

# 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 Jahrganges 10 R.-M. und Postgeld

2. Jahrgang

BERLIN, 17. Mai 1929

Heft 10

### Der Fördergerüst-Neubau Kaiser-Wilhelm-Schacht der Hohenzollerngrube.

Alle Rechte vorbehalten.

Von Dipl.-Ing. P. Walter, Gleiwitz.

In Heft 2/1928 der Zeitschrift „Der Stahlbau“ ist über Entwurf und Vorarbeiten des auf der Hohenzollerngrube bei Beuthen O.-S. der Gräflich Schaffgotsche Werke G. m. b. H. in Gleiwitz zu errichtenden neuen Doppelturmfördergerüsts berichtet und vor allem auch die Gründe

erläutert, warum für dieses wohl größte Turmgerüst seiner Art die Ausführung in Stahl gewählt wurde, und zwar, obgleich die beiden viel beschriebenen Eisenbeton-Doppelturmfördergerüste der Schachtanlage Mourits der holländischen Staatsmijnen sehr leicht als Vorbild für die Wahl des Eisenbetons als Baustoff hätten dienen können. Insbesondere ist auseinandergesetzt worden, welche Vorteile die Stahlbauweise für den Bau von Turmgerüsten im allgemeinen besitzt und wie gerade die Nachteile der Eisenbetonbauweise im vorliegenden Fall den Ausschlag für die Wahl des Stahles gegeben haben.

Inzwischen ist die Stahlkonstruktion des Förderturmes fertiggestellt, so daß im nachfolgenden einige Mitteilungen über den Bau gemacht werden können:

Der Kaiser-Wilhelm-Schacht ist ein Doppelförderschacht, in welchem bisher mit zweigeschossigen Fördergestellen gefördert worden ist. Für den Antrieb der beiden Ost- und Westförderungen standen zwei alte Dampfördermaschinen zur Verfügung. Sie sind im rechten Winkel zueinander angeordnet, so daß die zugehörigen Seilscheiben im Fördergerüst unter einem Winkel von 45° zur Förderturmachse stehen (vergl. Abb. 1).

Als Fördergerüst wurde früher ein gemauerter achteckiger Förderturm verwendet, welcher nur eine Höhe von 17,5 m besaß. Die verhältnismäßig hohen Blechträger zur Unterstützung der vier Seilscheiben waren in den Seitenmauern des Gerüsts verlagert und lagen nur 14,5 m über der Rasensohle, so daß nur eine geringe Übertreibhöhe vorhanden war. Zur Aufnahme der aus dem Schrägzug der Förderseile entstehenden Horizontalkräfte waren Schrägstreben angeordnet, welche sich gegen das Fundamentmauerwerk der Fördermaschinen gestützt haben. Die vorhandenen zwei Abzugsbühnen befinden sich in einer Höhe von 4,16 bzw. 6,46 m über Rasensohle und werden in dieser Höhenlage auch nach

Inbetriebsetzung des neuen Turmes beibehalten, während der Grubenbahnhof selbst 6,8 m unter der Rasensohle liegt. Da der alte gemauerte Förderturm keine Entwicklungsmöglichkeit für einen leistungsfähigen Wagenverkehr auf den Abzugsbühnen über Tage zuließ und auch die nach den bergpolizeilichen Vorschriften erforderliche freie Übertreibhöhe nicht vorhanden war, wurde der Bau eines neuen Fördergerüsts nötig, und zwar auch schon aus dem Grunde, daß die Förderleistung erhöht und die Möglichkeit zur Förderung von einer tieferen Sohle geschaffen werden mußte. Die örtlich beschränkten Raumverhältnisse am Schacht<sup>1)</sup> führten dazu, ein Turmfördergerüst zu verwenden.

Zunächst ist vorgesehen, daß die älteste der beiden vorhandenen Dampfördermaschinen der östlichen Förderung durch eine moderne, im Förderturm aufgestellte elektrisch angetriebene Fördermaschine ersetzt wird, während die andere alte Maschine noch einige Zeit im Betrieb erhalten wird, bis der weitere Ausbau der Schachtanlage den Einbau der zweiten elektrischen Fördermaschine im Turmgerüst bedingt. An die beiden Breitseiten des Turmgerüsts schließt sich die zurzeit in der Aufstellung befindliche, etwa 75 m lange und 22,5 m breite Schachtkau an. Wie bei dem Turm, so werden auch bei der Kave die Außenwände des Gebäudes mit Klinkern ausgemauert.

Gesamtwurf und Einzelheiten der Stahlkonstruktion sind in der früheren Veröffentlichung eingehend beschrieben und dargestellt worden. Es ist dabei vor allem auch auf die Vorteile hingewiesen, die sich aus der Wahl des Stahls als Baustoff für die Gründung ergab, indem erreicht wurde, daß der Turm ohne Beeinträchtigung der vorhandenen Bauten auf drei Fundamente gesetzt werden konnte: ein besonderer Vorteil, da im Bergbau immer mit Bodensenkungen gerechnet werden muß und bei drei Stützpunkten viel eher eine Gewähr dafür vorhanden ist, daß das Nachgeben eines Fundaments keine nennenswerten Nebenspannungen in der Tragkonstruktion des Trumms verursacht.

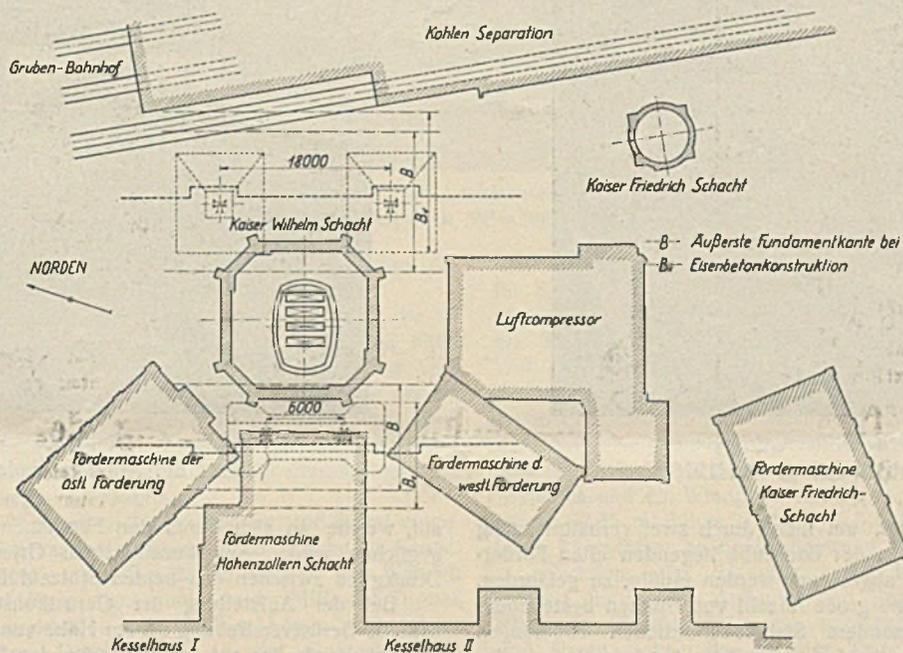


Abb. 1. Grundriß des Kaiser-Wilhelm-Schachtes (Heft 2, 1928, S. 16, Abb. 1).

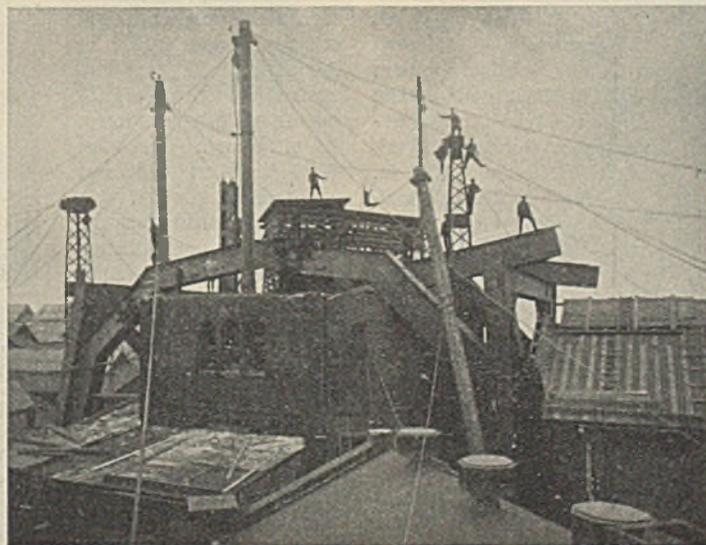


Abb. 3. Nördliches Portal und westliche Stützenverstrebung. Stand der Arbeiten Ende Mai 1928.

<sup>1)</sup> Vergl. Abb. 1 sowie „Stahlbau“ 1928, Heft 2, S. 16, Abb. 2.

Die Herstellung der drei Fundamente gestaltete sich verhältnismäßig schwierig, ist jedoch durchgeführt worden, ohne daß nur einen Augenblick eine Betriebsstörung eingetreten ist. Die beiden östlichen, 18 m auseinander liegenden Fundamente, welche eine Grundrißfläche von  $9,50 \times 8,50$  m besitzen und 6,7 m hoch sind, sind in Stampfbeton hergestellt worden. Es wurde zunächst das nordöstliche und hierauf das

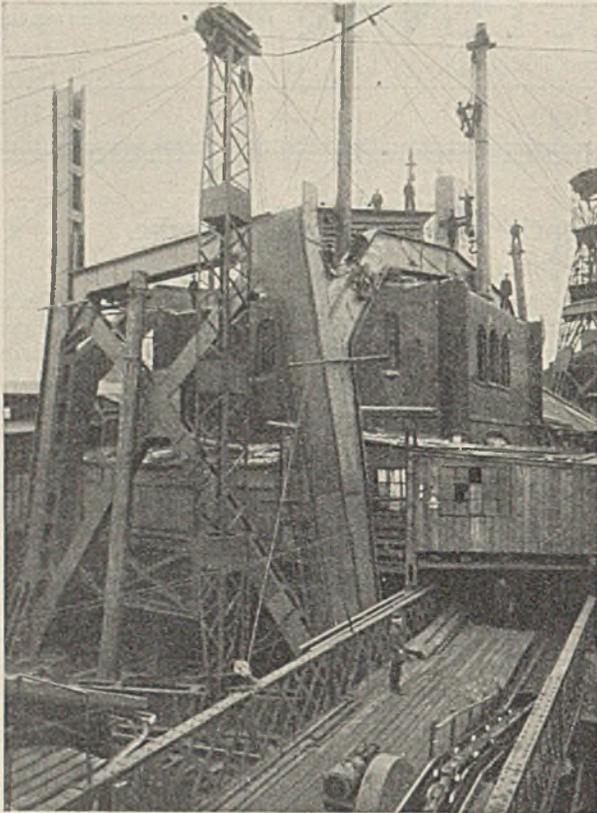


Abb. 2. Östliche Stützenverstrebung.  
Stand der Arbeiten Ende Mai 1928.

südöstliche Fundament hergestellt, um nicht durch zwei verhältnismäßig große Baugruben den dicht neben der Baugrube liegenden alten Förder-turm, welcher überdies teilweise abgefangen werden mußte, zu gefährden. Erschwerend kam hinzu, daß eine große Anzahl von Stützen bestehender Verbindungsbrücken durch besondere Stahlkonstruktionen abgefangen werden mußten. Während diese beiden Stampfbetonfundamente von der

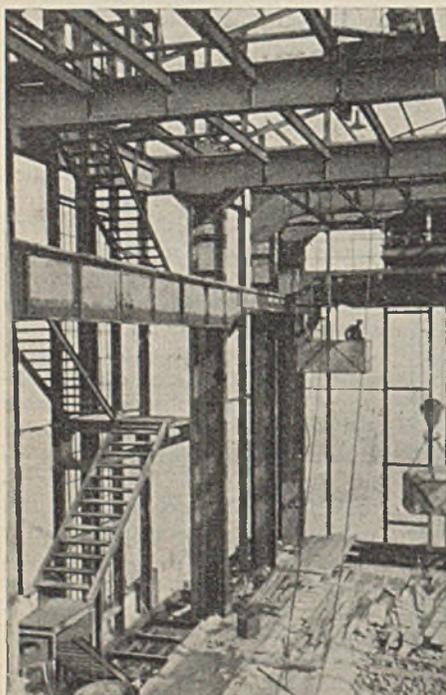


Abb. 6.  
Rahmenkonstruktion des Maschinenhauses.

Firma Kaller & Stachnik in Beuthen hergestellt wurden, ist das dritte, rings von vorhandenen Fördermaschinegebäuden und dem Mauerturm umgebene Fundament von der Wayss & Freytag A.-G. in Breslau als Pfahlrost-gründung nach dem System Wolfsholz ausgeführt. Die Grundrißfläche dieses Fundamentes beträgt  $72,7$  m<sup>2</sup>, seine Höhe nur  $3,40$  m. Die Auflast des nordöstlichen Fundamentes beträgt  $1450$  t, diejenige des südöstlichen Fundamentes  $1400$  t, von dem westlichen Fundament werden bei normaler Betriebslast  $2750$  t auf den Untergrund übertragen. Die Herstellung erfolgte im Winter 1927/28 und, da mit der Aufstellung der Stahlkonstruktion erst Anfang Mai 1928 begonnen wurde, konnte der Beton der Fundamente inzwischen gut abbinden. Neben dem südöstlichen Fundament ist

ein besonderer Kanal zum Einbringen der Förderschalen angelegt. Infolge der Spreizung der Gerüstpfosten auf der östlichen Turmseite mußte in der Höhe der Rasensohle ein kräftiger Zuganker vorgesehen werden, welcher in der Lage ist, einen Horizontalschub von  $365$  t aufzunehmen, und dazu beiderseitig fest in die Fundamentkörper eingebunden wurde. Da bei dem westlichen Fundament die Eckstützen auf  $6$  m zusammengezogen sind, tritt hier ebenfalls eine wagerechte Druckkraft

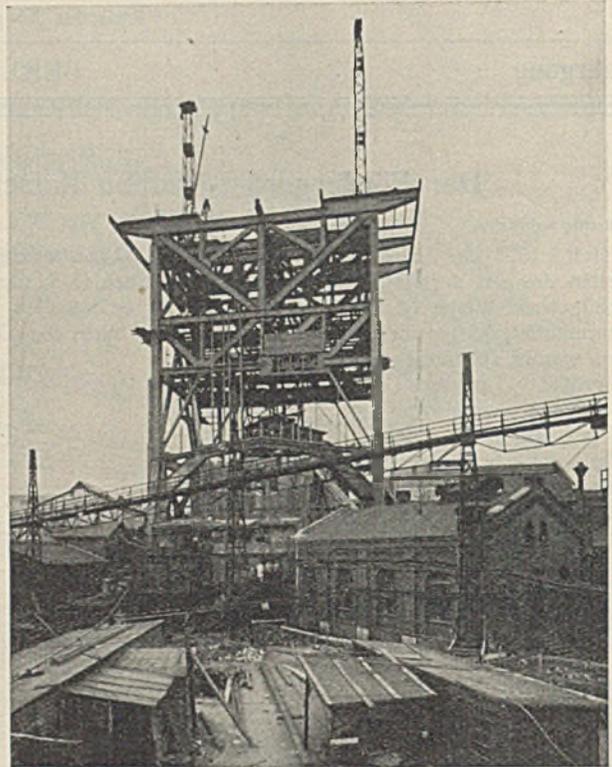


Abb. 4. Nördliche Längswand.  
Stand der Arbeiten Ende Juli 1928.

auf, welche an sich durch den Fundamentkörper zum größten Teil ausgeglichen wird. Aus konstruktiven Gründen ist jedoch trotzdem ein Druckglied zwischen den beiden Stützenfüßen angeordnet worden.

Bei der Aufstellung der Gerüstkonstruktion wurde zunächst die östliche Gerüstverstrebung bis zur Höhe von  $16$  m montiert und abgestützt. Hierauf wurde der auf der Westseite des Turmes liegende untere Gerüstteil aufgestellt und die beiden in den Längswänden liegenden  $22,5$  m breiten Portale eingezogen. Zu diesem Zwecke mußten der obere Teil des gemauerten Förderturmes fortgerissen und für die Seilscheiben provisorische Holzverkleidungen geschaffen werden. In Abb. 2 u. 3 ist der Bauzustand von Ende Mai 1928 mit aufgestelltem unteren,  $16$  m hohem Gerüstteil wiedergegeben und sehr anschaulich gezeigt, wie die Stahlkonstruktion ohne Störung des eigentlichen Förderbetriebes aufgestellt werden konnte.

Für die einzelnen Glieder der Tragkonstruktion sind kastenförmige Querschnitte gewählt worden. In Abb. 2 ist die östliche Stützenverstrebung mit ihren gewaltigen Abmessungen dargestellt. Das in Abb. 3 dargestellte Portal mußte infolge der Spreizung bzw. Zusammenziehung der Eck-

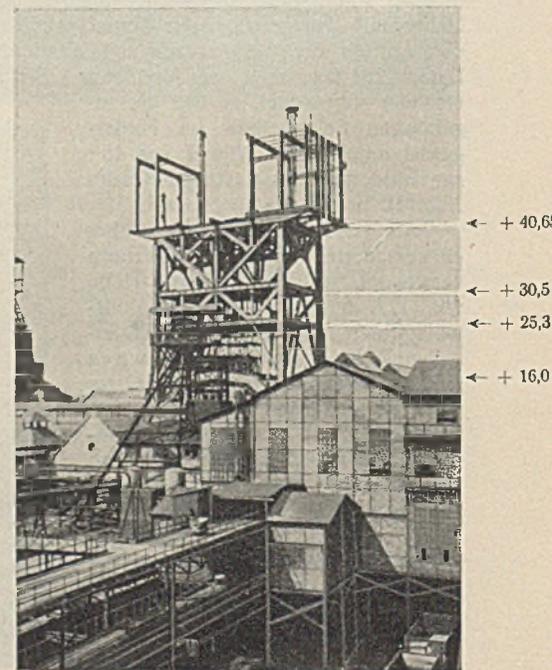


Abb. 5. Süd-Ost-Ansicht des Förderturmes.  
Stand der Arbeiten Mitte August 1928.

stützen des Turmes abgeknickt werden. Aus dieser Abbildung ist ferner der obere Teil der westlichen Stützenverstrebung zu erkennen, bei welcher die Eckpfosten nach dem Fundament hin zusammengezogen worden sind. Die Aufnahme erfolgte vom Dach der Fördermaschine der östlichen Förderung aus, welche zunächst noch weiter im Betrieb gehalten werden soll. Es waren zu diesem Zweck besondere Vorkehrungen zu treffen, da auch im neuen Turm die Flurförderung möglich sein muß.

Nachdem der untere Hauptteil der Gerüstkonstruktion aufgestellt worden war, konnte der Gerüstschaft bis zur Maschinenhausbühne aufgestellt werden: Bereits drei Monate nach Baubeginn — Ende Juli — war der Gerüstschaft aufgeführt (Abb. 4). Die Arbeit ging in der Weise vor sich, daß zunächst die Eckpfosten bühnenweise in die Höhe geführt und alsdann die Fachwerkträger in den Seitenwänden eingezogen wurden, so daß im Anschluß hieran die einzelnen Bühnenträger eingebracht werden konnten.

Zwischen der + 25,3- und + 30,5-m-Bühne befinden sich in den Längswänden des Turmes 5 m hohe Fachwerkträger, welche die Last dieser beiden Bühnen auf die Eckstützen des Turmes übertragen, wobei durch kräftige Längs- und Querträger vermieden wird, daß der Raum durch Stützen beengt wird. Zwischen beiden Bühnen sind die Fangträger eingebaut worden.

Auf der + 25,3-m-Bühne ist eine Kabelwinde aufgestellt, die in ihrer Größe einer kleinen Fördermaschine gleicht und mit deren Hilfe das Förderseil aufgelegt werden kann. Auf der + 30,5-m-Bühne sind die beiden Ablenkscheiben angeordnet. Zu ihrer Verlagerung dienen zwei Längsträger, die teilweise an der oberen Bühne aufgehängt sind. Da durch den Seilzug Horizontalkräfte erzeugt werden, sind besondere Verstreibungen angeordnet, die diese Kräfte auf die Maschinenhausbühne und somit auf die Antriebscheibe übertragen.

Die Bühnenträger der + 25,3 und + 30,5-m-Bühnen sind sofort eingezogen worden, um sodann als Montagebühne für die 40,65-m-Bühne zu dienen.

Zwischen der + 30,5 und + 40,65-m-Bühne sind in den Wänden ebenfalls 10 m hohe Fachwerkträger angeordnet. In der Mitte des Turmes sind zwei 5 m hohe Fachwerkträger mit 11,25 m Länge vorgesehen, die die Treibscheibe tragen. Durch einen in der Querachse des Turmes vorhandenen 12 m langen Träger werden die Auflasten aus den Maschinen auf die äußeren Fachwerkträger übertragen.

Zunächst sind die Eckstützen und der mittlere Pfosten des Fachwerkträgers hochgeführt worden. Hierauf wurde der Obergurt eingebaut und im Anschluß hieran die Schrägen.

Der Maschinenhausaufbau krägt um 4 m über den Turmschaft hinaus. Zu diesem Zweck ist der Obergurt des Fachwerkträgers als Kragträger ausgebildet worden. Um eine klare Kraftübertragung zu erhalten, haben die Eckstützen besondere Stützenköpfe erhalten, auf die sich die Fachwerkträger aufsetzen.

Nachdem die äußeren Fachwerkträger ausgeführt waren, wurden der Querträger und die

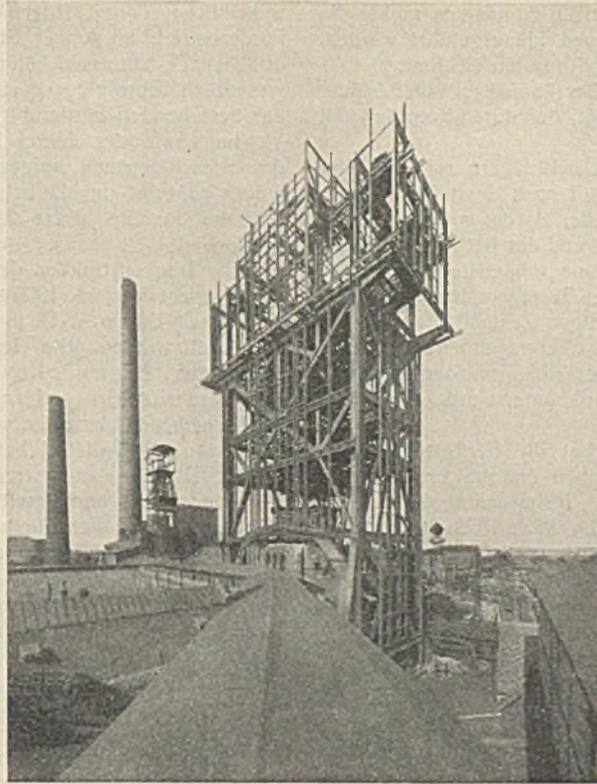


Abb. 7. Süd-Ost-Ansicht des Förderturmes.  
Stand der Arbeiten Mitte September 1928.

Maschinenlängsträger eingezogen. Auch der Fachwerkträger unter dem Motorlager konnte nunmehr eingebaut werden. Um dem äußeren Querträger unter der überkragenden Giebelmauer keine zu großen Abmessungen zu geben, ist ein Obergurt der Maschinenträger ebenfalls als Kragträger ausgebildet worden.

Da die Flurförderung der östlichen Förderung zunächst noch beibehalten wird, mußten auf der 30,5-m-Bühne provisorisch zwei Seilscheiben auf besonderen Böcken aufgestellt werden. Der durch den Seilzug erzeugte Horizontalschub muß durch den Turm aufgenommen werden. Da die Förderseile der provisorischen Förderung den Untergurt des unteren Fachwerkträgers durchschneiden, mußte ein Teil desselben als kurzer Fachwerkträger aufgelöst werden (Abb. 4).

Einen halben Monat später — Mitte August — waren bereits 5 von den vorhandenen 6 Portalen des Maschinenhauses aufgestellt (Abb. 5). Die Rahmenkonstruktion für das Maschinenhaus wurde einerseits aus architektonischen Gründen, andererseits aber auch darum gewählt, um für diesen Gebäudeteil mit geringsten Konstruktionshöhen auszukommen. In der Längsrichtung des Maschinenhauses sind ebenfalls Portale zwischen den Stielen eingebaut, um die in der Längsrichtung des Aufbaues wirkenden Kräfte aus Wind und Bremskraft des Kranes aufzunehmen.

Gleichzeitig wurden die Deckenträger für das Maschinenhaus und die Pfetten des Daches eingezogen. Sobald sämtliche Portale standen, wurde die Kranbahn montiert, damit der von der Firma Bolzanl, Berlin, gelieferte Montagekran von 30 t Tragkraft aufgestellt werden konnte. Der 12,5 m lange mittlere Maschinenhausaufbau ist seitwärts um 1,75 m ausgekragt, um zufolge Abb. 6 zwischen Kranbahn und Außenwand die Treppe nach dem Aufbau über dem Maschinenhaus anordnen zu können. Die genannte Abbildung zeigt auch deutlich die Ausbildung der Rahmen und läßt die Deckenträger des Aufbaues und ein Windportal erkennen. Zur Aufnahme der Auflasten der oberen 52,35-m-Bühne sind ein 15,5 m langer Querträger und zwei 12,5 m lange Längsträger an der Außenwand angeordnet worden.

Nachdem das Haupttragwerk des Gerüsts fertiggestellt war, wurden die in den Außenwänden liegenden senkrechten Aussteifungsträger der Wandverkleidungen angebracht. Sie sind als I 26 ausgebildet und waren notwendig, da der Turm vollkommen mit Klinkermauerwerk ausgekleidet wird (Abb. 7).

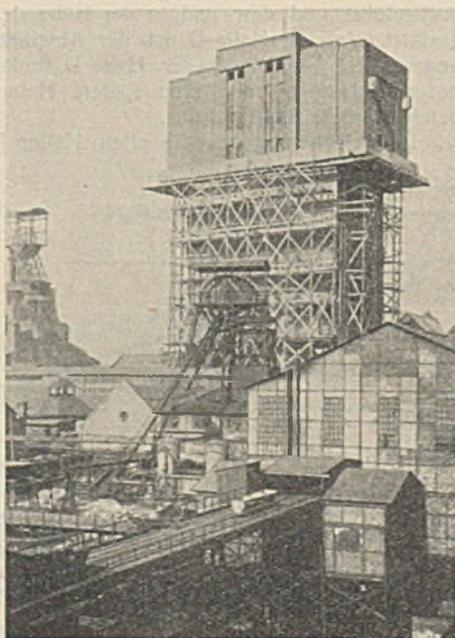


Abb. 8. Ausmauerung des Maschinenhauses.  
Stand der Arbeiten Ende Oktober 1928.

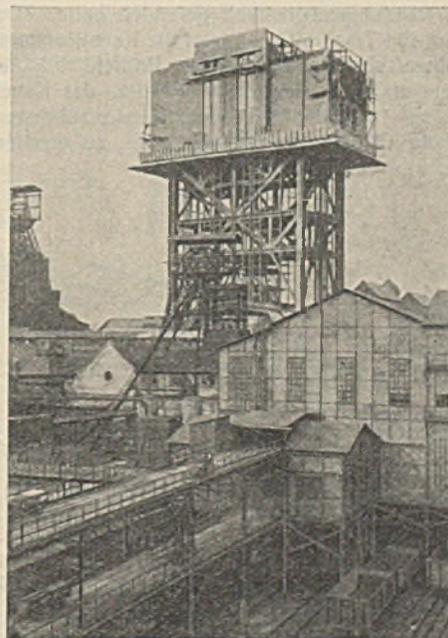


Abb. 9. Ausmauerung des Turmgerüsts.  
Stand der Arbeiten am 1. April 1929.

Die Stahlkonstruktion wurde Anfang Oktober ausgerichtet und endgültig zusammengeklammert. Hierauf wurde mit dem Ausbetonieren der einzelnen Bühnen begonnen, wobei der Beton lediglich als Zwischenbeton zwischen stählernen Unterzügen verwendet ist. Der Montagekran diente während des Ausbaues des Turmes als Baukran, um alles notwendige Material nach der 40,65-m-Bühne zu heben. Die auf Abb. 7 deutlich zu erkennende Montageöffnung dient zum ungehinderten Einbringen von Maschinenteilen usw. Im Innern des Turmes sind ebenfalls Montageöffnungen vorhanden, um auch nach den tiefer liegenden Bühnen benötigte Teile zu bringen.

Um die äußere Montageöffnung voll ausnutzen zu können, mußte die Kranbahn auf der Ostseite über die Außenwand hinausgeführt werden. Aus diesem Grunde sind an dieser Seite zwei Konsolen sichtbar.

Um den Turmaufbau führt ein 1 m breiter Laufsteg; unter seiner Brüstung ist ein leichter Blechträger angeordnet, der durch Konsolen mit der Maschinenhausbühne verbunden ist.

Das neue Führungsgerüst, welches auf Schachträgern ruht und mit der + 25,3-m-Bühne verbunden ist, wurde sofort nach Herstellung dieser Bühne von oben herab eingebaut. In dem Maße, als das geschah, wurde das alte Gerüst entfernt, was ohne Störung während des Betriebes erfolgte.

Damit mit der Montage der Fördermaschine schnellstens begonnen werden konnte, wurde zunächst der Aufbau des Turmgerüsts mit Mauerwerk umkleidet. Abb. 8 läßt trotz des unfertigen Zustandes bereits erkennen, wie sehr auch der äußere Eindruck des überkragenden Maschinenhauses befriedigt. Nach der Ausmauerung desselben und nachdem mit der Fördermaschinen-Montage begonnen werden konnte, wurde der untere Teil des Turmschaftes ausgemauert (Abb. 9).

Der strenge Winter des Jahres 1928/29 hat die Fertigstellung der Maurerarbeiten stark behindert, so daß dieselben erst im Frühjahr des Jahres 1929 zu Ende geführt werden konnten. Insbesondere konnte das Ausfügen des Klinkermauerwerks nicht mehr im Jahre 1928 durchgeführt werden. Die Fertigstellung der Stahlkonstruktion ist durch den starken Frost nicht beeinträchtigt worden, und es war daher möglich, den Einbau der Fördermaschine zu beschleunigen, so daß am 1. April 1929 die Dampfördermaschine der westlichen Förderung außer Betrieb und die neue Fördermaschine in Betrieb gesetzt werden konnte. Die Osterfeiertage wurden dazu benutzt, die Umstellung der beiden Förderungen vorzunehmen.

Nach Inbetriebnahme des Turmes zeigt sich, daß durch den Lauf der neuen elektrischen Fördermaschine keine Vibrationen im Turm auftreten, sondern derselbe vollkommen ruhig steht. Durch genaue Versuche soll die Eigenschwingungszahl des Förderturmes ermittelt werden, um den Nachweis zu erbringen, daß die in der Bergpolizei-Verordnung für die Seilfahrt enthaltene Soll-Bestimmung hinsichtlich der Eigenfrequenz des Förderturmes eingehalten ist.

Wie aus den Abbildungen deutlich hervorgeht, ist für die Erstellung der Stahlkonstruktion fast keine Rüstung benötigt worden. Hierin lag der

wesentliche Vorteil ihrer Verwendung, da durch sie der bestehende Förderbetrieb an keiner Stelle gestört wurde. Bei den beschränkten örtlichen Verhältnissen hätte sich der Bau des Förderturmes in Eisenbeton wesentlich schwieriger gestaltet und wäre auch nicht ohne Behinderung der bestehenden Förderung durchführbar gewesen.

Im Laufe des Jahres 1929 wird im Anschluß an das Turmgerüst das Schachtgebäude aufgestellt. Es erhält drei Bühnen, von denen jedoch zunächst nur die beiden unteren Bühnen zur Ausführung gelangen, während für die obere 11,06-m-Bühne nur die Unterzüge eingebaut werden.

Die Tragkonstruktion des Turmes besteht aus Stahl St 37 und besitzt ein Gewicht von rd. 1300 t. Sie ist von der Firma Schüchtermann & Kremer-Baum A.-G. in Herne geliefert und innerhalb von 5 Monaten aufgestellt worden. Die elektrische Treibscheiben-Fördermaschine ist von der Firma Brown, Boveri & Cie. A.-G. in Mannheim und der Donnersmarckhütte Hindenburg geliefert worden. Sie besitzt einen Treibscheibendurchmesser von 6,5 m und eine Fahrgeschwindigkeit von 15 m/sek. Die Nutzlast beträgt 5200 kg und die Teufe 340 bzw. später 500 m. Die Signalanlage mit Fertigsignalen ist von der Firma Siemens & Halske gebaut und damit wohl eine derartige Einrichtung zum ersten Male auf der Hohenzollerngrube ausgeführt worden; durch sie ist es möglich, die Förderpause auf ein Minimum an Zeit herabzusetzen, da die Anschläger getrennt anschlagen. Zum Zwecke der leichteren Begehbarkeit der einzelnen Bühnen im Förderturm ist ein von der A. T. G., Leipzig, gelieferter Personen- und Lastenaufzug im Förderturm eingebaut.

Die Auskleidung des Turmes erfolgt in Klinker der Ziegelei Hohenzollerngrube und ist von der Firma P. Stasch in Beuthen-Karl ausgeführt worden.

Der Bau des Förderturmes ist ein Verdienst des leider zu früh verstorbenen Bergwerksdirektors Hübner, dem es gelungen ist, durch zweckmäßige Einteilung der Um- und Neuarbeiten den Bau des Förderturmes trotz beschränktester räumlicher Verhältnisse ohne irgendwelche Betriebsstörung in kürzester Zeit durchzuführen.

Der Entwurf des Turmgerüsts sowie die Berechnung desselben erfolgte durch die Firma B. Walter, Gesellschaft für Ingenieurbau m. b. H. in Gleiwitz.

## Die Stahlkonstruktionen für die Neu- und Umbauten der Allgemeinen Elektrizitäts-Gesellschaft im Kabelwerk Oberspree in Berlin-Oberschöneweide in den Jahren 1927/28.

Alle Rechte vorbehalten.

Von G. Mensch, Beratender Ingenieur (VBI) Berlin.

(Schluß aus Heft 9.)

### b) Neubau der Halle G des Hallenblocks I.

Der Transport der Kabelrollen zum Prüffeld in der Halle B erfolgte in den Hallen B und C (Abb. 1) in der Querrichtung auf eine Breite von ungefähr 50 m am wasserseitigen Giebel. Wegen der Stützen der Reihe V war jedesmal ein Umladen von einem Kran auf den anderen erforderlich. Die Absicht, an Stelle der beiden Hallen von je 20 m Spannweite eine von 40 m Stützweite und 70 m Länge (Halle G) zu bauen, konnte um so leichter verwirklicht werden, als sich für die zu entfernenden Konstruktionen eine Verwendungsmöglichkeit gefunden hatte. Der neue, höher gelegene Kran von 40 t Tragkraft kann jetzt die Kabeltrommeln von den Bearbeitungsmaschinen unmittelbar auf das Prüffeld bringen.

Für die Montage der neuen Halle war es notwendig, das Kabelprüffeld für die Dauer des Baues in dem Hallenblock IX unterzubringen.

Aus Abb. 18 u. 19 ist die Gliederung des Neubaus zu ersehen.

Die Traufhöhe entspricht mit 10 m der der gehobenen Hallen E und F. Für die Wahl des in Abb. 20 dargestellten Bindersystems war die Fundierung durch Bohrpfähle maßgebend. In der Reihe VI konnten die Pfähle wegen der auf der anderen Seite der Wand im Kesselhaus vorhandenen Fuchskanäle nur im Inneren der Halle und nur im beschränkten Umfange vorgesehen werden. Daher wurden den eingespannten Stützen in der Reihe IV alle in der Binderebene

wirkenden wagerechten Kräfte zugewiesen und die Stützen in Reihe VI als Pendelstützen ausgebildet. Die Riegel der Binder sind parallele Blechträger. Bei den Stützen sind die Stehbleche mit Rücksicht auf gefälligeres Aussehen, vor allem aber wegen der Durchführung von Rohren und Kabeln mit rechteckigen Ausschnitten versehen. Einzelheiten des Binders mit Zugbandanschluß an dem Binder sowie seiner Aufhängung zeigen Abb. 21 u. 22.

Die äußere massive Längswand in der Reihe VI wird bis zur Traufe hochgeführt und dort und in der Höhe der Kranbahn gegen Wind abgestützt. An der Halle D ist der Abschluß durch eine Stahlfachwand hergestellt. Die Binder der Halle D schließen an die Stützen bzw. neuen Unterzüge an. Eine spätere Hebung des Hallendaches D ist bereits berücksichtigt worden.

Der Abschluß gegen die alten Hallen B und C erfolgt durch eine Stahlfachwerk-Giebelwand mit einer Mittelstütze (Abb. 24).

Die Windkräfte auf den durch die Dächer nicht verdeckten Teil der Schürze werden durch je einen in der Höhe des Zugbandes und des Untergurtes der Binder der Hallen B und C vorgesehenen Windträger von 2 x 20 m Stützweite auf die Binderstützen und den Zwischenstiel übertragen. Der Windträger im Dache von 40 m Spannweite leitet den oberen Druck des Zwischenstieles weiter

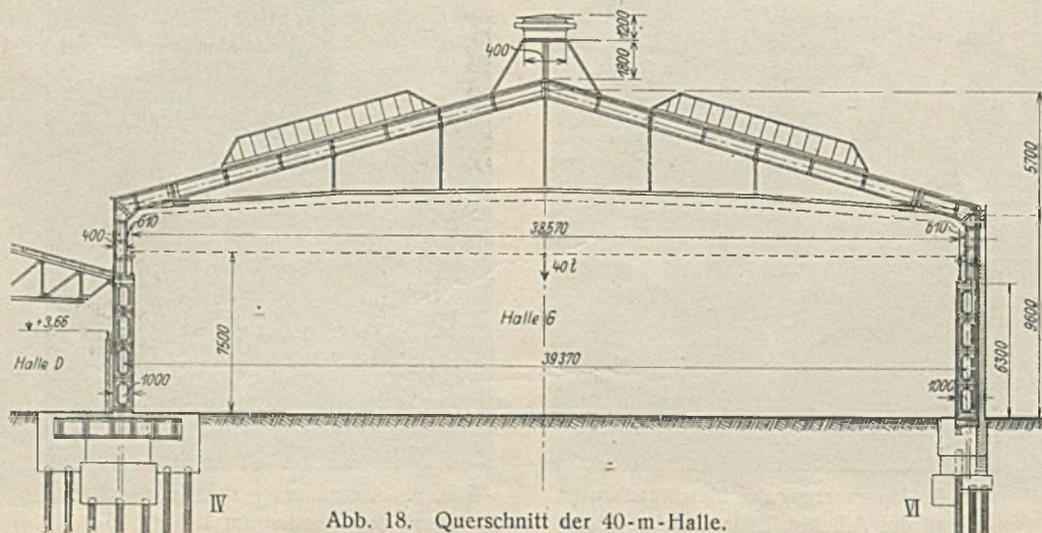


Abb. 18. Querschnitt der 40-m-Halle.

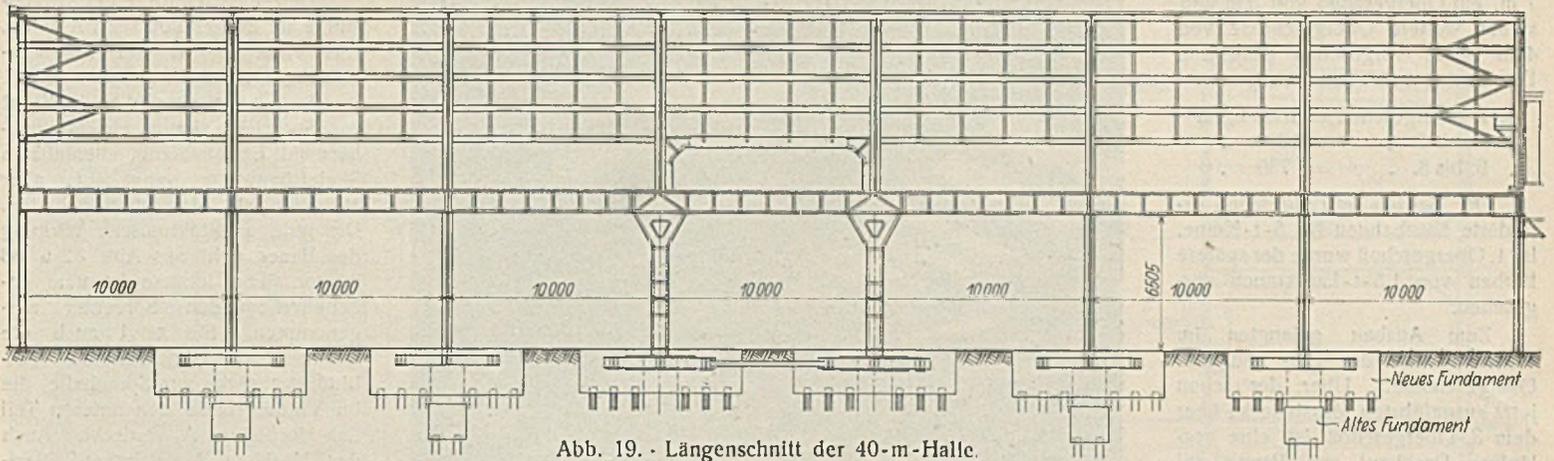


Abb. 19. Längenschnitt der 40-m-Halle.

Die Dachhaut besteht aus einer doppelten Papplage auf einer 6 cm starken Hohlsteindecke. Die Anordnung der Oberlichter und Entlüfter s. Abb. 18. Eine Innensicht zeigt Abb. 23.

4. Neue Generatoranlage.

Die Gasversorgung des Werkes erforderte den Neubau einer Generatoranlage. Es wurde ebenfalls wegen der außerordentlich kurz bemessenen Bauzeit ein Stahlfachwerkbau gewählt. Bei einer Höhe von 14,10 m ist der Bau im Lichten 17,16 m breit und 23,40 m lang. Nach den Ausmaßen der Drehrostgeneratoren wurde der Binderabstand zu 5,80 m gewählt. Die Eindeckung erfolgte in Pappe auf 6 cm starker Hohlsteindecke. Die Aussparungen für die Bunker in der Dachhaut sind durch verfahrbare Deckel verschließbar. Die Binder auf der Generatorensseite sind zur Aufnahme der Winddrücke auf die Längswände durch zwei übereinandergestellte Dreigelenkrahmen aus Peiner Trägern gebildet (Abb. 27). Über dem Raum für die Gaskühler sind nur Dachträger angeordnet.

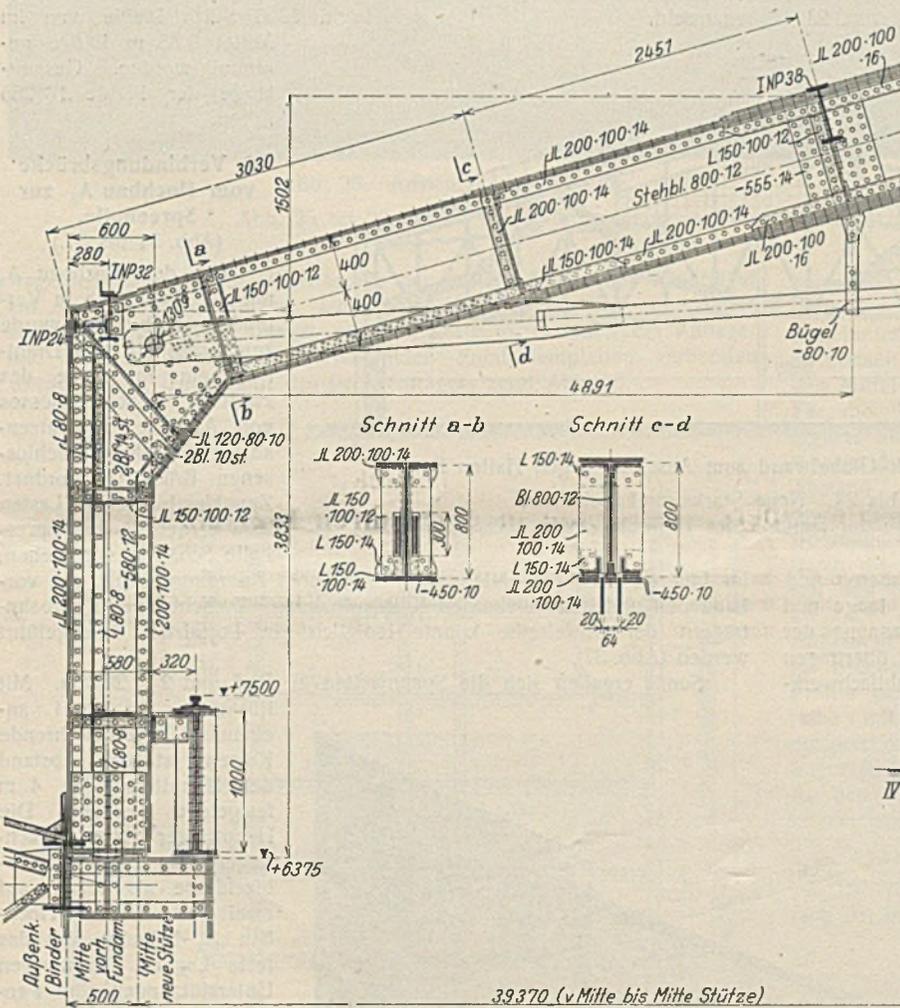


Abb. 21. Einzelheiten des Binders.

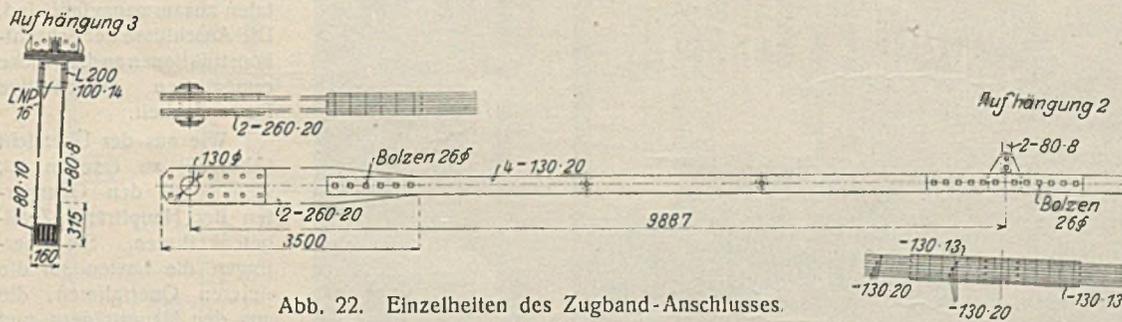


Abb. 22. Einzelheiten des Zugband-Anschlusses.

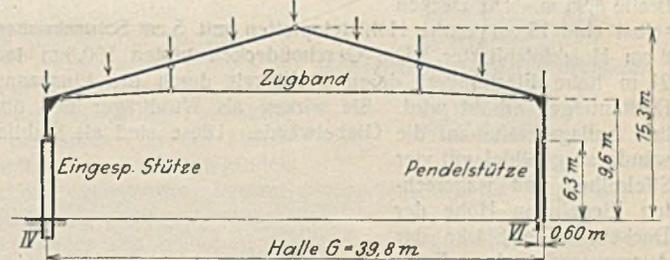


Abb. 20. 40-m-Halle. Bindersystem.

Abb. 25 zeigt die Anlage vom Kohlenhofe aus mit der abgehenden Generatorgasleitung. Abb. 26 gibt die Straßenansicht wieder. Die Lichtbilder lassen erkennen, daß der Bau durch das Hervortretenlassen der breiten Peiner I-Träger und die glückliche Teilung der Gefache, ferner durch die Wahl der Ziegelsteine und des Farbtons für das Stahlfachwerk mit einfachen Mitteln ein künstlerisches Aussehen erhalten hat. Auf dem Dache ist die Laufkranbahn zu erkennen, die im Falle des Versagens der großen Kohlenbrücke als Hilfsbekohlung in Tätigkeit tritt.

5. Hochbau A<sub>9</sub>.

Für die Umstellung und Erweiterung der in der Sprechhalle befindlichen Schwachstromkabelfabrik wurden neue Räume benötigt. Es wurde beschlossen, einen Etagenbau von rd. 100 m Länge zu errichten. Hierzu wurden die ersten vier Binderfelder des Hallenblocks VI abgebrochen. Gemäß der Übersicht nach Abb. 31 ist die Breite zu 21 m gewählt worden. Durch die Anordnung von zwei inneren Stützenreihen aus Stahl in 2,50 m Abstand wurde ein Mittelgang geschaffen. Beiderseits liegen die Arbeitsräume. Für den vollen Ausbau wurden ein Erdgeschoß von

in die Traufpfetten. Diese geben sie an die im Felde 7 bis 9 vorgesehenen Zweigelenkportale ab. In der Höhe der Obergurte der Kranträger werden die wagerechten Schübe durch vollwandige Träger in die in der Ebene der Kranträger befindlichen unteren Längsportale übertragen.

vier Binderfelder des Hallenblocks VI abgebrochen. Gemäß der Übersicht nach Abb. 31 ist die Breite zu 21 m gewählt worden. Durch die Anordnung von zwei inneren Stützenreihen aus Stahl in 2,50 m Abstand wurde ein Mittelgang geschaffen. Beiderseits liegen die Arbeitsräume. Für den vollen Ausbau wurden ein Erdgeschoß von

7 m, ein Obergeschoß von 5 m und sieben weitere Obergeschosse von 4 m Höhe vorgesehen (Abb. 28). Die Deckennutzlasten betragen

im 1. Obergeschoß	= 1500 kg/m <sup>2</sup>
„ 2. bis 5. „	= 1000 „
„ 6. bis 8. „	= 750 „

Der Betrieb im Erdgeschoß erforderte Laufbahnen für 5-t-Krane. Im 1. Obergeschoß wurde der spätere Einbau von 1,5-t-Laufkränen vorgesehen.

Zum Ausbau gelangten im 1. Bauabschnitt das Erd- und drei Obergeschosse. Über der schon jetzt ausgeführten Massivdecke über dem 3. Obergeschoß ist eine vorläufige Dachhaut aus Pappe auf hölzerner Schalung und Holzsparrnen hergestellt.

Als Tragwerk wurde ein ausgefachtes Stahlskelett gewählt, dessen Vorzüge sich besonders dadurch bemerkbar machten, daß während des strengen Winters 1927/28 die Bauarbeiten ohne Unterbrechung durchgeführt werden konnten. Die Ausfachung der Längswände erfolgte durch 30 cm starkes Mauerwerk mit 6 cm Luftschicht. Die Deckenträger sind mit Ausnahme der zwischen den Stützensträngen liegenden als teilweise eingespannt ausgebildet. Die Stützteile betragen in der Längsrichtung 6,66 m und in der Breite 8,95 m. Die Decken selbst sind 15 cm starke Hohlsteinplatten mit 5 cm Schlackenbeton und 8 cm Holzklotzplaster. Die Geschoßdecken bilden 100,5 m lange und 21 m hohe Flachträger, deren Steifigkeit durch die Einspannung der Deckenträger erhöht wird. Sie wirken als Windträger und übertragen ihre Auflagerkräfte auf die Giebelwände. Diese sind als Stahlfachwerk-

wände ausgebildet mit vier Stielreihen und wagerechten Riegeln in Höhe der Decken. Die Stärke der Ausmauerung des Fachwerks nimmt entsprechend der Zunahme der Windkräfte nach unten zu und beträgt im Erdgeschoß 64 cm. Das Gewicht der Mauer dient auch zur Aufnahme des Kippmomentes. Durch die so geschaffene Konstruktion konnte von der teuren Ausbildung von Stahlrahmen für die Windaufnahme abgesehen werden. Der Winddruck auf die Giebelwände wird durch die langen Frontwände ohne besondere Vorkehrungen aufgenommen. Die Beanspruchung der Deckenträger wurde wegen der Erschütterungen durch die Maschinen auf

$$\sigma = 1050 \text{ kg/cm}^2$$

und die der Unterzüge und Stützen zu

$$\sigma = 1400 \text{ kg/cm}^2$$

festgesetzt.



Abb. 23. Innenansicht.

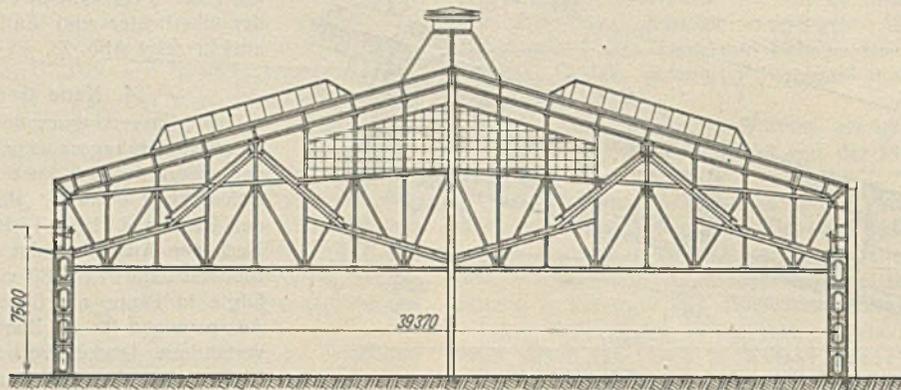


Abb. 24. Stahlfachwerk-Giebelwand zum Anschluß gegen Hallen B u. C.

Abb. 18 bis 24. Neue Starkstromkabelfabrik.  
Neubau der Halle G des Hallenblocks I.

Im Inneren der Sprechhalle verbot sich deren Anordnung durch die vorhandenen und neuangebauten Kranlaufbahnen. Zwischen den Kranbahnträgern der Mittelreihe konnte lediglich ein Portalstiel durchgeführt werden (Abb. 37).

Somit ergaben sich die Spannweiten zu 21,8 und  $2 \times 20,0$  m. Mit Rücksicht auf zwei aneinander vorbeifahrende Katzen ist der Abstand der Hauptträger zu 4 m festgelegt worden. Die Hauptträger sind Blechträger von 1,50 m Stehblechhöhe als Träger auf zwei Stützen. Am Hochbau A<sub>8</sub> befindet sich das feste Lager. Die übrigen Unterstützungen sind Pendelstützen, deren Stiele quer zur Brückenachse zu Portalen zusammengefaßt sind. Die Anschlüsse der Schachtkonstruktionen an die Brücke ermöglichen gegenseitige Beweglichkeit.

Wie aus der Übersicht (Abb. 35) zu ersehen ist, stehen auf den Obergurten der Hauptträger Zweigelenrahmen. Sie übertragen die Lasten auf die unteren Querrahmen, die aus den Hauptträgern und den Trägern der Fußbodenplatte gebildet werden. Unter dieser Platte ist ein Windverband geschaffen worden. In den Schachttöffnungen dienen

Den Querschnitt einer Außenstütze im Erdgeschoß zeigt Abb. 30. Aus Abb. 29 ist der Montagevorgang ersichtlich.

An den Giebeln und an der Front zur Sprechhalle ist je ein Treppenhäus mit Lastenaufzug, ebenfalls in Skelettbauweise, angebaut, aber äußerlich als Massivbau gehalten. Die gute architektonische Wirkung des Baues geht aus Abb. 32 u. 33 hervor. Die letztere ist vom gegenüberliegenden Spreuer aufgenommen. Sie zeigt auch die weiter unten besprochene Verbindungsbrücke zur Sprechhalle, die im Vordergrund den unteren Teil des Hochbaues A<sub>8</sub> verdeckt. Auch der Hochbau A<sub>9</sub> steht auf Mastpfehlen von 32 cm Durchm. Es sind 1350 Stück Pfehle von im Mittel 9,83 m Länge gerammt worden. Gesamtlänge der Pfehle 13 265 lfd. m.

#### 6. Verbindungsbrücke vom Hochbau A<sub>8</sub> zur Sprechhalle.

(Abb. 34 bis 37.)

Um den Hochbau A<sub>8</sub> mit der Sprechhalle in Verbindung zu bringen, wurde zum Transport von Drahttrommeln in Höhe des zweiten Obergeschosses von A<sub>8</sub> eine Laufkatzenanlage in einer geschlossenen Brücke angeordnet. Zum Herablassen der Lasten sind beiderseits der Sprechhalle Schächte vorgesehen.

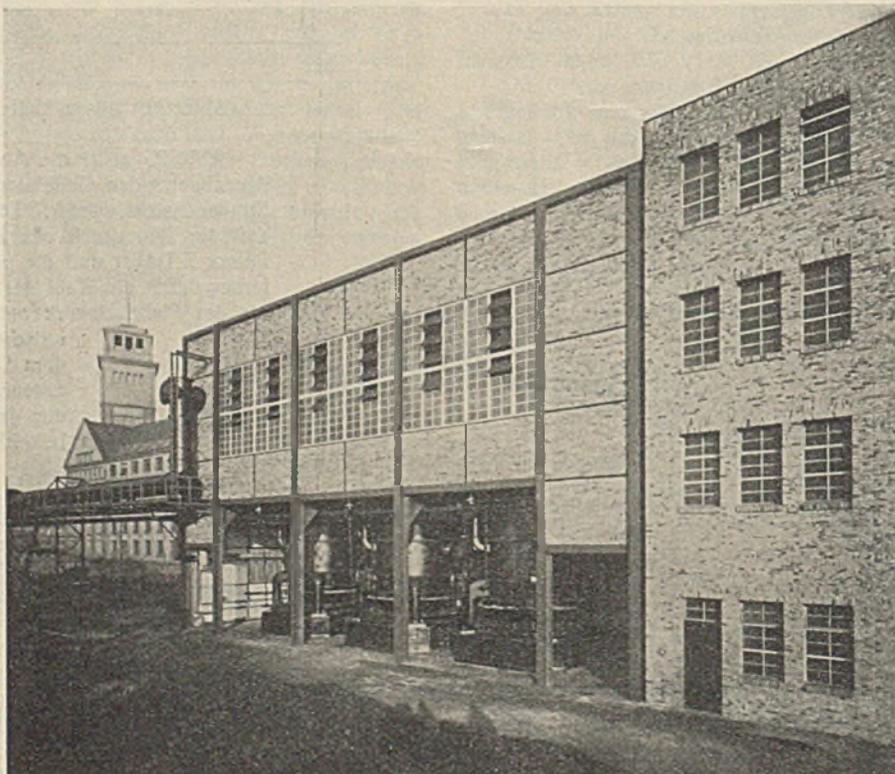


Abb. 25. Ansicht vom Kohlenhof.

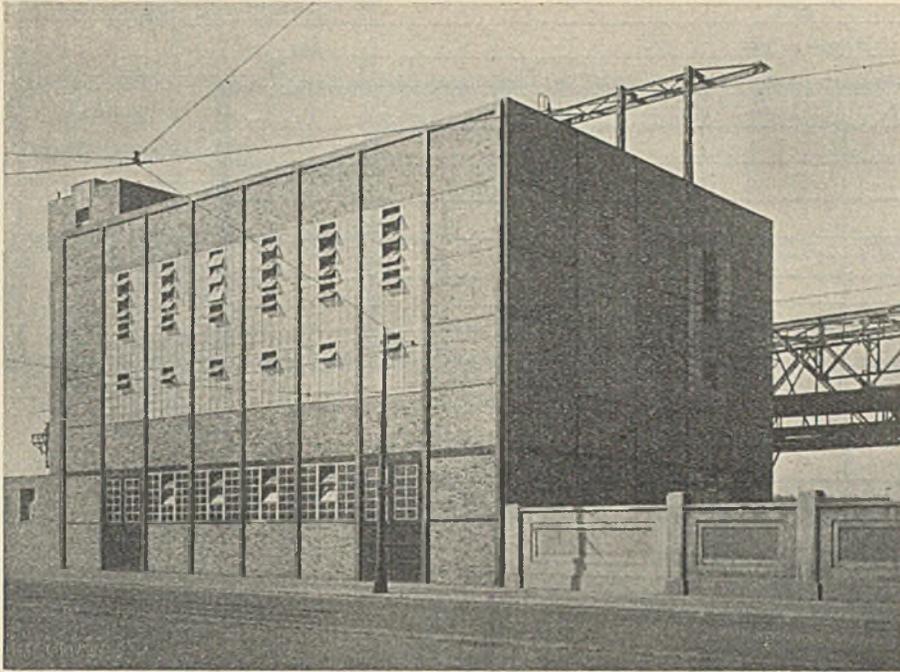


Abb. 26. Ansicht von der Straße.

Abb. 25 bis 27. Neue Generatoranlage.

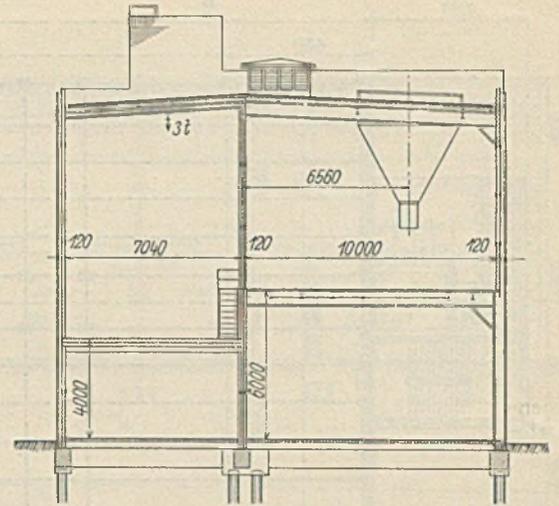


Abb. 27. Drehrostgenerator-Anlage. Querschnitt.

**7. Verbindungsbau zwischen den Hochbauten A und A<sub>1</sub>.**  
(Abb. 38 bis 40.)

Bemerkenswert ist die Herstellung eines die drei Obergeschosse der Gebäude A und A<sub>1</sub> verbindenden Überbaues (Abb. 1, 38 u. 39). Aus den Baufluchten ergab sich eine Breite von 13,9 m und eine Länge von 20,0 m. Die Durchfahrhöhe mußte mit Rücksicht auf das Eisenbahngleis zu 4,8 m gewählt werden. Es verblieb bis zum vorhandenen Fußboden des 1. Obergeschosses zu wenig Konstruktionshöhe, um den Mittelunterzug wie bei den oberen Geschossen 10 m lang ausführen zu können. Er wurde deshalb in den Viertelpunkten der Längsachse an den Mittelunterzügen der Decke über dem 1. Obergeschoß aufgehängt.

Für die Wandunterzüge zur Aufnahme der Wand- und Deckenlasten eignete sich der in Abb. 40 dargestellte Querschnitt. Im Bereich der inneren Ausmauerung wird der Blechträgerobergurt gegen die in 2 m Abstand liegenden Deckenträger durch Eckkonsole ausgesteift. Die Übertragung des Winddruckes erfolgt durch die Deckenplatten. Sie sind mit den Wänden der vorhandenen Gebäude entsprechend verbunden. Außerdem sind die mit den Stegen in Brückenquerrichtung gestellten Profile der Stützen in der Mittelreihe mit dem darüberliegenden entsprechend verstärkten Deckenträger portalartig verbunden worden. An den Wänden von A und A<sub>1</sub> wurden neue Stützen auf neuen Fundamenten angeordnet.

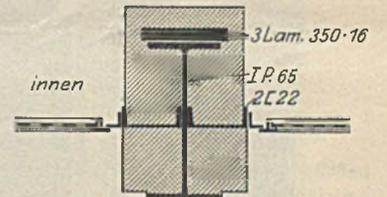


Abb. 30.

Außenstütze im Erdgeschoß.

wagerechte Portale zur Übertragung der Auflagerdrücke der Windträger auf die Portalpendelstützen. Um die nötige Kippsicherheit zu erzielen, sind die Stützenstiele zugfest mit den Rostkonstruktionen der Auflager und den die Pfahlköpfe verbindenden Fundamentplatten verbunden worden. Den Querschnitt des Brückenträgers zeigt Abb. 36.

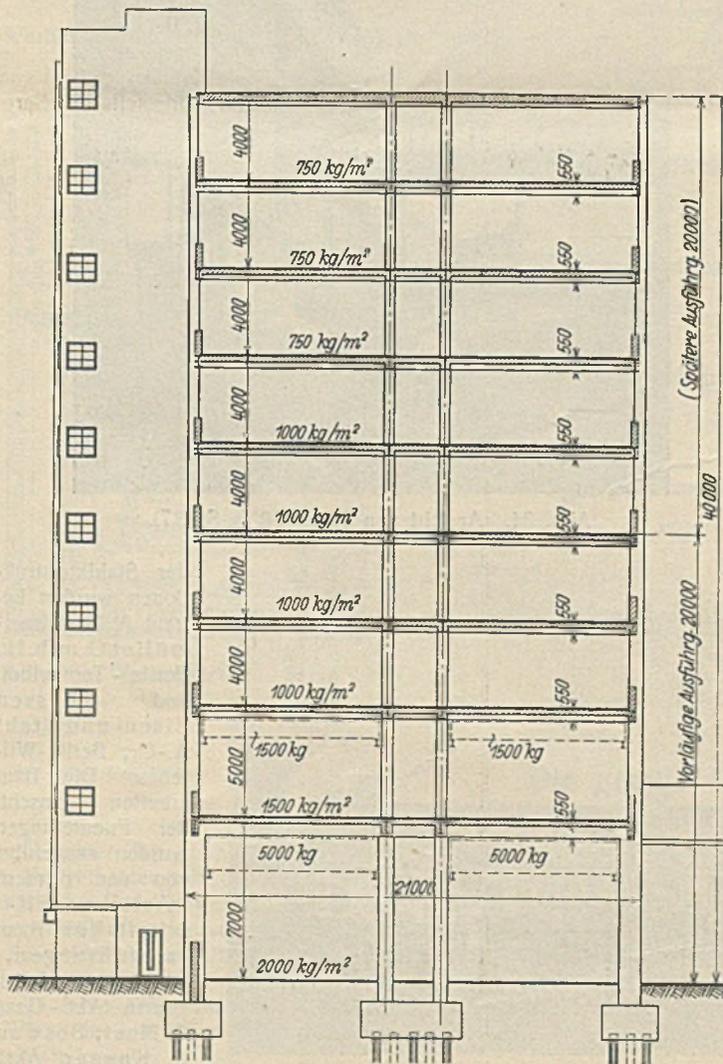


Abb. 28. Querschnitt.

**Umfang der Arbeiten.**  
Die vorgenannten Bauwerke umfassen noch nicht den gesamten Umfang der Bauten, die in Stahlkonstruktion durchgeführt sind. Zu erwähnen

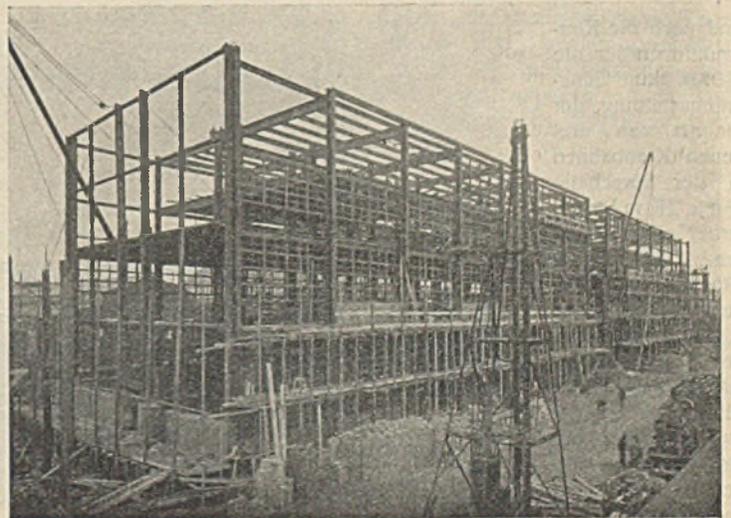


Abb. 29. Aufstellung des Stahlskeletts.

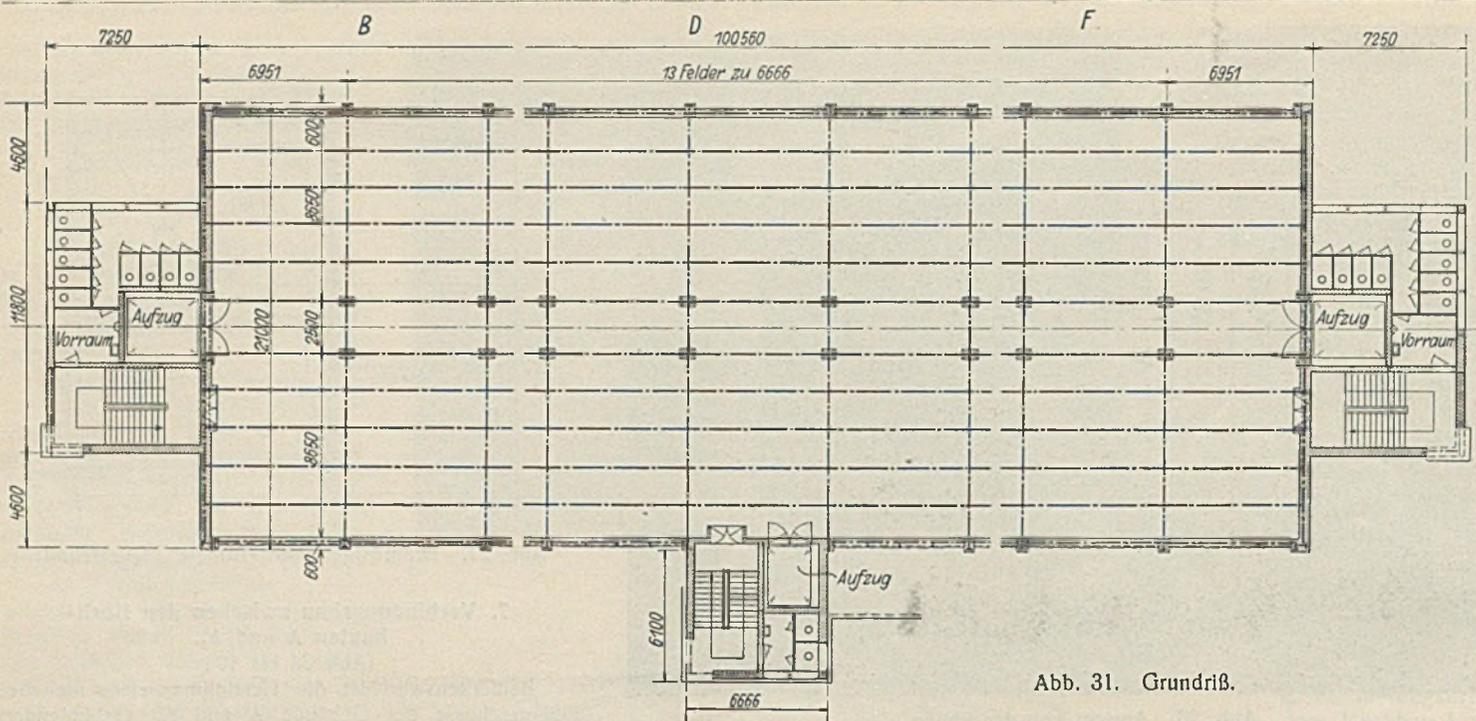


Abb. 31. Grundriß.



Abb. 32. Blick von der Straße 10.

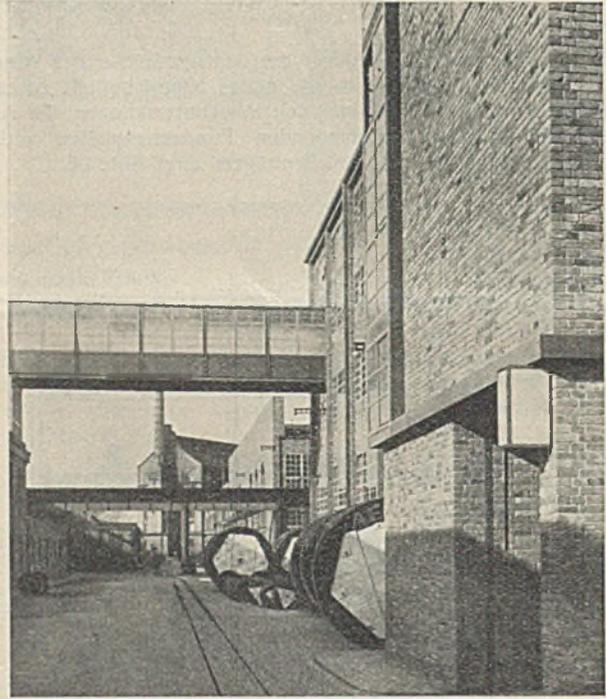


Abb. 34. Ansicht von Straße 10 (s. S. 117).

sind noch die Konstruktionen für die 1100 m lange Generatorgasleitung, der Einbau von drei neuen Kranbahnen in der Sprechhalle von je 240 m Länge, ferner einer größeren Zahl kleinerer Kranbahnen, Bühneneinbauten usw.

Insgesamt wurden an Neukonstruktionen benötigt 5100 t. Außerdem wurden 800 t Konstruktionen und Träger ab- und wieder aufgebaut.

Mit der Lieferung und Montage

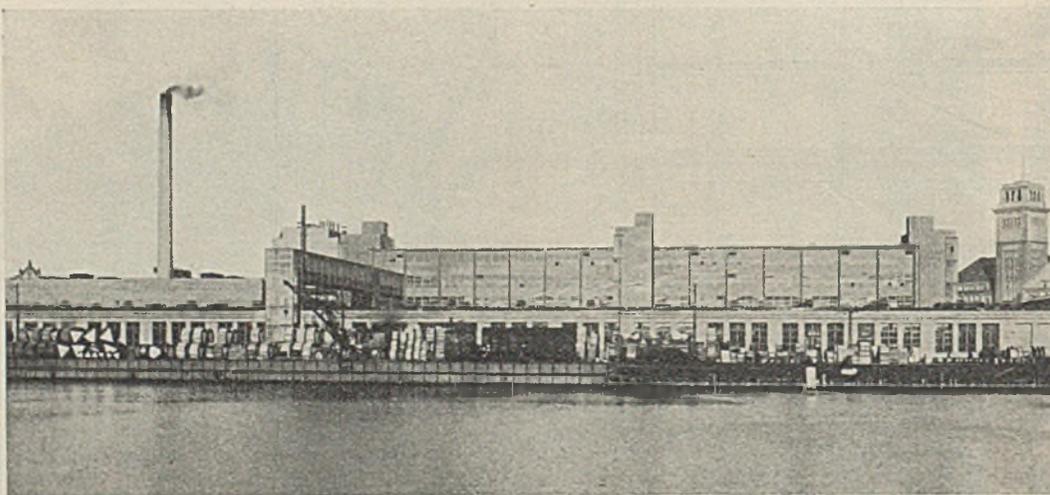


Abb. 33. Ansicht vom Spreeufer.

Abb. 28 bis 33. Hochbau A<sub>g</sub>.

der Stahlkonstruktionen wurden beauftragt A. Druckermüller G. m. b. H., Berlin - Tempelhof, und Thyssen Eisen- und Stahl A. - G., Berlin-Wittenau. Die Bauarbeiten einschl. der Fundierungen wurden ausgeführt von den Firmen: Actiengesellschaft für Bauausführungen, Philipp Holzmann Akt. - Ges., A. Mast, Boswau & Knauer Akt. - Ges., sämtlich in Berlin.

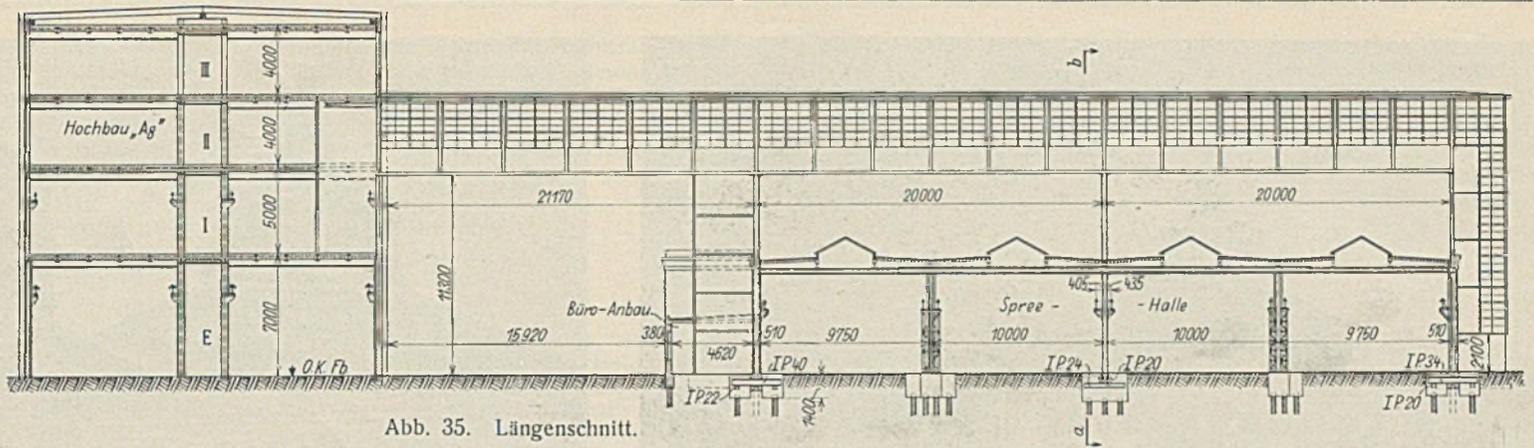


Abb. 35. Längenschnitt.

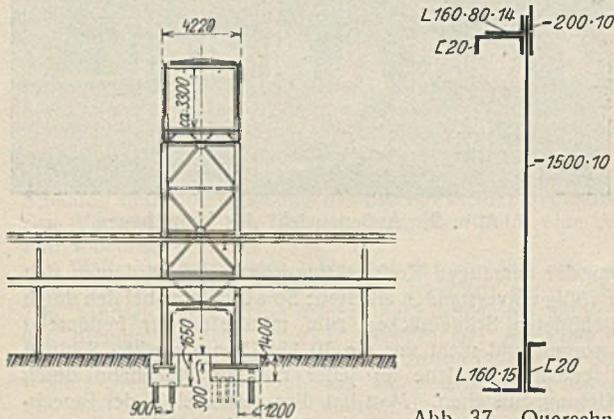


Abb. 36. Querschnitt.

Abb. 34 bis 37. Querschnitt des Brückenträgers.

Abb. 34 bis 37. Verbindungsbrücke vom Hochbau A<sub>8</sub> zur Spreehalle.

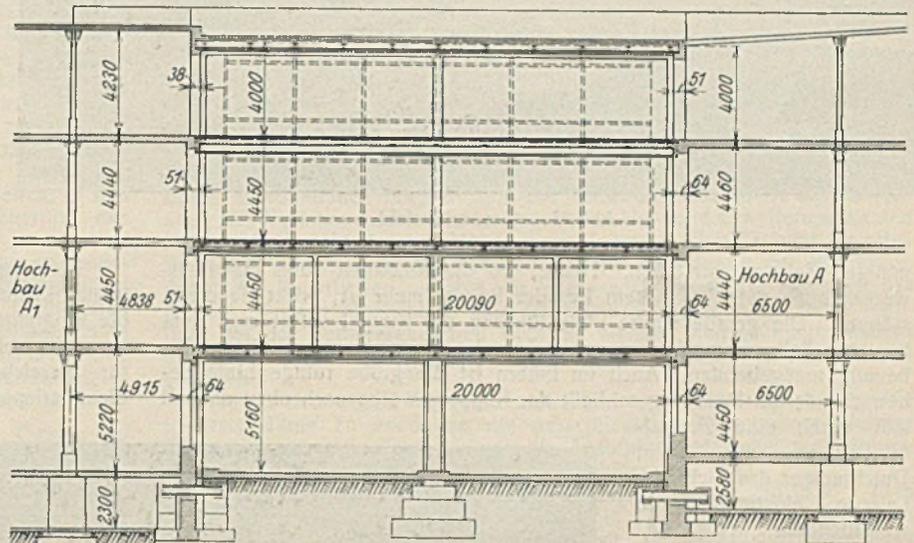


Abb. 38. Längenschnitt.

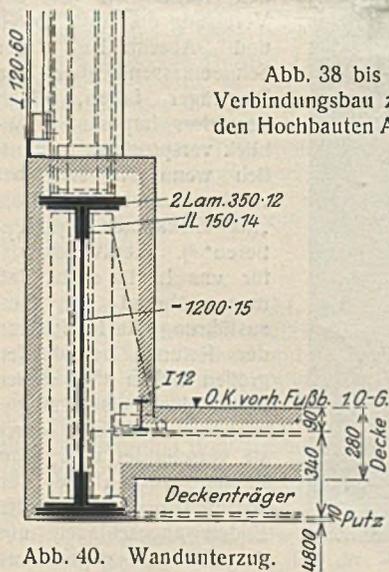


Abb. 40. Wandunterzug.

Abb. 38 bis 40. Verbindungsbau zwischen den Hochbauten A und A<sub>1</sub>.

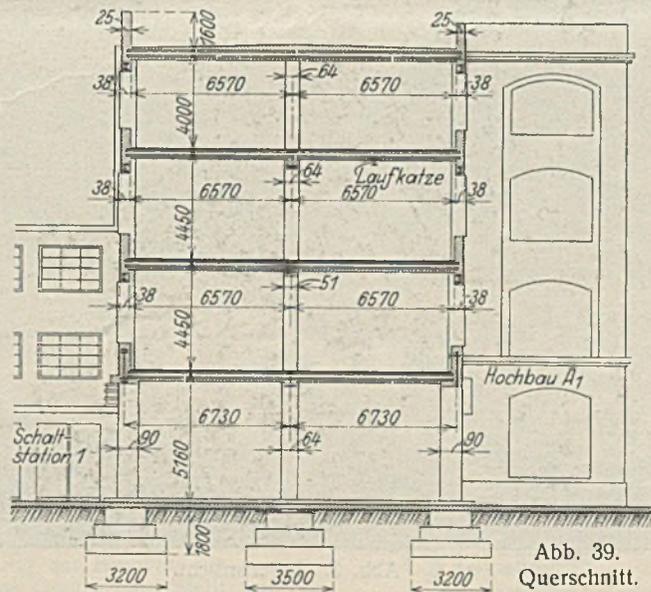


Abb. 39. Querschnitt.

**Entwurf und Bauleitung.**

Die Gesamtentwürfe wurden aufgestellt von der Bauabteilung der Fabriken-Oberleitung der A. E. G. unter Leitung von Oberingenieur Heideck, in dessen Händen auch die Bauleitung lag. Die architektonische Bearbeitung der Entwürfe erfolgte durch das Atelier des Architekten B. D. A. Ziesel.

Die konstruktive Bearbeitung aller tragenden Bauteile, auch der umfangreichen Eisenbeton- und Fundierungsarbeiten, sowie die Aufstellung der statischen Berechnungen wurden durch das Büro des Verfassers erledigt.

**Die größte Kuppel der Welt.  
Aus der Geschichte des Stahlbaues.**

In letzter Zeit ist in der Tages- und der technischen Fachpresse viel von Kuppelbauten und den beachtlichen neuesten Leistungen auf diesem Gebiet die Rede gewesen. Es sei in diesem Zusammenhang an ein älteres Bauwerk erinnert, das — vor mehr als einem halben Jahrhundert in Schweißeisen erstellt — an Spannweite und Kühnheit der Kuppelkonstruktion auch die jüngsten Ausführungen weit hinter sich läßt, an den im Jahre 1873 erbauten eisernen Zentralbau für die Weltausstellung in Wien, der mit 105 m Spannweite auch heute noch die größte Kuppel der Welt ist<sup>1)</sup>.

Ausgezeichnet ist die äußere Erscheinung des unter dem Namen „Rotunde“ bekannten Wiener Bauwerkes. Klar und straff gliedern die

oberhalb der dünnen Blechhaut liegenden Versteifungsrippen und Ringträger die konische Kuppel und geben den Grundakkord für den Rhythmus, in dem sich der gewaltige Bau bis zur Höhe von 85 m empor-schwingt. Die Maskierung des oberen Teiles im Stil des Wiener Barocks entspringt dem Wunsch, die Bekrönung als Blickfänger im Stadtbild möglichst „repräsentativ“ zu gestalten und mit den Vorbauten der Halle als Ganzes zu behandeln, und ist nur aus der Dekorationssucht der da-

<sup>1)</sup> Die im Jahre 1894 ebenfalls in Eisen für die Ausstellung in Lyon gebaute Kuppel hatte zwar einen Durchmesser von 110 m, wurde jedoch wieder demontiert.

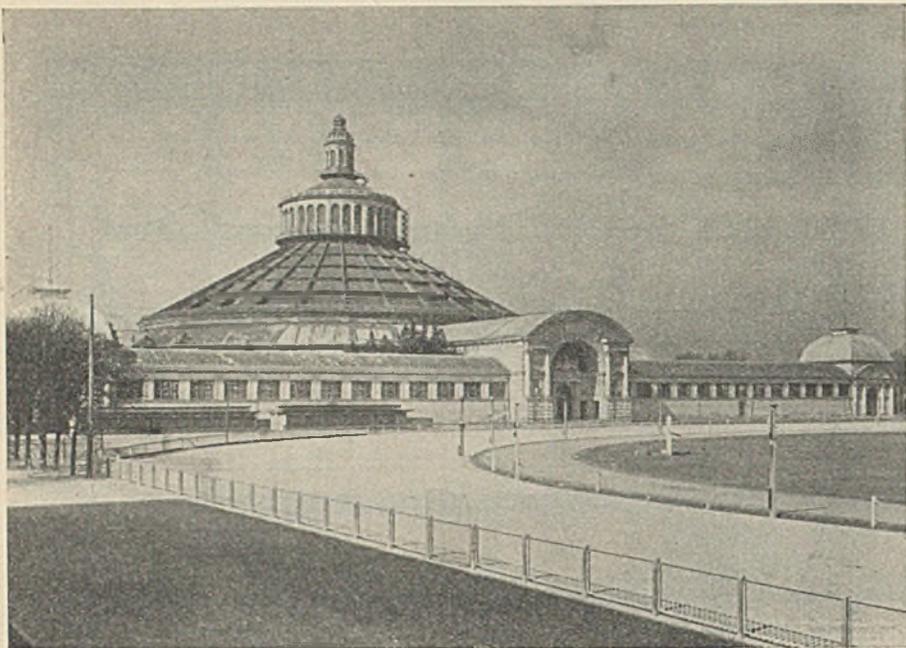


Abb. 1. Gesamtansicht.

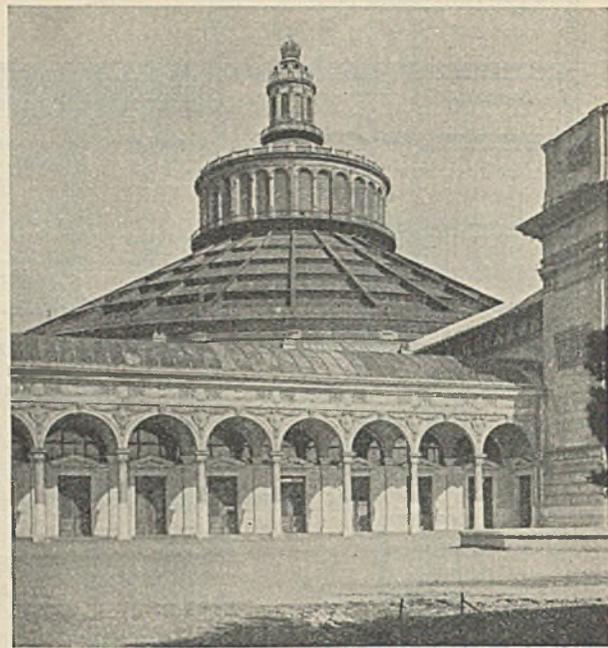


Abb. 2. Außenansicht des Hauptbaues.

maligen Zeit zu verstehen. Heute, wo die Schönheit eines Ingenieurwerkes auch dem Laien kein fremder Begriff mehr ist, wirkt sie etwas störend. Die gerade straffe Linienführung der Kuppel selbst sagt dem heutigen Zeitgeschmack dagegen noch mehr zu als dem zur Zeit der Erbauung maßgebenden. Auch im Innern ist die große ruhige Linie beherrschend; ein Druckring schließt das Kuppelgewölbe nach oben ab und läßt durch eine Zentralöffnung von über 20 m Durchmesser das Licht der Laterne einströmen, in wohlthuendem Gegensatz zu dem störenden und unruhigen Eindruck, den sternförmig zusammengeführte Radialrippen bei anderen Kuppelbauten vielfach erzeugen.

Die Form der Kuppel geht auf eine Idee des englischen Schiffbau-Ingenieurs Scott Russel zurück, welcher jedoch an Berechnung, Projektaufstellung und Ausführung des Bauwerkes keinen Teil hatte. Diese stammen vielmehr von der Bauabteilung des Ingenieurbureaus der Weltausstellung und der deutschen Firma Harkort-Dulburg.

Auf 32 schweißeisernen genieteten Stützen von 24,4 m Höhe erhebt sich die kegelstumpfförmige Hauptkuppel, die — von unten nach oben abnehmend — aus 12, 11 und 10 mm starken überlappt genieteten Eisenblechen hergestellt ist und je einen Zug- und Druckring besitzt. Der Außendurchmesser beträgt 107,8 m, der Durchmesser von Mitte Stütze bis Mitte Stütze 104,8 m. 30 radiale Versteifungsrippen, deren Stehblechhöhe von 1,50 m auf 0,61 m und deren Obergurtplattenbreite von 0,6 m auf 0,4 m abnimmt, sowie vier Ringträgerstränge sorgen für die Aussteifung der Blechhaut. Die Höhe bis zum Druckring beträgt 48,2 m. Auf diesem steht die 18,6 m hohe Hauptlaterne von 30,9 m Durchmesser, deren Dachhaut ebenfalls aus einer kegeligen Eisenblechkuppel mit Zug- und Druckring gebildet wird. Die Blechstärke dieser zweiten 30,9 m weit gespannten Kuppel beträgt nur 5,6 mm, ihre Versteifungsrippen liegen innen. Die darüber angeordnete zweite Laterne ist mit Holz und Zinkblech eingedeckt und weist 7,4 m Durchmesser und 13,2 m Höhe auf. Die Gesamthöhe der Konstruktion ist mithin 80,0 m oder — einschließlich der 5,3 m hohen Bekrönung — 85,3 m. Das Gesamteisengewicht beträgt ohne Stützen 2750 t, mit Stützen 3975 t.

Mit manchem der damaligen Konstruktionsgrundsätze wird man sich heute nicht mehr völlig einverstanden erklären: So würde man bei den durch die Ringträger gebildeten Schneesäcken zum mindesten für bedeutend besseren Abfluß sorgen und nicht nur die 10 bis 12 mm starken Schlitzlöcher für ausreichend erachten, welche an jeder zweiten Blechbahn durch die überlappte Nietung entstehen. Man hat dies seinerzeit in der Berechnung durch verhältnismäßig hohe Belastungsannahmen (100 kg/m<sup>2</sup> für ständige, 200 kg/m<sup>2</sup> für zufällige Schnee- und Windlast) berücksichtigt und sich von den Kaskaden, die bei Vereisung der Abflußritzen und Abschmelzen der Schneemassen über die Ringträger fallen, einen besonders imposanten Anblick versprochen, namentlich wenn sie sich bei wieder eintretendem Frost „als Eiskaskaden präsentieren“<sup>2)</sup>. Merkwürdig ist für uns heute auch, daß man während der Bauausführung die im Inneren der Rotunde befindlichen großen Eichen noch stehen ließ und sie erst umlegte, nachdem ein Unfall durch sie verschuldet war. Zum Ziehen wurden die Versteifungsrippen an beiden Enden angeschlagen und der Obergurt gegen Ausknicken beiderseits ver-

spannt; eine solche Verspannung blieb an einem Ast hängen und riß, wodurch der Träger zu Bruch ging und abstürzte.

Im übrigen ist die interessante Montage ohne Unfall verlaufen. Zuerst wurde der Zugring ausgelegt und vernietet, sodann wurde er von außen aufgestellten Böcken aus mit 64 Schraubenspindeln in Stufen von 300 bis 500 mm in einem gehoben; hierbei wurden die Stützen stückweise untergebaut. Die auf einmal angehobene Konstruktion betrug zuletzt 1600 t, die größte Tagesleistung anfänglich 1700 mm, zuletzt 1100 mm Hebung. Gleichzeitig war auf fester Rüstung der Druckring in seiner richtigen Höhenlage zusammengebaut worden. Dann erfolgte von verschiebbaren Rüstungen aus das Aufbringen der Versteifungsrippen, die je 15 t schwer und, wie oben geschildert, für die Montage verspannt waren. In 20 Tagen waren alle 30 Stück aufgebracht, wobei bemerkt sei, daß für die Flaschenzüge 63 mm starke Seile verwandt wurden. Von beweg-

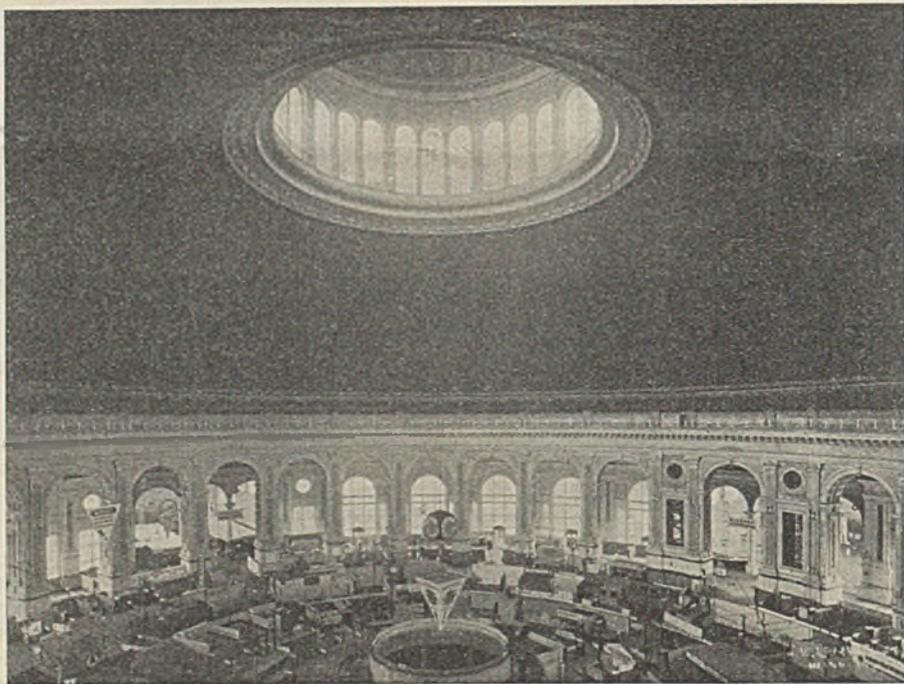


Abb. 3. Innenansicht.

<sup>2)</sup> Vergl. Zeitschr. d. Österreich. Ingenieur- u. Architekten-Vereins, 1873.

lichen Hängerüstungen aus wurden die Bleche der Dachhaut montiert und gleichzeitig, von fester Rüstung aus, die Laternen. Besondere Sorgfalt wurde auf die gute Dichtung der Fugen verwandt: Größere wurden mit Blei verstemmt, kleinere ausgekittet.

In überraschend kurzen Fristen wurde das Bauwerk fertiggestellt:

17. Oktober 1871: Auftragerteilung an Harkort,  
11. März 1872: Montagebeginn,  
1. Februar 1873: Freisetzen der Konstruktion,

### Verschiedenes.

**Durch raumsperrende Traggerüste verbaute Räume.** Herr Czech kritisiert unter vorstehender Überschrift in Heft 2 vom 25. Januar 1929 des „Stahlbau“ die raumsperrende Wirkung von Eisenbetontraggerüsten in Hochbauten und geht dabei aus von einem bekannten Geschäftshausneubau in Essen. Nach seiner Angabe seien in diesem Bau Unterzüge verwandt, die bei 7 m Spannweite 80 cm Höhe aufwiesen. Die Trägerhöhe sei übertrieben und zurückzuführen auf das „Wirtschaftlichkeitsprinzip der Eisenbetonunternehmer“, das darin bestehe, daß ohne Rücksicht auf die Raumbildung möglichst große Betonquerschnitte angewandt würden, um an Eisenquerschnitt und damit an Kosten zu sparen. Wären diese Behauptungen zutreffend, so würde die unverkennbare Bevorzugung des Eisenbetons für Geschäftshausbauten schwer zu verstehen sein<sup>1)</sup>.

Zunächst scheint Herrn Czech die Tatsache unbekannt zu sein, daß einer Vergrößerung des Betonquerschnittes sehr enge Grenzen gesetzt sind, weil der Ersparnis an Eisen Mehraufwendungen an Beton und Schalung und eine Erhöhung des Eigengewichtes gegenüberstehen, so daß eine Vergrößerung des Betonquerschnittes bald eine Verteuerung des Baues bedingt.

Weiterhin hat er sich leider bei der von ihm angenommenen Spannweite der fraglichen Deckenbalken erheblich geirrt. Sie beträgt nicht 7 m, sondern 9,8 m: Nun wächst bekanntlich bei ähnlichen Grundrissen das Biegemoment eines Unterzuges bei Annahme gleichbleibender Belastung je Flächeneinheit mit der dritten Potenz der Seitenlänge. Eine weitere Steigerung bedingt das dabei gleichzeitig zunehmende Eigengewicht. Das tatsächliche Moment in dem fraglichen Balken ist somit

mindestens  $\frac{9,8^3}{7,0^3} \cdot 1,2 = 3,3$  mal so groß, wie es von Herrn Czech auf

Grund seiner irrümlichen Einschätzung der Stützweite vorausgesetzt war. Die etwa mit der Quadratwurzel des Biegemomentes wachsende Trägerhöhe hätte sich somit  $\sqrt[3]{3,3} = 1,8$  mal größer ergeben, wenn Herr Czech die Stützweite zutreffend ermittelt hätte. Er wird nach Vornahme dieser Berichtigung nicht bestreiten können, daß seiner Behauptung einer übertriebenen Trägerhöhe und seinen daraus gezogenen Schlußfolgerungen jeder Boden entzogen ist.

Was den von Herrn Czech den Architekten gegebenen guten Rat anbelangt, so wird es ihn vielleicht interessieren, daß Bauherr und Architekt in diesem Falle schon — ohne den Rat des Herrn Czech abzuwarten — einen Vergleichsentwurf in Eisenskelettbauweise hatten aufstellen lassen. Die Trägerhöhen der fraglichen Deckenunterzüge ergaben sich dabei keineswegs merklich niedriger als die in Eisenbeton ausgeführten.

Aus diesen und anderen Gründen entschied der Vergleich zugunsten des Eisenbetons.

Dr.-Ing. Gaede.

Das nächste wäre wohl gewesen, Herr Dr. Gaede hätte nicht nur die von mir geschätzte Stützweite, sondern auch die von mir geschätzte Höhe der Deckenbalken und Unterzüge berichtigt. Jedenfalls wird die tatsächliche Höhe nicht geringer sein, sonst hätte sie Herr Dr. Gaede oben sicherlich berichtigt. An der Tatsache, auf deren Feststellung es mir einzig und allein ankam, daß die Deckenbalken und Unterzüge mit ihren Höhen- und Breitenabmessungen bei der vorhandenen Geschoßhöhe raumvernichtend wirken, ändert die Berichtigung nichts.

Daß vom Standpunkt der Wirtschaftlichkeit der Vergrößerung der Bauhöhe, d. h. der Vergrößerung des Betonquerschnittes und gleichzeitiger Verringerung des Eisenquerschnittes eine Grenze gezogen ist, ist mir ebenso bekannt wie die Tatsache, daß die Verringerung der Bauhöhe, die zum doppelt bewehrten Balken führt, erst recht eine Grenze hat. Stellt man beiden Bauweisen — dem Stahlbau wie dem Eisenbetonbau — die Forderung der gleichen Bauhöhe, so macht man den Eisenbetonbau einfach unmöglich.

<sup>1)</sup> Der Verfasser urteilt hierbei offenbar nach den Gewohnheiten seines engeren Wirkungskreises. Daß eine unverkennbare und in starkem Maße wachsende Abneigung gegen die Verwendung von Eisenbeton im Geschäftshausbau heute eingesetzt hat, beweist die große Zahl unserer Veröffentlichungen; u. a. auch die Tatsache, daß sich beispielsweise in Berlin unter Dutzenden in Ausführung begriffener oder in jüngster Zeit in Stahl ausgeführter Geschäftshausbauten nur ganz verzelte Ausführungen in Eisenbeton finden. Daß auch in süddeutschen Großstädten, die früher als Hochburgen des Eisenbetonbaues galten, die Verwendung von Stahlkonstruktionen für Geschäftshausbauten immer mehr zunimmt, beweisen die mehrfachen Veröffentlichungen hierüber in unserer Zeitschrift und anderen Fachblättern. Wir werden in nächster Zeit Veröffentlichungen einiger weiterer bemerkenswerter Ausführungen in süddeutschen Großstädten folgen lassen.

Die Schriftleitung.

8. März 1873: Fertigstellung des Bauwerkes einschließlich Beseitigung der Rüstungen (jedoch ohne die später bestellten Dachtreppen).

In noch nicht 11 Monaten waren also die eigentlichen Montagearbeiten dieses fast 4000 t schweren, für die damalige Zeit in den Abmessungen und in der Kühnheit der Konstruktion durchaus ungewöhnlichen Bauwerkes durchgeführt, das ein Ruhmesblatt in der Geschichte des Stahlbaues darstellt.

Ich habe den Architekten nicht dazu geraten, Vergleichsentwürfe in beiden Bauweisen aufzustellen bzw. aufstellen zu lassen, sondern dazu, die Bauhöhen und Querschnitte, über die nicht hinausgegangen werden darf, vor Einholen der Angebote festzulegen. Im vorliegenden Falle lagen dem Angebot in Stahl 40 cm hohe Unterzüge zugrunde. Für mich ist der Unterschied zwischen 40 und 80 cm merklich.

Den Vergleich, der im vorliegenden Falle zugunsten des Eisenbetons entschieden hat, kann ich nicht ernst nehmen. Ein arrivierter Eisenbetonbau-Unternehmer (nicht die ausführende Firma!) baut auf eigene Rechnung ein Spekulationsobjekt. Als Fachmann muß er wissen, wie und mit welchen Mitteln man am billigsten baut. Das allein hat über die Bauweise entschieden; der Käufer oder Mieter mag nunmehr zusehen, wie er mit den gedrückten Räumen zurechtkommt.

Czech.

**Schweißung von Stahlkonstruktionen bei einem Hotelumbau.** Einen entschiedenen Fortschritt in der Schweißtechnik stellt die Anwendung des Verfahrens bei den umfangreichen Um- und Erweiterungsbauten für das Homestead Hotel in Hot Springs (Va.) dar. Entscheidend für seine Wahl war der Wunsch der Hotelleitung, die Belästigung der Hotelgäste durch die Bauarbeiten — also vor allem auch durch das Geräusch des Nietens — nach Möglichkeit einzuschränken: Gerade nach dieser Richtung hat das Schweißverfahren sich zur vollsten Zufriedenheit bewährt und zur Vermeidung jeder Störung des Hotelbetriebes wesentlich beigetragen.

Neben den neuen Vervollkommnungen des Schweißprozesses sind in erster Linie zu erwähnen die ausschließliche Verwendung gleicher Walzprofile für alle Säulen sowie die Ausbildung einfacher und einheitlicher Formen für Stützen- und Trägeranschlüsse.

Die neue Anlage besteht aus einem mittleren Turmbau von  $18,30 \times 23$  m Grundfläche und 54,86 m Höhe, gegliedert in 11 Stockwerke und bekrönt von einem kuppelartigen Dach mit schlankem Laternenaufbau. Auf beiden Seiten wird der Mittelbau eingefasst von sechsstöckigen Seitenflügeln von je  $12,19 \times 14,37$  m, die auch die Verbindung mit dem Hauptbau des alten Hotels vermitteln.

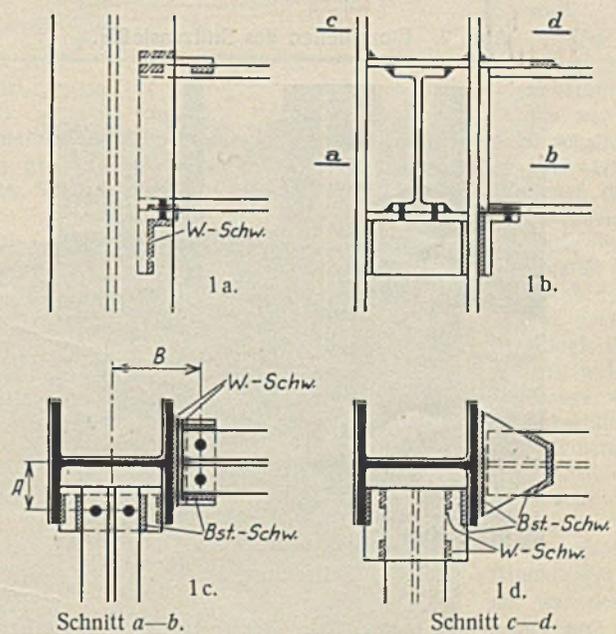


Abb. 1. Regelanschluß.

Die Ermittlung der Lasten und Beanspruchungen erfolgte nur für den Turmbau, wobei die Anschlüsse zwischen Stützen und Trägern unter Zugrundelegung einer Beanspruchung von  $1265 \text{ kg/cm}^2$  so ausgebildet wurden, daß die in den Knotenpunkten entstehenden Momente auch bei Schweißung aufgenommen wurden. Für die Werkstattarbeit hätte man an sich beim Nietens bleiben können, die American Bridge Co. als ausführende Firma legte jedoch Wert auf möglichst ausgedehnte Anwendung des Schweißverfahrens auch für diesen Teil der Arbeiten.

Als Höchstbeanspruchung der Schweißstellen sind 3000 lb. (engl. Pfund) für 1 lfd. engl. Zoll auf die  $\frac{3}{8}$  starke Schweißnaht, d. h. rd. 535 kg je cm Länge der rd. 10 mm starken Schweißnaht angenommen auf Grund umfassender Versuche, die auf Veranlassung der genannten

Firma beim U.S. Bureau of Standards in Washington vorgenommen waren. Der Entwurf des Tragwerkes erfolgte in der üblichen Weise mit der Ausnahme, daß die Enden der Träger und Unterzüge — statt mit den Flanschen verbunden zu werden — auf einfachen Lagern verlegt wurden, was das genaue Ablängen der Walzprofile überflüssig machte und viel Schweißarbeit auf dem Bau ersparte.

Ferner hat es sich als wichtig erwiesen, für die Stützen und Träger der Stahlkonstruktion eines Geschosbaues möglichst gleiche Profile und gleiche Längen zu wählen und — da jede Handarbeit die Gesteungskosten schnell verteuert — schon beim Entwurf der Anschlüsse alles Lochen und Bohren möglichst zu vermeiden.

Im vorliegenden Fall erlaubte die Verwendung gleicher Stützenabmessungen die Verwendung gleicher und gleichlanger Deckenträger für mehrere Geschosse und eine Reihe anderer serienweis hergestellter Einzelteile. Abb. 1 zeigt einen Regelanschluß von Träger und Stütze: Die

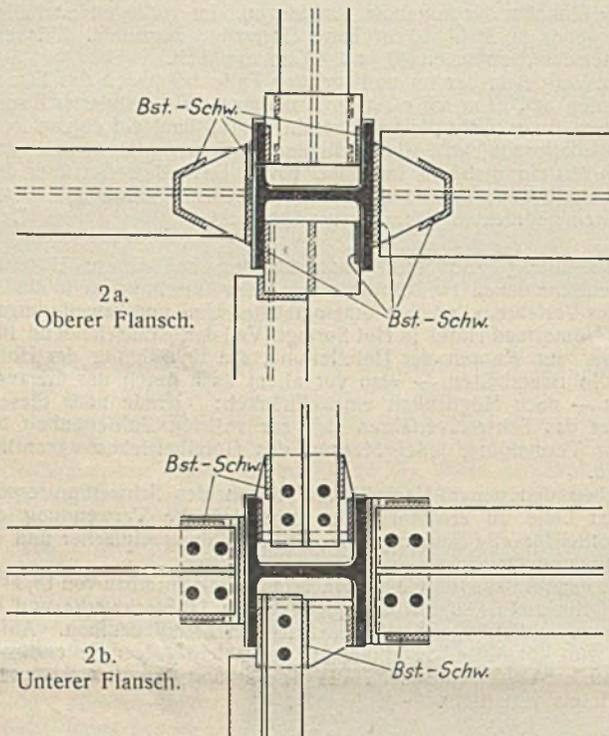


Abb. 2. Einzelheiten des Stützenstoßes.

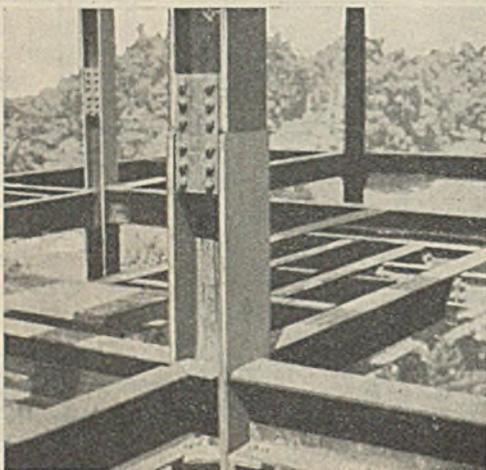


Abb. 3. Spitzenrost, Ansicht.

in die Stützwinkel- und unteren Trägerflanschen gebohrten Löcher stellen die gesamte für die Verlegung der Träger erforderliche Bohrarbeit dar. Außer der schon erwähnten einheitlichen Bemessung aller Trägerlängen ist eine weitere Verringerung der Stücknummern durch die Innehaltung der Abmessungen A und B (Abb. 1c) erzielt. Die Anordnung der zwischen den Säulenflanschen geschweißten Stützwinkel ist dabei zunächst von der Länge der auf ihnen ruhenden Unterzüge abhängig: Diese wurden zugeschnitten und konnten so — schräg geneigt — über die im Innern der Säule liegenden Stützwinkel geschoben werden, ohne daß die Stützen selbst hätten geneigt werden müssen. Ein großer Vorteil dieser Anordnung der Stützwinkel war die Vermeidung einer Unzahl durch die verschiedenen Flanschstärken sonst bedingter kleiner Teile.

Der in Abb. 2 u. 3 dargestellte Stützenstoß stellt eine Sonderausführung dar und wurde durch zwei mit Bolzenlöchern versehene Platten gebildet, die zwischen den Flanschen eingesetzt und in der Werkstatt mit

diesen so verschweißt wurden, daß sie von der Säulenmitte gleichmäßigen, bestimmten Abstand hatten. Am Bauplatz wurden die beiden Teile des Säulenschaftes dann aufeinandergesetzt, miteinander durch Bolzen verschraubt, jede Bohr- und Nietarbeit wurde auf der Baustelle vermieden.

Zur Übertragung der Windkräfte werden die unteren Flansche der Trägerenden mit den vorstehenden Flanschen der Stützwinkel verschweißt und die oberen Flansche mit der Stütze durch ein aufgeschweißtes Knotenblech verbunden (Abb. 1a u. 1b).

Abb. 4 zeigt die Ausbildung der etwas nach innen zu auf die Unterzüge aufgesetzten Stützen im achten Stock: Sie ruhen auf einer Fußplatte über dem Anschluß von Längs- und Querträger, wobei die letzteren so bemessen werden, daß nach Abb. 5 ihre Flansche mit denen der ersteren verschweißt werden können.

Die Aufstellung der Stahlkonstruktion geschah mit Hilfe eines 12 t Ausleger-Krans von einem dicht an der Außenseite des Gebäudes aufgestellten Turmgerüst aus, das während der ganzen Bauzeit nicht verschoben zu werden brauchte.

Beim Aufstellen wurden die Stützen und Träger — geschosweise — zunächst durch Bolzen angeschlossen und dann dort, wo diese Verbindung nicht endgültig genügte, zum Schweißen der Anschlüsse geschritten, während darüber die Konstruktion des nächstoberen Stockwerkes aufgestellt wurde. Für die Ausführung der Schweißarbeiten genügten zwei Schweißer, die mit den übrigen Arbeiten bequem Schritt zu halten ver-

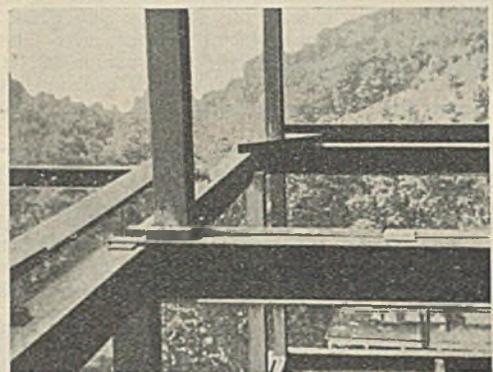


Abb. 4. Stützen im 8. Stockwerk, Ansicht.

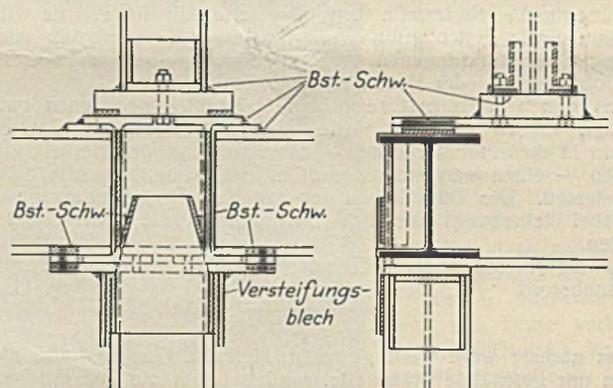


Abb. 5. Einzelheiten der Stützen im 8. Stockwerk.

mochten; der erforderliche Strom wurde teils durch die eigene Kraftanlage des Hotels, teils von einem fahrbaren Generator mit Benznantrieb geliefert.

Da man von vornherein auf die leichte Zugänglichkeit aller zu schweißenden Teile Bedacht genommen hatte und alles Schweißen über Kopf vermieden war, konnte die Aufstellung einer besonderen Rüstung für die Schweißer gespart werden.

Für die schrägen Dachflächen waren T-Träger zur Aufnahme der fertig vom Werk gelieferten Dachplatten an die stählernen Sparren geschweißt. Zur Vermeidung der für die genaue Dimensionierung dieser kleinen Einzelteile sonst erforderlichen großen Werkstattarbeit wurden T-Sprossen einige Zoll länger vom Werk direkt angeliefert, an Ort und Stelle mit dem Schneidbrenner passend zugeschnitten und verschweißt, was sich als einfach und wirtschaftlich bewährte.

Auch sonst haben sich bei der Aufstellung der 560 t wiegenden Stahlkonstruktion keinerlei Schwierigkeiten gezeigt und die mit Hilfe des Schweißverfahrens und der im vorstehenden geschilderten zielbewußten Entwurfsgestaltung erreichten Zeiten sind als außerordentlich gute zu bezeichnen.

**INHALT:** Der Fördergerüst-Neubau Kaiser-Wilhelm-Schacht der Hohenzollerngrube. — Die Stahlkonstruktion für die Neu- und Umbauten der Allgemeinen Elektrizitäts-Gesellschaft im Kabelwerk Oberspree in Berlin-Oberschöneweide in den Jahren 1927/28. (Schluß.) — Die größte Kuppel der Welt. Aus der Geschichte des Stahlbaues. — Verschiedenes: Durch raumsperrende Trägergerüste verbaute Räume. — Schweißung von Stahlkonstruktionen bei einem Hotelumbau.