

# DER STAHLBAU

Schriftleitung:

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

Fernsprecher: C I Steinplatz 0011

Professor W. Rein, Breslau, Technische Hochschule. — Fernsprecher: Breslau 421 61

Beilage  
zur Zeitschrift

## DIE BAUTECHNIK

Fachschrift für das ge-  
samte Bauingenieurwesen

Preis des Jahrganges 10 RM und Postgeld

8. Jahrgang

BERLIN, 16. August 1935

Heft 17

Alle Rechte vorbehalten.

### Stahlbauwerke der Zinkerzöstanlage für die Zinkelektrolyse G. m. b. H. in Magdeburg-Rothensee.

Von H. Schmutde, V.D.I., Köln-Kalk.

Die elektrolytische Herstellung von Zink durch Erfassung des Einflusses der Verunreinigungen ist in bezug auf die praktische Herstellung des Elektrolytzinkes in den vergangenen Jahren wohl weiter vervollkommen, sonst aber grundsätzlich nicht geändert worden. Neuere Ermittlungen ergaben, daß die heimischen Bodenschätze genügen, den gegenwärtigen Zinkbedarf zu decken. Dieses Erkenntnis war nicht neu. Schon vor Jahren reifte daher der Plan, Deutschland in der Zinkversorgung vom Ausland möglichst unabhängig zu machen. Zu verwirklichen war ein solcher Plan jedoch nur durch Errichtung einer neuen großen Zinkhütte unter Stützung und mit Beihilfe einer starken Regierung. Interessierte private Kreise hatten auf eigenes Risiko vor Jahren schon mit der Ausarbeitung technischer Einzelheiten hiefür begonnen. Die Ausführung konnte aber erst 1933 nach dem Umbruch Deutschlands in Angriff genommen und beendet werden.

Das zur Verfügung stehende Baugelände in Magdeburg-Rothensee hat zum größten Teil wenig tragfähigen Boden, der durch umfangreiche und teure Pfahlgründung künstlich verfestigt werden mußte. Die Belastungen aus den maschinellen Einrichtungen und Apparaten sowie die Menge und damit die Gewichte der zu verarbeitenden Rohstoffe lagen fest. Zu beeinflussen waren die Bodenbelastungen und die Kosten der Gründungen nur durch Wahl einer Bauweise mit möglichst geringem Eigengewicht.

In vielen Gebäuden müssen sich die Arbeitsvorgänge übereinanderliegend, also in mehreren Geschossen, abspielen. Für die einzelnen Geschosse standen keine beliebig großen Höhenabschnitte zur Verfügung, noch weniger aber für die Bauhöhen der Decken. Sie mußten deshalb sehr beschränkt werden. Die Geschosse konnten

ihre Tagesbelichtung nur durch entsprechend niedere, langgestreckte oder hohe, durchgehende Wandfenster erhalten.

Da mit dem Neubau der Zinkhütte die elektrolytische Gewinnung von Feinzink in besonders großem Ausmaße wohl zum ersten Male verwirklicht wurde, mußten Änderungs- und Ergänzungsmöglichkeiten bei der Planung ganz besonders beachtet werden. Dabei sollten aber diese evtl. Änderungen jederzeit einfach, schnell, billig und mit geringster Störung des Betriebes durchführbar sein.

Alle diese Forderungen konnten am besten durch die Stahlbauweise erfüllt werden. Fast alle Gebäude der neuen Zinkhütte sind daher auch als Stahlerrippbauten ausgeführt.

Für die Leitung der neuen Zinkhütte, der Zinkelektrolyse G. m. b. H., war es eine Selbstverständlichkeit, daß nicht nur die fabrikatorischen Einrichtungen nach dem neuesten Stand der Technik ausgebaut, sondern daß auch die vielen hierfür notwendigen Fabrikgebäude und Hallen architektonisch gut durchgebildet wurden und einheitliches Gepräge erhielten.

Wenn früher der Stahlbauingenieur nicht so sehr auf äußere Formgebung und architektonische Ausgestaltung seiner Bauwerke und Konstruktionen geschult war, so ist das in den letzten Jahren wesentlich besser geworden. Durch entsprechende Forderungen der Bauherren, insbesondere durch größere Vertrautheit unserer Baukünstler, der Architekten, mit der Stahlbauweise, wurden Formgebung und Ausgestaltung sowie Zusammenarbeit zwischen Architekt und Ingenieur stark gefördert. Von der verständnisvollen Zusammenarbeit legen die Gebäude der Zinkhütte in Magdeburg gutes Zeugnis ab. Berater der architektonischen Ausgestaltung war Architekt Issel, Berlin.



Bild 1. Gesamtbild der Zinkerzöstanlage, längsseitig.

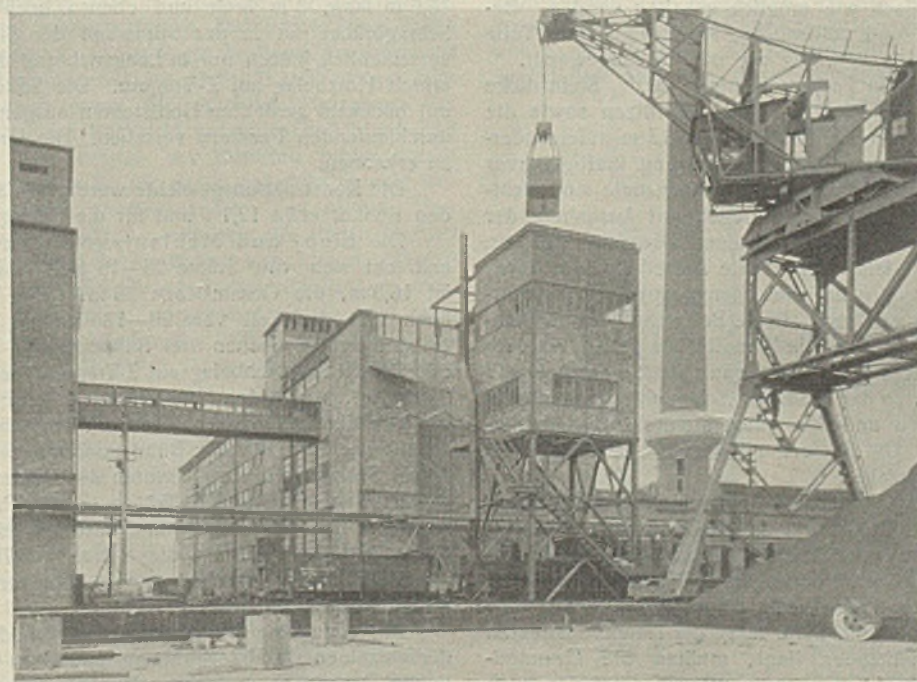


Bild 2. Gesamtbild der Zinkerzöstanlage, stirnseitig.

Von den vielen Bauwerken darf wohl die Zinkerzröstanlage als das bemerkenswerteste angesprochen werden. Mit seinem Aufbau waren baulich vielseitige Aufgaben zu lösen, die zum Teil ganz neuartig waren.

Die Zinkerzröstanlage dient zur Aufbereitung von Zinkerzen durch Rösten in besonders ausgebildeten Röstöfen, denen das Röstgut in bestimmter Körnung und in ununterbrochenem Strom Tag und Nacht zugeführt wird. Die gleichartige Körnung wird teils durch Absieben, teils durch Vermahlen erreicht, die ununterbrochene Zufuhr aus anschließender Stapelung entsprechender Mengen in großen Bunkern. Für die Einhaltung des Verarbeitungsganges ergab sich die Aufstellung folgender Bauwerke:

1. ein Bunkerturm, daran anschließend
2. eine hochgelegene Schrägbrücke, weiter
3. ein Hauptgebäude mit Anbau und schließlich
4. eine große Gassammelleitung.

Das Hauptgebäude enthält im vorderen Teil die Sieberel und Mahlanlage, im hinteren Teil die Röstanlage. Im Anbau sind Büro-, Arbeiter-Aufenthalts- und Waschräume untergebracht. Bild 1 u. 2 zeigen Schaubilder der Gesamtanlage.

Durch einen großen Verladekran werden die Erze mittels Greifer von ihrem Lagerplatz in einen Bunker befördert, der oben in den Bunkerturm eingehängt ist. Von hier wird das Erz auf ein schräg ansteigendes Förderband entleert und durch die Schrägbrücke in den vorderen Teil des Hauptgebäudes geleitet. In diesem vorderen Teil, der Sieb- und Mahlanlage, sind große Blechbunker eingebaut, die das Erz in entsprechender Verteilung aufnehmen. Von den Bunkern gelangt das Erz zu den einzelnen Verarbeitungsmaschinen in diesem Gebäudeteil und von da aus weiter zur Röstanlage. In der Röstanlage sind vier Röstöfen von 7,6 m Durchmesser und 11 m Höhe, Bauart Humboldt, aufgestellt. Die Röstung erfolgt innerhalb der Öfen auf mehreren Etagen, von denen das Röstgut durch Rührwerke und Sturzöffnungen langsam von oben nach unten befördert wird. Den Röstöfen wird das Erz von oben her durch kleine Beschickungsbunker zugeführt, die durch ein Förderband gefüllt werden. Das geröstete Erz wird aus den Röstöfen unten abgezogen und durch ein weiteres Förderband zur Sieb- und Mahlanlage zurückgeleitet. Hier wird es mittels Becherwerk in die zugehörigen Bunker gefüllt und gestapelt. Die bei der Röstung entstehenden, mit Nebenprodukten angereicherten Gase werden von den Röstöfen aus über Staubvorabscheidungen durch gußeiserne Rohre der Gassammelleitung zugeführt und von hier aus weitergeleitet.

Der Verarbeitungsgang bringt verhältnismäßig starke Rauch- und Staubentwicklung mit sich. Aus diesem Grunde mußte die Stahlkonstruktion im Innern der Gebäude so einfach wie möglich gehalten werden. Besonderer Wert wurde auf glatte und vollwandige Ausführung aller Teile gelegt und Fachwerkkonstruktionen so wenig wie möglich angewandt.

Die Umfassungswände erhielten Fachwerkgerippe für  $\frac{1}{2}$  Stein dicke Ausmauerung mit reichlichen Fensterflächen. Die Eckstützen sowie die bei dem Hauptgebäude in regelmäßigem Abstand von 6,5 m aufeinanderfolgenden Hauptstützen treten infolge starker Bemessung kräftig hervor und von außen sichtbar. Auch die schmalen Zwischenstiele sind sichtbar. Alle sonst noch notwendigen Fachwerkriegel, mit Ausnahme der Fensterriegel, sind hinter dem Mauerwerk angeordnet, also nicht sichtbar. Die Umfassungswände erhielten damit senkrechte Aufteilung, die durch die teils sehr hohen, teils niedrig gehaltenen, langgestreckten Fensterflächen eine wirksame Belebung erfahren. Diese Belebung wird noch dadurch gehoben, daß die Fenster nicht auf die Wandflächen gelegt, sondern etwas darin versenkt sind. Die Dächer sind ganz flach gehalten und nach den Giebeln zu abgewalmt, so daß die Dachflächen auch aus größerer Entfernung nicht sichtbar werden und den guten architektonischen Eindruck nicht verwischen können. Die Eindeckung der Dächer erfolgte mit Zomaksteinen und doppelter Papplage.

Bild 3 zeigt in schematischer Gesamtdarstellung mit Grundriß, Längs- und Querschnitten die Aufteilung der Bauwerke und ihre Hauptabmessungen.

Die Errichtung des Bunkerturmes in größerem Abstand vom Hauptgebäude ergab sich aus betrieblichen Forderungen, stellte ihn aber damit über ein Eisenbahngleis. An der einen Seite dieses Gleises führt eine Verkehrsstraße entlang, an der anderen Seite fährt der Hauptverladekran vorbei. Da alles dicht nebeneinander liegt, mußten die Grundrißabmessungen des Turmes auf 4,8 · 4,8 m begrenzt werden. Bei der durch die Ausführung in Stahl möglichen Einschränkung der Konstruktions-

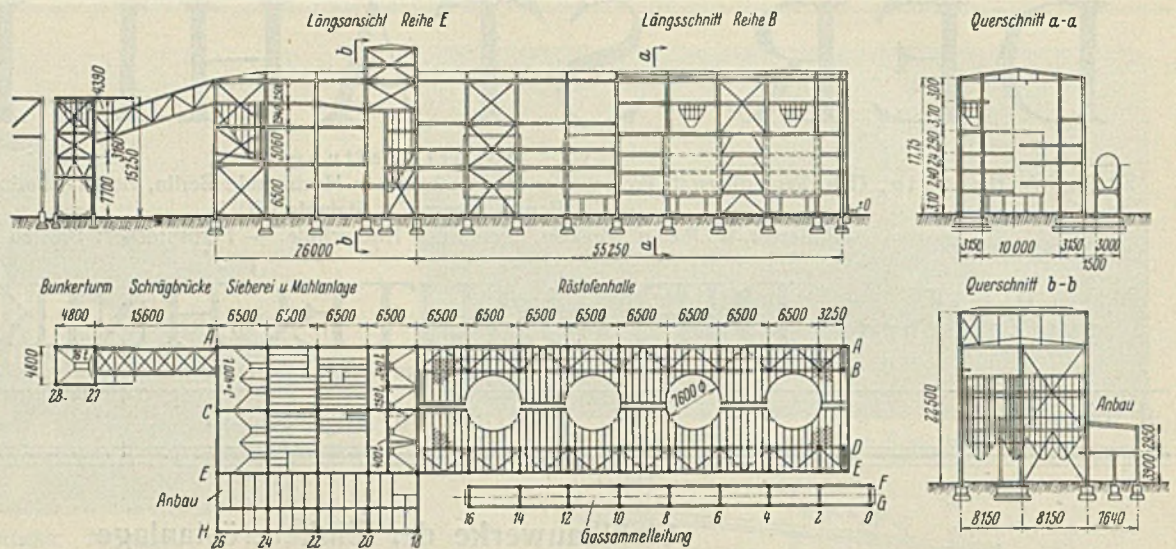


Bild 3. Schematische Gesamtdarstellung der Zinkerzröstanlage.

abmessungen wurde erreicht, daß die vorschriftsmäßige Weite und Höhe für die Eisenbahndurchfahrt durch den unteren Teil des Turmes trotz der beengten Verhältnisse gewahrt blieb. Der am Kopf des Turmes über dem Förderband eingehängte Bunker mußte so hoch angeordnet werden, daß er das geforderte Fassungsvermögen von 76 t erhielt, außerdem aber die Beschickung vom Greifer durch den Verladekran noch zuließ. Die Höhe des Turmes bestimmte sich hiernach zu 15,25 m.

Der Bunker ist ein vierkantiger Trichter mit der für das selbsttätige Abrutschen der feinkörnigen Zinkerze notwendigen Boden­neigung. Da er aus 8 mm-Blechen hergestellt wurde, genügte hierfür eine Schräge von  $50^\circ$ . Zur Aussteifung der Bunkerböden sind Spanten aus  $\square 14$  an der Außenseite der Bleche angeletet. Diese Spanten verlaufen von oben nach unten.

Unterhalb des Bunkers ist in entsprechendem Abstand eine Riffelblechbühne auf I-Trägern eingebaut. Die Bühne liegt mit ihrer Oberkante auf +10,86 m und trägt die Entleerungsvorrichtung für den Bunker und die Beschickungsvorrichtung für das Transportband. Die Antriebsmaschinen für die vorgenannten Vorrichtungen sind auf einer tiefer liegenden Bühne, deren Oberkante auf +7,7 m liegt, aufgestellt. Diese Bühne erhielt Hohlsteindeckung auf I-Trägern. Vier Eckstützen aus IP 20 mit in den Seitenwänden liegendem Strebenwerk bilden das Traggerüst für Bühnen und Bunker.

Zum Schutz der Maschinen ist dieses Traggerüst von seiner Oberkante abwärts bis zur unteren Bühne mit  $\frac{1}{2}$  Stein dicken Fachwerk­wänden mit Fensterflächen umschlossen. Gegen Regeneinfall ist der Bunker oben durch ein ganz flach gebautes, verschiebbares Blechdach geschützt. Dieses Blechdach erhielt vier Laufräder, mit denen es auf besonderen Fahr­bahn­trägern nach der Schrägbrücke hin verfahren werden kann. Zum Ver­fahren dienen Drahtseilzüge sowie eine Handwinde, die auf der 7,7 m-Bühne angeordnet ist. Bild 1 u. 2 lassen den fertigen Bunkerturm erkennen.

Mit dem Bunkerturm starr verbunden ist die Schrägbrücke, die 15,6 m lang, 3 m breit und ebenso hoch ist. Das andere Ende der Schrägbrücke ist in der Stirnwand der Sieberel verschieblich gelagert, verschieblich jedoch nur in Längsrichtung der Brücke. Der Brückenboden erhielt Holzbelag auf I-Trägern. Die Seitenwände sind im unteren Teil mit hochkant gestellten Hohlsteinen ausgemauert und im oberen Teil mit durchlaufenden Fenstern versehen. Die fertige Brücke ist auf Bild 1 u. 2 zu erkennen.

Die Konstruktionsgewichte waren für den Bunkerturm etwa 16,7 t, für den Bunker etwa 12,7 t und für die Schrägbrücke etwa 6,9 t.

Die Sieb- und Mahlanlage ist ein Teil des Hauptgebäudes und erstreckt sich von Stütze 26—18 (s. Bild 3). Die Breite des Gebäudes ist 16,3 m, die Gesamtlänge 26 m. Der Teil von 26—20 ist 17,75 m hoch und der Teil von 20—18 bis auf 22,5 m erhöht. Die in dem Gebäude vorgesehenen drei Bühnen auf +6,75, +11,81 und +14,75 m erhielten Riffelblechbelag auf I-Trägern, berechnet für eine Nutzlast von  $250 \text{ kg/m}^2$ . Außer den Hauptstützen in der Flucht der Außenwände A und E ist noch eine Reihe Stützen in der Mittelachse C vorgesehen. Die Binder­spannweite und die der Bühnenunterzüge wurde damit 8,15 m. Infolge dieser Stützenverteilung konnten die Binder aus I 28 bzw. I 32 und die Stützen aus je einem IP-Träger in den Profilgrößen 18—36 hergestellt werden. Die Bühnenunterzüge bestehen zum größten Teil aus I-Trägern Profil 36—55. Nur für die Bühne +6,75 mußten einige Unterzüge, mit Rücksicht auf die Aufstellung schwerer Apparate als stärkere Blech­träger ausgebildet werden.

Zur Aufnahme der horizontalen Winddrücke sind die Stützen gegen die einzelnen Riffelblechbühnen und oben gegen einen Diagonalverband in der Dachebene verlagert. Von hier aus werden die Reaktionen durch senkrechte Verbände zwischen den Stützen A 26—C 26—E 26, ferner

A 24—C 24 und C 20—E 20 sowie A 18—C 18—E 18 weiter in die Fundamente geleitet.

Zwischen den Stützenreihen 26 und 24 sind zwei große Blechbunker für etwa 400 t bzw. 250 t Fassungsvermögen eingebaut. Oberkante dieser Bunker liegt auf + 14,75, die Ausläufe auf + 7,75. Boden­neigung dieser Bunker ist etwa 50°. Für die Böden und Wände der Bunker wurden 10 mm dicke Bleche verwendet, die durch von oben nach unten verlaufene I- und C-Profile ausgesteift wurden. Die Abstände dieser Aussteifungen waren durchweg 800 mm. Die schrägen Böden und die unteren Teile der senkrechten Wände sind noch mit auswechselbaren Schließblechen belegt. Die Oberseite der Bunker ist durch Riffelblechbühnen mit Trägerlage abgedeckt. In diesem Bühnenbelag sind entsprechende Ausschnitte vorgesehen, durch die die Beschickung der Bunker mittels Transportbänder erfolgt.

Zwischen den Stützen 20 und 18 sind drei weitere gleichartige 10,5 m tiefe Bunker eingebaut, deren Fassungsvermögen 400 t, 150 t und 240 t beträgt. Da die senkrechten Aussteifungsträger hierbei zu große Abmessungen erhalten hätten, wurde ihre Stütz­länge bis zum Ansatz der schrägen Böden durch Anordnung von horizontal verlaufenden Aussteifungsträgern dreimal unterteilt. Die Beschickung dieser Bunker erfolgt ebenfalls von oben, jedoch mittels Becherwerke. Aus diesem Grunde mußte auch der Gebäudeteil oberhalb dieser Bunker bis auf + 22,5 m erhöht und mit zwei weiteren Bedienungsbühnen, Riffelblech auf Trägerlage, in Höhe + 17,25 und 20 m ausgerüstet werden.

Das Gewicht des Stahlrippes der Sieberei und Mahlanlage ist 225 t, d. h. 29 kg/m<sup>3</sup> umbautem Raum. Das Gesamtgewicht der fünf Bunker ist etwa 136 t.

Die Röstofenhalle erstreckt sich über den Gebäudeteil von 18 bis 1 (Bild 3) mit einer Gesamtlänge von 55,25 m. Die Breite der Halle ist wie bei der Sieb- und Mahlanlage 16,3 m und die Höhe 17,75 m. Im Querschnitt der Halle stehen die Haupttragstützen jeweils in den Außenwänden sowie in zwei Innenreihen im Abstand von 3,15 m von den Außenstützen. In der Längsrichtung der Halle ist der Stützen- und damit auch der Binderabstand regelmäßig 6,5 m mit einem Endfeld von 3,25 m Weite.

In dem Gebäude sind vier Röstöfen von 7,6 m Durchmesser und 11 m Höhe aufgestellt. Jeder Röstofen hat einen starken Blechmantel und ist auf einem kräftigen ringförmigen Tragrost aufgebaut, der wieder auf den Köpfen von je 8 Stück etwa 2,4 m langen Stützen verlagert ist.

In den Ofenmänteln sind eine große Anzahl regelmäßig verteilter Bedienungöffnungen vorgesehen. Für den Zugang dieser Öffnungen sind in der Halle Bühnen in verschiedenen Höhenlagen angeordnet mit Trägern in Abständen von 0,93 m, berechnet für eine Nutzlast von 250 kg/m<sup>2</sup>. Die Träger lagern auf Unterzügen, die zwischen den Hauptstützen und von Ofenmantel zu Ofenmantel in Längsrichtung der Halle angeordnet sind. Die Verlagerung der Unterzüge an den Ofenmänteln ist mit Rücksicht auf Temperaturdehnungen beweglich gehalten. Die verschiedenen Bühnen erstrecken sich nicht über die ganze Breite der Halle, sondern lassen etwa in der Mittelachse einen Schlitz von etwa 700 mm frei. Um die Öfen herum sind die Bühnen mit Riffelblech abgedeckt, so wie es der schraffierte Teil im Grundriß von Bild 3 zeigt. Die übrigen Bühnenteile sind mit verzinkten Stabilrosten der Firma Karl Wellen, Düsseldorf, abgedeckt. Diese Roste bestehen aus hochkant gestellten Bandisen in netzartiger Anordnung. Der 700 mm weite Schlitz zwischen den einzelnen Bühnen sowie die teilweise Abdeckung der Bühnen mit Stabilrosten wurden mit Rücksicht auf beste Belichtung und Lüftung der Halle gewählt. Der Betrieb der Röstöfen bringt starke Rauch- und Staubentwicklung mit sich, für deren möglichst wenig behinderten Abzug Vorsorge getroffen werden mußte. Zur weiteren Ver­vollkommnung der Durchlüftung der Halle erhielten alle Fensterstreifen in den Wänden große Lüftungslügel in Abständen von 3,25 m. Außerdem wurden oben in den Längs- und Giebelwänden unmittelbar unter den Traufen durchgehende Öffnungen vorgesehen, und zwar von 500 und 900 mm Höhe. Gegen Regeneinfall sind sie durch verzinkte Jalousiebleche gesichert. Bild 1 u. 2 lassen die Anordnung hierfür erkennen.

Zur Aufnahme des horizontalen Winddruckes auf die Längswände sind horizontale Fachwerkwindträger eingebaut, und zwar einmal im Dach zwischen den Stützen B und D, ferner in der Ebene der Bühne + 8,15 zwischen den Stützen A und B und in der Ebene der Bühne + 8,95 zwischen den Stützen D und E. Die Stabführung der Windträger in diesen Bühnen ist im Grundriß von Bild 3 zu erkennen. Zu den Gur­tungen dieser Bühnenwindträger wurden die Bühnenunterzüge in den Reihen A und B sowie D und E ausgenutzt. Durch die Anordnung dieser Windträger wurde es möglich, die Außenstützen, welche den Winddruck auf die Wände aufnehmen und auf die Windträger übertragen sollen, sehr leicht und einfach zu gestalten. Diese Außenstützen wurden außerdem an den Füßen durch kräftige Verankerungen eingespannt, sie

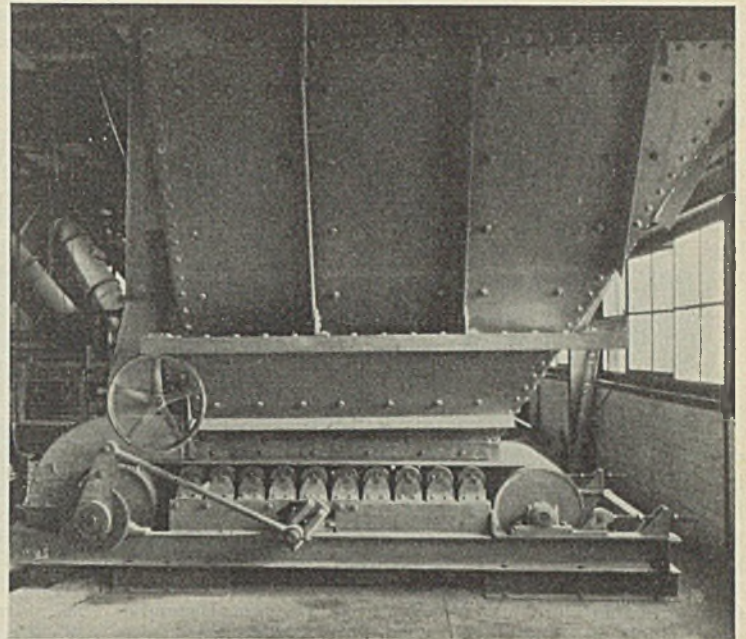


Bild 4. Unterer Teil der Beschickungsbunker.

konnten durchgehend aus I 36 hergestellt werden. Die Auflagerreaktionen der Windträger werden durch senkrechte Verbände, die in der Giebelwand 1 und der Querwand 18 eingebaut wurden, weiter in die Fundamente abgeleitet. Die Stützen in den Reihen B und D sind als Pendelstützen ausgebildet. Sie tragen nur die senkrechten Lasten von den Bühnen mit den Apparaten sowie vom Dach.

Auf + 14,75 ist zwischen den Stützen A—B noch eine Riffelblechbühne eingebaut. Diese Bühne muß ein Transportband tragen und wurde für 400 kg/m<sup>2</sup> Nutzlast berechnet. In den Feldern 2—4, 6—8, 10—12 und 14—16 ist an den Unterzügen dieser Bühne je ein Beschickungs-

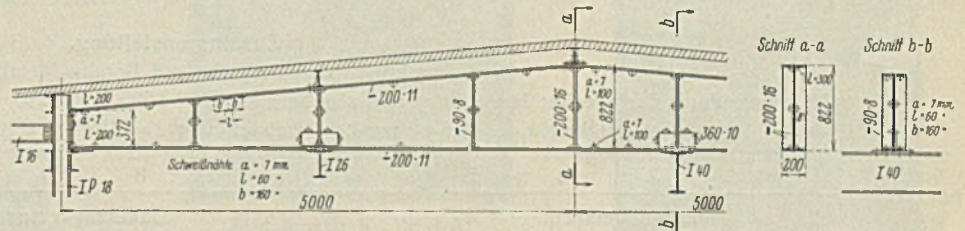


Bild 5. Geschweißte Dachbinder der Röstofenhalle.

bunker für die Öfen angehängt für ein Fassungsvermögen von 32 t. Die Bunker wurden aus 8 mm starken Blechen hergestellt, mit Winkelversteifungen, deren Boden­neigung 60° beträgt. Auch diese Bunker erhielten auswechselbare Schließbleche. Die konstruktive Ausbildung zeigt Bild 4.

Die kleinen Binder A—B und D—E mit nur 3,15 m Spannweite konnten aus I 16 hergestellt werden. Für die Binder B—D mit einer Spannweite von 10 m wurden geschweißte Blechträger in I-Form gewählt. Bild 5 zeigt die Konstruktion. Die Gurtplatten 200·11 gehen ungestoßen über die ganze Binderlänge durch und sind mit den Stegblechen durch unterbrochene Schweißnähte verbunden. Die Stegbleche, 8 mm dick, sind in der Längsmittle gestoßen. Die Stoßverbindung erfolgte mit durchgestecktem senkrechtem Querblech 200·16 und durchgehender Schweißung. Hiermit war es möglich, die beiden trapezförmigen Stegbleche für einen Binder aus einem rechteckigen Blech von 5 m Länge und 1,15 m Breite ohne Materialverlust zu gewinnen. Die Aussteifung der Stegbleche erfolgte durch senkrechte Querbleche 90·8, die jeweils unter den Pfetten und einmal dazwischen mit unterbrochener Schweißnaht eingebaut wurden. Am Untergurt der Binder mußten zwei Träger für Laufkatzenbahnen eingehängt werden, einer für 6 t und einer für 2 t Nutzlast. Zur Vermeidung unzulässiger Belastung der Flanschnähte wurden an den Aufhängestellen besondere, aus 10 mm starken Blechstreifen gebogene Winkelaschen eingeschweißt. Die Lasten aus den Katzenbahnen wurden damit unmittelbar auf die Stegbleche übertragen. Ein

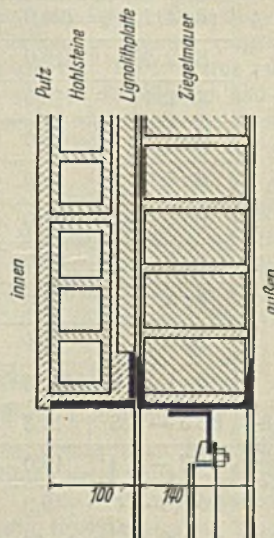


Bild 6. Einzelheit zur isolierten Wand des Anbaues.

solcher Binder wog 0,82 t und erforderte 31 m Schweißnähte von 7 und teilweise 8 mm Dicke. Damit ergeben sich 38 m Schweißnähte auf 1 t Konstruktion.

Das Gesamtgewicht der Röstofenhalle ist etwa 426 t. Es entspricht dies einem Gewicht von 28 kg/m<sup>3</sup> umbauten Raumes.

Im Anbau sind die Büros der Betriebsverwaltung sowie Arbeiter-Aufenthalts- und Baderäume untergebracht. Er ist ein zweigeschossiger Bau von 7,1 m Höhe mit 26 m Länge und 7,6 m Tiefe. Er erstreckt sich nach Bild 3 über den Grundriß E-H von 26-20. Die Geschoßdecke liegt mit ihrer Oberkante auf +4,15 und erhielt Trägerlage mit Hohlsteinausfüllung und Estrich. Da die Innenräume fast alle für einen

längeren Aufenthalt von Personen bestimmt sind, mußten die Wände gegen Temperaturschwankungen entsprechend isoliert sein. Hierzu wurde an der Innenseite der 1/2 Stein dicken Umfassungswände eine 7 cm-Mauerschale aus Hochkanthohlsteinen vorgesetzt und zwischen beiden Mauerschalen 3 cm dicke Lignolithplatten eingebracht. Einzelheiten über die Ausführungsart der Wände und ihre Abfangung über den Fenstern zeigt Bild 6. Die Isolierung des Daches erfolgte durch eine Rabitzdecke, die horizontal unter den Bindern angeordnet ist und von besonderen Pfetten aus I 12 getragen wird.

Das Gesamtgewicht des Stahlgelippes des Anbaues war 26 t.  
(Schluß folgt.)

## Über Dauerzugversuche mit Flachstäben und Nietverbindungen aus Leichtmetall.

Alle Rechte vorbehalten.

Von Otto Graf.

Für Sonderaufgaben des Brückenbaues und für andere Aufgaben der Bauingenieure liegt seit längerer Zeit die Frage vor, inwieweit dabei Leichtmetalle als Werkstoff zu verwenden sind<sup>1)</sup>. Deshalb hat der Verfasser im Frühjahr 1933 die Vereinigten Leichtmetall-Werke in Bonn gebeten, Leichtmetall zur Verfügung zu stellen, das zu Nietverbindungen geeignet sei, die oftmals wiederholten Zugbeanspruchungen unterworfen werden. Darauf hat die genannte Firma „Bondur 17/65 V“ geliefert, unter Verweis auf VLW-Merkblatt Nr. 15 vom Dezember 1932. Dort ist u. a. gesagt: „Unter den vergütbaren Aluminium-Legierungen nehmen solche mit einem Gehalt an Kupfer und Magnesium bezüglich der Gesamthöhe ihrer mechanischen und chemischen Eigenschaften den ersten Platz ein. Derartige Legierungen werden von uns unter dem Namen Bondur in verschiedenen bewährten Abarten hergestellt, die sich — bei etwa gleicher, guter Korrosionsbeständigkeit — untereinander im wesentlichen durch ihre Verformbarkeit und ihre Festigkeitswerte unterscheiden“. Ferner ist angegeben, daß polierte Rundstäbe aus vergütetem Bondur, als umlaufende Stäbe auf Biegung belastet, bei einer Lastwechselzahl von 10 Millionen 12 bis 14 kg/mm<sup>2</sup> (Schwingungsfestigkeit) tragen.

<sup>1)</sup> Vgl. u. a. Ztrbl. d. Bauv. 1934, S. 496; Eng. News-Rec. 1933, Bd. 110, S. 192.

Bei unseren Versuchen wurden gewalzte und vergütete Flachstäbe benutzt, Querschnittabmessungen 112 × 10 mm und 112 × 8 mm. Die Herstellung der Nietverbindungen und der Flachstäbe mit Bohrung erfolgte bei den Vereinigten Aluminiumwerken im Lautawerk. Die anderen Probekörper wurden in der Materialprüfungsanstalt der Technischen Hochschule Stuttgart fertiggestellt.

Über die Abmessungen der Probekörper und über die Art der Herstellung geben die Bilder 1 bis 6 und die Zusammenstellung Auskunft<sup>2)</sup>.

### a) Versuche mit Flachstäben nach Bild 1 u. 2 ohne Bohrung.

Die Ergebnisse finden sich in der untenstehenden Zusammenstellung. Beim Zerreißversuch fand sich die Zugfestigkeit zu 41,7 kg/mm<sup>2</sup>.

Beim Dauerzugversuch wurden 2 Mill. Lastwechsel zwischen 0,5 und 12 kg/mm<sup>2</sup> ertragen<sup>3)</sup> (Schwingungswerte 11,5 kg/mm<sup>2</sup>).

Bild 7 zeigt einen Stab, der dem Dauerversuch unterworfen war, Bild 8 die Bruchfläche desselben Stabes. Der Bruch begann bei a, Bild 7 u. 8. Dort liegt die Bruchfläche senkrecht zur Stabachse, sonst

<sup>2)</sup> Die Durchführung der Versuche besorgte Herr Ingenieur Münzinger.

<sup>3)</sup> Vgl. a. Graf, Die Dauerfestigkeit der Werkstoffe und der Konstruktionselemente, S. 97 ff.

### Zusammenstellung.

Ergebnisse der Versuche mit Bondur-Metall 17/65 V.

Normenprüfung der Bleche: lange Proportionalstäbe nach DIN 1605 I,  $f_0 = \text{rd. } 250 \text{ mm}^2$ ; 0,2% -Grenze  $\sigma_{0,2} = 30,5 \text{ kg/mm}^2$ ; Zugfestigkeit  $\sigma_B = 42,6 \text{ kg/mm}^2$ ; Bruchdehnung  $\delta = 19\%$ ; Querschnittverminderung  $\psi = 26\%$ .

1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	
Bezeichnung	Zerreißversuche (Gewöhnliche Zugversuche)				Dauerzugversuche; $n = \text{rd. } 350$ Lastwechsel/min; Zuganstrengung des Blechs an der unteren Belastungsgrenze $\sigma_u = \text{rd. } 0,5 \text{ kg/mm}^2$									
	Rechnungsmäßige Anstrengungen unter der Höchstlast				Rechnungsmäßige Anstrengungen an der oberen Belastungsgrenze					Schwingsweite $\sigma_0 - \sigma_u$ kg/mm <sup>2</sup>	Verhältnis $\sigma_0 : \sigma_u : \tau$	Zahl der Lastwechsel bis zum Bruch	Angaben über den Bruch	Dauerzugfestigkeit bei $\sigma_u = 0,5 \text{ kg/mm}^2$ und 2 Mill. Lastwechseln kg/mm <sup>2</sup>
	Zuganstrengung des Blechs im Querschnitt $a-a$ $\sigma_{\text{max}}$ kg/mm <sup>2</sup>	Lochleibungsdruck $\sigma_l \text{ max}$ kg/mm <sup>2</sup>	Scheranstrengung der Niele $\tau_{\text{max}}$ kg/mm <sup>2</sup>	Bezeichnung	Zuganstrengung des Blechs im Querschnitt $a-a$ $\sigma_0$ kg/mm <sup>2</sup>	Lochleibungsdruck $\sigma_l 0$ kg/mm <sup>2</sup>	Scheranstrengung der Niele $\tau_0$ kg/mm <sup>2</sup>							
Vollstäbe nach Bild 1 u. 2	Bo 1.5	41,7			(Bo 4. 2,1) <sup>1)</sup>	(30,0)			(29,3)		(69 100)	Bruchbeginn an Blechflächen (nicht bearbeitet)		
					(Bo 4. 2,2) <sup>2)</sup>	(24,0)			(23,5)	(159 200)				
					Bo 2. 2 <sup>3)</sup>	19,0			18,5	234 600				
					Bo 1. 1	15,0			14,5	787 100	Bruchbeginn an der Kante			
					Bo 3. 1	13,0			12,5	1 106 200	Bruchbeginn an Blechflächen			
					Bo 4. 2	12,0			11,5	2 586 000	Nicht gebrochen	12		
Flachstäbe mit Bohrung Bild 3 u. 4 <sup>5)</sup>	Bo 1. 6 <sup>6)</sup>	40,0			Bo 2. 1 <sup>4)</sup>	20,0			19,5		52 900	Bruchbeginn am Lochrand		
					Bo 3. 5	12,0			11,5	335 800				
					Bo 4. 1	9,0			8,5	1 101 300				
					Bo 3. 2	8,0			7,5	978 800				
					Bo 1. 2	7,0			6,5	2 709 300	Nicht gebrochen	7		
Nietverbindungen nach Bild 5 u. 6 <sup>3)</sup>	Bo 1-2.3	38,6	61,6	23,8	Bo 3-4.3	11,8	18,9	7,2	11,3	1:1,60:0,61	1 244 600	Blech Bo 4.3 gebrochen	9	
	Bo 1-2.4	40,0	63,8	24,6	Bo 3-4.4	10,0	16,0	6,1	9,5	1:1,60:0,61	1 725 000	Blech Bo 3.4 gebrochen		
		39,3	62,7	24,2	Bo 3,6-4,5	9,0	14,4	5,5	8,5	1:1,60:0,61	2 042 800	Nicht gebrochen		
	Niete abgeschert													

<sup>1)</sup> Prismatischer Stab, 30 mm breit. — <sup>2)</sup> Profilierter Stab, 50 mm breit. — <sup>3)</sup> Profilierter Stab, 85 mm breit. — <sup>4)</sup> Loch gebohrt, 17 mm  $\phi$ ; Stabbreite 100 mm. — <sup>5)</sup> Angaben über die Herstellung: Löcher gebohrt und aufgerieben; Niele kalt geschlagen, vor dem Schlagen abgeschreckt von 500° C; Niethammer Type St Nr. 1, Fabrikat Deprag-Amberg, Gewicht 16 kg; Kreuzstegdöpper; Überdruck der Preßluft zum Nieten 7,5 at; Nietzeit 10 bis 12 sek. — <sup>6)</sup> Stabbreite 100 mm.



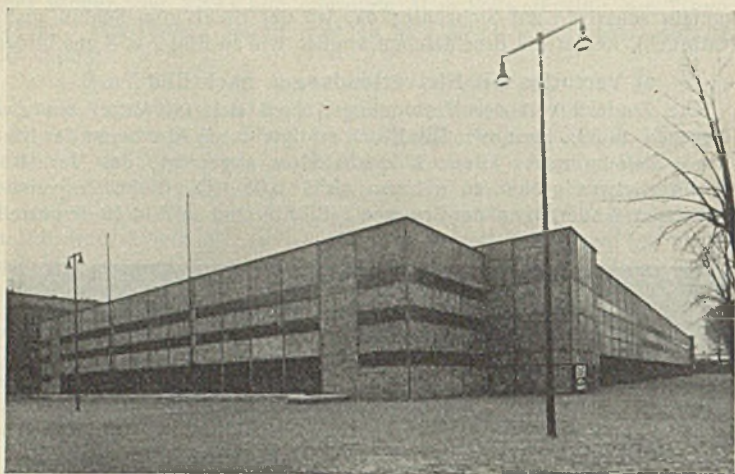


Bild 1. Die Hanseatenhalle in Hamburg.

Die Dacheindeckung besteht in einer Länge von 115 m aus Wellblech, getragen von Stahlpfeilern und Stahlbindern. Der Rest des Daches mit einer Länge von 49 m ist als gewölbtes Bimsbetondach auf Stahlbogen mit Zugband ausgeführt. Während die Binder des Wellblechdaches in Abständen von 6 m liegen und unmittelbar auf Stahlstützen gelagert waren,

landungssteiges an der Elbe, sowie das vor und neben der Halle vorhandene freie Gelände, für Aufmärsche und Parkplätze geeignet, waren ausschlaggebend für die Verwendung als Sporthalle. Am 19. Januar 1935 wurde der Umbau beschlossen, und die beteiligten Unternehmer mußten sich gegen hohe Konventionalstrafen verpflichten, die Halle zwei Tage vor dem am 10. März stattfindenden Boxkampf „Schmeling-Hamas“ fertig zur Verfügung zu stellen. Für die gesamten Umbauarbeiten standen somit knapp sieben Wochen zur Verfügung.

Um die Halle der neuen Bestimmung zuzuführen, mußten wesentliche Änderungen und Erweiterungen vorgenommen werden, die sich in der vorgeschriebenen kurzen Bauzeit eben nur in der bewährten Stahlbauweise durchführen ließen.

1. Um die vorgesehenen Zuschauerplätze zu schaffen, wurden ringsum Ränge mit festen Bänken eingebaut, und zwar an der Nordseite für 8, an der Südseite für 12 und an den Ost- und Westenden für je 22 Reihen. Unter den Ost- und Westrängen wurden Zwischengeschosse mit Restaurationsräumen und unter dem Südrang mit Umkleide- und Baderäumen vorgesehen. Die Anordnung von 16 Treppenläufen von genügender Breite und über 100 Doppeltüren ermöglicht reibungslosen Zugang nach allen Plätzen. Die Fußböden in den Treppenhäusern, Toiletten- und Waschräumen wurden in Beton zwischen Stahlträgern ausgeführt, die übrigen Räume und Ränge erhielten Holzbalkendecken mit Unterkonstruktion aus Stahl, die Rangträger aus Normal- und Breitflanschprofilen mit eingeschweißten Ecken und Knick Unterzüge von 12 bis 20 m Stützweite aus Breitflanschträgern bzw. als Blechträger und Fachwerkträger aus-

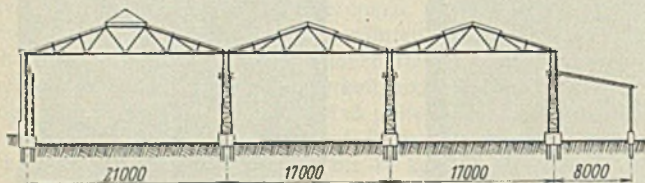


Bild 2. Querschnitt der alten Hallen.

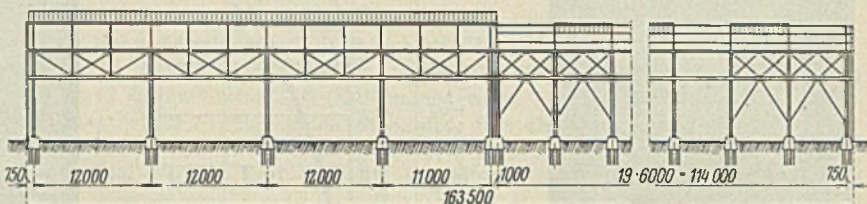


Bild 3. Längsschnitt der alten Hallen.

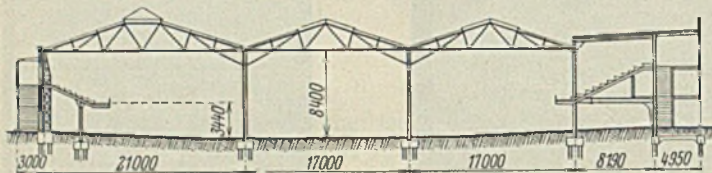


Bild 4. Querschnitt nach dem Umbau.

gebildet. Letztere nehmen am Untergurt die Deckenlast der Zwischengeschosse auf. Die vorderen Blechträgerunterzüge bilden gleichzeitig die Brüstung. Sämtliche neuen Stützen sind aus Breitflanschträgern hergestellt. Die Rangstützen sind zum Teil portalartig angeschlossen bzw. mit Halbportalen versehen. Sämtliche Ränge sind durch Verbände, teils in der Rangebene, teils horizontal liegend, gegen Schwankungen ausgesteift. In Bild 4 u. 5 sind Querschnitt und Längsschnitt nach dem Umbau dargestellt.

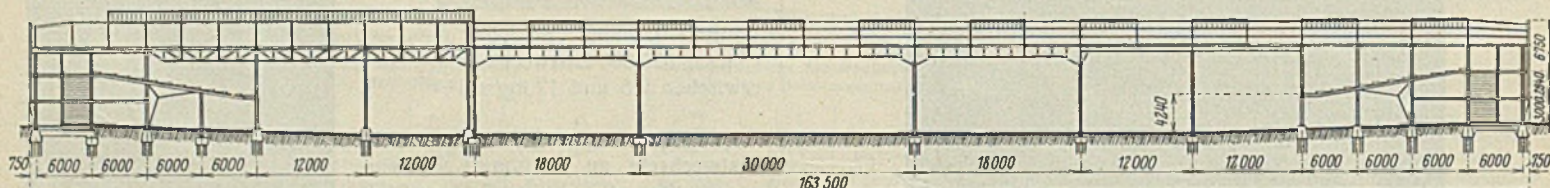


Bild 5. Längsschnitt nach dem Umbau.

sind die Bogenbinder des Bimsbetondaches mit 4 m Abstand voneinander angeordnet und werden durch Fachwerkträger von 12 m Länge abgestützt.

Die Abmessungen der Halle und die Lage in der Nähe zweier Reichsbahnhöfe, der Hochbahn, der Straßenbahn und eines Dampfer-

2. Die in 6 m Entfernung stehenden Fachwerkstützen mußten wegen der Sichtbehinderung entfernt werden. Zur Aufnahme der Binderlast wurden bis zu 30 m gespannte Blechträger mit wenigen schlanken Stützen aus Breitflanschträgern eingebaut, nachdem die hierfür in Betracht

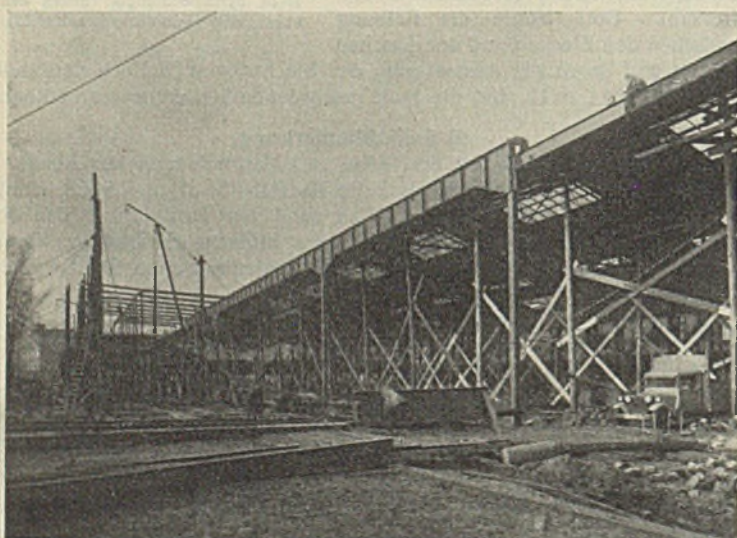


Bild 6. Die Hallen während des Umbaus.

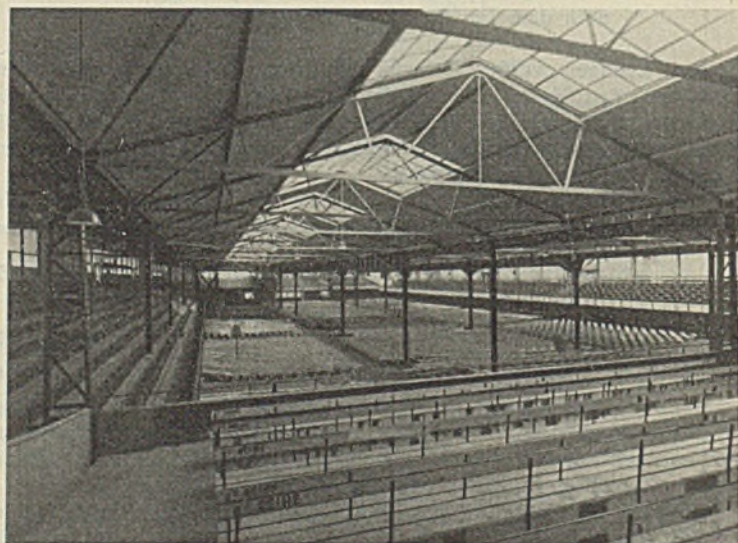


Bild 7. Innenansicht der umgebauten Hallen.

kommenden Fundamente entsprechend verstärkt worden waren. Während der Auswechslung wurden die Binder durch Holzpfosten abgestützt.

Bild 6 gibt den Stand der Arbeiten am 14. Februar wieder. Im Vordergrund die neuen Binderträger mit Stützen, im Hintergrund die Montage der Konstruktion für den Südrang.

3. Im Bereiche der Betondächer mußten die vorhandenen 2,8 m hohen Fachwerkträger in solche von 1,4 m Höhe umgebaut werden. Da die Träger früher durch das Dach und durch die angehängten Kranbahnträger belastet wurden, war der Obergurt stark genug, die Spannungen aus Dachlast allein bei halber Systemhöhe aufzunehmen. Zunächst wurde ein neuer Untergurt in Trägermitte und die für die neue Trägerform erforderlichen Füllstäbe eingebaut und nach erfolgter Nietung die untere Trägerhälfte abgeschnitten. Bei diesen Arbeiten war keine Abstützung erforderlich, und die zum Teil auf den Obergurten ruhende Blmsbetondachhaut erlitt keine Erschütterungen.

4. Auch das Äußere der Halle erhielt ein neues Gepräge, indem neue Außenwände in Stahlfachwerk mit horizontalen Lichtbändern errichtet wurden. Bild 1 zeigt die fertige Halle. Die Türen sind in den zurückliegenden Wandteilen angeordnet. Von der einstigen Lagerhalle

wurden lediglich ein Teil der nördlichen massiven Seitenwand mit den daran stehenden Dachstützen, die gesamte Dachkonstruktion mit Eindeckung und einige Stützen in den Endfeldern beibehalten, deren Unterteile durch aufgeschweißte Platten für die Ranglasten verstärkt wurden. Die neue Unterkonstruktion ist derart ausgebildet, daß die Aufbringung eines neuen Daches mit geeigneter Beleuchtung zu jeder Zeit möglich ist.

Bild 7 zeigt das Innere der Halle am 7. März 1935. Der Fußboden erhielt von der Mitte nach allen Seiten eine geringe Steigung. Die Halle bietet 23000 Personen Sitzgelegenheit, hiervon entfallen auf die Ränge 8000. Die Bänke im Erdgeschoß können entfernt werden, und man rechnet dann mit einem Fassungsvermögen von 40000 Personen, so daß eine vielseitige Verwendungsmöglichkeit besteht.

In der Halle kann eine Radrennbahn mit 250 m Rundenlänge hergerichtet werden.

Für die Herstellung und Montage der Stahlkonstruktion standen rd. 4 Wochen zur Verfügung. Eingebaut wurden 875 t, an deren Lieferung fünf Hamburger Firmen, unter Führung von H. C. E. Eggers & Co. G.m.b.H., beteiligt waren.

Alle Rechte vorbehalten.

## Aufstockung eines Lagergebäudes.

Von Dipl.-Ing. Ch. Neukam, Berlin-Lichtenberg.

Vor etwa zehn Jahren hat die Firma Kaisers Kaffeegeschäft in Spandau ein Lagergebäude errichtet, das als dreigeschossiger Eisenbetonskelettbau mit trägerlosen Eisenbetondecken, sogenannten Pilzdecken, erstellt wurde.

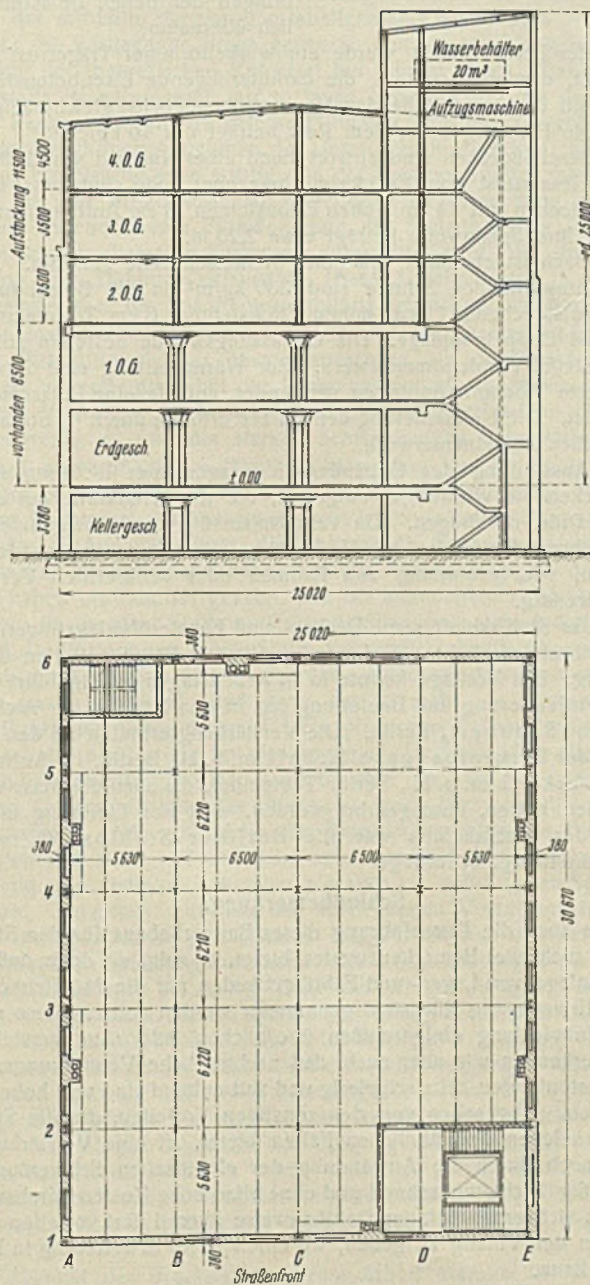


Bild 1. Querschnitt und Grundriß.

Es hat eine Grundrißfläche von  $30,67 \cdot 25,02 = 770 \text{ m}^2$ . Die Entfernung der Mittelstützen in der Längsrichtung beträgt 6,22 m, in der Querrichtung 6,50 m. Die Endfelder haben in beiden Richtungen entsprechend dem Momentenverlauf in den Decken etwas geringere Abmessungen (Bild 1).

Für die damaligen Zwecke war das Gebäude als ausreichend crachtet; deshalb waren die Eisenbetonstützen im allgemeinen so bemessen, wie es die beim Bau aus der Höhe des Gebäudes sich ergebenden Belastungen erforderten, ohne auf eine später etwa notwendig werdende Erweiterung Rücksicht zu nehmen. Ein erhöhter Raumbedarf ergab sich jedoch schon nach verhältnismäßig kurzer Zeit, so daß die Geschäftsleitung vor die Entscheidung gestellt wurde, entweder ein weiteres Lagergebäude neu zu errichten oder in dem vorhandenen den notwendigen Raum durch Aufsetzen von zwei weiteren Stockwerken zu gewinnen.

An Hand der Pläne konnte festgestellt werden, daß die vorhandenen Fundamente zwar eine Erhöhung der Belastung in gewissen Grenzen noch zuließen, ohne den Baugrund über das zulässige Maß zu beanspruchen, daß jedoch eine Verstärkung der Fundamente infolge der hohen Kosten nicht in Betracht kommen konnte. Man entschloß sich aber trotzdem für die Aufsetzung von zwei Stockwerken. Deshalb war die Bauleitung vor die schwierige Aufgabe gestellt, den Raumbedarf mit möglichst geringen Mitteln unter den vorliegenden Verhältnissen zu befriedigen. Da für die Decken vom Bauherrn eine Nutzlast von  $1500 \text{ kg/m}^2$  vorgeschrieben war, mußte, um die zulässige Baugrundbeanspruchung nicht zu überschreiten, das Konstruktionsgewicht so niedrig wie möglich gehalten werden. Die angestellten Untersuchungen haben ergeben, daß nur mit einem Stahlskelett unter Anwendung einer zweckmäßigen Ausfachung und Umarmelung der Stützen sowie einer zweckentsprechenden Deckenkonstruktion den Forderungen der Baupolizeibehörde und des Bauherrn zugleich entsprochen werden konnte.

### Verstärkung der Eisenbetonstützen.

Bevor das Stahlskelett der neuen Geschosse aufgesetzt werden konnte, waren noch umfangreiche Vorbereitungen notwendig. Zunächst waren die Eisenbetonstützen des zweiten Obergeschosses samt der darauf ruhenden Dachkonstruktion, die ebenfalls aus Eisenbeton bestand, abzubrechen, da es sich nicht lohnte, diese schwachen Stützen zu verstärken und überdies auch die Auflagerung der neuen Trägerdecke des zweiten Obergeschosses schwierig gewesen wäre. Daran anschließend mußte eine Verstärkung sämtlicher Mittelstützen im ersten Obergeschoß, im Erdgeschoß und im Keller vorgenommen werden, da diese, wie bereits oben erwähnt, von vornherein nicht so stark bemessen waren, um auch noch die neuen Lasten aufzunehmen.

Die Verstärkung wurde in der in Bild 2 dargestellten Weise vorgenommen. Um die vorhandenen Stützen, die achteckigen Querschnitt aufwiesen, ist in allen Geschossen ein Eisenbetonmantel von 15 cm Dicke gelegt, der mit 16 Rundeseisen  $\phi 12 \text{ mm}$  längsbewehrt und mit kreisförmigen Bügeln  $\phi 7 \text{ mm}$  im Abstand von 14 cm querbewehrt ist. Um den Mantel in dem vorgeschriebenen Maße an der Lastübertragung teilnehmen zu lassen, ist für ihn am voutenförmigen Übergang des Stützenschaftes zur Decke durch Ausstemmen eine waagerechte Auflagerfläche geschaffen. Die

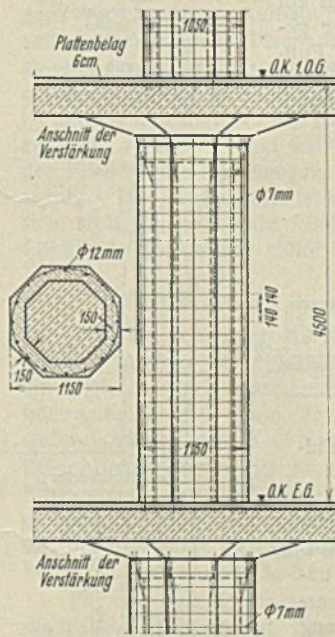


Bild 2. Verstärkung der Eisenbetonstützen.

Die Verstärkung wurde in der in Bild 2 dargestellten Weise vorgenommen. Um die vorhandenen Stützen, die achteckigen Querschnitt aufwiesen, ist in allen Geschossen ein Eisenbetonmantel von 15 cm Dicke gelegt, der mit 16 Rundeseisen  $\phi 12 \text{ mm}$  längsbewehrt und mit kreisförmigen Bügeln  $\phi 7 \text{ mm}$  im Abstand von 14 cm querbewehrt ist. Um den Mantel in dem vorgeschriebenen Maße an der Lastübertragung teilnehmen zu lassen, ist für ihn am voutenförmigen Übergang des Stützenschaftes zur Decke durch Ausstemmen eine waagerechte Auflagerfläche geschaffen. Die

Längsseiten sind an ihren oberen und unteren Enden 5 bis 6 cm tief in den alten Beton eingelassen und sorgfältig einzementiert.

Die Wirksamkeit einer Verstärkung der Eisenbetonstützen hängt in erster Linie von ihrer zweckentsprechenden Durchführung ab. Deshalb wurde die Oberfläche der vorhandenen Stützen, um eine innige Verbindung mit dem neuen Eisenbetonmantel herzustellen, mittels Sandstrahl von Farbe und Verschmutzung gründlich gereinigt und aufgeraut. Mittels des Torkretverfahrens wurde sodann, nachdem die Bewehrung angebracht war, der hochwertige Beton bis zu einer durchschnittlichen Dicke von 15 cm in mehreren Lagen angespritzt. Durch dieses Verfahren ist ein gutes Zusammenwirken des alten und des neuen Betons erreicht, um so mehr als das Schwindmaß des Torkretbetons sehr gering ist.

Die Verstärkung der Stützen mußte während des Betriebes vorgenommen werden. Die Torkret-Zementkanone wurde deshalb auf dem Hofe aufgestellt und der Beton durch die Materialschläuche hindurch bis an die Spritzstelle geblasen. Hierzu war ein Luftdruck von 3 atü erforderlich. Mit der Zementkanone konnte in einer Tagesschicht eine feste Masse von 4 m<sup>3</sup> hergestellt werden bei einem Luftbedarf der Kanone von 4,5 m<sup>3</sup> in der Minute.

Die Verstärkung der zwölf Innenstützen erforderte etwa 60 m<sup>3</sup> Eisenbeton, die die Fundamente mit 144 t zusätzlich belasten. Die Fläche des verstärkten Querschnitts der Stützen ist im ersten Obergeschoß etwa 97%, im Keller etwa 69% größer als die des ursprünglichen Querschnitts. Von der Gesamtnutzfläche eines Stockwerkes beanspruchen die verstärkten Eisenbetonstützen im Keller 2,3% und im ersten Obergeschoß 1,5%, während vergleichsweise die Querschnittfläche der gleichen Anzahl Stahlstützen mit Ummantelung etwa 0,5 bis 0,6% beträgt.

Man erkennt schon an diesem verhältnismäßig einfachen Beispiel, daß die Verstärkung von Eisenbetonkonstruktionen eine schwierige und verantwortungsvolle Aufgabe ist, die größte Sorgfalt in der Durchführung erfordert und die demgemäß auch beträchtliche Kosten verursacht. Aber abgesehen davon ist noch auf einige andere Gesichtspunkte hinzuweisen, die besonders in unserem Falle nicht ganz außer acht gelassen werden dürfen, nämlich die erheblichen Abmessungen und das hohe Gewicht der verstärkten Stützen sowie die trotz aller modernen Hilfsmittel auftretende Behinderung des Betriebes während der Verstärkungsarbeiten.

**Das Stahlskelett**

beginnt in Höhe der Decke des ersten Obergeschosses und umfaßt zwei Vollgeschosse und das Dachgeschoß. In einer Gebäudeecke überragt ein turmartiger Aufbau das übrige Gebäude um zwei weitere Geschosse, in denen die Aufzugsmaschinen und ein Wasserbehälter von 20 m<sup>3</sup> Fassungsvermögen untergebracht sind.

Die Stützen des Stahlskeletts, die durchweg aus I P-Profilen hergestellt wurden, bilden die Verlängerung der Eisenbetonstützen und sind auf diesen mittels besonderer Fußkonstruktionen gelagert. Bei den Mittelstützen stand für die Fußausbildung, die nicht sichtbar unterhalb des Fußbodens untergebracht werden mußte, eine Höhe von nur 60 mm zur Verfügung. Da die Anwendung der üblichen Fußkonstruktion unter den gegebenen Verhältnissen nicht möglich war, wurde die Aufgabe in der Weise gelöst, daß die Stützenkräfte mittels einer etwa 50 mm dicken Flußstahlplatte, die aus drei aufeinander geschweißten Blechen bestand (Bild 3), auf die Betonunterlage übertragen wurde. Die Kraftübertragung zwischen Stützenschaft und Fußplatte konnte demgemäß nur unmittelbar erfolgen. Bei einer zulässigen Beanspruchung des Betons von 50 kg/cm<sup>2</sup> ergab sich bei der höchstbelasteten Stütze eine Fußplattengröße von 62 x 62 cm, die auch für alle übrigen Stützen beibehalten wurde. Bei den äußeren Wandstützen war eine Beschränkung in der Höhe nicht geboten, da der Stützenfuß ganz in die Wand zu stehen kam. Die Überleitung

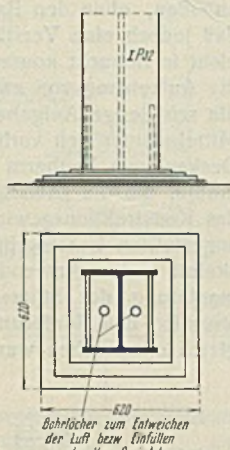


Bild 3. Fuß der Mittelstützen.

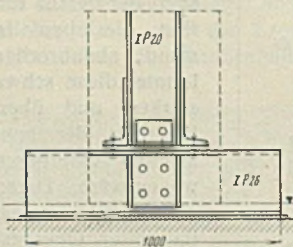
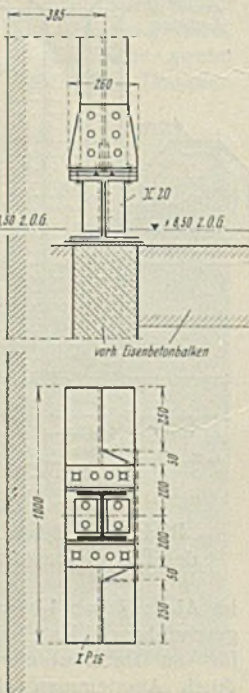


Bild 4. Fuß der äußeren Wandstützen.



der Kräfte aus den Stahlstützen in die Eisenbetonstützen konnte deshalb durch einen Träger erfolgen, der gehörig ausgesteift wurde (Bild 4). Da eine Verstärkung der Eisenbetonwandstützen schwierig gewesen wäre und beträchtliche Kosten verursacht hätte, mußte zur Aufnahme der höheren Belastung auch das die Ausfachung bildende 38 cm starke Mauerwerk mit herangezogen werden. Als Endauflager für die Pilzdecke ist ein rings um das Gebäude laufender Eisenbetonrandbalken vorhanden, der zusammen mit den Stützen das Eisenbetonskelett bildet. Da der Randbalken aber im ersten Obergeschoß nur zum Teil auf dem Mauerwerk aufruhrt, wurde er durch eine mit dem übrigen Mauerwerk in Verband gebrachte 1/2 Stein starke Vorlage aus Hartbrandsteinen in Zementmörtel untermauert und unterkeilt, noch bevor die neuen Lasten aufgebracht wurden. Durch diese Maßnahme wurde erreicht, daß das Mauerwerk auch einen Teil der Stützenlasten infolge der elastischen Zusammendrückung der Eisenbetonstützen nach dem Aufbringen der neuen Belastung wirklich übernahm.

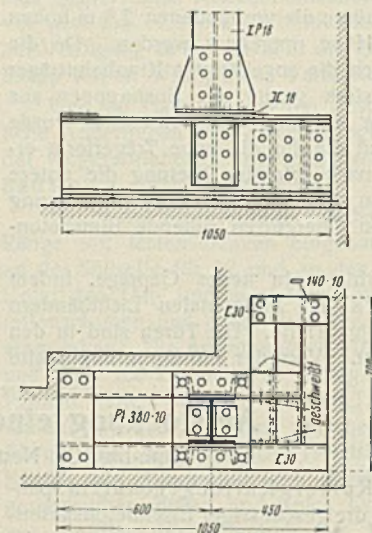


Bild 5. Fuß der Eckstütze E 1.

Bei der Eckstütze E 1 wurde ein winkelförmiger Trägerrost (Bild 5) angeordnet, der es gestattete, die darunterliegende Eisenbetonstütze zusammen mit dem anschließenden Mauerwerk möglichst gleichmäßig zu belasten. Die Pressung unter dem Rost beträgt nur 10 kg/cm<sup>2</sup>.

Die Geschosdecken sind entsprechend einer Nutzlast von 1500 kg/m<sup>2</sup> für eine Gesamtlast von 2000 kg/m<sup>2</sup> berechnet. Sie sind konstruiert als Steineisendecken mit 14 cm hohen Eltonsteinen, 3 cm Aufbeton und 3 cm Duromit. Ihre Spannweite beträgt etwa 2,20 m.

Das Dach ist ebenfalls von einer Steineisendecke gebildet. Als Gesamtlast einschließlich Schnee sind 330 kg/m<sup>2</sup> in die Berechnung eingeführt, entsprechend 11 cm hohen Eltonsteinen, 3 cm Torfoleum, 3 cm Estrich und Doppelpapplage. Die Umfassungswände bestehen aus 25 cm starkem Ziegel-Verblendmauerwerk. Zur Wärmehaltung sind 2 cm dicke goudronierte Torfisolierplatten verwendet, auf die eine Putzschicht aufgebracht ist. Die Ummantelung der Stützen erfolgte durch 1/4 Stein starkes gewöhnliches Ziegelmauerwerk.

Zur Aussteifung des Gebäudes in waagerechter Richtung sind die Massivdecken als Windträger aufgefaßt, die die Windkräfte auf die Umfassungswände übertragen. Da verhältnismäßig große Wandflächen für die Aufnahme der Kräfte zur Verfügung stehen, waren besondere Vorkehrungen, wie Anordnung von Rahmen oder senkrechten Verbänden, nicht notwendig.

Für das Stahlskelett samt Decken- und Fensterüberlagsträgern waren 186 t Stahl erforderlich; auf den m<sup>3</sup> umbauten Raum entfallen demnach etwa 23 kg. Die Montage konnte in 24 Arbeitstagen durchgeführt werden.

Die Projektierung und Bauleitung lag in den Händen der Architekten Tropp und Schubert, Berlin. Die Verstärkungsarbeiten an den Stützen sind von der Torkretbaugesellschaft m. b. H., Berlin, im Auftrage der Raebelwerke G. m. b. H., Berlin-Tempelhof, die auch die Massivdecken herzustellen hatten, durchgeführt worden. Mit der Lieferung und Aufstellung des Stahlskeletts war die Berliner Stahlbau G. m. b. H., Berlin-Lichtenberg, beauftragt.

**Schlußbemerkung.**

Wenn auch die Durchführung dieses Bauvorhabens für den Stahlbauingenieur nicht viel Bemerkenswertes bietet, so zeigt sie doch, daß gerade bei der Anlage von Lager- und Fabrikgebäuden auf die Möglichkeit einer späteren Erweiterung Rücksicht genommen werden sollte, sofern sich die weitere Entwicklung einigermaßen überblicken läßt. Aus vorstehendem Beispiel erkennen wir aber auch, daß nachträgliche Verstärkungsarbeiten an Eisenbetonbauten sehr schwierig und zeitraubend sind und hohe Kosten verursachen. Abgesehen von den sonstigen Vorteilen, die die Stahlbauweise in solchen und ähnlichen Fällen bietet, ist eine Verstärkung, besonders auch durch die Anwendung der elektrischen Schweißung, verhältnismäßig leicht und schnell und ohne allzu hohe Kosten durchzuführen, so daß es sich empfiehlt, der Stahlbauweise überall dort vor allen anderen Bauweisen den Vorzug zu geben, wo eine spätere Erweiterung in Betracht kommen kann.

**INHALT:** Stahlbauwerke der Zinkerzöslanlage für die Zinkelektrolyse G. m. b. H. in Magdeburg-Rothensee. — Über Dauerzugversuche mit Flachstäben und Nietverbindungen aus Leichtmetall. — Die Hanseateehalle. — Aufstockung eines Lagergebäudes.

Für die Schriftleitung verantwortlich: Geh. Regierungsrat Prof. A. Hertwig, Berlin-Charlottenburg. Verlag von Wilhelm Ernst & Sohn, Berlin W 9. Druck der Buchdruckerei Gebrüder Ernst, Berlin SW 68.