2} = G + \sum (S_1 + S_2) \sin \alpha$$

$$\frac{G}{g} \frac{d^2 \Delta_x}{dt^2}, \frac{G}{g} \frac{d^2 \Delta_y}{dt^2} = \text{Trägheitsglieder}$$

Abb. 11. Gleichgewichtsbedingungen für statische Stabkräfte und unter Berücksichtigung der dynamischen Kräfte.

In den beiden Abb. 8 u. 9 sind die Ergebnisse wiedergegeben, welche die oben erwähnten Schwingungsversuche an einer Drahtseilschutzbrücke gezeigt haben. Da der neue Apparat von Zeiss-Kulka noch nicht zur Verfügung stand, sind, wie erwähnt, diese Versuche mit Hilfe eines normalen Kinoapparates ausgeführt. Die Schwingungen der einzelnen Punkte dieser Brücke sind in Abb. 8 für sechs nebeneinanderliegende Knotenpunkte wiedergegeben. Abb. 9 zeigt die aus diesen Schwingungen sich ergebenden elastischen Linien. In der obersten Figur der Abb. 9 ist die nicht deformierte Brücke, in den darunterliegenden Figuren die Form der Brücke wiedergegeben, wobei die Deformation durch ein herabfallendes Gewicht erzeugt wurde. Teilweise liegen die Aufnahmen nur um $\frac{1}{30}$ sek auseinander.

³⁾ Es ist mir in letzter Zeit gelungen, auch die Seitenschwankungen der Brücke gleichzeitig mit den Durchbiegungen festzuhalten.

Faßt man meine bisherigen Ausführungen zusammen, so ergibt sich, daß man dem Spannungsproblem in einer Brücke experimentell auf zweierlei Weise beikommen kann, einmal durch die Untersuchung mit Hilfe von zuverlässigen Spannungsmessern, die an Einzelteilen der Brücke befestigt werden und auf Grund der Längenänderung dieser Teile Schlüsse auf die dort herrschenden Spannungen zulassen, zweitens durch Betrachtung der Formänderung des gesamten Bauwerkes. Wir haben gesehen, daß die beiden Ergebnisse weit auseinandergehen und daß die Betrachtungen des Gesamtbauwerkes scheinbar im Widerspruch stehen zu den auf dem ersten Wege bestimmten Spannungen; und zwar liegen die Spannungen, berechnet aus den Messungen der Einzelteile, wesentlich höher als die aus der Gesamtdeformation errechneten.

Ich halte es für eine der bedeutendsten Aufgaben der experimentellen Schwingungsmessungen und der darüber anzustellenden theoretischen Erwägungen, diesen großen scheinbaren Widerspruch aufzuklären.

Es scheint mir, als ob die durch die Gesamtdeformation entstehenden Stabkräfte noch überlagert werden durch lokale Beanspruchungen, die mitunter erheblich höhere Werte ergeben. Es scheint ferner, als ob ein Vergleich der in der statischen Berechnung gefundenen Zahlen nur mit denjenigen möglich wäre, welche sich aus der Gesamtdeformation des Bauwerkes ergeben. Die lokalen Überbeanspruchungen werden vielleicht durch Biege-, Torsionsschwingungen erzeugt, ähnlich wie man schon seit langem Nebenspannungen festgestellt hat, die in den Knotenpunkten liegen, welche jedoch nicht imstande sind, das Biegebild des gesamten Bauwerkes erheblich zu beeinflussen. Es wäre also die Vermutung berechtigt, ob diese lokalen Beanspruchungen nicht teilweise den Charakter haben, den die Nebenspannungen im Brückenbauwerk besitzen. Die bisherigen Stoßwerte für Brückenbauten sind aufgebaut auf den Ergebnissen, die aus lokalen Spannungsmessungen ermittelt worden sind. Da diese Spannungswechsel aber außerordentlich rasch erfolgen (wie oben erwähnt, ist eine Frequenz von 100 Hertz keine Seltenheit), erscheint die Frage berechtigt, ob wirklich in allen Fällen mit so hohen Stoßzuschlägen gerechnet werden muß. Es erscheint z. B. sehr weitgehend, Knickkräfte auch mit den hohen Stoßkoeffizienten zu beanschlagen. Ebenso liegt

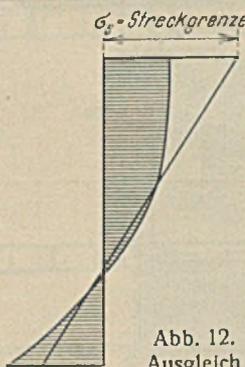


Abb. 12. Ausgleich von Spannungen bei Überschreitung der Streckgrenze.

die Vermutung nahe, daß die von Grüning so klar bewiesene Abwanderung von Kräften in statisch unbestimmten Bauwerken aus den Zonen größerer Beanspruchung auf Zonen kleinerer Beanspruchung in hohem Maße auch in Einzelteilen des Fachwerkes eintritt (vgl. Abb. 12). In Abb. 12 ist dargestellt, wie im Falle der Überschreitung der Streckgrenze nicht mehr das Proportionalitätsgesetz der Spannungen gilt, daß vielmehr statt des geradlinigen Spannungsverlaufes der in der Figur durch Schraffierung hervorgehobene Spannungsverlauf eintritt, wobei die Streckgrenze als ein Maximum anzusehen ist. Infolge der bei Überschreitung der Streckgrenze eintretenden plötzlichen größeren Dehnung weichen die stark beanspruchten Materialteilchen aus und übertragen ihre Kräfte auf die weniger stark beanspruchten, ein Vorgang, der mitunter als die Selbsthilfe des Materials bezeichnet wird.

Ebenso wie es notwendig sein wird, alle Konstruktionsteile in den Einzelheiten durch Einzelversuche zu klären, kann es unmöglich versäumt werden, Versuche an dem Gesamtbauwerk zu machen. Spannungsmessungen an Einzelteilen müssen Hand in Hand gehen mit Spannungsermittlungen, die sich aus der Deformation des Gesamtbauwerkes ergeben. Ebenso müssen Festigkeitsversuche an Einzelgliedern eines Bauwerkes verglichen werden mit Versuchen am Gesamtbauwerk.

Es ist unzweifelhaft ein großes Verdienst der schweizerischen Ingenieure, auch hier den Weg gewiesen zu haben für eine neue Versuchsforschung, indem sie anregten, ganze Brückenbauwerke in Schwingungen zu versetzen und an den Schwingungen des Gesamtbauwerkes das zu studieren, was der Brückenbauingenieur letzten Endes für seine Berechnungen holen kann.

Die Deutsche Reichsbahn hat eine Versuchseinrichtung geschaffen, welche Brückenbauwerke als Ganzes untersucht, indem sie dieselben in Schwingungen versetzt, und zwar so lange, bis ein Bruch eintritt. Die Maschine ist von Losenhausen gebaut und vermag mit verhältnismäßig kleiner Masse durch Abtasten der in Frage kommenden Schwingungsdauer der Brücke große Brückenbauwerke in erhebliche Schwingungen zu versetzen. Ich verweise auf diesbezügliche Veröffentlichungen.⁴⁾

(Zum Schluß wurde ein vom Reichsbahn-Zentralamt zur Verfügung gestellter Film vorgeführt, der die Maschine von Losenhausen zur Erzielung von Schwingungen einer Brücke im Betrieb zeigt.)

⁴⁾ Vgl. „Der Stahlbau“, Jahrg. 1929, S. 61.

Das Stahlskelett für das neue 100 at-Kesselhaus im Großkraftwerk Mannheim.

Alle Rechte vorbehalten.

Von Oberingenieur Gruetz, Mainz-Gustavsburg.

Die mit 100 at Dampfdruck arbeitende, seit 1928 im Betrieb befindliche Erweiterungsanlage des Großkraftwerks Mannheim ist das erste Dampfkraftwerk in Europa mit einem derartig hohen Druck. Als Beweis, daß mit diesem Schritt der richtige Weg begangen wurde, sei angeführt, daß der Leiter des Großkraftwerks Mannheim, Dr. Marguerre, auf der 2. Weltkraftkonferenz in Berlin als Generalberichterstatler der Sektion 8 nach Schluß der betreffenden Fachsitzung als Ergebnis der sehr eingehenden Aussprache die allgemeine Übereinstimmung feststellen konnte,

Das Gebäude besteht aus dem rd. 40 m breiten und vorläufig rd. 40 m langen Kesselhaus mit anstoßendem 12,5 m breiten Pumpenraum und einem giebelseitig liegenden dreigeschossigen Anbau für Eigenbedarfs-Schaltanlage, Dampf- und Wasserbehälter. Der höchste Punkt des Daches liegt etwa 34 m über Kesselhausfußboden, hierzu kommt noch der in Dachmitte aufgesetzte Blechschornstein, der bei 3,5 m Durchm. das Dach um rd. 28 m überragt. Die von diesen Schornsteinen herrührenden senkrechten und Windlasten wirken im wesentlichen Umfang auf die Gebäudekonstruktion

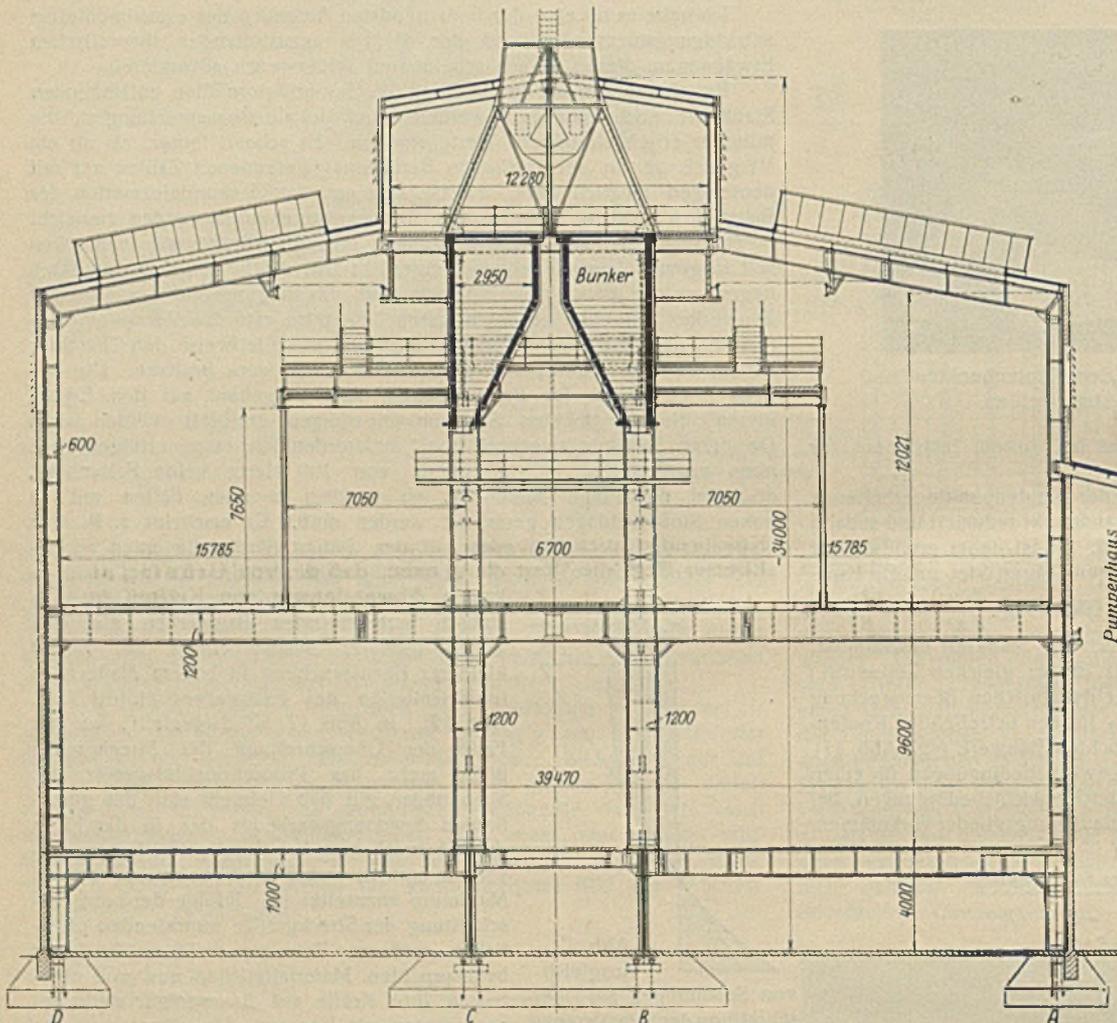


Abb. 1. Querschnitt des Kesselhauses. (Schnitt b—b in Abb. 4.)

daß die technischen Voraussetzungen zur weitergehenden Ausnutzung der Fabrikations-Dampfenergien durch Steigerung des Anfangsdruckes auf 100 at gegeben sei. Die inneren Einrichtungen dieser interessanten Anlage sind in der Z. d. V d I 1928, Heft 26 u. 28, durch Dr. Marguerre behandelt worden. Hier sollen die in Stahlskelett durch die MAN, Werk Gustavsburg, hergestellten Gebäude, welche ebenfalls einiges Bemerkenswerte aufweisen, beschrieben werden. Eine moderne Kesselhausanlage umschließt ja eine außerordentlich mannigfaltige und auf das feinste durchgebildete Apparatur. Auch unter gewöhnlichen Verhältnissen ist es daher kaum vermeidlich, wenn auch bei sorgfältigst durchgearbeiteten Entwürfen während der Bauzeit immer wieder Änderungen vorgenommen werden müssen, welche auch die Baulichkeiten selbst in Mitleidenschaft ziehen. Noch erklärlicher wird das, wenn etwas für die deutschen Lieferanten derartiger Bestandteile ganz Neues in Angriff genommen wird. Zudem ist zu beachten, daß es sich um den Ausbau eines vorhandenen Werkes handelte, wo die immerhin beschränkten Platzverhältnisse Anlaß zum Anstoß an vielen Ecken und Kanten gaben. Bei einer anderen Bauweise als dem Stahlbau wäre man bei diesen Änderungen während der Bauzeit wahrscheinlich auf unüberwindliche Schwierigkeiten gestoßen. Dank der im Großkraftwerk Mannheim selbst mit außerordentlicher Sachkenntnis ausgearbeiteten Pläne und Anweisungen und durch die genaue Überwachung aller Arbeiten von Anfang bis zum Schluß durch die Bauleitung konnte trotz aller naturgemäß auftretender Hemmungen unter einseitiger Mitarbeit aller Beteiligten das Werk zum guten Ende geführt werden.

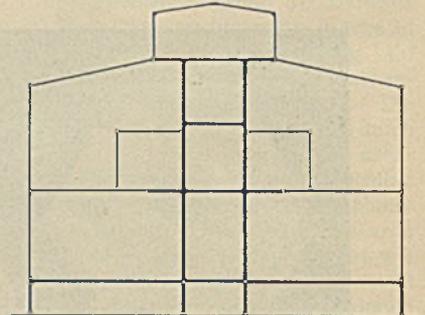


Abb. 2. Statisches System der Kesselhaus-Rahmen.

ein. Das Grundtragsystem bilden die in Abständen von abwechselnd 11 und 2,5 bzw. 3 m liegenden, in Vollwandkonstruktion ausgeführten Rahmen (s. Abb. 1). Da der Baugrund nicht besonders tragfähig war, kam es darauf an, die Stützungsweise möglichst vorteilhaft für die Fundamente zu gestalten. Es sollten daher auf die Mittelfundamente möglichst nur senkrechte Auflagerkräfte wirken, während bei den Außenstützen Einspannmomente am Fuß zu vermeiden waren. Dementsprechend wurde das in Abb. 2 dargestellte statische System der Berechnung zugrunde gelegt. Das aus den beiden Mittelstützen mit den Querträgern mit Steifecken ausgeführte Rahmengebilde überträgt den längsseitig einfallenden Winddruck bis zur Oberkante der untersten Decke. Die Tragkonstruktion dieser Decke wird durch die beiderseitigen Halbrahmen und die beiden als Pendelstäbe ausgebildeten Mittelstützen gebildet. Damit ist der oben angegebene Zweck erreicht. Die statischen Verhältnisse für die übrigen Bestandteile der Konstruktion sind aus Abb. 2 ohne weiteres zu ersehen.

Die benachbarten Rahmen sind in den Abständen von 3 bzw. 2,5 m paarweise durch Diagonalstreben oder bei Durchgängen durch Portale miteinander verspannt (s. Abb. 3 u. 6), um einen Teil des Winddrucks von der Giebelseite her aufzunehmen. Den Hauptanteil an diesem Winddruck übertragen jedoch die Windrahmen, welche in den Seitenwänden des im Giebelanbau gelegenen Treppenhauses untergebracht sind, auf welches später noch zurückzukommen sein wird. Es entfällt daher auf den Einzelfuß der Mittelstützen nur ein verhältnismäßig geringer Windschub in dieser Richtung, welcher bei den großen senkrechten Lasten, bis zu 400 t je Mittelstütze, keine wesentliche Bedeutung mehr hat. Um diesen als Punktbelastung auftretenden hohen Druck möglichst gleichmäßig auf das Betonfundament zu übertragen unter gleichzeitiger Berücksichtigung der Pendelwirkung, ist den Mittelstützen ein Rost aus Breitflanschträgern untergebaut worden, wie aus Abb. 5 ersichtlich. Die Stützpfostenunterkanten sind genau abgefräst, so daß eine unmittelbare Druckübertragung erfolgt. Die Außenstützen, welche nur geringe senkrechte Lasten absetzen, haben, um eine Einspannung zu vermeiden, einen einfachen Breitflanschträger als Unterlage erhalten, welcher die Druckverteilung im Fundament besorgt.

Der jeweilige Raum zwischen den Rahmen von etwa 13,5 m Länge und etwa 10,5 m Breite ist bis auf 22 m über Kellerfußboden für die Kesselgerüste vollständig freigehalten. Zunächst ist das Gebäude für den Einbau von vier Kesseln vorgesehen, von welchen bisher drei Stück eingebaut sind. Eine spätere Verlängerung ist berücksichtigt. Der zwischen und hinter den Kesseln verbleibende Raum ist für die in verschiedenen

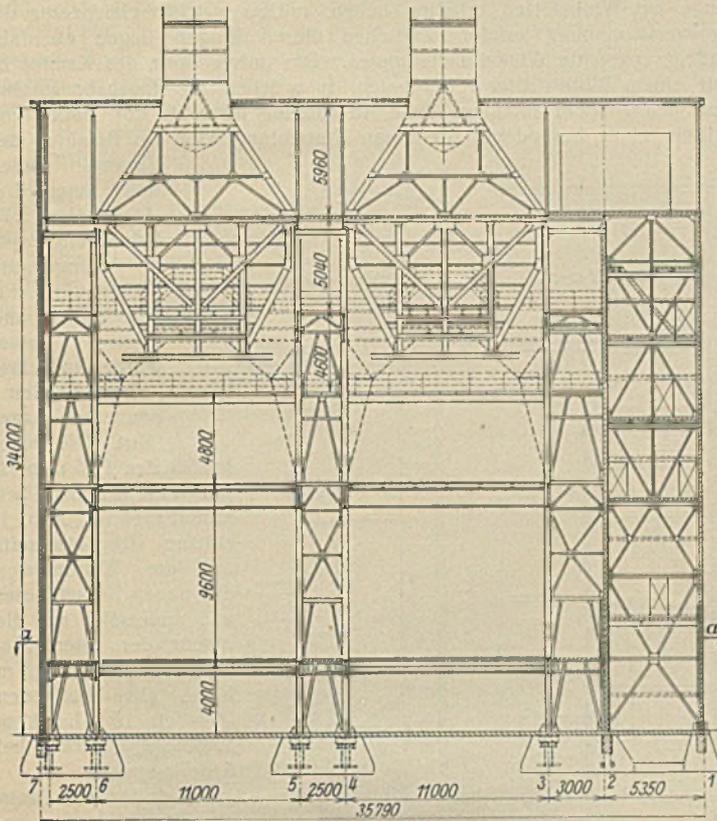


Abb. 3. Schnitt c—c in Abb. 4.

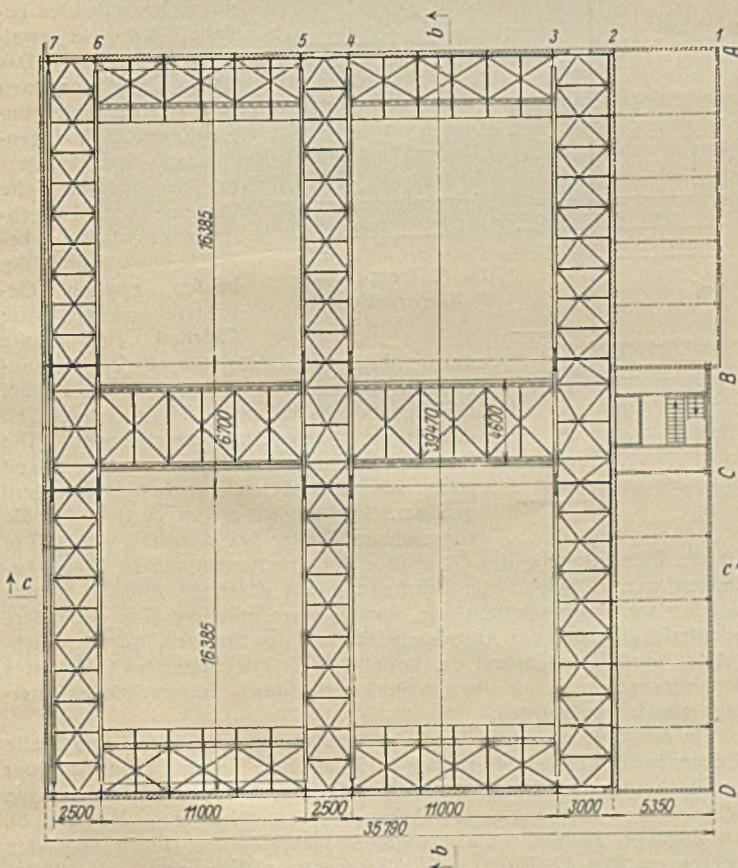


Abb. 4. Bühnengrundriß. (Schnitt a— a in Abb. 3.)

Höhen liegenden zahlreichen Bedienungsbühnen und zum Aufstellen der sonstigen Betriebseinrichtungen in zweckmäßigster Weise verwendet. In der Querrichtung dienen die waagerechten Träger des Stahlskeletts als Unterstützung für die Bühnen, während in der Längsrichtung besondere Unterzüge hierfür vorhanden sind, die gleichzeitig als Versteifung zwischen den Rahmen und zur Kraftübertragung in dieser Richtung dienstbar gemacht sind.

Die beiden unteren, in 4 bzw. 13,6 m Höhe über Fußboden liegenden Bühnen nutzen den von den Kesseln freigelassenen Raum völlig aus.

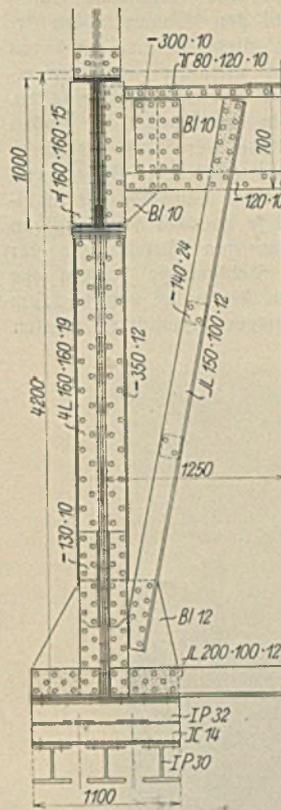
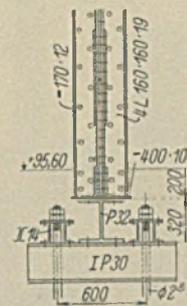


Abb. 5. Ausbildung des Fußes der Mittelstütze unter Wahrung der Pendelwirkung in der Rahmenebene.

Sie bestehen aus je drei querlaufenden Streifen von 3 bzw. 2,5 m Breite, einer längs laufenden Mittelbühne mit 4,6 m Breite und beiderseits je einem hinter den Kesseln verlaufenden etwa 3,3 m breiten Steg (Abb. 4). Die unterste dieser Decken ist für 1500 kg/m² Nutzlast berechnet und ist im wesentlichen durch Stampfbetonkappen zwischen Stahlträgern gebildet. Die in 13,6 m Höhe liegende Decke hat rechnerisch 1000 kg/m² aufzunehmen und ist mit sogenannten Stabilrosten abgedeckt. Diese Roste sind aus in etwa 25 mm Abständen längs- und querlaufenden 25 mm hohen und 2 mm starken verzinkten Blechstreifen gebildet, welche ineinander eingelassen und durch einen stärkeren Rahmen zu Tafeln von etwa 2 bis 3 m² Fläche zusammengefaßt sind. In Abständen



bis zu 1,5 m sind sie durch Querträger unterstützt. Sie eignen sich gut für derartige Anlagen, weil sie bei genügender Tragfähigkeit lichtdurchlässig sind und sich Staub auf ihnen nicht ansammeln kann. Diese Bühnen sind gleichzeitig zur Übertragung des Winddrucks jeder Richtung auf das Haupttragssystem be-

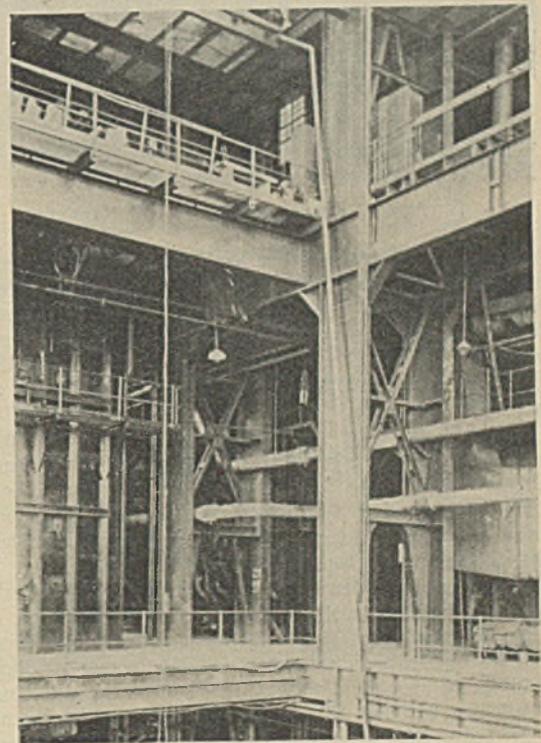


Abb. 6. Rahmenartige Versteifung in der Längsrichtung.

nutzt. Die mit Stabilrosten abgedeckten Bühnen haben zu diesem Zweck Winkelleisenverspannungen erhalten, während die ausbetonierten Decken in sich hierzu ausreichend steif sind.

Es folgt nun die in 18,4 m Höhe liegende Brennerbühne, welche in einer Breite von 10,5 m zwischen den inneren Stützen die Mitte des Gebäudes durchläuft. Sie ist ebenfalls mit Stabilrosten abgedeckt, deren Träger sich auf besondere, zwischen den Hauptstützen gespannte Unterzüge auflagn. Dann kommt in Höhe von 21 und 22 m die aus einzelnen neben- und übereinanderliegenden Laufstegen und Plattformen bestehende Bühnenanlage zur Aufstellung und Bedienung der Saugzugventilatoren, Entstauber u. dgl., die unter sich durch Treppenanlagen

verbunden sind. Sie werden zum Teil durch eine vorgebaute Unterkonstruktion getragen, deren Außenstützen auf den Rahmenträgern der zweiten Bühne aufstehen (s. Abb. 1). Auch diese Bühnen sind mit Stabrostabdeckung versehen und haben, wie auch die vorstehend erwähnten Bühnen, an den freien Seiten Geländer aus Gasrohren erhalten.

Mit den Saugzughühnen sind wir bereits in den Bereich der großen Kohlenstaubbunker gelangt, von denen paarweise vier Stück mit einem Fassungsraum von je 150 m^3 und einem Gesamtgewicht je Bunker von 180 t vorhanden sind. Sie wurden in gemischter Bauweise als Stahlkonstruktion mit Betonwänden ausgeführt und je an zwei halbwandigen Fachwerkträgern von 11 m Stützweite zwischen den Mittelstützen der Haupttragrahmen aufgehängt (s. Abb. 3). Das Stahlgerippe besteht aus den an den Innenseiten der Fachwerkträger in Abständen von je 2,5 m angeschlossenen 9 m langen aus Breitflanschträgern gebildeten Pfosten

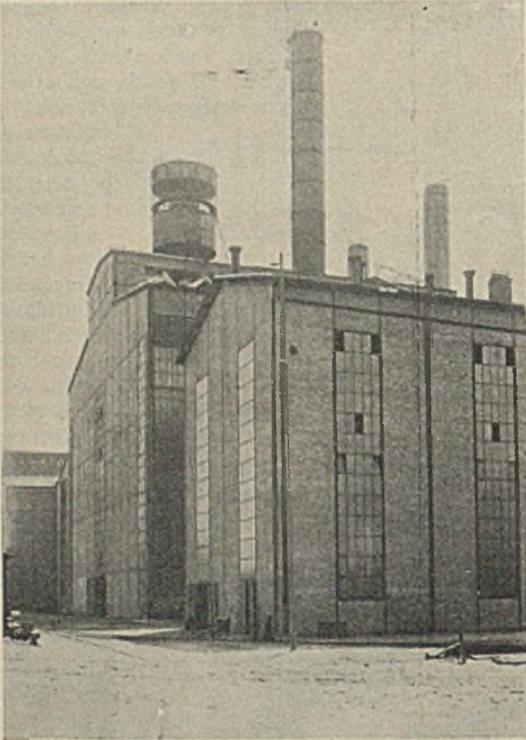


Abb. 7. Ansicht des Kesselhauses mit Kaminen.

und den nach oben im umgekehrten Verhältnis zur Größe des Kohlenschubes zunehmenden Abständen liegenden I-Riegeln, zwischen welchen die Betonwand eingestampft ist. Am unteren Bunkerrand war je ein durchlaufender Auslaufschlitz von 500 bzw. 620 mm Breite freizuhalten. Zu diesem Zweck ist zur Übertragung des Pfostenschubes auf die eingezogenen Bunkerecken beiderseits ein kräftiger Blechträger eingebaut, während an zwei senkrechten C-Profilen der Mechanismus der Verschlüsse angebracht ist. Die obere Öffnung ist durch eine Betondecke mit entsprechenden Aussparungen für die Kohlenbeschickung geschlossen, deren Stahlträger gleichzeitig den Ausgleich des Kohlenschubes an den Pfostenköpfen besorgen. Die Beschickung der Bunker erfolgt durch staubdicht an dieselben angeschlossene Rohrleitungen, durch welche der Kohlenstaub vermittels Druckluft in den Bunker gedrückt wird.

Über den Bunkern steht der auf die ganze Gebäudelänge durchlaufende rd. 13 m breite Dachaufbau, welcher die seitlichen Dachteile um etwa 5 m überragt. Der innerhalb des Dachaufbaues zwischen den Bunkern und zwischen Bunker und Seitenwänden freibleibende Raum ist ebenfalls mit durchlaufender Decke versehen, welche zur Kontrolle der Kamine und der zu diesen und den Bunkern führenden Leitungen u. dgl. benutzt wird. Beiderseits der Bunker ist für Montagezwecke je eine Laufbahn für einen 6 t-Kran an den Blindern aufgehängt (Abb. 1). Oberhalb der Bunker umschließt der Dachaufbau das in abgestumpfter Pyramidenform in Stahlfachwerk ausgebildete Untergestell für den Schornstein mit Seitenlängen an der Basis von 11 und 7,92 m und 5 m Höhe (s. Abb. 1 u. 3). Der Kopf bildet ein Quadrat von 4 m Seitenlänge, auf diesen setzt sich in der Höhe von 32 m über Fußboden der Schornstein auf, nachdem er aus der Kreisform in die quadratische Form übergegangen ist. Wie aus der Abbildung ersichtlich, stützt sich dieses Untergestell unmittelbar auf die Hauptgebäuderahmen ab, wobei jedoch der Gurt des Bunkerstützträgers in das Fachwerk des Kaminuntergestells mit einbezogen ist, wodurch für den ersteren eine Entlastung bewirkt wird. Der 28 m hohe Blechkamin setzt sich aus einzelnen Schüssen mit abnehmender Wandstärke zusammen, welche jeweils am unteren und oberen Ende Versteifungs-

ringe aus Winkelleisen erhalten haben, mittels welcher gleichzeitig die Stoßverschraubung erfolgt. Zwischen diesen Ringen liegen ebenfalls außen senkrechte Winkelversteifungen. Das untere Ende des Kamins ist mit einem Blechtrichter verschlossen, in welchen die Rauchabzugsrohre von den Kesseln münden. Eine Außenleiter führt bis zur Höhe, und mittels einer besonderen drehbaren Vorrichtung wird das Befahren des Kamins außen und innen be-

tätigt (Abb. 7). Der zweite, später eingebaute Schornstein für den dritten und vierten Kessel wurde in einer abweichenden Sonderart ausgeführt. Die Dach-

binder des 12,5 m breiten Pumpenhaus-Zwischenbaues (s. Abb. 1) stützen sich einerseits auf die Wandpfosten des neuen Kesselhauses und anderseits auf die Mauer der alten Maschinenhalle. In 12,5 m Höhe über Fußboden fährt ein 15 t-Laufkran zu Montagezwecken bei den Pumpen.

Auf der nach dem alten Kesselhaus zu gelegenen Giebelseite des neuen Kesselhauses befindet sich ein zweiteiliger Anbau. Das Untergeschoß der einen Seite ist zur Unterbringung der 5000 V-Eigenbedarfs-Schaltanlage, das der anderen Seite für eine Anzahl Hochspannungsschalter benutzt, während die beiden zweiten Geschoße und das dritte Geschoß einer Seite

durch drei Speisewasserkessel im Gesamtgewicht bis zu 260 t je Stück belastet sind. Die Eigenbedarfschaltanlage ist im anderen Teil des dritten Stockwerks untergebracht. Die Zwischendecken dieses Anbaues sind, soweit nötig, aus Stampfbeton zwischen Stahlträgern gebildet. Nachträglich erwies es sich, daß die vorgesehene Breite des Anbaues von 5,35 m

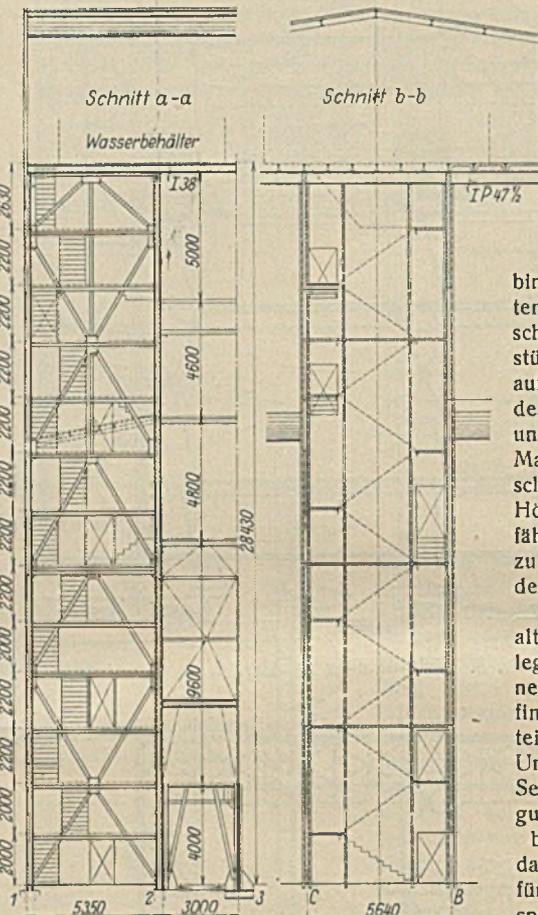


Abb. 8. Treppenhaus-Konstruktion.

für die Unterbringung der Ölbehälter der Transformatoren zu knapp bemessen war. Obgleich die Bearbeitung des gesamten Anbaues bereits ziemlich weit vorgeschritten war, konnte eine Änderung ohne besondere Schwierigkeit dank der Anpassungsfähigkeit des Stahlskelettbauwerks durchgeführt werden, indem nur der betreffende Teil des untersten Geschosses herausgezogen und die oberen Stockwerke durch entsprechende Unterzüge abgefangen wurden.

In der Mitte zwischen diesen beiden Anbauten steht das 5,6 m breite Treppenhaus, welches bis zu den in 28 m Höhe liegenden Bühnen über den Bunkern emporführt und sämtliche Bühnen des Kesselhauses und die beiderseitigen Geschoße des Anbaues miteinander verbindet (Abb. 8). Als Zugänge zu diesen durchgängig in verschiedenen Höhen liegenden Decken mußten 17 Türen in die Treppenhauswände und viele Nebentreppen eingebaut werden. Gleichzeitig war auf die oben bereits erwähnten, in den Seitenwänden des Treppenhauses liegenden senkrechten Windabfänger und auf den innerhalb des Treppenhauses liegenden Aufzug von $2,5 \times 1,6$ m Breite Rücksicht zu nehmen, so daß die zeichnerischen und Konstruktionsarbeiten für diesen Bauteil einen unverhältnismäßig großen Zeitraum in Anspruch nahmen. Für die unteren Läufe der Treppen wurden Betonstufen verwendet, während die oberen Läufe Stufen aus Stabirosten erhielten. Auf der Abschlußdecke über dem Treppenhaus, welche die Fortsetzung der Kohlenbunkerdecke bildet, steht ein Rohwasserbehälter von $9 \times 5,5$ m Seitenlänge mit einem Nutzinhalt von 200 m^3 . Zur Vorbehandlung des Verdampfer-Speisewassers wurde

nachträglich noch neben dem Treppenhaus über dem dritten Geschoß des Anbaues ein größerer Impfraum mit Einrichtungen angebaut, der sich zwanglos in die Konstruktion einfügen ließ. Dieses Treppenhaus ist sozusagen ein Sinnbild für die Zweckmäßigkeit der Gesamtanlage, kann man doch von demselben aus ganz unmittelbar sämtliche Räume, Bühnen und Decken betreten.

Sämtliche Dächer sind mit Dachpappe auf Leichtbetonplatten eingedeckt. Das Tageslicht fällt im Dach des Kesselhauses und Pumpenraumes durch insgesamt 20 Stück je 2 m breite Rampenoberlichter mit 45° Neigung der Glasflächen, ferner durch die Fenster des Dachaufbaues. Die Umfassungswände sind mit gemauertem, ein Stein starkem Fachwerk verkleidet, welches derart in das stählerne Wandgerippe eingefügt ist, daß die senkrechten Pfosten außen sichtbar werden, während die waage-

voller Ausnutzung der gegebenen Raumverhältnisse die Gesamtanordnung äußerst wirtschaftlich in gedrängter, aber nicht beengter Form so getroffen ist, daß alle Vorgänge auf dem kürzesten Wege vor sich gehen können.

Die Aufstellung der Stahlkonstruktion zwang mit Rücksicht auf die großen Höhen und die ziemlich engen Platzverhältnisse zu besonderen Maßnahmen. Bei dem ersten Ausbau des Kesselhauses mit nur zwei Kesseln wurden zunächst auch nur die ersten beiden Bunker und ein Schornstein mit Unterbau eingebaut, auch die Bühnenanlagen waren im wesentlichen vorläufig nur für die erste Hälfte vorgesehen. Mit Rücksicht hierauf wurde der Umfang der ersten vier Gebäuderahmen mit einem fahrbaren Portalmontagegerüst überspannt, welches bei einer freien Stützweite von 18 m, einer Höhe von 30 m und bei 8 t Tragkraft diesen ganzen Gebäude- teil in seinem Greifbereich hatte (s. Abb. 9). Der restliche Bauteil konnte

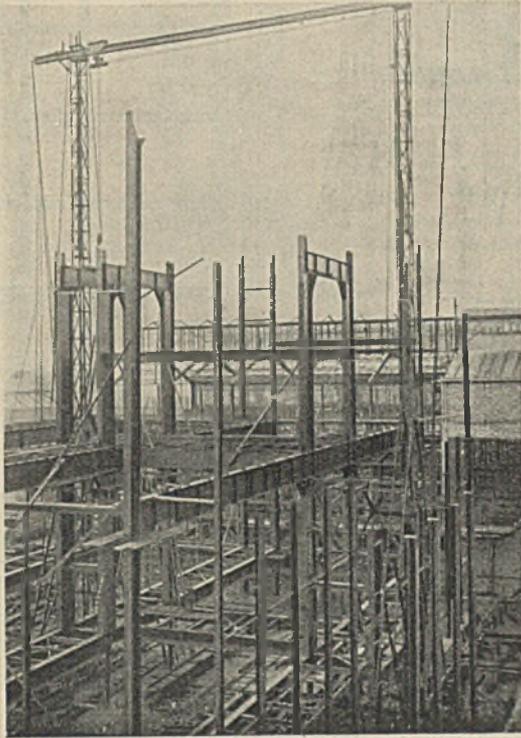


Abb. 9. Montage des Kesselhauses mit Hilfe eines Portalkranes.

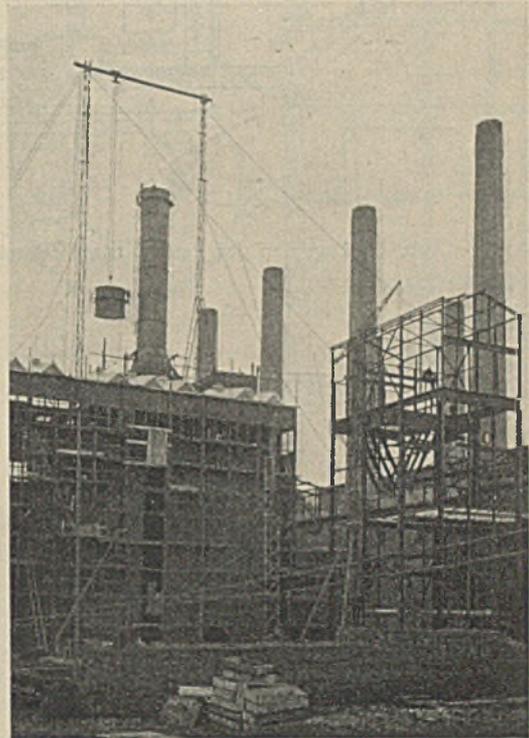


Abb. 10. Montage der Blechkamine.

rechten Riegel mit Ausnahme der Fensterriegel außen übermauert sind. Nur die zwecks späterem Ausbau versetzbare Giebelwand erhält $\frac{1}{2}$ Stein starke Ausmauerung mit außen sichtbaren Pfosten und Riegeln (s. Abb. 7). Das Mauerwerk wird unterbrochen durch die nach der Höhe entwickelten Fenster und im oberen Teil durch breite durchlaufende verstellbare Glasjalousien.

Zur natürlichen Entlüftung dienen große Lüftungsklappen in den Oberlichtern, die vorerwähnten Glasjalousien und eine große Anzahl drehbarer Flügel in den Wandfenstern.

Um einen Begriff von der Vielgestaltigkeit des inneren Ausbaues dieses knapp 2400 m² überdeckenden Gebäudes zu geben, sei angeführt, daß 150 Werk- und Zusammenstellungszeichnungen für die Werkstofffertigung ausgearbeitet werden mußten und daß das Gewicht der reinen Stahlkonstruktion angenähert 400 kg/m² überdeckter Grundrißfläche beträgt.

Die betrieblichen Einrichtungen konnten nur hier und da blickweise gestreift werden, trotzdem wird zu erkennen sein, daß unter

in einfacher Weise mit einem Schwenkkran und Ständerbäumen aufgerichtet werden, wobei die Ständerbäume für die höher gelegenen Konstruktionsteile auf den aufgestellten unteren Gebäudeträger aufgesetzt wurden. Zur Montage des Schornsteins, welcher mit seinem obersten Rande eine Höhe von 60 m über Flur erreicht, wurde der erwähnte Portalkran auf 64 m erhöht. Die einzelnen Blechschüsse des Kamins wurden durch einen Schwenkmast auf das bereits montierte Stahlgerüst in Bunker- oberkantenhöhe abgesetzt und von da unter den Portalkran verschoben (s. Abb. 10).

Wenn auch die beschriebene Anlage ihrem Umfange nach an viele der in letzter Zeit errichteten oder in der Ausführung begriffenen Kraftanlagen nicht heranreicht, so verdient sie doch wegen der wohldurchdachten äußerst wirtschaftlichen Durchführung aller Einzelheiten in vielen Beziehungen sehr wohl als Muster für Anlagen ihrer Art angesehen zu werden.

Die Neubauten des Reichspostzentralamtes in Berlin-Tempelhof und der Oberpostdirektion in Charlottenburg.

Alle Rechte vorbehalten.

Von Ziv.-Ing. F. Hentschke, Berlin-Schmargendorf.

In den letzten Jahren sind in Berlin zwei für den Betrieb der Deutschen Reichspost sehr wichtige Gebäude errichtet worden, das Dienstgebäude des Reichspostzentralamtes in Berlin-Tempelhof, Schöneberger Straße 11 bis 15, und das Dienstgebäude der Oberpostdirektion Berlin in Charlottenburg, Herbartstraße 18 bis 20. Die einzelnen Abteilungen beider Dienststellen der Reichspost waren bisher an den verschiedensten Stellen in Berlin untergebracht, und es bestand daher das dringendste Bedürfnis, ihre Abteilungen räumlich zusammenzufassen, um eine wirtschaftliche und gedehliche Zusammenarbeit zu ermöglichen.

I. Das Gebäude des Reichspostzentralamtes.

Die allgemeine Anordnung geht aus dem Lageplan (Abb. 1) und dem Querschnitt (Abb. 2) hervor. Umfassungsmauern, Ausstufungswände,

sowie die Wände der Treppenhäuser, der Fahrstühle und der Kabelschächte wurden in Mauerwerk ausgeführt. Aus wirtschaftlichen Gründen und mit Rücksicht auf Raumgewinn gelangten an Stelle von tragenden Mittelwänden Stahlstützen und Stahlunterzüge als teilweise eingespannte Träger zur Ausführung. Abb. 3 vermittelt einen Einblick in die konstruktive Durchbildung des Anschlusses einer Abfangekonstruktion an die Stützen im Keilergeschoß, um Platz zu schaffen für die weiter unten erwähnte Schalttafel. Flurwände und Trennwände wurden als 6 $\frac{1}{2}$ cm starke Hohlsteinwände hergerichtet, um hinsichtlich der Raumeinteilung beweglich zu bleiben. Die normalen Geschoßdecken sind je nach dem Verwendungszweck für 200, 350, 500, 600 und 1000 kg/m² Nutzlast berechnet und als Kleine-, Sperle- und Ackermanndecken ausgeführt. Da die Decken von Außenwand über die Unterzüge der Stützen-

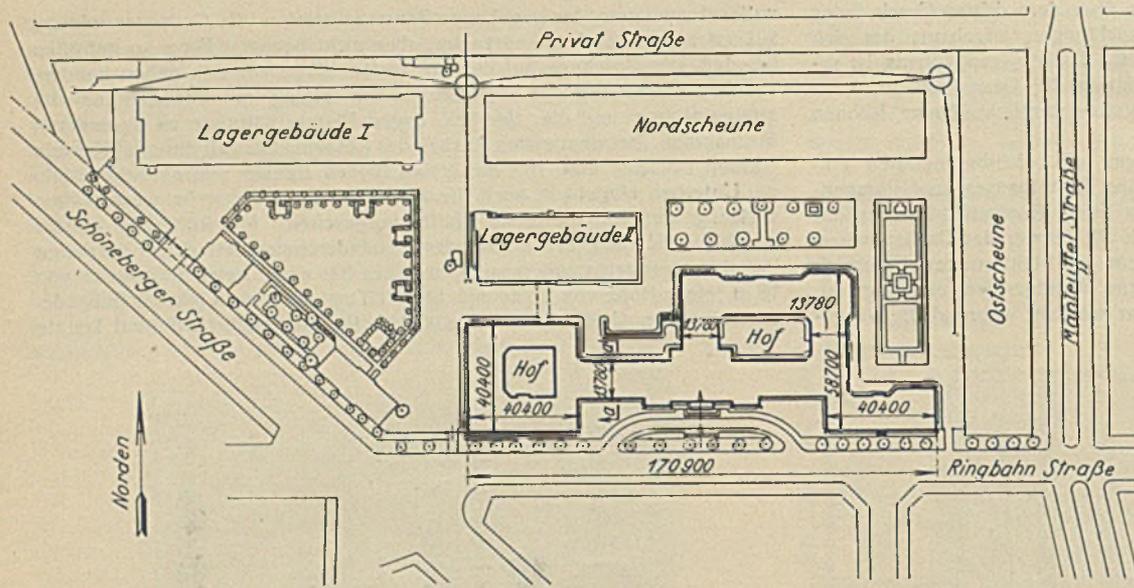


Abb. 1. Lageplan des Reichspostzentramtes in Berlin-Tempelhof.

Schnitt a-a (siehe Abb. 1)

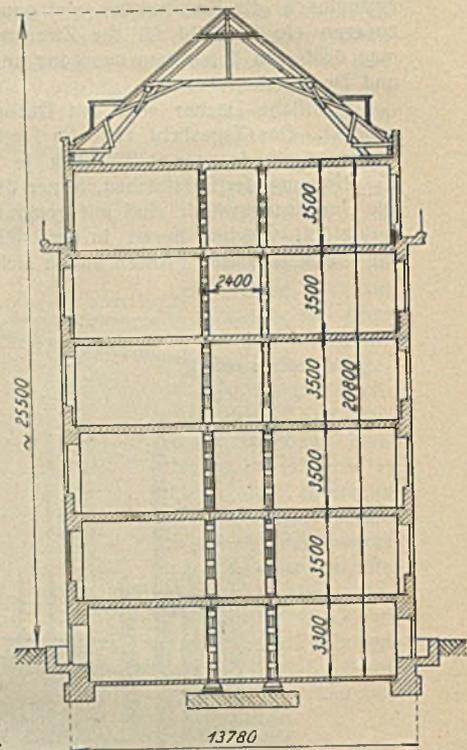


Abb. 2. Schnitt a-a in Abb. 1.

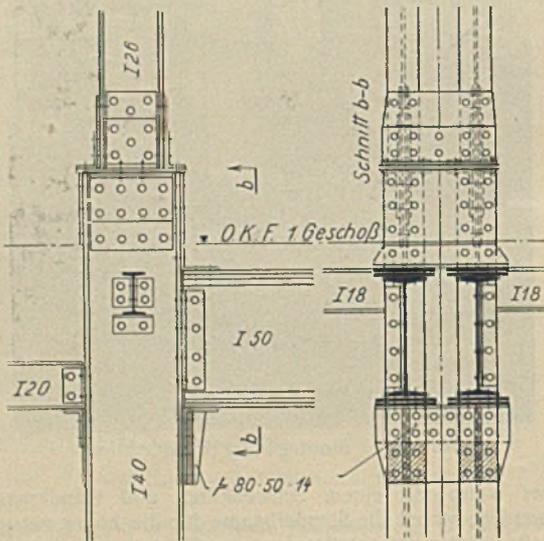


Abb. 3. Konstruktive Durchbildung des Anschlusses der Abfangkonstruktion an die Stützen im Kellergeschoß.

schinen- und Fernsprechanlage auf die Laboratorien auszuschalten. Der Baustoff Eisenbeton schied daher von vornherein aus, da sich hierbei durch die Eisenlagen die Induktionsströme ganz unkontrollierbar im Gebäude ausgewirkt hätten, eine Beseitigung der Ströme aber unmöglich gewesen wäre. Die Verwendung von Stahl für die Traglieder gestattete die Beseitigung der Störungsströme sehr einfach. Unterzüge und Aussteifungsträger wurden mit den Stützen, ebenso auch die Stützenstöbe durch angeschweißte Drähte verbunden und das ganze Gerippe geerdet. Mit diesem geerdeten Gerippe sind noch alle Abdeckungen, Gas-, Wasser- und Heizungsrohre, Kabelgerüste, Fahrstuhlkonstruktionen, alle Rohre der Licht- und Kräfteanlagen, die Kanalsysteme usw. verbunden. Die in einfachster Weise durch die Wahl des Stahlgerippes möglich gewordene Erdungsanlage hat sich bestens bewährt.

Das oberste Geschoß war ursprünglich mit einer Geschoßhöhe von nur 3,00 m vorgesehen. Auf Verlangen des Reichspostministeriums wurde diese Höhe auf die normale Geschoßhöhe von 3,50 m abgeändert, als bereits ein großer Teil der letzten Stützenschüsse fertig war. Die erforderliche Stützenverlängerung war einfach und verhältnismäßig ohne Mehrkosten möglich, da nur ein 0,5 m langes Zwischenstück und ein zweiter Stützenstoß einzuschalten waren. Bei Ausführung in jeder anderen Bauweise wäre die Verlängerung bereits fertiggestellter Stützen umständlicher und sehr teuer geworden. — Ein zunächst geplanter besonderer Neubau eines Hörsaalgebäudes für Unterrichtszwecke konnte mit Rücksicht auf die gespannte Wirtschaftslage der Deutschen Reichspost nicht zur Ausführung gelangen. Es wurde daher ein großer Hörsaal in der Nordostecke des obersten Geschosses des Nordflügels nachträglich aufgestockt. Die südliche und die westliche Wand des in Eisenbeton ausgeführten Hörsaales stehen genau zwischen den darunter befindlichen Stützen und mußten daher abgefangen werden. Die zuerst auch in Eisenbeton geplante Übertragung der Wandlasten auf die Stützen ergab so große Querschnitte, daß deren Unterbringung in dem vorgesehenen Bauprogramm nicht möglich war und die Abfangkonstruktionen in Stahl ausgeführt werden mußten. Eine Übertragung der Wandlasten auf die stumpfen Ecken der Frontwände war nicht angängig, da jeder dieser Pfeiler vom Hörsaaldach erhebliche Zusatzlasten aufzunehmen hatte und zur Aufnahme der Wandlasten nicht mehr herangezogen werden konnte.

reihen zu Außenwand kontinuierlich gespannt sind, waren Deckenträger entbehrlich, und es sind nur in den Stützenachsen kleine I-Profile zur Aussteifung und Verankerung angeordnet worden.

Infolge der Zusammenfassung aller Dienststellen des Reichspostzentramtes mußten im Gebäude eine sehr große Anzahl von Laboratorien für die verschiedensten Zwecke, wie Funkwesen, Telephonie, Prüf- und Meßwesen u. dgl., untergebracht werden, welche elektrische Ströme der verschiedensten Art und Stärke benötigten. Die hierfür erforderlichen Maschinen mit der zugehörigen Schalttafel von 85 m Länge haben im Kellergeschoß Aufstellung gefunden. Außerdem ist das Gebäude noch mit einer automatischen Fernsprechanlage versehen. Es war also damit zu rechnen, daß im Gebäude Induktionsstörungsströme in erheblichem Umfange auftreten würden.

Bei diesem Bau war daher besonders darauf zu achten, das innere Traggerippe als Leiter für Induktionsstörungen der Laboratorien unter sich und der Ma-

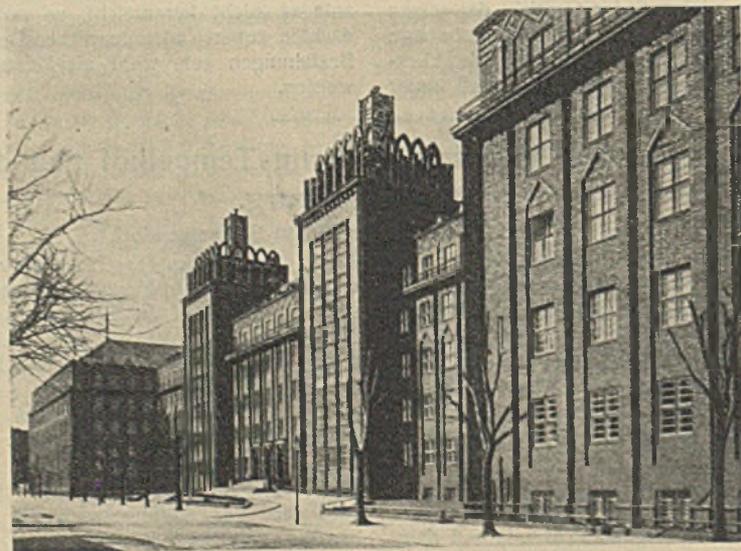


Abb. 4. Neubau des Reichspostzentramtes von der Südseite. Haupteingang.

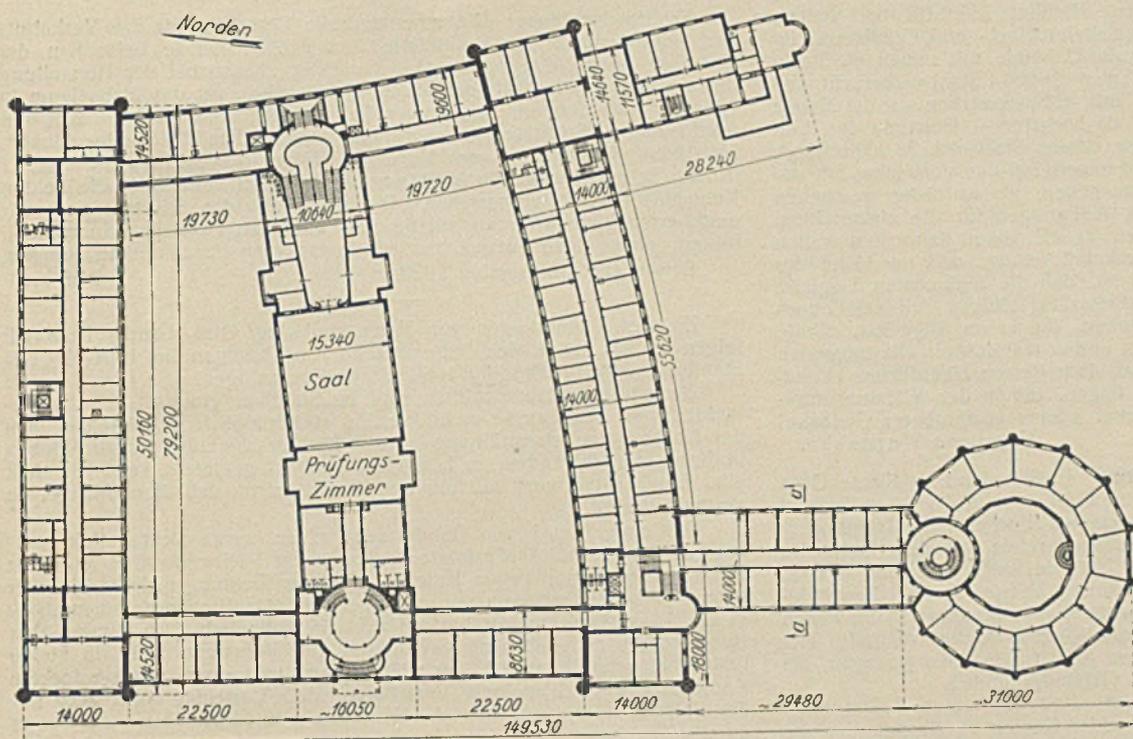


Abb. 5. Grundriß des Gebäudes der Oberpostdirektion in Charlottenburg.

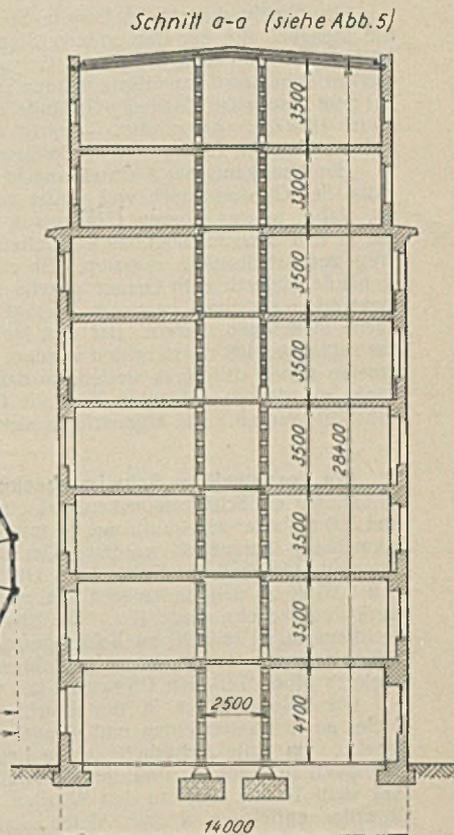


Abb. 6. Schnitt a-a in Abb. 5.

Das Dach des Gebäudes wurde aus funkttechnischen Gründen in Holzkonstruktion errichtet.

Abb. 4 zeigt die Ansicht des Gebäudes von der Südseite. Der erste Entwurf wurde unter Leitung des Herrn Postbaurats Dr. Beisel von dem Technischen Postinspektor Herrn Reiß aufgestellt. Die Bearbeitung des Bauentwurfs, die Ausgestaltung der Architektur und die Bauleitung lagen in den Händen des Herrn Postbaurats Dr. Ing. Pfuhl. Die statische Berechnung der Stahlkonstruktionen und der Eisenbetonkonstruktionen des Hörsaales, die Prüfung der statischen Berechnungen der übrigen Eisenbetonteile und der Decken und die Bauaufsicht über den gesamten konstruktiven Teil der Bauausführung erfolgte durch den Verfasser.

Das Gewicht der Stahlkonstruktionen betrug 570 t, davon entfallen auf Träger 380 t, auf Stützen und sonstige Konstruktionsglieder 190 t.

Die Ausführung der Stahlkonstruktion für den Hauptbau erfolgte durch die Firma Krupp-Druckenmüller G. m. b. H., Berlin-Tempelhof. Die Ausführung der Konstruktionsteile für die Lichthöfe und sonstige Nebenlieferungen erfolgte durch die Firma vorm. Ravené'scher Eisenhandel u. Eisenbau G. m. b. H., Berlin.

II. Das Gebäude der Oberpostdirektion Berlin.

Die allgemeine Anordnung ist aus dem Grundriß (Abb. 5) und aus dem Querschnitt (Abb. 6) ersichtlich. Für die Anordnung der Wände und Stützen gilt das bereits beim vorigen Bau Gesagte. Auch hier wurden für die Unterzüge teilweise eingespannte Träger verwendet. Die Flurwände wurden aus 12 cm starken Schwemmsteinen hergestellt. Die Decken bestehen aus weitgespannten Kleineschen Decken mit 20 cm

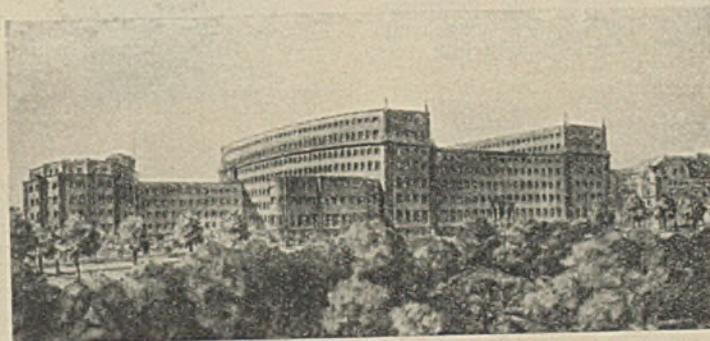


Abb. 7. Ansicht des Gebäudes der Oberpostdirektion in Charlottenburg.

hohen Stelen und 5 cm Aufbeton. Als Nutzlast kamen, abgesehen von einzelnen Räumen, durchweg 200 kg/m² in Frage.

Das Dach wurde mit tierfreier Pappe eingedeckt auf Leichtsteindecke System Zomak, Stahlpfeifen und Stahlunterzüge.

Die vor der Auftragserteilung stattgefundenen Ausschreibungen hatten ergeben, daß die Ausführung mit Stahlstützen und Stahlunterzügen gegenüber der Ausführung in Eisenbeton bedeutend billiger war. Das gleiche Ergebnis zeigten später auch die für den im Mittelteil gelegenen Saalbau eingeholten Angebote für die Dachkonstruktion und für die 9,0 m hohen, an sich nicht knicksicheren Fensterpfeiler.

Entwurf, Architektur und Bauüberleitung lag in den Händen des Herrn Oberpostbaurats Hoffmann. Die örtliche Bauleitung war Herrn Postbau Rat Kayser übertragen.

Die Prüfung der von den Ausführungsfirmen eingereichten statischen Berechnungen und die Bauaufsicht über den konstruktiven Teil der Bauausführung erfolgte durch den Verfasser.

Das Gewicht der Stahlkonstruktion betrug 675 t. Hiervon waren Träger 460 t, Stützen 175 t, Dach und Treppen 40 t.

Die Ausführung der Stahlkonstruktion erfolgte durch die Firmen D. Hirsch, Berlin-Lichtenberg; Krupp-Druckenmüller G. m. b. H., Berlin-Tempelhof, und Breest & Co., Berlin. Der Bauherrin gegenüber verantwortlich war die Firma D. Hirsch, Berlin-Lichtenberg.

Verschiedenes.

Amerikanische Stahlskelett-Hochhäuser. Im Oktober sollte das Empire State Building in New York fertiggestellt werden, und vermutlich ist die damit für den Bau festgesetzte Frist auch eingehalten worden. Es handelt sich dabei um ein 84stöckiges Gebäude, das sich 318,3 m über den es umgebenden Bürgersteig erhebt. Neuere Planungen sehen vor, daß auf das Gebäude noch ein fünf Stockwerke hoher Turm aufgesetzt werden soll, wodurch eine Höhe von 380 m erreicht würde. Die Spitze des Turmes soll als Ankermast für Luftschiffe ausgebildet werden. Engineering News-Record vom 21. August 1930 (S. 280) bringt einen ein-

gehenden Bericht über den Bau dieses Hochhauses, aus dem hier nur mitgeteilt sei, daß sein stählernes Tragwerk ein Gewicht von mehr als 57 000 t hat. Bis zum 1. August waren 80% dieser Menge eingebaut, und damit war das 50. Geschoß erreicht. Im Juli waren an 22 Arbeitstagen 22 Stockwerke aufgesetzt worden. Es wird nur fünf Tage in der Woche gearbeitet und nur am Tage, also ohne Nachtschicht; dabei sind monatlich im Durchschnitt 10 000 t Stahl verbaut worden, so daß die vorstehend ausgesprochene Erwartung, das Haus werde zum festgesetzten Zeitpunkt fertiggestellt werden, berechtigt erscheint.

Der Stahlverbrauch im Empire State Building übertrifft bei weitem die Mengen, die der Bau anderer Stahlskelett-Hoch- und Großhäuser erfordert hat. Bei dem bekannten Chrysler-Gebäude mit seinen 66 Stockwerken ohne den Turmaufsatz wurden „nur“ 21 000 t Stahl verbraucht, und bei dem Manhattan Company-Gebäude mit 70 Stockwerken war die Menge „nur“ 18 500 t. Als größtes — nicht als höchstes — Gebäude der Welt gilt zur Zeit ein Messehaus in Chicago, dessen Stahlwerk 38 000 t wiegt.

Ein amerikanischer Architekt macht neuerdings den Vorschlag, mit der Höhe der Gebäude noch viel weiter zu gehen, als es bisher geschehen ist, dabei in den oberen Geschossen Wohnungen für die einzurichten, die in den unteren Geschossen arbeiten; er will ihnen damit den weiten Weg zur Arbeitsstätte ersparen. Er erkennt richtig, daß der Höhe der Gebäude dadurch eine Grenze gesetzt ist, daß die senkrechten Tragteile nicht mehr als einen gewissen, verhältnismäßig kleinen Teil der Grundfläche einnehmen dürfen. Bei den Höhen, die er im Auge hat, würde das zulässige Maß überschritten werden, und er will deshalb alle tragenden Pfosten neben das Haus stellen, so daß über dessen eigentlicher Grundfläche nur die waagerechten Tragteile liegen, die in den Wänden untergebracht werden. Ein eigenartiger, sicher schwer ausführbarer Gedanke! Geheiratet Wernecke.

Ein geschweißtes Schwimmbecken. In Cleveland im Staate Ohio ist kürzlich ein Schwimmbecken, das eine Fläche von $23,1 \times 7,8$ m bedeckt und 300 t Wasser aufnimmt, aus 9,5 mm starken Blechen durch Lichtbogen-schweißung hergestellt worden. Das Becken reicht aus dem fünften in das vierte Geschöß des Gebäudes. Die Tiefe des Beckens beträgt 1,12 m und 2,65 m an den Enden und 2,96 m an der tiefsten Stelle. Das Stahlwerk des Beckens wiegt 42 t. Die Blechhaut ist außen mit 15 cm hohen breitflanschigen und 10 cm hohen gewöhnlichen I-Profilen versteift. Der Boden wird von 45 cm, 50 cm und 60 cm hohen I-Profilen getragen, die zugleich einen Teil des Tragwerks des Gebäudes bilden.

Die Schweißnähte in der Blechhaut sind zusammen 732 m lang. Außer an den senkrechten und waagerechten Kanten überlappen sich die Bleche; um volle Sicherheit gegen Lecken zu haben und auch um die Steifigkeit zu erhöhen, sind die überlappenden Nähte beiderseits verschweißt. Auf dem Boden und an den Wänden des Beckens sind in 45 cm voneinander entfernten Reihen kleine Stahlplatten aufgeschweißt, auf die wiederum Rundisen aufgeschweißt sind. Diese Eisen bilden die Bewehrung einer 10 cm starken Mörtelschicht, die nach dem Torkret-Verfahren auf Boden und Wände aufgespritzt worden ist. Sie wird von einem Fliesenbelag abgedeckt. (Mitgeteilt nach Eng. News-Rec. vom 14. August 1930, S. 256.) Geheiratet Wernecke.

Das Schweißen von Stahlhochbauten und von Stahlbrücken. In der Erwiderung auf den Aufsatz des Herrn Baurat Dr.-Ing. F. Bohny, Sterkrade, im „Stahlbau“, Heft 21, vom 17. Oktober 1930, darf ich mich auf jene Beispiele beschränken, die meine eigenen Veröffentlichungen betreffen.

Zu den Abb. 4 u. 6: Beide Beispiele zeigen exzentrische Stabanschlüsse. Dr.-Ing. Bohny hebt mit Recht die Mängel solcher Anschlüsse hervor. Sie sind aber bei leichten Fachwerkbauten in genieteter Ausführung an der Tagesordnung, besonders im Mastenbau (Zimmermanns-Anschlüsse). Das sollte für den Bau geschweißter Konstruktionen ein Grund mehr sein, sie zu vermeiden.

Zur Abb. 5a, geschweißter Rohrknoten: Die von mir konstruierten und berechneten geschweißten Rohrmaste verschiedener Bauart und Höhe hatten bestimmten Versuchs- und Vergleichszwecken zu dienen (Der eingehende Bericht ist in der VDI-Zeitschrift vom

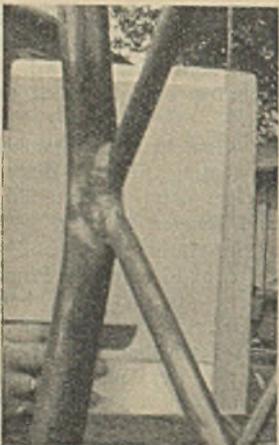


Abb. 1. Geschweißter Rohrknoten nach der Zerstörung. Die Wand des Rohrstoßes ist eingeknickt, die geschweißte Verbindung unbeschädigt.

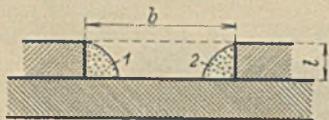


Abb. 2. Schlitzschweißung, in zwei Kehlnähte aufgelöst.

15. Juni 1929 erschienen.) Bei den Rohrmasten mit Diagonalen ergab sich als Zerstörungsursache, wie erwartet, das Einknicken der Rohrstoßwand in der Ebene normal zur Ebene der angeschlossenen Diagonalen, also auch normal zur Ebene des Biegemoments $H \cdot h$, ohne Verletzung der Schweißverbindungen (s. Abb. 1). Das Schlitzlösen der Rohre und Verschweißen der durchgesteckten Knotenbleche nach

Bohny's Vorschlag bedeutet gewiß eine wesentliche Verbesserung der Rohrverbindung (s. auch Atlas „Ausgewählte Schweißkonstruktionen“, Blatt 54e und g). Im Bau geschweißter Rohrgittermaste stehen dieser technischen Verbesserung die erheblichen Mehrkosten der geschlitzten Ausführung gegenüber. Eine Zugabe in der Wanddicke der Rohre wird oft die wirtschaftlichere Lösung ergeben.

Schlitzschweißung: Die amerikanische Vorschrift für das Verhältnis der Schlitzbreite b zur Schlitztiefe t $t \leq b \leq 2t$ wurde beim Bau der Chicopee-Brücke eingehalten ($b = t = 1/2''$), ebenso bei der Herstellung der schweren Fachwerkträger bis 29 m Stützweite für das Mausoleum in Glendale, Kalifornien. Bei einer Knotenblechdicke $t = 1'' = 25,4$ mm wählte man die Schlitzbreite $b = 32$ mm $= 1,26t$ („Die Elektroschweißung“, Mai 1930). Wählt man nach Vorschlag Bohny die Schlitzbreite $b \geq 3t$ (s. Abb. 2), so ist wohl die Auflösung der Schlitzschweißung in die beiden Kehlnähte 1 und 2 vorzuziehen. Die Ausfüllung des Schlitzes nach der punktierten Linie wäre kostspielig und würde zu größerer Schrumpfung führen, ohne einen entsprechenden Zuwachs an Festigkeit zu bringen.

Berlin, am 7. November 1930.

Bondy.

Zu den Ausführungen von Herrn Dipl.-Ing. Otto Bondy habe ich folgendes zu sagen: Ich habe meine Ausführungen im Heft 21 „Der Stahlbau“ vom 17. Oktober 1930 nichts hinzuzufügen.

Exzentrische Stabanschlüsse sind im Stahlbau grundsätzlich zu vermeiden, und zwar um so mehr, als dies stets möglich ist, ohne daß man der Konstruktion einen Zwang antut. Daß geschweißte Konstruktionen in dieser Hinsicht anders zu beurteilen sind als genietete, sehe ich nicht ein. Bondy ist ja auch mit mir derselben Ansicht, daß diese Mängel zu vermeiden sind.

Die neue Abb. 1 von Bondy zeigt einen ausgeknickten Rohrmastknoten. Das Ausknicken erfolgte senkrecht zur Fachwerkwand. Offenbar war der Mastpfosten gegen Knicken in dieser Richtung nicht knicksicher genug. Was das mit dem von mir beanstandeten Biegemoment $H \cdot h$ in der Wandebene zu tun hat, ist mir unverständlich. Ich stimme aber Bondy darin zu, daß eine Verstärkung der Rohrwand wohl in vielen Fällen wirtschaftlicher ist, als das Einschalten eines durchgesteckten Knotenbleches nach meinem Vorschlag. Mein Vorschlag sollte auch nur ein Beispiel sein, wie man den Knoten in anderer Weise und besser durchbilden kann.

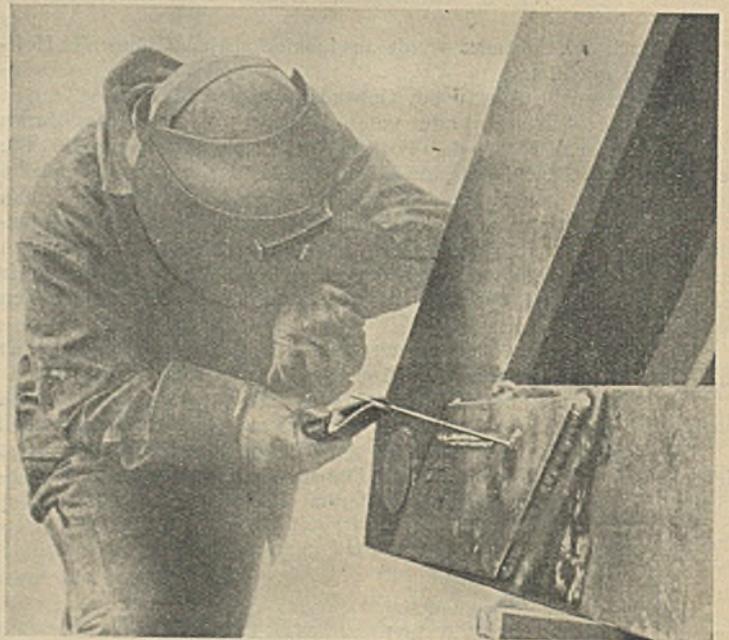


Abb. 3.

Schlitzschweißung. Mein Vorschlag: $b \geq 3t$ zu wählen (s. Abb. 2), ist ein Vorschlag, der den praktischen Erfahrungen der Schweißerei-Abteilung der Gutehoffnungshütte entspricht. Wenn bei der Chicopee-Brücke $b < 2t$ gewählt wurde, wenn anderwärts die Schlitzbreite sogar nur zu $1/4t$ ausgeführt wurde, so ist damit nicht gesagt, daß eine einwandfreie Schweißung vorliegt, vor allem kein inniges Verbinden mit dem Grundbleche. Der Schweißer muß doch mit seiner Elektrode beide Teile, Schlitzwand und Grundblech, voll erfassen können. Nach den an verschiedenen Stellen veröffentlichten Abbildungen über das Zuschweißen der Schlitzbleche bei der Chicopee-Brücke (s. obenstehende Abb. 3) scheint der Schweißer tatsächlich kaum mehr als eben nur ein Zuschweißen des Schlitzes selbst durchgeführt zu haben. Dr. Bohny.

Wir schließen hiermit diese Aussprache. Die Schriftleitung.

INHALT: Dynamische Probleme im Brückenbau. — Das Stahlskelett für das neue 100 t-Kesselhaus im Großkraftwerk Mannheim. — Die Neubauten des Reichspositzentralamtes in Berlin-Tempelhof und der Oberpostdirektion in Charlottenburg. — Verschiedenes: Amerikanische Stahlskelett-Hochhäuser. — Ein geschweißtes Schwimmbecken. — Das Schweißen von Stahlhochbauten und von Stahlbrücken.

Für die Schriftleitung verantwortlich: Geh. Regierungsrat Prof. A. Hertwig, Berlin-Charlottenburg. Verlag von Wilhelm Ernst & Sohn, Berlin W 8. Druck der Buchdruckerel Gebrüder Ernst, Berlin SW 68.