

DER STAHLBAU

Verantwortliche Schriftleitung: Dr.-Ing. A. Hertwig, Geh. Regierungsrat, Professor an der Technischen Hochschule Berlin
Berlin-Charlottenburg 2, Technische Hochschule. — Fernspr.: Steinplatz 9000

Beilage
zur Zeitschrift

DIE BAUTECHNIK

Fachschrift für das gesamte Bauingenieurwesen

Preis des ersten Jahrganges „Der Stahlbau“ 7,50 R.-M. und Postgeld

1. Jahrgang

BERLIN, 15. Juni 1928

Heft 6

Alle Rechte vorbehalten.

Hallenbauten in Stahl.

Nach einem Vortrag auf der Internationalen Brückenbautagung in Zürich im September 1926.
Von Hans Schmuckler, Berlin.

Die Notwendigkeit, weite Räume zu überspannen, hat den neuzeitlichen Hallenbau geschaffen. Als eine der ersten weitgespannten Hallen entstand die Halle au Blé in Paris um die Mitte des vorigen Jahrhunderts. Danach kamen in gewissen Zeitabständen die Hallen der Weltausstellungen in Paris, St. Louis und Chicago, die Pancraz Station in London und andere, und damit gewann die Verwendung des Stahls im Hallenbau ständig wachsende Bedeutung. Von einem eigenen „Stil des Stahlbaus“ kann man indes erst im 20. Jahrhundert sprechen. Er ist nicht vergleichbar mit den historischen Baustilen, bei denen der Baustoff — Marmor, Backstein, Sandstein — gleichzeitig tragendes und raumbildendes Element und damit Träger der Stilformen war. Der Stahl dagegen ist in den meisten Fällen nur tragendes Gerippe, der Raum selbst wird von anderen raumbildenden Bauteilen — Dach und Wände — abgeschlossen. Die Aufgabe beim Entwurf von Hallen in Stahlbauweise ist demzufolge eine von den früheren Bauaufgaben vollständig abweichende, und es ist ein leider noch immer verbreiteter Irrtum, daß der Stahlbau eine reine Ingenieuraufgabe darstellt, die nur aus statischen, konstruktiven und wirtschaftlichen Gesichtspunkten gestaltet, ohne daß das Intuitive, Künstlerische dabei Raum hat.

Wie falsch diese Anschauung ist, zeigen die vielen schönen Stahlbauten der letzten beiden Jahrzehnte, von denen einige besonders bemerkenswerte im folgenden besprochen werden.

Die den konstruktiven und ästhetischen Anforderungen mit Leichtigkeit gerecht werdende Formgebung des Stahls bietet dem schöpferischen Geist des Architekten und Ingenieurs Möglichkeiten, die mit keinem anderen Material erreichbar sind, und die Nüchternheit, die dem Stahl häufig vorgeworfen wird, kommt in der Regel von der Unfähigkeit des Entwerfenden.

Wir leben in der raschen Zeit des Automobils und der Maschine. Schlichte Formen beherrschen nicht nur den Maschinen- und den Ingenieurbau, sondern sie sind auch das Kennzeichen der besten heutigen Architekturschöpfungen.

Daß der Laie noch vor wenigen Jahren dem Stahlbau geringes Verständnis entgegenbrachte, und auch viele Architekten mit ihm nichts rechtes anzufangen wußten, hat seinen Grund in den besonderen Festigkeitseigenschaften des neuen Baustoffes.

Während Stein und Holz ihrer geringen Festigkeit wegen verhältnismäßig großer Querschnittsabmessungen bedurften, die der körperlichen Erscheinung zugute kamen, sind beim Stahl infolge seiner großen Zug-, Druck- und Biegefestigkeit die Abmessungen zumeist sehr dünn, wirken infolgedessen unkörperlich, mehr wie lineare Ornamente.

Um daher den Stahlbaustil richtig zu würdigen und zu verstehen, muß der Entwerfende wie der Betrachter sich in das besondere Gefüge des Materials hineinfühlen. Dazu braucht es einer gewissen Zeit.

Zweifelloso hat auch das Verständnis für die historischen Baustile einer langen Zeitspanne bedurft, bis die Freude an den Bauformen zur Selbstverständlichkeit wurde. Dieses Einfühlen in den Baustil des Stahls kann sich ebenfalls nur allmählich ergeben: Es wird am besten gefördert durch formschöne Ausführungen, und man darf feststellen, daß deren Zahl von Jahr zu Jahr zunimmt.

Jedenfalls stellen der neuzeitliche Brücken-, Hallen- und Industriebau dem entwerfenden Baukünstler reizvollere Aufgaben als die Wiederholung klassischer Bauformen, die keineswegs mehr Ausdruck unserer schnelllebenden Zeit sein können. Noch ist zur Lösung dieser Aufgaben die Zusammenarbeit von Architekt und Ingenieur notwendig. Ob sich in der Zukunft beide voneinander scheiden, der Architekt die konstruktiven und statischen Fragen soweit beherrschen wird, daß er allein diese Bauaufgabe zu lösen vermag, oder ob umgekehrt die Zukunft Ingenieure mit der nötigen künstlerischen Intuition hervorbringt, das vermögen wir heute noch nicht zu sagen. Eines aber ist sicher, daß eine vollendete Brücke

oder ein guter Hallenbau in Stahl ein sprechenderer Ausdruck unserer Zeit ist als ein Prachtbau in „historischem“ Baustil.

Die dem Stahl im Hallenbau gestellten Aufgaben sind sehr vielseitig: Bahnhofs- und Ausstellungshallen, Markthallen und Flugplätze bieten dem Architekten und dem Ingenieur Gelegenheit, die Bauweise weiter zu entwickeln. Dabei tritt gerade beim Bau stählerner Hallen die Notwendigkeit einer Baugestaltung von innen heraus deutlich hervor, wie sie von dem modernen Architekten als die Grundlage baulichen Schaffens angesehen wird.

Von großem Einfluß auf die Formgebung im Hallenbau sind die Dacheindeckungsmaterialien und die Oberlichte. Dachziegel und Schiefer sind nur in einigen besonderen Fällen verwendbar; Wellblech ist so unschön, daß es bei uns nur noch selten als Eindeckung von Hallenbauten Anwendung findet. Kupfer wäre das technisch beste Material für Hallenbauten, scheidet aber wegen seiner hohen Kosten in den meisten Fällen aus.

Teerpappe hat sich für Fabrikbauten gut bewährt, ist aber an geringe Dachneigung gebunden und erfordert dauernde Unterhaltung. Abgesehen davon hat sie in der gewöhnlichen Ausführung ein häßliches Aussehen.

Asbestschiefer (Eternit, Fulgurit und dergleichen) dagegen ist nur bei steileren Dachneigungen — etwa von 20° aufwärts — anwendbar, und trotz des geringen Gewichts für die Gesamtkosten deshalb teuer, weil er nur eine geringe Freilage zuläßt und infolgedessen ein engmaschiger Unterstützungsrost notwendig ist.

Außerdem ist bei diesem Material, ebenso wie bei Wellblech, der Wärmeverlust ziemlich groß, wenn nicht besondere Isolierungsmaßnahmen den erforderlichen Wärmeschutz geben.

Das in neuester Zeit aus Amerika kommende, angeblich rostichere Armco-Blech muß seine Bewährung erst noch erweisen.

Als zweckmäßigstes Dacheindeckungsmaterial für Hallen- und Industriebauten hat sich die teerfreie Pappe bewährt, die in verschiedenen Farben und Ausführungen erhältlich und für jede Dachneigung verwendbar ist. Mit diesem Material ist der Hallenkonstrukteur in seiner Querschnittsgestaltung erst völlig frei geworden. Die teerfreie Pappe kann in einfacher und doppelter Lage auf Holzschalung verlegt werden. Besser geeignet erscheinen aber als tragende Unterlage Bimsbetonhohlplatten oder bewehrte Hohlsteindecken. Diese feuerbeständigen Dachdeckungsmaterialien sind verhältnismäßig leicht (etwa 60 kg pro m²) und billig. Sie geben mit ihrer glatten Unteransicht, geputzt oder auch nur geweißt, dem Halleninneren einen soliden, schönen oberen Abschluß.

Nebenher sei auch auf die Bimsbeton-Kassettenplatten hingewiesen, die in manchen Fällen aus Schönheitsgründen gewählt werden, wegen ihrer geringen Dicke im Spiegel jedoch nur einen mäßigen Wärmeschutz darstellen.

Das Neueste auf dem Gebiete der Dacheindeckungen ist der aus Schweden kommende Gasbeton „Aerokret“, der in Deutschland von der Torkret-Gesellschaft hergestellt wird, und der Zellenbeton von Christiani & Nielsen in Hamburg. Aerokret ist ein Leichtbeton, dessen lockeres Gefüge durch Beimischung von gasbildenden Metallen (Aluminiumpulver u. a.) zum Betongemisch erzielt wird. Das durch die Verbindung des Metalls mit den chemischen Bestandteilen des Betons sich bildende Gas durchsetzt die Betonmasse mit geschlossenen, kugelförmigen Luftblasen, wodurch eine außerordentlich gute Isolierung bei einem sehr geringen Raumgewicht (800 bis 900 kg pro m³) erreicht wird. Aerokret eignet sich ebenso für Dacheindeckungen wie für Wände. Eine 16 cm starke Aerokret-Plattenwand entspricht in ihrer Wärmeschutzwirkung einer Ziegelmauer von etwa 40 cm Stärke.

Ähnliche Verhältnisse in bezug auf Leichtigkeit und Isolierungswirkung zeigt auch der Zellenbeton, der durch Einpressen von konsistentem Seifenschäum in das flüssige Betongemisch erzeugt wird.

In diesem Zusammenhänge seien auch noch die Houdis aus Ton genannt, die aber nur geringe Spannweiten gestatten, ebenso wie die aus Sägespänen mit Magnesit hergestellten und mit Holzleisten armierten Tektondielen.

Wie die Dacheindeckung, so ist auch die Ausbildung der Oberlichte von wesentlichem Einfluß auf die Formgebung der Hallenbauten gewesen, insbesondere seit die gut durchgebildeten kittlosen Oberlichtsysteme sehr geringe Neigungen der Glasdachfläche zulassen. Dadurch ist die Möglichkeit gegeben, anstelle der oft sehr unschönen Raupenoberlichte ruhige und ästhetisch befriedigende Dachlichtflächen anzuordnen, wie sie beispielsweise Abb. 7 zeigt.

Eine wichtige Frage ist auch die Größe der erforderlichen Oberlichtfläche. Sie hat einen wesentlichen Einfluß nicht nur auf die gute Belichtung, sondern ebenso sehr auf Wärmehaltung und Heizungskosten. Ein großer Teil des Wärmeverlustes ist durch die Oberlichte bedingt und deren Fläche sollte deshalb nicht unnötig groß bemessen werden.

Es wäre für die Entwicklung des Hallenbaues sehr erwünscht, wenn sich die Beleuchtungstechniker mit dieser wichtigen Frage eingehender beschäftigen würden. Zu beachten ist dabei allerdings, daß das Lichtbedürfnis für die verschiedenen Bauzwecke verschieden ist, daß eine Spinnerei und Weberei größere Anforderungen an die Belichtung stellt als beispielsweise eine Kesselschmiede oder Schiffswerft, und daß unter anderem die Lage einer Fabrikhalle in reiner oder rußreicher Gegend sowie die Rauch- und Rußentwicklung in der Halle selbst zu berücksichtigen ist.

Als normales Maß für die Bemessung der Oberlichtfläche kann für Fabrikbauten bei richtiger Anordnung 25 bis 30% der Grundfläche angenommen werden. Es würde, wenn es sich um einen Rauch- und Rußbetrieb handelt, auf 35 bis 40% zu erhöhen sein. Bei Lagerschuppen und dergl. genügt unter Umständen eine Oberlichtfläche von 15 bis 20%.

Zu beachten ist bei der Bemessung der Oberlichtflächen, ob weitere Lichtflächen in den Wänden angeordnet sind.

Bei Bauten in tropischen Gegenden empfiehlt sich häufig, anstelle von Oberlichtflächen vertikale Lichtbänder in besonderen Lichtlaternen, die auch gleichzeitig der Lüftung dienen, unterzubringen, um die ungünstige Einwirkung der Sonnenstrahlen zu vermindern.

Ein immer wieder zu beobachtender Fehler ist auch die Anordnung der Oberlichtflächen unterhalb von Lüftungsöffnungen im Dach. Diese Oberlichte sind, wie man fast auf allen Bahnhöfen beobachten kann, ganz besonders stark der Verschmutzung ausgesetzt.

Für Hallenbauten repräsentativen Charakters kann man anstelle der kittlosen Oberlichte auch Prismenverglasung verwenden. Sie hat, allerdings bei höherem Preis und größerem Gewicht als Oberlichte, den Vorteil sehr guter Lichtverteilung durch Streuung und erheblich besseren Wärmeschutzes.

Die neuen hochwertigen Baustähle St 48 und St Si¹⁾ haben für den Hallenbau nur bei außergewöhnlich großen Spannweiten Bedeutung, während bei den üblichen Abmessungen der mit ihnen erreichte Vorteil der Gewichtersparnis durch den Aufpreis des Materials und die teurere Verarbeitung aufgehoben wird.

Besser als alle theoretischen Erörterungen geben Bilder die Möglichkeit zu vergleichender Betrachtung. Es sollen daher an einer Reihe von

¹⁾ Vergl. „Stahlbau“ Heft 4, S. 47/48.

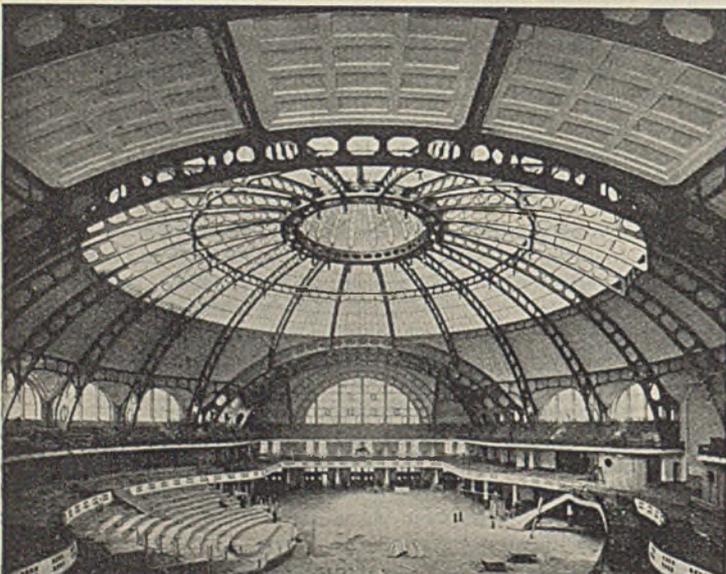


Abb. 1. Festhalle Frankfurt a. M.
(Ausführung M.A.N., Gustavsburg.)



Abb. 2. Messehalle 9 zu Leipzig.
(Ausführung Mitteldeutsche Stahlwerke A.-G., Werk Lauchhammer.)

Abbildungen ausgeführter Bauten die hier gestreiften Gesichtspunkte näher erläutert werden:

Ausstellungshallen: Abb. 1 zeigt eines der schönsten Stahlhallenbauwerke, die von der M. A. N. (Maschinenfabrik Augsburg - Nürnberg) Werk Gustavsburg ausgeführte Festhalle in Frankfurt/Main. An einen im Grundriß elliptischen Mittelraum schließen sich beiderseitig rechteckige Anbauten an. Das Bild zeigt die schöne Raumwirkung und die gute Gestaltung des stählernen Tragwerkes. Die Binder sind sogenannte Viergelenkbogen, deren Besonderheit darin besteht, daß je nach der überwiegenden Belastungsrichtung sich eines der beiden als Kontaktgelenke ausgebildeten Scheitelgelenke öffnet und das andere mit den beiden Fußgelenken einen Dreigelenkbogen bildet. Die Anordnung dieser in Höhe des Laternenringes liegenden Scheitelgelenke hat gewisse wirtschaftliche Vorteile, die Gestaltung der Binder und Ringe als Vierendeelträger im vorliegenden Falle eine gute ästhetische Wirkung. Das Gewicht der Stahlkonstruktion einschließlich der Galerien beträgt 260 kg/m².

Von der Messehalle 9 zu Leipzig zeigt Abb. 2 eine Innenaufnahme, welche die Formgebung der Binder gut erkennen läßt. Sie war der erste Hallenbau in St. 48, das Gewicht der Stahlkonstruktion beträgt 525 t, die Ausführung erfolgte durch die Mitteldeutschen Stahlwerke A.-G., Werk Lauchhammer. Eine einheitlichere Formgebung, die bei der in der Abbildung erkennbaren Vereinigung der Vollwandkonstruktion für die Binder, der Vierendeelrahmen für die Stützen und des Ständerfachwerkes für Portale und Laternenwand freilich nicht ganz leicht zu bewirken war, hätte die Raumwirkung wohl noch gesteigert.

Die in Abb. 3 in einer Innenansicht gezeigte Messehalle 8 in Leipzig ist ein Werk der Gutehoffnungshütte A.-G. Oberhausen und mit einem Treppendach versehen, in dessen Vertikalfächern Lichtbänder angeordnet wurden. Diese Anordnung, der man in neuerer Zeit häufiger begegnet (Jahrhunderthalle Breslau, Funkhalle Berlin u. a.), ist zuerst 1913 von dem französischen Architekten Garnier bei der Markthalle Lyon zur Anwendung gelangt und von ihm bereits 1905 für einen großen Industriebaukomplex in Aussicht genommen worden. Sie hat in bezug auf die Belichtung gewisse Vorteile, bedingt aber — besonders bei breiten Hallen — eine große Höhenentwicklung des Daches und schwierige Ausführung der Stahlkonstruktion.

Die Binder sind einwandige Blechträger, die in der Höhe des Untergurtes aus Knickfestigkeitsgründen in die zweiwandigen Stützen übergehen.



Abb. 3. Messehalle 8 zu Leipzig.
(Ausführung Gutehoffnungshütte A.-G., Oberhausen.)



Abb. 5. Haus der Technik in Frankfurt a. M. Innenansicht.
(Ausführung M. A. N., Werk Gustavsburg.)

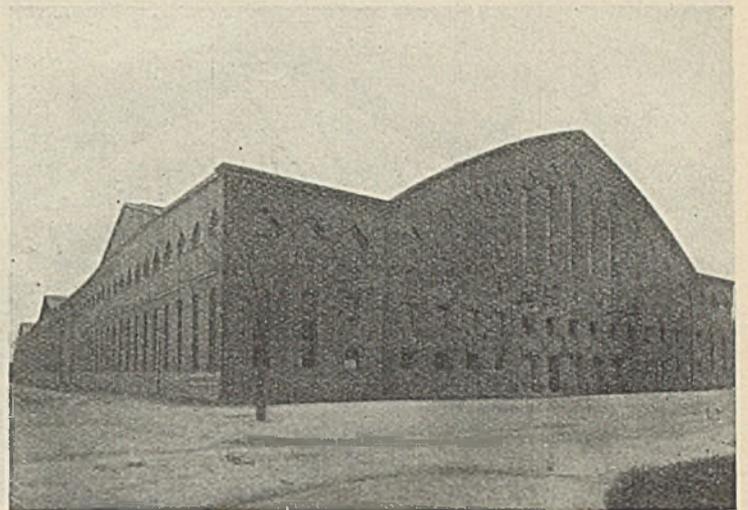


Abb. 6. Haus der Technik in Frankfurt a. M. Außenansicht.

Die Lichtbänder bestehen aus Holzfenstern; die Lichtflächen im Dach betragen ungefähr 14% der Grundfläche.

Die Dacheindeckung besteht aus bewehrten Hohlsteindecken mit Doppelpappdach; das Eisengewicht der Halle beträgt 370 t = 43 kg/m² Grundfläche.

Einen Hallenbau in vorbildlicher Form zeigt in Abb. 4 die von der M. A. N. ausgeführte Messehalle 21 in Leipzig. Die Mittelhalle hat einen schön geformten, vollwandigen Zweigelenkbogenbinder, der auf eingespannten Vollwandstützen ruht.

Die Dacheindeckung besteht aus 6 mm starken Fulgurit-(Asbestzementschiefer-)platten auf Hohlspinnen. Diese Mittelhalle ist mit einem elektrischen 20-t-Kran mit 5 t Hilfshub ausgerüstet.

Die Seitenhallen sind mit Dachpappe auf Bimsbetonrippenplatten eingedeckt, die unmittelbar von I-Sparren gestützt werden.

Die vorzügliche Belichtung erfolgt durch vertikale Lichtbänder oberhalb der Seitenschiffe und in den Wänden. Das Eigengewicht der Halle einschließlich Stahlfachwerk der Wände, Kranbahnen und Spinnenwerk beträgt 73 kg/m² Grundfläche.

Ähnliche Formen zeigt auch das ebenfalls von der M. A. N. ausgeführte Haus der Technik in Frankfurt (Abb. 5 u. 6), bei dem die Bogenbinder jedoch bis zum Hallenfußboden herabgeführt wurden. Bei dieser Halle ist die Belichtung durch Firstoberlichte bewirkt, die jeweils

über zwei Binderfelder reichen und von dunklen Dachflächen in der Länge je eines Binderfeldes unterbrochen werden. Die Oberlichtfläche dieser Mittelhalle ist 20% der Hallengrundfläche.

Für die Eindeckung der Dächer wurde teerfreie Pappe auf Schalung und Holzsparrn gewählt. Bei einer Hallenlänge von 172 m beträgt das Eigengewicht 76 kg/m².

Einen großen Hallenbau, die von Breest & Co., Berlin, ausgeführte Ausstellungshalle I am Kaiserdamm in Berlin²⁾, mit nicht sichtbarem Stahltragwerk zeigt die Abb. 7.

Die Bekleidung der Konstruktion wurde vom Bauherrn gefordert, weil die Halle nicht nur für Ausstellungszwecke, sondern auch für Aufführungen und Festlichkeiten Verwendung finden sollte.

Um die bei solchen Bauten übliche Doppeldecke zu vermeiden und an Baukosten zu sparen, wurde die aus Bimsbetonplatten gebildete Dachhaut in die Mitte zwischen Binderober- und Untergurt verlegt und die vorstehenden Binderteile innen mit Rabitz und außen mit Schalung und teerfreier Pappe umkleidet.

Die Belichtung erfolgt durch rechteckige kittlose Oberlichte, die in der oberen flachen Dachneigung (ungefähr 12°) eingeschnitten wurden und eine Größe von etwa 26% der Mittelhallenfläche ausmachen. Die Halle besitzt einschließlich der Seitenschiffe eine Größe von etwa

²⁾ Z. d. V. D. I., Jahrgang 1915, S. 45.

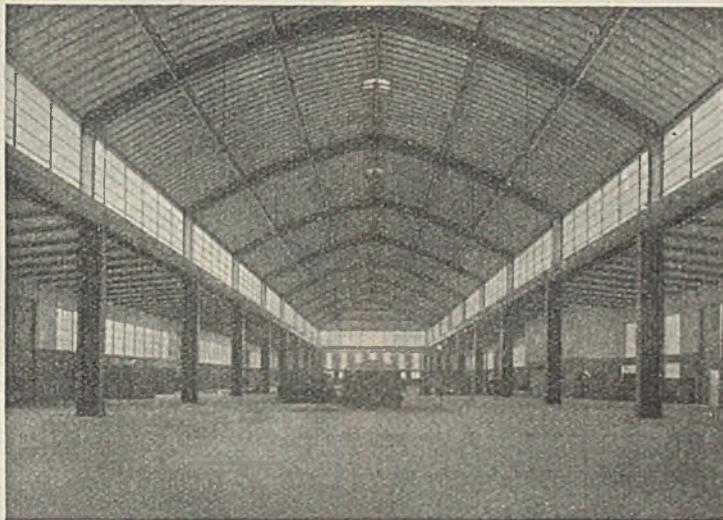


Abb. 4. Messehalle 21 zu Leipzig.
(Ausführung M. A. N., Werk Gustavsburg.)



Abb. 7. Ausstellungshalle I am Kaiserdamm zu Berlin.
(Ausführung Breest & Co., Berlin.)



Abb. 8. Ausstellungshalle II am Kaiserdamm zu Berlin.
(Ausführung Breest & Co., Berlin.)

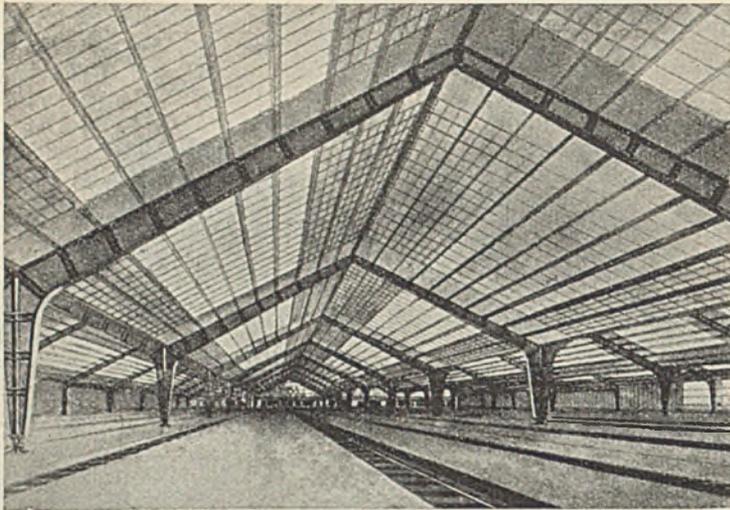


Abb. 9. Bahnsteighalle für den Stuttgarter Hauptbahnhof.
(Entwurf von Breest & Co., Berlin.)

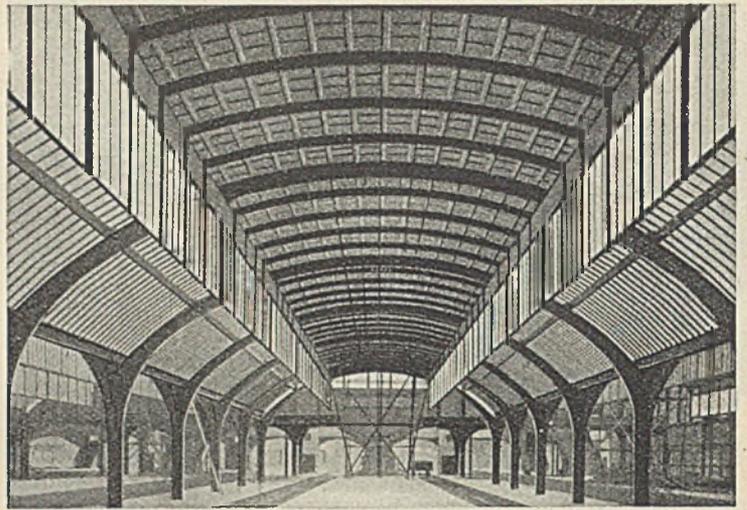


Abb. 12. Längsbahnsteighalle zu Darmstadt.
(Ausführung A.-G. für Brückenbau, Neuwied.)

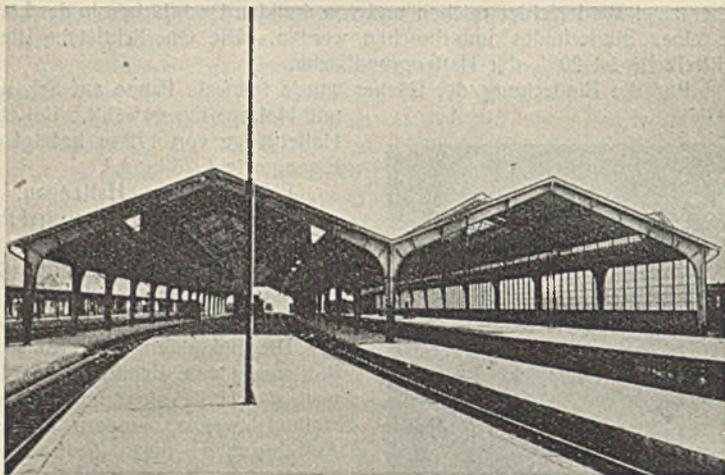


Abb. 10. Bahnsteighallen zu Frankfurt a. O.
(Ausführung Beuchelt & Co., Grünberg i. Schl.)

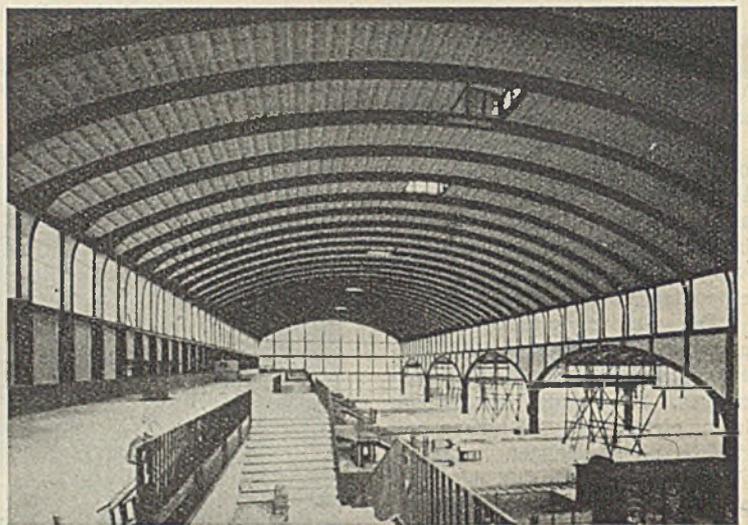


Abb. 13. Bahnhofshalle zu Oldenburg.
(Ausführung Breest & Co., Berlin.)



Abb. 11.
Querbahnsteighallen zu Darmstadt.
(Ausführung A.-G. für Brückenbau, Neuwied.)

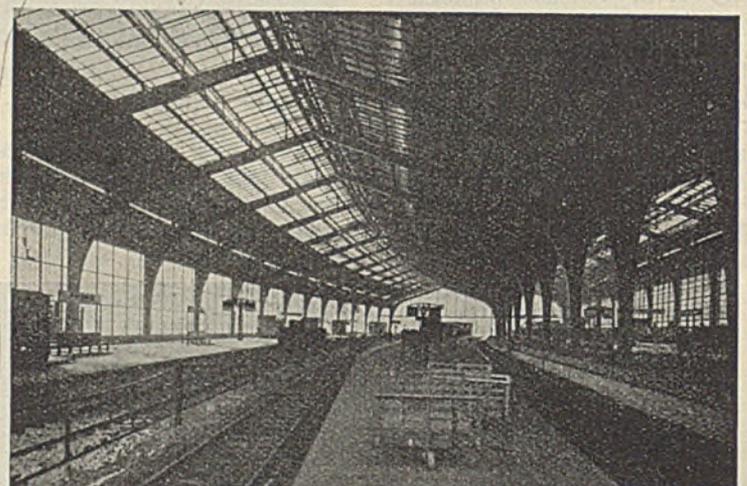


Abb. 14. Bahnhofshalle Berlin Friedrichstraße. Innenansicht.
(Ausführung Beuchelt & Co., Grünberg i. Schl.
Teillieferung Gollnow & Sohn, Stettin.)

18000 m², die Spannweite der Mittelhalle beträgt 50 m, das Stahlgewicht 90 kg je m², die Gesamtkosten des 1914 ausgeführten Baues erreichten ohne Dekoration und Inneneinrichtung rund 1 Million Mark.

Im Gegensatz zur Ausstellungshalle I wurde im Jahre 1925 ebenfalls von Breest & Co. die daneben gelegene Ausstellungshalle II^{a)} mit vollkommen sichtbarer Stahlkonstruktion ausgeführt, an deren Anordnung die später gebaute Straßenbahnhalle in Britz (Abb. 25) und die Halle der Aboag in der Morsestraße (Abb. 30) erinnern. Ihre Eigenart besteht

darin, daß die in 11,6 m Abstand angeordneten Blechbogenbinder (Dreigelenkbogen) durch Blechträgerpfetten in Abständen von etwa 4½ m verbunden sind, die ihrerseits eiserne Sparren tragen, welche der Dachform folgen und die mit teerfreier Pappe abgedeckte Hohlsteindachdecke aufnehmen.

Die Innenaufnahme Abb. 8 zeigt die einheitliche ruhige Raumwirkung, die ohne besonderen Kostenaufwand erreicht worden ist. Die Oberlichte sind medaillonartig in die am stärksten geneigten unteren Dachflächen der Mittelhalle eingefügt und geben dem Raum eine vorzügliche Beleuchtung, obgleich ihre Fläche nur 27% der Mittelhallenfläche und nur 15% der gesamten Hallengrundfläche ausmacht.

^{a)} Z. d. V. D. I., Jahrgang 24, Nr. 50. Deutsche Bauzeitung 25, Heft 69.

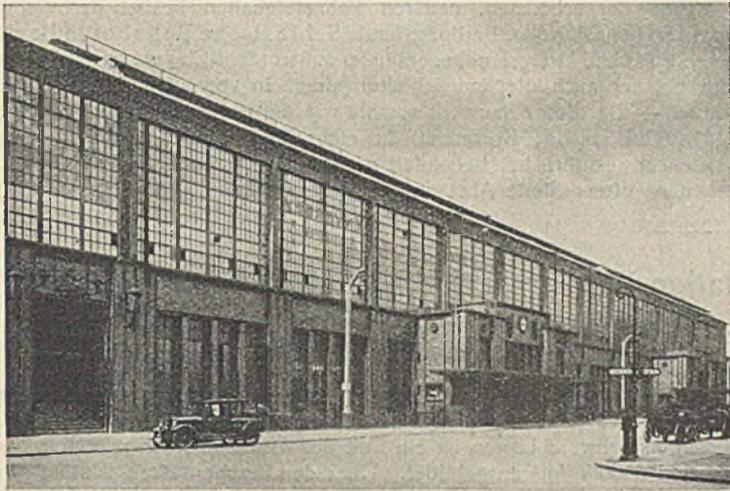


Abb. 15. Bahnhof Berlin Friedrichstraße. Äußere Seitenansicht.
(Architekt Regierungsbaurat Th. Brodführer, Berlin.)

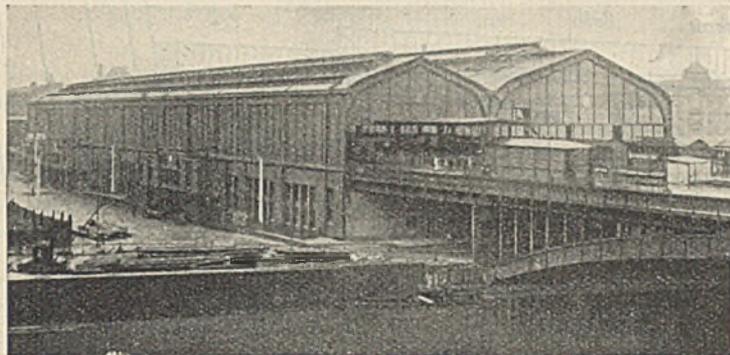


Abb. 16. Bahnhof Berlin Friedrichstraße. Gesamtansicht.

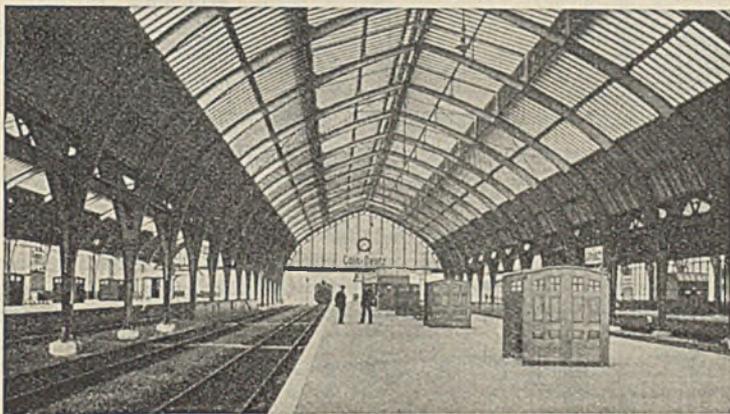


Abb. 17. Bahnhofshalle Cöln-Deutz. Innenansicht.
(Ausführung Hein, Lehmann & Co., Düsseldorf.)



Abb. 18. Bahnhofshallen Cöln-Deutz.
Äußere Gesamtansicht.

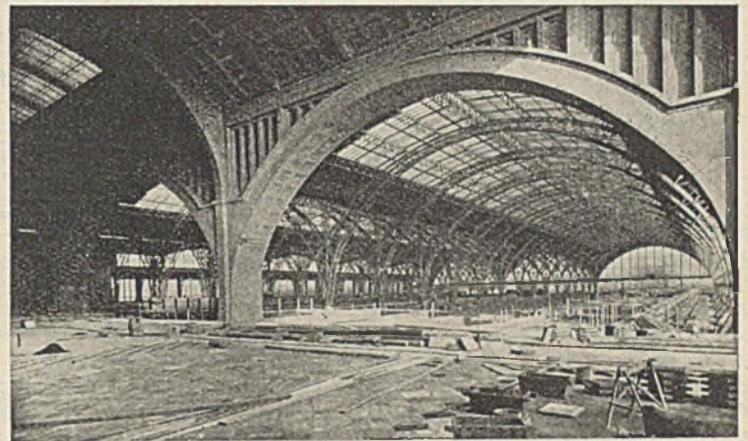


Abb. 19. Bahnhofshalle Leipzig. Innenansicht.
(Ausführung Louis Eilers, Hannover.)

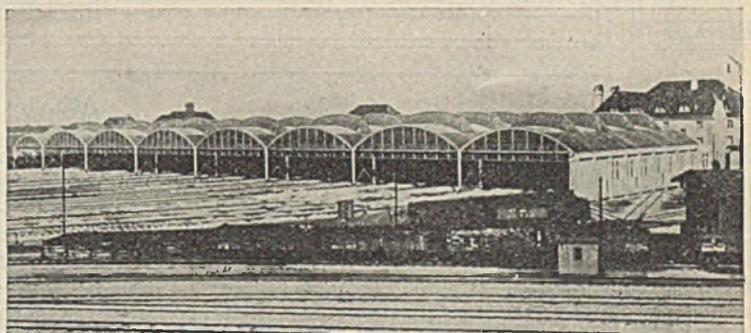


Abb. 20. Postbahnhof Leipzig. Außenansicht.
(Ausführung F. Mosenthin, Leipzig.)

Eine in Höhe von 5,4 m ringsum laufende 12 m breite Galerie ist für Ausstellungszwecke und festliche Veranstaltungen vorgesehen.

Als sehr zweckmäßig hat sich das fahrbare Doppelgerüst erwiesen das während der Bauausführung für die Herstellung der Steineisendecke, der Oberlichte und der Malerarbeiten diente, aber dauernd in der Halle verbleibt und für Beleuchtungszwecke, Kinoaufnahmen usw. Verwendung finden soll.

Da die Kosten eines solchen Gerüsts verhältnismäßig gering sind, so würde sich sein Einbau ganz besonders bei Bahnhofshallen empfehlen, um die dem Angriff der Rauchgase stark ausgesetzte Stahlkonstruktion dauernd überwachen und unterhalten zu können. Die Kosten für das elektrisch fahrbare Doppelgerüst betragen nur etwa 12000 R.-M. = 0,8 % der Bausumme von etwa 1 1/2 Millionen R.-M. Das Gesamtgewicht der Stahlkonstruktion ist 1200 t, d. i. 116 kg je m² Hallenfläche oder, wenn man die Galerieflächen als Nutzflächen mitrechnet, 85 kg je m² Nutzfläche.

Bahnhofshallen: Abb. 9 zeigt den Wettbewerbs-Entwurf von Breest & Co. für die Bahnsteighalle für den Stuttgarter Hauptbahnhof, die infolge des Krieges in der vorgesehenen Form nicht zur Ausführung gelangen konnte. Die Binder sind durchgehende Dreigelenkbogen und weisen eine der Architektur des Empfangsgebäudes entsprechende straffe Linienführung auf. Die Oberlichte sind, wie bei den beiden vorgenannten Ausführungen, rechteckig in die Dachflächen eingeschnitten.

Eine ähnliche Form haben die von Beuchelt & Co., Grünberg i. Schl., ausgeführten neuen Bahnsteighallen in Frankfurt a. O. (Abb. 10) erhalten, welche jedoch mit Firstoberlichtern versehen wurden. Bei diesen Hallen ist auch in mustergültiger Weise die Frage der Rauchableitung durch besondere Rauchschürzen gelöst, die an den Bindern aufgehängt sind. Es ist dies eine Anordnung, wie sie schon vor dem Kriege bei den 1908 durch die A.-G. für Brückenbau in Neuwied ausgeführten Bahnhofshallen in Darmstadt (Abb. 11 u. 12) und in Oldenburg (Abb. 13, Ausführung Breest & Co.) zur Ausführung gelangt ist. Das Stahlgewicht der Konstruktion bei der Frankfurter Bahnhofshalle beträgt 46 kg je m².

Auch die Querschnittgestaltung bei den Bahnsteighallen Berlin Friedrichstraße (Abb. 14 bis 16) ist von großer Sachschönheit. Die Binder stellen zwei hintereinander geschaltete Dreigelenkbogen dar, deren Form sich der Maximal-Momentenfläche gut anpaßt. Die Ausführung erfolgte ebenfalls durch die Firma Beuchelt u. Co. Eine Teillieferung für die kleine Halle war der Firma J. Gollnow, Stettin, übertragen.

Die Belichtung und Lüftung geschieht durch breite First-Oberlichte mit Luftschlitzen. Die Oberlichtsprossen sind gegen Rostangriff nach dem Verfahren Eberspächer, Esslingen, emailliert worden. Das Konstruktionsgewicht der großen Halle beträgt 781 t, das der kleinen 371 t. Ästhetisch hervorzuheben ist die schöne Giebelschürze (Abb. 16) und die Längswand (Abb. 15).

Die von der Firma Hein, Lehmann & Co. in Düsseldorf ausgeführte Bahnsteighalle in Köln-Deutz (Abb. 17 u. 18) stellt gleichfalls eine neuzeitliche Eisenkonstruktion mit gut durchgebildeten Details dar. Abb. 19 zeigt den im Jahre 1913 von der Firma Louis Eilers, Hannover, erbauten Leipziger Bahnhof mit seinen heute etwas unruhig wirkenden Gitterkonstruktionen. Abb. 20 gibt eine Außenansicht der von der Leipziger Firma Franz Mosenthin gebauten Hallen des Postbahnhofs zu Leipzig wieder.

Eine der schönsten, neueren Bahnsteighallen besitzt der von der Firma Steffens & Nölle, Berlin, gebaute Schlesische Bahnhof in Berlin, deren Vollwand-Dreigelenkbogenbinder außerordentlich gute Formen zeigen, und bei der auch die Rauchableitungsfrage in vorzüglicher Weise gelöst wurde. — Da dieses Bauwerk sowohl wie der neue Bahnhof Alexanderplatz (C. H. Jucho, Dortmund) in einer der nächsten Nummern dieser Zeitschrift ausführlicher behandelt wird, so kann von einem weiteren Eingehen an dieser Stelle Abstand genommen werden. (Schluß folgt.)

Erweiterung des Maschinenhauses der Kraftstation Wilmersdorf des Elektrizitätswerkes Südwest A.-G. in Berlin.

Alle Rechte vorbehalten.

Von G. Mensch, beratender Ingenieur V. B. I. in Berlin.

Nachdem erst im Jahre 1925 das Maschinenhaus der Kraftstation Wilmersdorf des Elektrizitätswerkes Südwest A.-G. in Berlin zur Aufnahme einer neuen 12 500 kW-Turbine erweitert war, wurde bereits nach zwei Jahren die Aufstellung einer neuen Dampfturbine von doppelter Leistungsfähigkeit erforderlich. Die ursprünglich geplante einfache Verlängerung der vorhandenen Halle erwies sich bei den auf das Vierfache vergrößerten

von großen Rohren, teils um die Möglichkeit zum Absetzen von Maschinenteilen zu schaffen, für eine Nutzlast von 2000 kg/m² berechnet. Für besonders schwere Lasten ist ein Teil des Anschlußfeldes mit einer Nutzlast von 6000 kg/m² ausgebildet. Über den Pumpensätzen wurden große Öffnungen für den Ein- und Ausbau der Pumpen freigelassen, die außerdem während des Betriebes die direkte Verständigung zwischen dem Be-

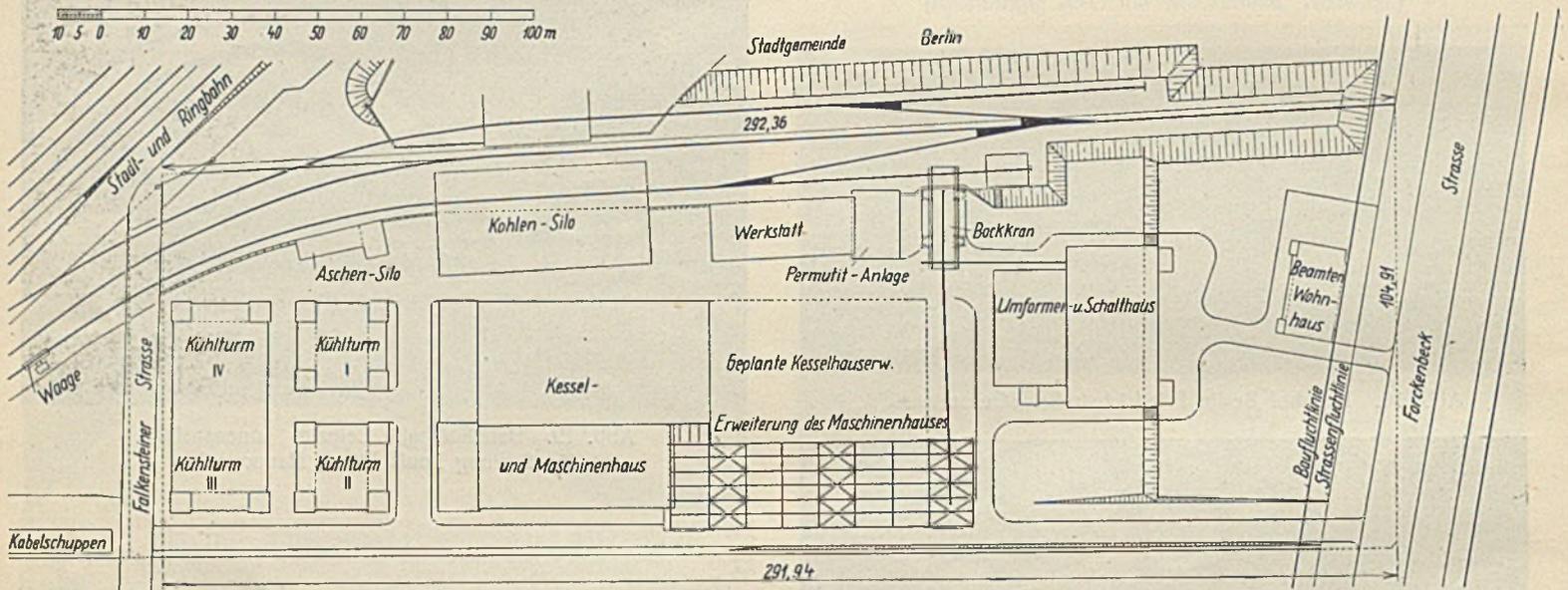


Abb. 1. Lageplan.

Abmessungen des neuen Turbinenfundamentes als nicht ausreichend. Man entschloß sich daher dazu, die Abmessungen der Erweiterung unabhängig von der bestehenden Anlage zu wählen und die Verschiebung der Längsachse in Kauf zu nehmen, die durch die Lage der Binderfundamente im Zusammenhang mit dem bestehenden Kabelkanal bedingt wurde. Nur in der architektonischen Ausgestaltung der Frontwände mußte die Anpassung an die Gesamtanlage erzielt werden. Bei der zu erwartenden schnellen Steigerung des Strombedarfes wurde von vornherein der Raum für eine zweite gleich große Turbine vorgesehen, so daß sich die Länge des 19 m breiten Erweiterungsbaues zu 72 m ergab.

Der in Abb. 1 dargestellte Lageplan gibt eine Übersicht über die bestehende Anlage und die im Bau befindliche Erweiterung des Maschinenhauses sowie die später geplante Erweiterung des Kesselhauses.

Als Baustoff für die Platten, Binder und Kranträger konnte unter den vorliegenden Verhältnissen nur Stahl in Frage kommen. Die zulässige Beanspruchung beträgt im allgemeinen 1400 kg/cm² für die Regellasten und 1600 kg/cm² bei Berücksichtigung der Windkräfte und Temperatureinflüsse. Nur für die Zwischendecke in Höhe des Maschinenhausfußbodens wurde mit Rücksicht auf etwaige Erschütterungen durch die Turbine die Trägerbeanspruchung mit 1200 kg/cm² eingesetzt.

Für die Dacheindeckung wurde eine 10 cm starke Hohlsteindecke auf Stahlpfetten gewählt.

Die Kranbahn für den neuen 70 t-Laufkran besteht aus 1 m hohen Blechträgern; diejenige des bestehenden Teiles ist in das weiter unten eingehend behandelte Anschluß-Binderfeld hineingeführt.

Bei der Zwischendecke ist erwähnenswert, daß von der vielfach ausgeführten völligen Trennung der Decke von dem Turbinenfundament durch Anordnung von besonderen Stützen neben diesen Abstand genommen wurde, weil dadurch die für die Rohrleitungen und Kanäle erforderlichen Räume im Turbinenkeller zu stark eingeengt worden wären und weil die Auflagerung der Decke auf ausgekragten Konsolen unter Einschaltung einer isolierenden Zwischenlage sich bei den bisher aufgestellten Aggregaten bewährt hat. Die Decke wird teils mit Rücksicht auf die Aufhängung

des Personal der Pumpen und der Turbine ermöglichen sollen. Im Felde 8—9 (Abb. 3) ist ein Keller zur Aufstellung von Transformatoren angeordnet worden. Auf der Decke liegt das Gleis für einen normalspurigen Schemelwagen von 100 t Tragfähigkeit, der zum Transport der schweren

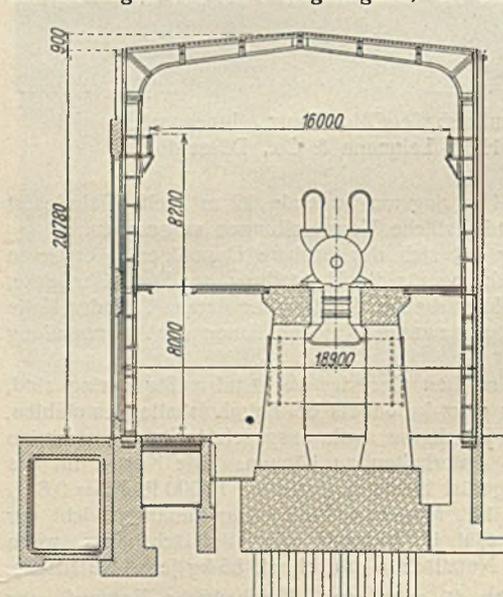


Abb. 2. Querschnitt c—d (s. Abb. 3).

den oberen, in 16,2 m Höhe liegenden, wurde ein Fachwerkträger ge-

den Maschinenenteile dient. Die Längswand auf der Kesselhausseite wurde als eine 25 cm starke Stahlfachwerkwand ausgebildet, während die übrigen Wände in Mauerwerk mit Eisenbetonfensterstielen und -stürzen ausgeführt sind.

Als Binder wurde ein Zweigelenkrahmen nach Abb. 2 gewählt mit einer Stützweite von 18,1 m und einer Systemhöhe von 20,1 m. Der Binderabstand beträgt 8,58 m in den Mittelfeldern und 9,5 m in den Endfeldern. Auf Konsolen liegt in 16,2 m Höhe die Kranbahn für einen Montagekran von 70 t Tragfähigkeit. Ferner nimmt der Binder

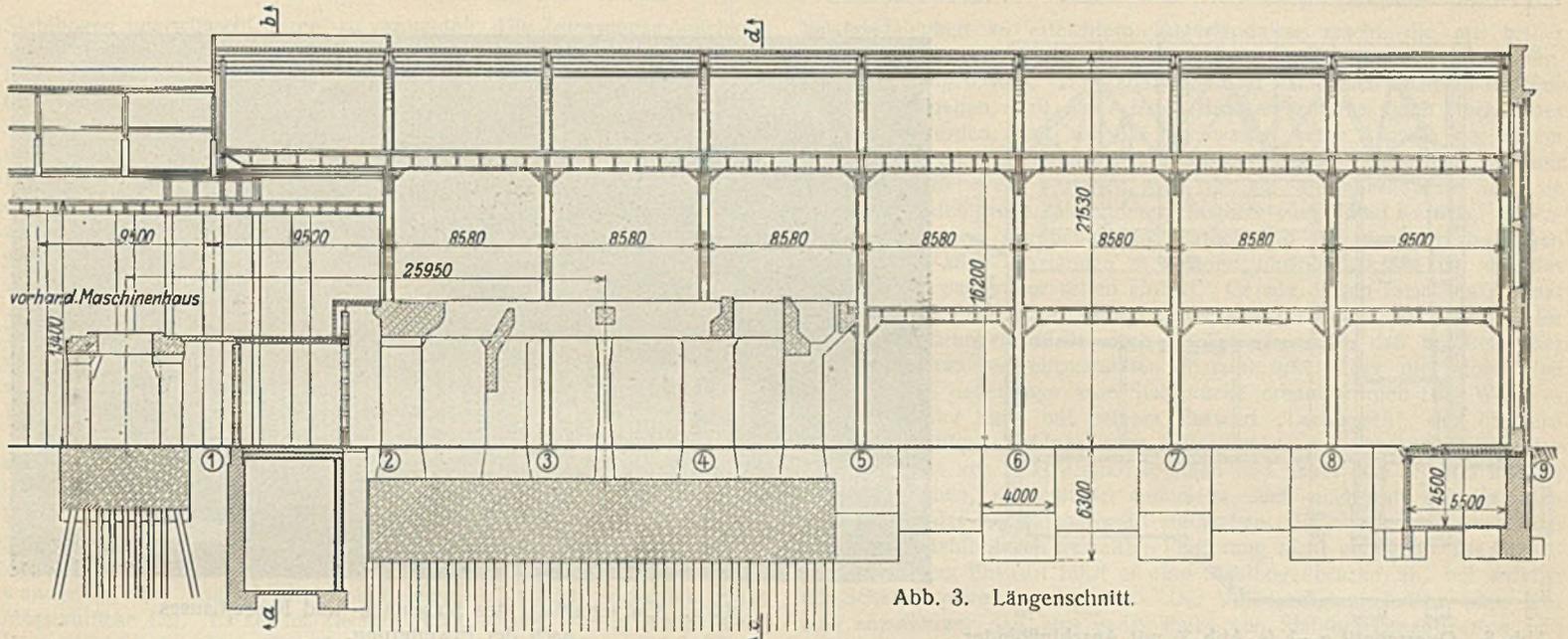


Abb. 3. Längenschnitt.

wählt, der gleichzeitig die Bremskräfte aus der Katze des Kranes aufzunehmen hat.

Der Wind in Gebäudelängsrichtung und die Kranbremskräfte werden durch achtstielige zweistöckige Rahmen aufgenommen, deren in 8 und 16,2 m Höhe liegende Riegel im Zusammenhang mit den oben erwähnten horizontalen Riegeln ausgebildet wurden, während als Stiele die Binderstiele benutzt sind (Abb. 3). Für den unteren Riegel ergab sich somit eine Querschnittsform nach Abb. 4, wobei die lotrechte Wand gleichzeitig Unterzug für die erwähnte Decke des Maschinenhausflurs ist.

Die unsymmetrische Querschnittsform der Binderstiele nach Abb. 5 ergab sich daraus, daß die äußeren Gurtungen gleichzeitig Stiele der Längsportale sind. Die Verbreiterung der außenliegenden Flansche ergab zudem eine gute Schattenwirkung, die das Aussehen des Binders günstig beeinflusste. Die oberen Binderriegel wurden in üblicher Weise symmetrisch ausgebildet.

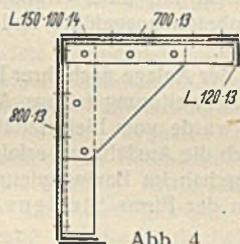


Abb. 4. Querschnitt des unteren Bindewandriegels.

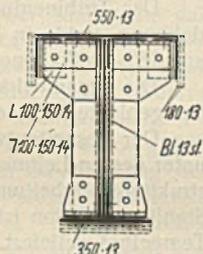


Abb. 5. Querschnitt der Binderstiele.

Das Gewicht eines Binders beträgt 30 t. Die Aufstellung der Binder, Kranbahn und Dachkonstruktion erfolgte mit Hilfe einer vorhandenen Fahrbahnbrücke von 23,5 m Spannweite und 25 m Höhe. Die Binder wurden in fünf Teilen zur Baustelle geliefert, und zwar der obere Riegel in einem Stück und die Stiele in je zwei Teilen. Die Stiele wurden nach dem Vernieten des Mittelstoßes hochgezogen, an dem Aufstellungsgerüst

behelfsmäßig befestigt und dann der Riegel eingehängt. Die Abb. 6 u. 7 lassen den Aufstellungsvorgang erkennen. Für das Verlegen der Deckenkonstruktion leistete der inzwischen vor Einbringung der Dachhaut aufgebrauchte Kran gute Dienste.

Große Schwierigkeiten verursachte das Anschlußfeld an das alte Maschinenhaus. Da die vorhandenen Pfeiler zur Aufnahme der erheblichen Lasten aus den neuen Teilen nicht imstande sind und da ferner die Aufrechterhaltung des Betriebes in der vorhandenen Anlage gewährleistet werden mußte, ist unter Beibehaltung des vorhandenen Endbinders ein neuer Fachwerkträger in 50 cm Abstand angeordnet worden, der außer der Dachhaut die Laufbahnträger des 70 t-Kranes aufzunehmen hat. Die Aufnahme der Windkräfte konnte nur auf der freien Längsseite erfolgen, da auf der Kesselhausseite die Anordnung neuer Fundamente nicht möglich war. Die Stützung des Fachwerkbinders an der freien Seite erfolgte daher mittels eines vollwandigen, biegungsfesten Stieles in Höhe des Erdgeschoßfußbodens (Abb. 8). Auf der Kesselhausseite wird der Auflagerdruck durch einen Kastenträger, der zu beiden Seiten des vorhandenen

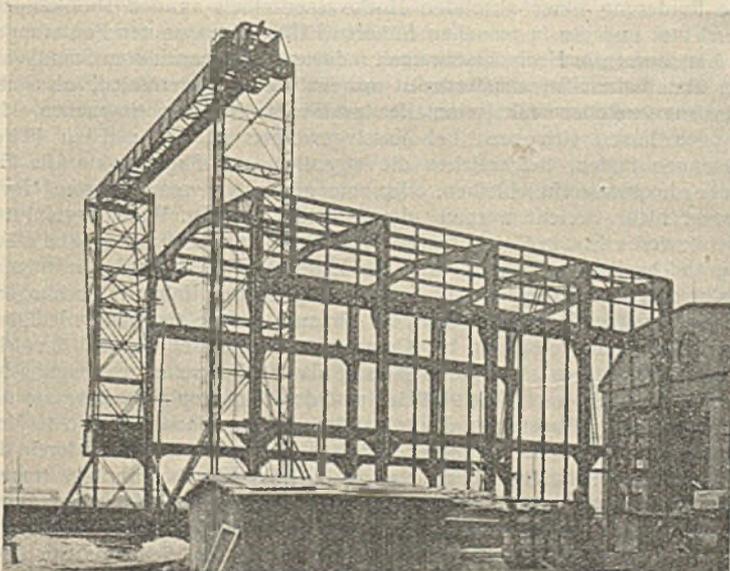


Abb. 7. Aufstellungsvorgang.

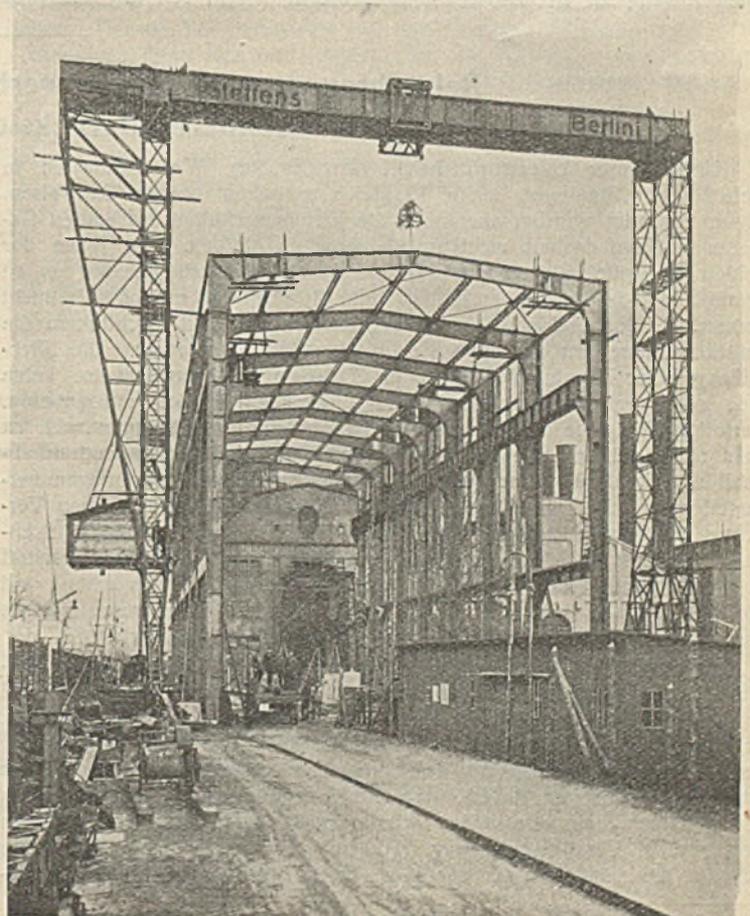


Abb. 6. Haupttragwerk nach der Aufstellung.

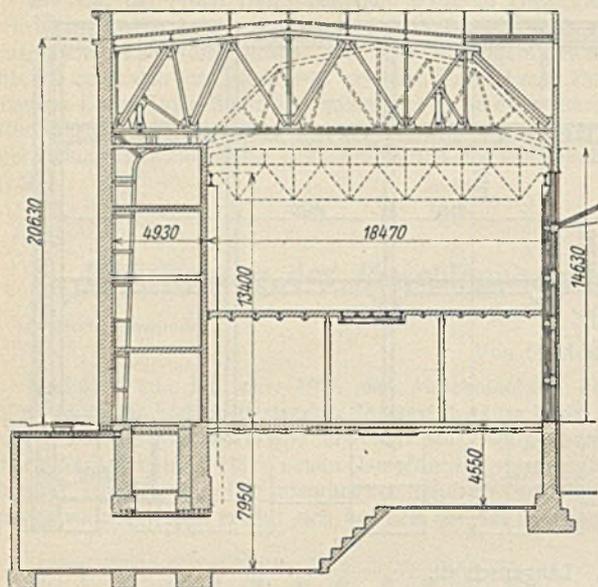


Abb. 8. Querschnitt a—b (s. Abb. 3) mit Anschlußbinder.

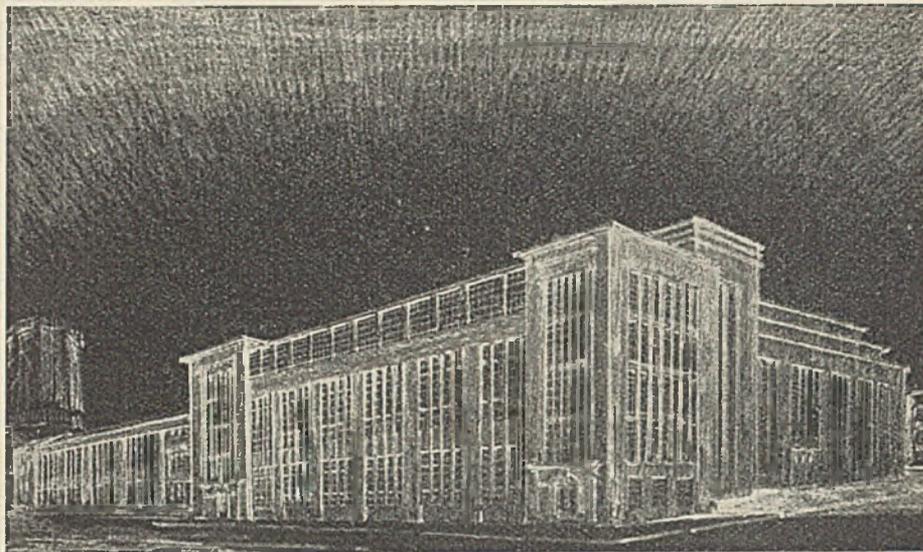


Abb. 9. Gesamtanlage des Maschinen- und Kesselhauses nach der Erweiterung.

Eisenbetongesimses liegt, auf die Feldmitte zwischen den Kesselhauspfeilern übertragen.

Die Anordnung von neuen Stützen in der Trennungswand zwischen Kessel- und Maschinenhaus war nicht ohne weiteres möglich, da die Riegel der vorhandenen Eisenbetonfachwerkwand, die zur Stützung von Ekonomiser- und Deckenlasten dienen, nicht zerstört werden durften. Daher wurden zwischen den Eisenbetonriegeln einzelne übereinanderstehende Stahlstützen eingepaßt. Die Aussteifung der Stützen erfolgt durch eine vor der Wand liegende Gitterstütze im Maschinenhaus (Abb. 3 u. 8). Der neue Fachwerkbinder wurde allseitig mit Rabitzgewebe umkleidet wegen der zahlreichen, sich unregelmäßig überschneidenden Stäbe.

Aus der Forderung, den Kran des alten Bauteiles bis in das Anschlußfeld hineinzuführen, ergab sich die Notwendigkeit, in der Achse 2 eine neue Kranstütze aufzustellen. Der hierbei abgegrenzte Raum im Anschlußfeld dient für den Einbau von Büroräumen, Meisterzimmern usw. Die dort angeordnete Treppe schafft gleichzeitig einen Zugang zu der Zwischendecke, die in diesem Teil mit Rücksicht

auf die Höhenlage des alten Maschinenhausflures 2 m tiefer liegt als in dem neuen Teil.

Die Binderfundamente auf der freien Seite sind unter teilweiser Benutzung des Kabelkanals durchlaufend ausgeführt, während auf der Kesselhausseite mit Rücksicht auf die geplante Kesselhauserweiterung Einzelfundamente angeordnet werden mußten. Besondere Schwierigkeiten bereitete auch hier wieder das Anschlußfeld, da in der Achse A die Längswand auf einem 9 m tiefen Rohrschacht steht.

Das Turbinenfundament mit einer Grundplatte von 10×25 m Ausdehnung wurde in Eisenbeton ausgeführt und steht auf einem Pfahlrost aus 182 Preßbetonpfählen.

Die Gesamtwirkung der Anlage nach ihrer Fertigstellung einschließlich der geplanten Kesselhauserweiterung ist aus Abb. 9 zu ersehen.

Der Gesamtentwurf wurde vom Elektrizitätswerk Südwest aufgestellt, unter dessen Leitung auch die Ausführung erfolgte. Die statische und konstruktive Bearbeitung geschah im Bauingenieurbureau des Verfassers, die Stahlkonstruktion ist von der Firma Steffens & Nölle A.-G. in Berlin-Tempelhof geliefert.

Alle Rechte vorbehalten.

Betrachtungen zum Wettbewerb zwischen Stahl und Eisenbeton mit besonderer Berücksichtigung des Brückenbaues.

Unter dieser Überschrift bringt Herr Dr.-Ing. Weiß-München in Heft 2 des „Stahlbau“ einen Vergleich zwischen beiden Bauweisen. Dieser Vergleich würdigt aber nicht die Errungenschaften auf beiden Gebieten und darf deshalb nicht un widersprochen bleiben. Für jeden der beiden Baustoffe gibt es unbestrittene Anwendungsgebiete, und es ist bekannt, daß in bestimmten Fällen allein die Stahlkonstruktion in Betracht kommt. Leider sind sowohl von Ingenieuren als auch Architekten die natürlichen Grenzen der Baustoffe oft überschritten worden. Die Nachbildung einer Hausteinarbeit in Gußeisen ist beispielsweise keine kleinere Verirrung als die Ausführung einer Hängebrücke in Eisenbeton. Derartige Fehlgriffe sind in beiden Baugebieten vorgekommen. Es ist aber nicht richtig, eine Anzahl von schönheitlich hervorragend durchgebildeten Stahlbrücken ausgerechnet einem Eisenbetonbauwerk gegenüberzustellen, welches als abschreckendes Schulbeispiel einer baulichen Verirrung überhaupt gebracht werden kann. Die in Abb. 3 gezeigte Eisenbetonbrücke in der Schweiz hätte ganz zweifellos aus dem gleichen Baustoff in ganz anderer Weise ausgebildet werden können. Daß es schöne und häßliche Brücken gibt, ist bekannt und es sei beispielsweise auf die Veröffentlichung Schaechterles im „Bauingenieur“ hingewiesen¹⁾.

Dr.-Ing. Weiß beschäftigt sich im weiteren mit der Frage des Eintauchens der Kämpfer und Auflagerteile in das Hochwasserprofil, wobei er dieser Frage anscheinend eine ganz besondere Wichtigkeit beimißt. Er führt sogar den Einsturz mehrerer Brücken durch Unterspülung der Fundierung ausschließlich auf das Eintauchen der Kämpfer zurück. Ganz allgemein spricht er davon, daß die Einengung des Durchflußprofils „erheblichen“ Stau verursachen würde, und begeht hier den gleichen Fehler einer Verallgemeinerung, wie im gesamten Artikel. Es dürfte bekannt sein, daß sich der durch das Eintauchen von Brückenteilen ver-

ursachte Stau berechnen läßt und daß sich aus dieser Berechnung sowie aus der Berücksichtigung aller übrigen flußbautechnischen Umstände ohne weiteres ein Bild gewinnen läßt, ob und inwieweit eine Verengung des Flußprofils zulässig ist. Auf Grund einer derartigen Überlegung ergibt sich in den meisten Fällen, daß ein nicht übermäßiges Eintauchen der Kämpferlinie absolut bedeutungslos ist. Die maßgebenden Ingenieure bei der letzten großen Brückenbauentscheidung haben daher mit Recht auf die Forderung einer absoluten Hochwasserfreiheit an den Profilrändern verzichtet und die in manchen früheren Fällen überspannten Forderungen in bezug auf die Hochwasserfreiheit reduziert. Aber auch vom Standpunkt der Materialbeschaffenheit aus ist es ein großer Unterschied, ob Stahlkonstruktionsteile oder Betonteile in das Hochwasser eintauchen. Im übrigen lassen sich auch bei Massivgewölben in den meisten Fällen Lösungen finden, bei welchen die eigentlichen Auflagerpunkte (die Gelenke) hochwasserfrei bleiben, oder zum mindesten vom normalen Hochwasser nicht erreicht werden. Im Falle des von Dr. Weiß angeführten Wettbewerbs Hochzoll ist hierdurch bezüglich der Auflagerpunkte schon die gleiche Basis gegeben. Was das Eintauchen der Kämpfer betrifft, so ergibt sich beispielsweise, daß bei dem angekauften Entwurf „Lechbogen“ (Ingenieurentwurf Dr.-Ing. Pistor) das Eintauchen der Kämpferlinie lediglich eine Querschnittsverengung bei Katastrophenhochwasser von 4% bewirkt. Dieser Wert ist um so bedeutungsloser, als die Querschnittsverengung bei normalem Hochwasser fast Null ist und das Katastrophenhochwasser nur selten auftritt. Abgesehen davon ist bei jedem Brückenprofil eine Verengung von 5% ohne weiteres möglich, da vielfach schon durch die Widerlager, gleichgültig ob sie eine Stahl- oder Eisenbetonbrücke tragen, eine Strömungsstörung hervorgerufen wird, welche einer derartigen Querschnittsveränderung entspricht. Bezüglich der beim Hochzoller Wettbewerb für Massivbrücken zugestandenem Höherlegung des Scheitels sei festgestellt, daß dies lediglich deshalb geschehen ist, um allzu kühne und flache Bogenkonstruktionen, welche sowohl bei Eisenbeton als auch bei

¹⁾ Dr.-Ing. K. Schaechterle: „Die Gestaltung der eisernen Brücken“. „Bauingenieur“ 1928, Heft 14/15.

Stahlbogen unerwünscht waren, zu vermeiden. Die Zulassungsmöglichkeit sehr flacher Bogenkonstruktionen innerhalb dieses Spannweitenbereiches ist weniger eine Frage des Baustoffes des Bogens als vielmehr der Gründungsmöglichkeit. Für den Fall, daß der Stahlbauer hier vor die Aufgabe gestellt gewesen wäre, eine Bogenkonstruktion herauszubilden, wäre auch für ihn aus den obengenannten Gründen eine Hebung des Fahrbahnscheitels zweckmäßig gewesen. Tatsächlich ist bei dem mit dem einzigen 2. Preis ausgezeichneten Entwurf „Freie Sicht 3“ Vorschlag 1, welcher mit einem Blechbogen arbeitet, der Bogenscheitel um 2,65 m gegenüber der alten Planie gehoben²⁾, wobei sich immer noch ein Pfeilverhältnis von 1/13 ergibt, während bei dem vorerwähnten Massiventwurf „Lechbogen“ die Hebung nur 2 m beträgt, bei einem Pfeilverhältnis von 1:11,9. Bei Berücksichtigung dieser Gesichtspunkte ergibt sich ohne weiteres, daß die Stahlkonstruktion sich weder besonders günstig repräsentiert als auch, daß von einer Benachteiligung derselben durch die Wettbewerbsbedingungen keine Rede sein kann.

Im übrigen hat ja, was dem Verfasser nicht bekannt ist, ein zweiter engerer Wettbewerb stattgefunden, wobei die Massivbrücke ihre Stellung gegenüber den Stahlkonstruktionen auch hinsichtlich des Preises noch weit verbessern konnte. Die von Weiß genannten Zahlen geben also nicht das endgültige Bild; bei den endgültigen Angeboten waren die Verhältnisse wesentlich anders, und es ist durchaus nicht verwunderlich, daß dadurch die Entscheidung schließlich zugunsten einer Massivbrücke fiel. Es sei im Zusammenhang damit nur auf einen Punkt hingewiesen, den Herr Dr. Weiß in seiner ganzen Zusammenstellung geflissentlich verschweigt, nämlich auf die Unterhaltungskosten des Stahlbauwerkes.

Was im übrigen die mehrfach angezogene und als besonderen Vorteil geschilderte Durchschneidung der Fahrbahn durch die Hauptträger einer Stahlbalkenbrücke betrifft, so gehen die Ansichten über die Zweckmäßigkeit einer derartigen Konstruktion doch noch ziemlich weit auseinander. Man kann sich doch nicht ganz des Eindrucks erwehren, als wenn hier aus der Not eine Tugend gemacht würde. Was die von Herrn Dr. Weiß außerdem gerügte Möglichkeit der Hebung des Fahrbahnscheitels betrifft, so muß man sich auch darüber klar sein, daß gerade im heutigen Zeichen des Schnellverkehrs, vor allem des automobil Verkehrs, eine gewisse Rampenneigung vollkommen unbedeutend ist, solange sie nicht zu einer Unübersichtlichkeit führt. Das moderne Fahrzeug ist gegenüber mäßigen Rampensteigungen unempfindlich. Im Falle Mannheim ist der Spruch zugunsten der Stahlbrücke gefällt worden, ohne daß von seiten des Betonbaues nach Entscheidung des Preisgerichtes irgendwie eine abfällige Kritik laut geworden ist (obgleich diese in manchen Punkten am Platze gewesen wäre). Der Hochzoller Wettbewerb hat sich in bezug auf die Eindeutigkeit der Unterlagen und Ausschreibungsbedingungen, in mancher Beziehung auch bei der Durchführung, vorteilhaft von dem Mannheimer Wettbewerb unterschieden.

Dr.-Ing. Pistor, München.

Der tiefere Sinn des Schlußteiles meines Aufsatzes war, darzulegen, daß bei Vergebung von Brückenneubauten vielfach das Bestreben besteht, eine Massivkonstruktion unter allen Umständen zur Ausführung zu bringen, selbst da, wo sie gar nicht am Platz ist, und daß in den Ausschreibungen schon vielfach Bedingungen aufgenommen sind, die der Massivbrücke gegenüber der Stahlbrücke Begünstigungen einräumen. Als eine solche Begünstigung ist unzweifelhaft die in dem Wettbewerb für die Hochzoller Straßenbrücke aufgenommene Bedingung zu betrachten, daß bei Ausführung einer Massivkonstruktion die Kämpfer bis zu 2 m in den Hochwasserquerschnitt eintauchen können, während bei Ausführung einer Stahlbrücke eine freie Schwimmhöhe von mindestens 1 m verbleiben mußte und die Auflager um mindestens 0,2 m über dem Hochwasser liegen sollten. Auf diese verschiedenartige Behandlung der beiden Bauweisen geht Herr Dr.-Ing. Pistor in seinen weitläufigen Ausführungen bemerkenswerterweise nicht ein. Ich war mir wohl bewußt, daß meine Ausführungen von der Eisenbetonindustrie und ihren Vorkämpfern nicht beifällig aufgenommen werden würden, und ich finde es auch durchaus verständlich, daß Herr Dr.-Ing. Pistor als Angestellter einer Eisenbetonfirma und als Mitverfasser des Entwurfes „Lechbogen“ diese Ausführungen zu entkräften versucht. Darüber, daß man den durch das Eintauchen von festen Bauwerksteilen verursachten Stau berechnen kann, brauchte mich Herr Dr.-Ing. Pistor nicht aufzuklären. Wenn, wie er behauptet, maßgebende Ingenieure bei den letzten großen Brückenbauentscheidungen auf die Forderung einer absoluten Hochwasserfreiheit an den Profilrändern verzichteten und die in manchen früheren Fällen überspannten Forderungen in bezug auf Hochwasserfreiheit reduziert haben, so dürfte der Öffentlichkeit aber die bei Stahlbrücken immer noch aufgestellte Forderung der absoluten Hochwasserfreiheit doch zu denken geben. Hier zeigt sich mit aller Deutlichkeit, daß man gerade bei Betonbrücken, um die Wett-

bewerbsfähigkeit zu erleichtern, Zugeständnisse macht, die mit bisher üblichen und auch heute noch bestehenden Auffassungen nicht in Einklang zu bringen sind. Herr Dr.-Ing. Pistor kann auch nicht an der Tatsache vorbeigehen, daß die meisten Brückeneinstürze durch Hochwasser verursacht werden, und wo das Hochwasser seine Angriffe bei einem Brückenbauwerk ansetzt, wird ihm ebenso bekannt sein. Die von mir angeführten Beispiele beziehen sich nur auf die allerneueste Zeit, sie können auf eine große Zahl anderer Einstürze ausgedehnt werden. Jedenfalls ist mit dem gegebenen Hochwasser und der damit verbundenen Gefahr unter allen Umständen zu rechnen, obwohl bekannt ist, daß das höchste Hochwasser nur selten eintritt. Gerade diesen Tatsachen schenkt Herr Dr.-Ing. Pistor nur wenig Aufmerksamkeit. Der beste Beweis für meine Ausführungen dürfte doch die Tatsache sein, daß an Stelle der infolge Hochwasser eingestürzten Massivbrücke über die Mosel bei Wehlen nun neuerdings eine Stahlbrücke erbaut worden ist. Wenn es Dr.-Ing. Pistor auch mit seinem Entwurf „Lechbogen“, der übrigens Pfeilverhältnis von 1:11,9 auszuhalten und dabei den Scheitel nur um 2 m zu erhöhen, so mußte er andererseits doch noch mit den Kämpfergelenken in das Hochwasserprofil eintauchen. Er konnte also auch hierbei der an Stahlbrücken gestellten Forderung nicht genügen. Als Gegensatz zu seinem Entwurf führt er eine Stahlbogenbrücke an, bei welcher der Scheitel mehr gehoben ist. Der Vollständigkeit halber wäre hier aber anzuführen, daß eine ganze Reihe von Stahlbrückenentwürfen und nur Stahlkonstruktionen auf die Hebung des Scheitels verzichten konnten. Hierbei kommt es viel weniger auf die Neigung der Rampen an, als auf die durch die Hebung der Straße bedingte Unübersichtlichkeit. Die damit verbundenen Nachteile liegen auf der Hand. Abgesehen von den für den Verkehr entstehenden Gefahren wird auch der freie Durchblick gestört; u. a. ist durch die dicht bei der Technischen Hochschule im Zuge der Charlottenburger Chaussee gelegene Brücke über den Landwehrkanal der Blick durch diese größte und schönste Allee Berlins außerordentlich stark beeinträchtigt.

Mein Aufsatz bezweckte aber auch, darauf hinzuweisen, daß dem Stahlbrückenbau heute mit den hochwertigen Baustählen die Möglichkeit gegeben ist, auch bei größeren Weiten Balkenbrücken auszuführen. Über diese Möglichkeit verfügt der Eisenbetonbau nicht und die merkwürdige Kritik des Herrn Dr. Pistor an der schönen Friedrich-Ebert-Brücke über den Neckar bei Mannheim dürfte an dieser Tatsache nicht das geringste ändern. Selbst wenn man den Ansichten die dem Durchschneiden der Brückentafeln durch die Hauptträger einen Nachteil erblicken wollten, Recht gäbe, so besteht aber im Stahlbau immer noch die Möglichkeit der Anordnung von mehreren Balkenträgern, welche unter der Fahrbahn verschwinden, wie die letzten Wettbewerbe fast ausnahmslos gezeigt haben. Gerade bei Flußläufen sind die Vorzüge der Balkenbrücken unverkennbar; denn wie oft entstehen bei der Aufnahme von Horizontalschüben bei Bogenbrücken Schwierigkeiten und selbst bei der Ausführung von Stahlbogenbrücken sind auch diese Schwierigkeiten infolge der geringeren Schübe der Eigengewichtlasten nie so groß wie bei Eisenbetonbrücken. Wenn ich nun meinem Aufsatz das Bild einer abschreckend häßlichen Eisenbetonbrücke mit dem Tragwerk über der Fahrbahn beigegeben habe, so geschah dies nicht etwa, um des Aussehens willen den Widerspruch anderer Kreise herauszufordern. Derartige Lösungen in Eisenbeton entspringen immer einer gewissen Verlegenheit. Sie widersprechen der Natur des Baustoffes und verkörpern in wichtigen Baugliedern weiter nichts als von Beton umhüllte Stahlkonstruktionen. Über Schönheitsfragen möchte ich im übrigen mit Herrn Dr. Pistor nicht streiten. Auch sein Hinweis auf den wertvollen Vortrag des Herrn Dr. Schaechterle kann mich hierzu nicht verleiten. Dieser Vortrag gibt einen Überblick über die Entwicklung der Formgebung des Stahlbrückenbaues im Wandel der Jahrzehnte, und die Erzeugnisse früherer Geschmacksrichtungen kann man nicht gut mit den Leistungen des heutigen Brückenbaues vergleichen. Im übrigen würde man bei der Ausdehnung einer solchen Betrachtung auf den Eisenbetonbrückenbau doch auch manches schlechte Beispiel zeigen können.

Vermutlich, um von dem Kern meiner Betrachtungen abzulenken, kann es sich Herr Dr. Pistor nicht versagen, mir den Vorwurf zu machen, daß ich auf die Unterhaltungskosten nicht eingegangen sei. Ich möchte auch hier, trotz dieser Aufforderung, darauf verzichten. Es ist ja eine alte Gepflogenheit der Betonfachleute, die Unterhaltungskosten bei Stahlkonstruktionen in den Vordergrund zu stellen und ihnen eine Bedeutung beizumessen, die in Wirklichkeit nicht besteht. Ich könnte Herrn Dr. Pistor entgegenhalten, daß ich ja auch von der unvermeidlichen Rissegefahr des Eisenbetons, von seiner mangelnden Anpassungsfähigkeit an wechselnde Verhältnisse und ähnlichem mehr nicht gesprochen habe. Bezüglich der Unterhaltungskosten sei ihm aber empfohlen, sich eingehend mit den Veröffentlichungen der Herren Reichsbahndirektor Geh. Baurat Dr.-Ing. Schaper im „Eisenbau“ 1919 und Dr. Schaechterle in der „Schweizerischen Bauzeitung“ 1926 zu befassen. Auch die Veröffentlichung von Herrn Dr. Grün in Heft 18 und 19 des „Bauingenieur“ 1928 spricht

²⁾ Knab, „Wettbewerb zum Neubau der Hochzoller Straßenbrücke“, „Bautechnik“ 1928, Heft 36/38.

dazu eine beredte Sprache. Vielleicht widmet er auch dem sonstigen Schrifttum, welches so oft die Ausbesserungen und Einstürze von Eisenbetonbauwerken behandelt, besondere Aufmerksamkeit. Ich bezweifle nicht, daß er dann über Unterhaltungskosten und die damit zusammenhängenden Fragen ein umfassendes Bild bekommt.

Wie dringend notwendig es ist, daß über die heute befolgten Grundsätze bei der Beurteilung von Brücken-Wettbewerbsentwürfen einmal ein offenes Wort gesprochen wird, beweist schlagend auch der Aufsatz: „Nachdenkliches über Brückenwettbewerbe“ von Prof. Gaber, Karlsruhe, in Heft 23 des „Bautechnik“. Treffend wird hier dargelegt, daß ausschlaggebend für die Bewertung in erster Linie Zuverlässigkeit und Wirtschaftlichkeit und erst in zweiter Linie die Schönheit sein müsse. Ergänzend zu den Ausführungen von Prof. Gaber dürfte weitergehend noch zu betonen sein, daß auch die Frage der Zweckmäßigkeit jeweils von solcher Bedeutung ist, daß sie der Frage der schönheitlichen Wirkung noch voranzugehen hat. Bei Entwürfen, welche in gleicher Weise den drei Hauptforderungen in bezug auf Zuverlässigkeit, Wirtschaftlichkeit und Zweckmäßigkeit gerecht werden, könnte ohne weiteres die günstigere

schönheitliche Wirkung den Ausschlag geben, aber nicht umgekehrt. Unser ganzes heutiges Wirtschaftsleben ist unter dem schweren Druck der Verhältnisse des verlorenen Krieges auf größte Wirtschaftlichkeit und Sparsamkeit, besonders in den öffentlichen Ausgaben, eingestellt: So zwar, daß der Wirtschaftskampf infolge des allgemeinen Bestrebens, das letzte an Einsparungen herauszuholen, schärfste Formen angenommen hat. Bei dieser Lage der Dinge können einem Teilgebiet des Bauwesens, dem Brückenbau, keine besonderen Zugeständnisse gemacht werden. Die technischen und wirtschaftlichen Gesichtspunkte bilden heute mehr als jemals die durch die Verhältnisse gezogene, selbstverständliche Richtschnur; von ihr darf auch bei der Beurteilung von Wettbewerbsentwürfen des Brückenbaues nicht abgewichen werden.

Im übrigen konnte ich mich beim Lesen der Zuschrift von Dr. Pistor des Gefühls nicht erwehren, daß ihm mein Aufsatz nicht gerade unerwünscht gekommen ist. Gab er ihm doch eine günstige Gelegenheit, an seine eigene Entwurfsarbeit bei dem Wettbewerb zur Hochzoller Brücke zu erinnern und manches entsprechend hervorzuheben.
Dr.-Ing. Weiß.

Verschiedenes.

Ein neues Stahlhochhaus in Prag. Das in Heft 3 des „Stahlbau“ erwähnte Stahlhochhaus in Prag wird nicht das erste und einzige sein, das in dieser Bauperiode in Prag entsteht, da zur selben Zeit ein Bureauhaus in Stahlgerippkonstruktion für den Verband čechoslov. Baumwollspinnereien in unmittelbarer Nähe des Geschäftshauses Sušický errichtet wird. Das Gebäude, das sich auf einer Grundfläche von 33,8 m auf 36,6 m erhebt, umfaßt acht Geschosse über der Erde und drei Kellergeschosse, insgesamt also elf Geschosse, wobei allerdings die Ausführung des 8. Obergeschosses von der Baubehörde noch nicht bewilligt ist, jedoch bei der gesamten Planung bereits berücksichtigt wurde.

Entwurf und Bauleitung liegen in den Händen des bekannten Prager Architekten und Zivilingenieurs Max Spielmann. Bei der Bauausschreibung war die Wahl zwischen der Ausführung in Stahl oder Eisenbeton offengelassen. Der Bauherr entschied sich nach einem Gutachten des auf diesem Gebiete führenden Fachmannes Herrn Geheimrat Prof. Dr.-Ing. S. Müller Berlin-Charlottenburg für die Ausführung in Stahl, bei welchem Entschluß sowohl die geringeren Baukosten als vor allem die kürzere Bauzeit maßgebend waren. Die Gesamtausführung ist der Bauunternehmung Rella & Neffe in Prag übertragen, während Entwurf, Berechnung und Ausführung des Stahlgerippes von der A.-G. vorm. Škodawerke in Pilsen besorgt werden.

Als Baustoff wurde wegen der bedeutenden Gewichtersparnis Siliziumstahl gewählt. Über Entwurf und Bau des nach neuzeitlichen Gesichtspunkten entworfenen Gebäudes soll noch berichtet werden. Faltus.

Gewichtersparnis durch Schweißung bei Stahlbauten. Nach einer Meldung in Electrical World vom 7. April 1928 hat man durch die Anwendung des elektrischen Schweißverfahrens an einer neulich bei Chicopee Falls in Massachusetts gebauten 53,34 m langen Brücke mindestens $\frac{1}{3}$ am Gewicht der sonst erforderlichen Stahlkonstruktion erspart. Mehr als die Hälfte dieser Ersparnis ist durch den Fortfall der Anschlüsse entstanden: Nur etwa 25% aller Verbindungs- und Stoßstellen haben Stoßbleche und diese nur etwa $\frac{1}{3}$ der bei genieteten Anschlüssen erforderlichen Abmessungen. Der Rest der Ersparnis verteilt sich zu ungefähr gleichen Teilen auf die infolge des Fortfalls aller Niet- und Bolzenlöcher möglich gewordene Querschnittsbeschränkung der Zugstäbe und die Verminderung der Anschlußwinkel und Laschen bei der völlig kontinuierlichen Konstruktion.

U-Profile sind nicht verwendet. Kerbschweißungen (Slot Welds) von $12,7 \times 12,7$ mm Querschnitt verbinden Träger und Stoßbleche, wobei eine Schweißlänge von 4 cm in der Wirkung etwa einem einschnittigen Niet von 22,2 mm ($\frac{7}{8}$ ") Stärke entspricht. Dreiecks-Kehlnahtschweißung (triangular fillet weld) verstärkt die Wirkung der vorigen Schweißart, wobei eine Kehlnaht von 9,5 mm etwa den halben Effekt einer $12,7 \times 12,7$ mm Kerbschweißung hat.

Die Scherverbindung der Träger erfolgt durch V- oder Dreikantstumpfschweißung (butt weld) von mindestens $15,9 \times 457$ mm Querschnitt. An den Endstößen werden die Gurtspannungen nur durch Stumpfschweißung der Flansche und durch Kerb- und Kehlnahtschweißung der Stoßbleche übertragen. Die vorstehende Abbildung stellt die Schweißverbindung eines Anschlusses dar. Folgende Zahlen mögen zur Ergänzung dienen:

Ersparnis an Konstruktionsgewicht infolge Schweißung (bei Lastenzug E 50)	40 t
Geleistet an Schweißarbeit:	
38 " Kehlnahtschweißung	265 180 mm
Stumpf- und Kerbschweißung	8 816 cm ³
Schweißarbeit insgesamt	20 795 "

Für die gesamten Schweißarbeiten waren im Werk und auf der Baustelle zwei Mann mit einem fahrbaren 200 Amp. Westinghouse Motor-Generator tätig, die Gesamtzahl der geleisteten Arbeitstage betrug 50. Man rechnet für geschweißte Stahlbauwerke dieser Art mit einer größeren Lebensdauer als für genietete wegen der größeren Starrheit der Verbindung, die keine Möglichkeit einer Lockerung der Anschlüsse bietet. Obschon Schweißmetall weniger übertragungsfähig ist als ein Stahlniet, fallen bei einer gut entworfenen und ausgeführten Schweißverbindung die fortwährenden kleinen Vor- und Rückwärtsbewegungen der Verbindungsstücke und Niete bei wechselnder Belastung fort, die gelegentlich über die Elastizitätsgrenze hinausgehen können.

Ein weiterer Grund längerer Lebensdauer ist — nach der Auffassung des amerikanischen Berichterstatters — in der glatten Außenfläche einer einwandfrei geschweißten Verbindung zu erblicken, an denen keine Nietköpfe und Winkelkanten den Anstrich erschweren und den Rostansatz erleichtern.

Stählerne Funkturmabauten der Firma J. Gollnow & Sohn zu Stettin. In dem Zeitraum von etwa einem Jahr wurden in Stettin zwei Funkanlagen geschaffen, und zwar die eine für den Rundfunk-Zwischensender Stettin, die andere für den Sender der Flughafen Stettin G. m. b. H.

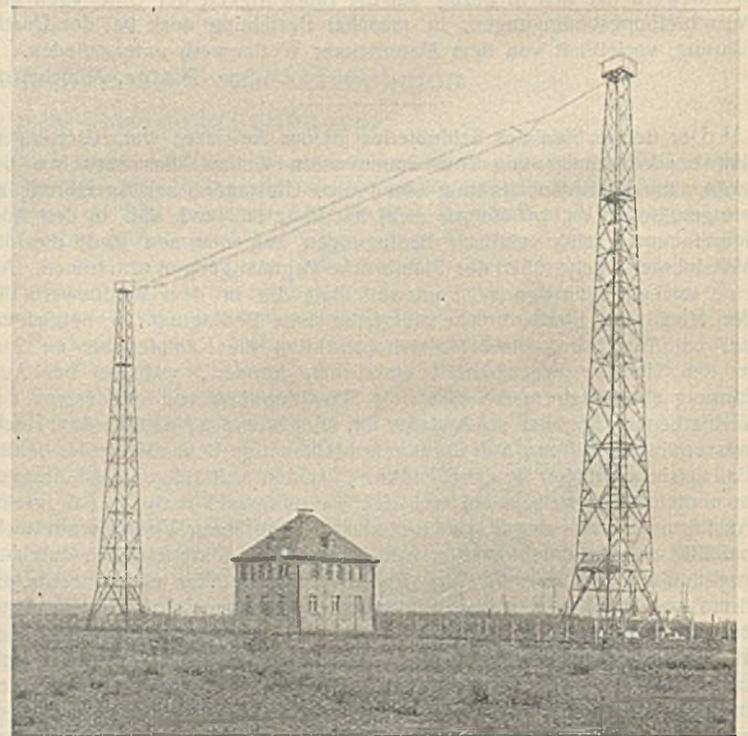


Abb. 2.
Türme der Flughafen-Sendestation Stettin.

1) Durch ein bedauerliches Versehen ist der Text der unter gleicher Überschrift bereits in Heft 5 veröffentlichten Abhandlung beim Umbrechen in sinnentstellender Weise durcheinandergeraten. Wir sehen uns daher zu der nochmaligen berichtigten Wiedergabe veranlaßt.

Die Schriftleitung.



Abb. 1. Turmpaar der Rundfunk-Sendeanlage Stettin.

Beide Stationen sind mit je zwei stählernen Sendetürmen ausgerüstet. Auf Abb. 1 ist die Rundfunk-Sendeanlage dargestellt, deren beide Türme je 75 m Höhe haben. Da sie im bebauten Gelände stehen, hat man sich bemüht, eine ansprechende Form zu finden und die Gurte in Anlehnung an eine Parabel geformt, während die Ausfächerung auf der Spitze stehende Quadrate als Grundfigur zeigt, wodurch für den Beschauer, besonders bei mittlerer Entfernung vom Turm ein ruhiger Eindruck erzielt wird.

Auf Abb. 2 sind die Türme der Flughafen-Sendestation dargestellt, ihre Höhe beträgt je 45 m.

Das Stabnetz ist nach ähnlichen Grundsätzen wie bei den Rundfunksendetürmen ausgeführt. Im Gegensatz zu diesen tragen sie an der Spitze je eine Plattform, um die Aufstellung eines Schelnwerfers für Fliegersignale zu ermöglichen. Beide Türme sind durch Leitern zugänglich gemacht die durch entsprechende Ausruhpodeste unterbrochen werden.

Die Montage erfolgte in der Weise, daß der untere Turmschuß, der aus vier räumlichen Beinen besteht, mittels Schwenkmast aufgestellt wurde. Die Montage der weiteren Schüsse wurde von innen heraus mit einem im Turm schußweise hochgeführten Baum vorgenommen, der durch Seile allseitig gehalten war und nach Bedarf über die vier Turmseiten geneigt werden konnte. Es wurde je eine Vorder- und Rückwand unten fertig verschraubt, im ganzen hochgezogen und alsdann die Stäbe der rechten und linken Seitenwand einzeln eingebaut. Auf diese Weise wurde die Montage beider Türme in der kurzen Zeit von 20 Tagen durchgeführt.

Abb. 3 zeigt die bei beiden Türmen grundsätzlich gleiche Anordnung der Auflagerung und Isolierung. Der größte lotrechte Druck beträgt bei den 75 m hohen Türmen 35 t, bei den 45 m hohen 20 t. Zur Aufnahme dieser Kräfte sind braun glasierte Porzellan-Isolatoren von

126 cm² Querschnittsfläche eingebaut, auf welche der Druck durch kugelige Stahlgußstücke zentrisch übertragen wird. Die aufwärts gerichteten Zugkräfte werden durch senkrecht über den erstgenannten Porzellankörpern angeordnete Porzellankörper gleicher Art aufgenommen und mittels U-Profil-Traversen und Rundstahl-Anker in die Fundamente geleitet.

In wagerechtem Sinne sind die Füße durch drei wagerecht gestellte Porzellan-Isolatoren festgelegt, die ebenfalls durch kugelige Lagerstücke zentrisch belastet werden und in einer Ebene liegen, die fast genau durch den kugeligen Auflagerpunkt für die lotrechten Druckkräfte geht. Um den Einbau der horizontalen Porzellankörper leicht zu ermöglichen, sind nachstellbare Anlageflächen vorgesehen, wie auf der Zeichnung Abb. 3 dargestellt ist.

Die Berechnung der Türme des Rundfunk-Senders erfolgte für einen Antennenzug an der Turmspitze von 1000 kg und eine Windbelastung von 225 kg/cm² auf die vordere Turmwand, von 112,5 kg/cm² auf die hintere; im übrigen wie üblich für das Eigengewicht. Nach den hier zur Anwendung gebrachten „Bestimmungen über die bruch sichere Führung von Hochspannungsfreileitungen“ waren für die Beanspruchung 1500 kg/cm² zugelassen und in den Knickstäben eine dreifache Sicherheit nach Euler und eine zweifache nach Tetmajer verlangt.

Die Berechnung der Türme des Flughafens erfolgte für einen Antennenzug von 500 kg an der Turmspitze, für eine Windbelastung der vorderen Turmseite von 200 kg/m² und der Rückseite von 100 kg/m²,

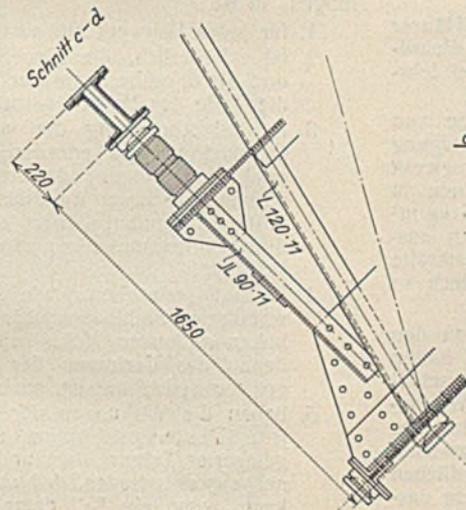
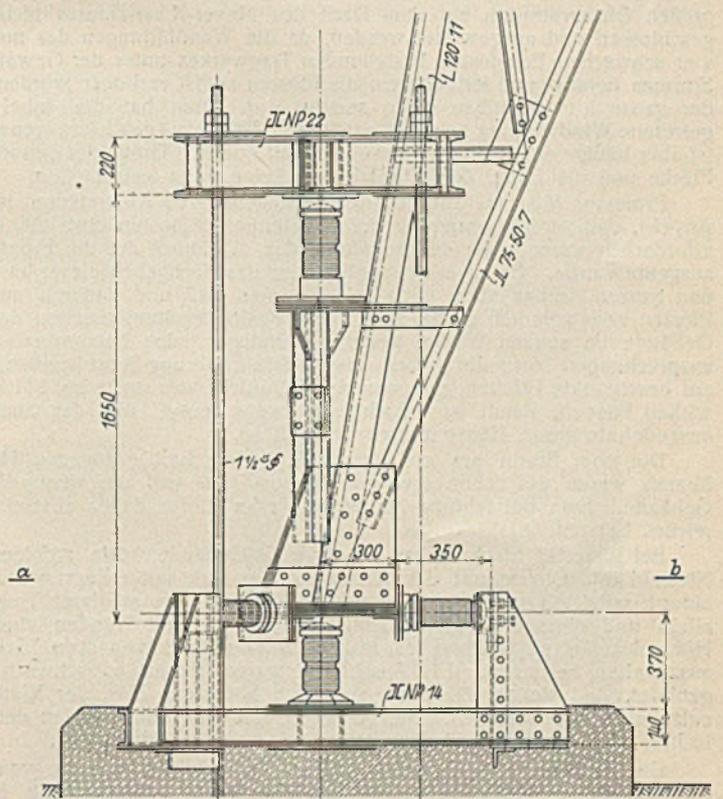
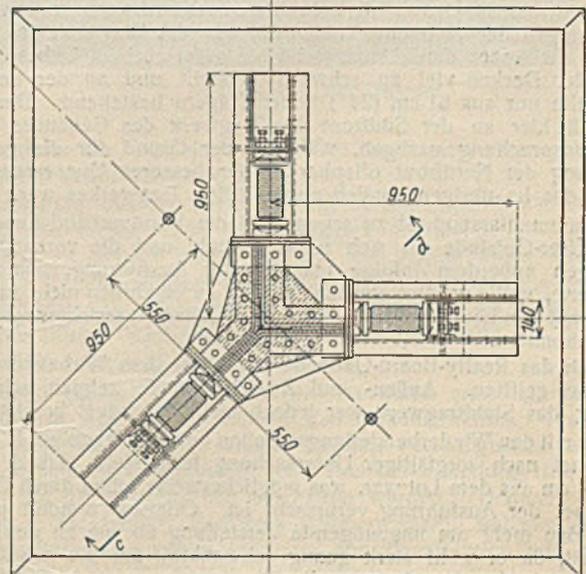


Abb. 3. Anordnung der Turmauflagerung und Isolierung.



Schnitt a - b



im übrigen wie üblich für das Eigengewicht. Die zulässigen Spannungen und geforderten Knicksicherheiten richteten sich hier nach den „Bestimmungen über die bei Hochbauten anzunehmenden Belastungen und über die zulässigen Beanspruchungen der Baustoffe“. Diese Türme wurden daher etwas schwerer als die erstgenannten ausgebildet.

Die Ausführung beider Turmpaare erfolgte durch die Eisenbauanstalt J. Gollnow & Sohn in Stettin Ende 1925 bzw. Anfang 1927.

Dipl.-Ing. Erwin Rohnstadt.

Die Windversteifung vielgeschossiger Fachwerkbauten nach den Lehren amerikanischer Wirbelstürme. Engineering News Record vom 1. März 1928 bringt eine kurze Zusammenfassung des endgültigen Berichts einer besonderen, zur Untersuchung einiger besonders schwerer Gebäudeschäden eingesetzten Kommission der Hochbauabteilung der Gesellschaft amerikanischer Zivilingenieure. Sie sei angesichts der Bedeutung, welche die bei den letzten großen Wirbelstürmen gemachten Erfahrungen für den Ingenieur im allgemeinen und den Stahlbau im besonderen haben, im nachstehenden wiedergegeben:

Vorweggenommen sei, daß die Beobachtungen im Grunde nichts für oder wider einzelne Bauarten, auch nichts gegen den Bau hoher Geschoßbauten erwiesen haben, daß aus ihnen jedoch mit jeder wünschenswerten Schärfe hervorgeht, daß sich die Vernachlässigung anerkannter statischer und bautechnischer Regeln in einigen vereinzelt Fällen gerächt hat und rächen mußte.

Leider konnten Beobachtungen und Messungen in einem $5,49 \times 6,40$ m großen Observatorium auf dem Dach des Meyer-Kiser-Hauses nicht abgeschlossen und ausgewertet werden, da die Wandfüllungen des nur aus vier schwachen Eckpfosten bestehenden Tragwerkes unter der Gewalt des Sturmes heraus- und fortgerissen, die Pfosten selbst verbogen wurden und der ganze kleine Aufbau völlig zerstört war. Man hat die dabei aufgetretene Windwirkung zwar auf annähernd 320 kg/m^2 geschätzt, genaueres ist aber infolge des Fehlens jeder Gewißheit über die Größe der getroffenen Fläche und die Dauer der Windwirkung keineswegs festzustellen.

Professor Morris, Mitglied der oben genannten Kommission, ist der Ansicht, daß zur Deformierung der erwähnten Eckpfosten etwa 290 kg/m^2 erforderlich waren unter der Annahme, daß der Druck auf die Frontwand ausgeübt wurde. Es ist auch möglich, daß das Nachgeben dieser letzteren den ganzen Aufbau stark nach Lee absacken ließ und dadurch auf die Pfosten ungewöhnlich große, zerstörende Kräfte ausübte, obschon der das Gebäude im spitzen Winkel treffende Wind gar keine übernormalen Beanspruchungen ausgeübt haben mag. Die Erfahrung lehrt freilich, daß auf beschränkte Flächen gelegentlich Winddrücke von mehr als 244 kg/m^2 wirken können, damit ist jedoch keineswegs gesagt, daß das auch für ausgedehnte ganze Häuserfronten der Fall ist.

Die vom Sturm am meisten in Mitleidenschaft gezogenen Häuser Miamis waren das schon erwähnte Meyer-Kiser- und das Realty-Board-Gebäude. Eine Betrachtung beider Bauwerke dürfte daher allerlei lehrreiches bringen.

Bei dem 17 Stock hohen Meyer-Kiser-Gebäude hätte zufolge von Nietzahl und Querschnitt des Windverbandes und unter Zugrundelegung einer Elastizitätsgrenze für Stahl von 2530 kg/cm^2 das stählerne Tragwerk allein und ohne die Unterstützung von Mauern und Wänden einen in Höhe des fünften Stockwerkes wirkenden Winddruck von etwa 75 kg/m^2 auszuhalten vermocht. Die Anschlüsse waren jedoch so schwach ausgebildet, daß sie an Biegungsspannungen höchstens 25% der Nietkräfte aufzunehmen vermochten. Sie verbogen, brachen oder wurden doch so locker, daß die Steifigkeit des Tragwerkes äußerst gering blieb.

Die Säulen waren ebenfalls nicht so ausgebildet, um die von den Anschlüssen übertragenen Kräfte aufnehmen zu können. Sie hatten genieteten Querschnitt, die Zahl der Kopfplatten an den in Mitleidenschaft gezogenen Teilen war jedoch nicht ausreichend. Die Stärke der Winkelanschlüsse war im Verhältnis zu dem rechnermäßigen Querschnitt der eisernen Niete an den Säulenanschlüssen zu schwach und verursachte Verbiegungen der ersteren. Außerdem war das Tragwerk im südlichen Teil des Gebäudes durch Aufzugschächte unterbrochen, insbesondere dasjenige der Decken viel zu schwach versteift und an der betreffenden Außenseite nur aus 61 cm ($24''$) hohen Trägern bestehend. Das Ergebnis war, daß hier an der Südfront das Tragwerk des Gebäudes unter der Windbeanspruchung nachgab, während der Grund für die geringe Beschädigung der Nordfront offenbar in der besseren Querversteifung der Decken des im übrigen ähnlich ausgeführten Tragwerkes war.

Zusammenfassend ist zu sagen, daß die Windverband-Anordnung im Meyer-Kiser-Gebäude an sich nicht genügte und die vorhandenen Versteifungen außerdem infolge mangelhafter Ausführung, namentlich der Anschlüsse, völlig wertlos wurden, so daß es eigentlich nicht zu verstehen ist, wie auf den Bau Hypotheken und Sturmschadenversicherungen gegeben werden konnten.

Auch das Realty-Board-Gebäude hat unter dem Wirbelsturm auf das schwerste gelitten. Außen- und Zwischenwände zeigten schwere Rißschäden; das Stahltragwerk war jedoch nicht besonders beschädigt.

Der mit den Wiederherstellungsarbeiten betraute Ingenieur E. A. Stuhmann hat nach sorgfältiger Untersuchung festgestellt, daß der Bau nur etwa $9,8 \text{ cm}$ aus dem Lot war, was möglicherweise schon durch Ungenauigkeiten bei der Ausführung verursacht ist. Offenbar handelt es sich bei diesem Bau mehr um ungenügende Versteifung als um zu geringe Standsicherheit, da er wohl stark genug schwankte, um die erwähnten Rißschäden entstehen zu lassen, die Elastizitätsgrenze des Stahls jedoch

nirgends überschritten wurde. Das Bauwerk zählte 15 Stockwerke und hatte eine Höhe von $50,60 \text{ m}$ über der Gründungssohle. Die Hauptversteifungen bestanden aus 38 und $45,7 \text{ cm}$ hohen, der übrige Querverband der Zwischendecken aus $12,7$ und $25,4 \text{ cm}$ hohen Trägern. Letztere zeigten z. T. sehr wenig steife Anschlüsse, so daß erstere wahrscheinlich die gesamten Windkräfte aufzunehmen hatten. Bei den für die Steifigkeit eines jeden Bauwerkes so wichtigen Anschlüssen des Windverbandes an die Säulen waren im vorliegenden Fall die äußeren Nietreihen praktisch nutzlos, da die Anschlußwinkel des verwendeten schwachen Querschnitts bei Eintreten der vollen Nietbeanspruchungen notwendig vollkommen verbogen worden waren.

Eine genaue Betrachtung des Entwurfs zeigt, daß ehrliche Anstrengungen zu einer ordnungsmäßigen Versteifung des gesamten Tragwerkes für das Gebäude wohl gemacht sind und die Schuld an den Zerstörungen nicht in falscher Sparsamkeit zu suchen ist. Die folgenden Punkte hat man jedoch nicht genügend beachtet:

1. Zwei völlig strebenlose Tragwerk-Gefache an der Rückwand bildeten eine Gefahrenquelle.
2. Das Fachwerk der Vorder- und Rückwände hätte einer festeren Verstrebung bedurft, die zur Verhütung von Rissen und Zerstörungen der Wände Bedingung ist.
3. Im Treppenhaus, welches eine Unterbrechung des Gesamttragwerkes bildete, hätten Maßnahmen zur Verhütung von Biegebeanspruchungen getroffen werden müssen.

Außerdem hätte man in beiden hier besprochenen Gebäuden Bedacht auf eine Versteifung in der Längsrichtung nehmen und damit eine besondere Sicherheit gegen Verdrehungen erreichen sollen. Beweis dafür ist der nur $12,20 \times 12,20 \text{ m}$ Grundfläche, aber $77,72 \text{ m}$ Höhe aufweisende Turm des Gebäudes der Daily News, welcher auf einem Winddruck von rd. 100 kg/m^2 und nach allen Richtungen auf eine einheitliche Stahlbeanspruchung von 1690 kg/cm^2 berechnet ist.

Es wurde jedoch hier beim Entwurf des Windverbandes der Ausbildung der Einzelteile dieselbe Aufmerksamkeit gewidmet wie den Hauptgliedern und die Anschlüsse ebenso steif wie stark ausgebildet, außerdem wurden die Wände sorgfältig in erstklassigen Ziegelsteinen und in ordentlichem Verband gemauert. Der Erfolg war denn auch der, daß dieses Bauwerk keinerlei Schäden erlitten hat.

Wie bereits zu Beginn mitgeteilt ist, liegt die Elastizitätsgrenze für den verwendeten Baustahl bei 2530 kg/cm^2 , was einen Winddruck von etwa 146 kg/cm^2 auf jeden Punkt der ganzen getroffenen Windfläche entspricht, und wobei die versteifende Wirkung der Ausmauerung nicht in Rechnung gesetzt wird.

Zieht man aus den vorstehenden Betrachtungen die Hauptfolgerungen, so ist

1. für jedes Bauwerk ein ausreichender Windverband notwendig,
2. ist erforderlich, die Einzelheiten dieses Windverbandes sorgfältig und für dieselbe Beanspruchung zu entwerfen und auszuführen wie die Teile der Hauptkonstruktion,
3. ist bei Anordnung der verschiedenen Windverbände in jedem Geschoß für die erforderliche Steifigkeit der einzelnen Knotenpunkte zu sorgen, da man sich auf eine einheitliche Gesamtwirkung all dieser Anschlüsse nicht verlassen darf. Bei Gebäuden mittleren Umfangs kann man diesen wichtigen Punkt allenfalls durch Annahme einer einheitlichen Windbeanspruchung berücksichtigen,
4. ist Steifigkeit ebenso wie die Festigkeit ein Haupterfordernis einwandfreien Stahlbaues. Ein guter Konstrukteur wird das beim Bau hoher schlanker Wohn- und Geschäftsgebäude oder Hotels, bei denen das Vertrauen der Bewohner in die Standsicherheit von größter Bedeutung ist, auch stets berücksichtigen,
5. haben die Wirkungen der Wirbelstürme in Florida erwiesen, daß jede Deckenkonstruktion als eine steife Platte oder wagrecht gelagerter Träger wirkt und daß alle Säulen derselben Horizontalneigung unterliegen, daß aber das Gesamtbauwerk verdreht werden kann, wenn ein Teil desselben weniger steif als der andere ausgebildet ist.

Beim Entwurf von Windverbänden ist das sehr zu beachten und man hat diese nach Möglichkeit so auszubilden, daß keine Torsionswirkung auftreten kann. Es müssen also Winddruckannahmen und Windverband für die entsprechenden Teile eines Bauwerkes gleich sein, damit es an beiden Enden die gleichen Durchbiegungen erfährt. Das ist namentlich dann zu beachten, wenn ein Teil höher oder schlanker ist als der andere.

Die Erfahrungen in Miami haben gezeigt, daß auch für Gebäude von der Höhe und dem Schlankheitsgrad der dortigen die üblichen Rechnerverfahren selbst unter den schwierigsten Verhältnissen völlige Standsicherheit verbürgen. Die behandelten Bauunfälle sind durch Verstöße dagegen entstanden.

INHALT: Italienbauten in Stahl. — Erweiterung des Maschinenhauses der Kraftstation Wilmersdorf des Elektrizitätswerkes Südwest A.-G. in Berlin. — Betrachtungen zum Wettbewerb zwischen Stahl und Eisenbeton mit besonderer Berücksichtigung des Brückenbaues. — Verschiedenes: Neues Stahlhochhaus in Prag. — Gewichtsparsnis durch Schweißung bei Stahlbauten. — Stählerne Punkturbauten der Firma J. Gollnow & Sohn zu Stettin. — Windversteifung vielgeschossiger Fachwerkbauten nach den Lehren amerikanischer Wirbelstürme.