DER STAHLBAU

Schriftleitung:
Dr.-Ing. A. Hertwig, Geh. Regierungsrat, Professor an der Technischen Hochschule Berlin, Berlin-Charlottenburg 2, Technische Hochschule
Fernspr.: Steinplatz 0011
Professor W. Rein, Breslau, Technische Hochschule. — Fernspr.: Breslau 421 61

Beilage zur Zeitschrift **DIE BAUTECHNIK** Fachschrift für das gesamte Bauingenieurwesen

Preis des Jahrganges 10 R.-M. und Postgeld

4. Jahrgang | BERLIN, 15. Mai 1931 | Heft 10

Alle Rechte vorbehalten.

Ein großes Schadenfeuer in einem Stahlskelettbau in Prag.

Von Dr. Fritz Emperger, Wien.

Bei dem Umbau des Kaufhauses Amscheiberg an der Ecke der Straße des 28. Oktober und der Perlgasse im Zentrum von Prag ist durch unvorsichtige Handhabung eines Schweißapparates am 5. Februar d. J., um 2 Uhr nachmittags, eine Feuersbrunst ausgebrochen, welche dort aufgestapelte Vorräte von etwa 200 bis 300 t Textilwaren im Werte von 1 Mill. S, sowie die noch vorhandenen Baugerüste vernichtet hat. Der Brand wurde nach $2^1/_2$stündiger Dauer mit einem Wasseraufwand gelöscht, welcher von der Feuerwehr mit 3500 m³ angegeben wird.

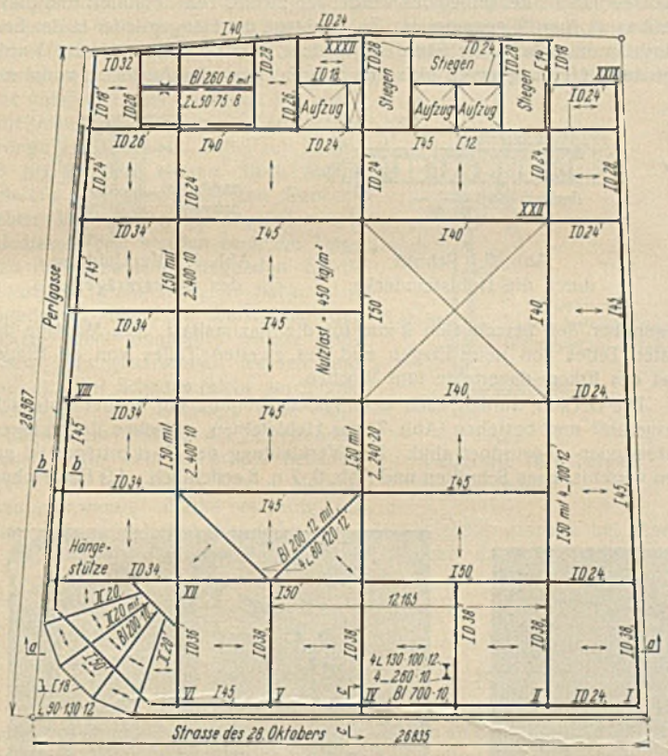


Abb. 1. Grundriß und Trägerlage im Zwischengeschoß des Warenhauses.

Zum besseren Verständnis der Vorkommnisse sei eine Beschreibung des Bauwerkes vorausgeschickt. Abb. 1 u. 2 stellen einen Grundriß und einen Längsschnitt durch das Gebäude dar. Abb. 3 ist nach Vollendung des zweiten Teiles aufgenommen, und Abb. 4 zeigt den in Ausführung begriffenen Bau von der Vorderseite. Eine Hauptforderung des Bauherrn bestand darin, den Bau so durchzuführen, daß der Geschäftsbetrieb während des Umbaues keine Unterbrechung erfährt. Ferner wurde verlangt, zwischen den Stützen VI und VIII einen Erker anzuordnen, welcher im Erdgeschoß keine Stütze hat und welcher eine Auslegerkonstruktion in den oberen Stockwerken erfordert, auf welche die unteren Stockwerke aufgehängt erscheinen. Weiterhin wurden Fensterteilungen verlangt, welche zwischen den Stützen II und V im ersten und zweiten Stockwerk Unterzüge von 12,17 m Spannweite nötig machen. Schließlich wurde eine Reduktion des Stützenquerschnittes und der Konstruktionshöhe in den unteren Geschossen auf ein Minimum verlangt. Alle diese Bedingungen waren durch ein Stahlskelett erfüllt, dessen Berechnung und Ausführung von der Firma A. Ippen, Brückenbauanstalt in Königgrätz im Verein mit dem Baumeister Dr.-Ing. Keclik in Prag in zufriedenstellender Weise durchgeführt worden ist.

Die Berechnung der Stahlkonstruktion oblag im Büro der vorgenannten Firma dem Oberingenieur E. Mayer; sie zeichnet sich durch eine besonders klare Ausbildung der eingangs erwähnten Auslegerkonstruktion (Abb. 3) an der Gebäudeecke aus, an welcher auch eine turmartige Ausbildung von acht Stockwerken angeordnet ist. Die Stütze, welche die Auslegerkonstruktion übernimmt, hat 1000 t zu tragen und besitzt einen aus Winkeln und Stehblechen zusammengesetzten H-förmigen Querschnitt von 50·50 cm.

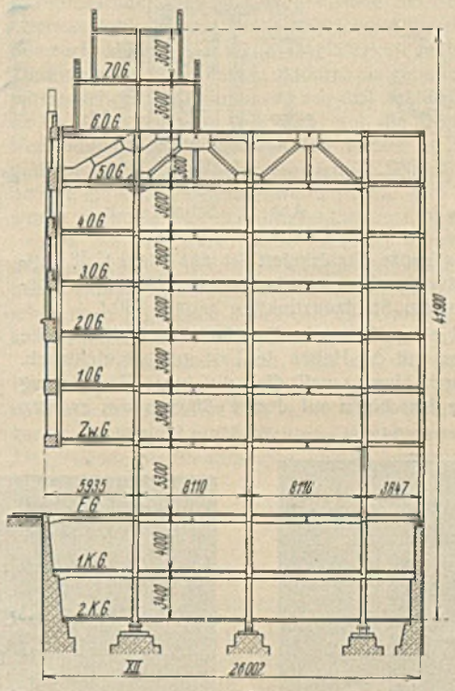


Abb. 2. Schnitt *a—a* (Abb. 1).

Der Bau wurde so ausgebildet, daß der Aufbau eines weiteren Stockwerkes späterhin vorgenommen werden kann. Die Gesamthöhe der Stahlkonstruktion beträgt 35 m, an der Ecke 44 m über den Fundamenten. Der ganze Bau wurde in zwei Teilen ausgeführt. Zuerst wurde der Grundriß, begrenzt durch die Stützen I, IV, XXXII, XXIX und I, in Angriff genommen, wobei es jedoch notwendig war, gleichzeitig auch noch die Stütze V des zweiten Teiles aufzustellen. Während der Ausführung dieses Teiles blieb der restliche Teil des Hauses unberührt und der Verkauf längs der Perlgasse ging ungestört vor sich. Das neue Gebäude hat unter den Gehsteigen zwei Stockwerke; es war daher nötig, die Brandmauern des Nachbarhauses frei zu legen und zu unterfangen. Die Fundamente ruhen auf Fundamentstreifen, welche, kreuzweise angeordnet, einen Druck von 2 bis 2,5 kg/cm² aufnehmen. Die Innenstützen besitzen ein Fundament unter dem zweiten Kellergeschoß. Die Außenstützen sind auf einer Umfassungsmauer gelagert, welche mittels Pfeiler verstärkt ist. Die Stützenfüße bestehen aus einem Rost von Stahlträgern; die Stützen setzen sich aus ⊐⊏-Profilen zusammen, welche durch ein Stehblech und durch zwei Platten zu einem H-förmigen Querschnitt verbunden sind. Die Ausmaße der Stützen bewegen sich zwischen 24 cm² und Maximum 40 cm², so daß die fertigen Stützen einschließlich der feuersicheren Verkleidung und der Putzschicht 50·50 cm besitzen, mit einziger Ausnahme der Stütze XII, von der früher bereits die Rede war und welche die Eckkonstruktion trägt. Die Stützenteilung ist aus Abb. 2 ersichtlich. Der Abstand der Mittelstützen beträgt in der Regel 8 m. Die Träger bestehen fast durchweg aus Walzprofilen mit Ausnahme der vorerwähnten 12 m langen Unterzüge. Die Obersicht derselben befindet sich 10 cm unter der Fußbodengleiche

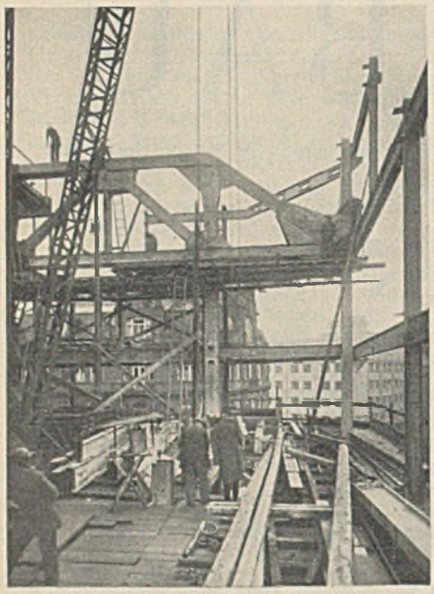


Abb. 3. Montage des Fachwerk-Kragträgers im 5. u. 6. Obergeschoß.

und alle Überkreuzungen sind vermieden, um die beste Ausnutzung der sparsam bemessenen lichten Höhe zu ermöglichen, wie überhaupt die ganze Ausführung sich erprobten amerikanischen Vorbildern anpaßt, welche der Konstrukteur des Gebäudes, Dr.-Ing. M. Neumann, durch eine lange Anwesenheit in den Vereinigten Staaten kennen zu lernen Gelegenheit hatte. Das Mauerwerk der Fassaden ladet 55 cm über die Flucht der Umfangstützen aus und wird durch besondere Fassadenträger unterstützt (Abb. 5 u. 6), welche mit den Hauptträgern zusammengehängt sind. Diese Anordnung ermöglicht eine durchgehende Ausführung des Ziegelmauerwerkes der Fassaden. Besonders interessant ist die Anordnung des vorerwähnten Trägers im letzten Stock, dessen Ober- und Untergurt in den Decken dieser Stockwerke untergebracht ist (Abb. 3). Die Fachwerkstäbe sind so angeordnet, daß der nötige Platz für die Türen beiderseits der Hängestangen vorhanden ist. Das ganze Stahlskelett ist aus Stahl C 38 ausgeführt und mit einer zulässigen Beanspruchung von 1200 kg/cm² berechnet. Das Gesamtgewicht der Stahlkonstruktion beträgt 630 t.

Die Montage wurde mit einem Kran von 21 m Höhe ausgeführt. Die Bewegung des Auslegerarmes und das Heben der Last geschah elektrisch. Seine Drehung geschah durch Hand, weil dies die beste Regulierung erlaubt, um so mehr als die Maschinen auf dem Fußboden des zweiten Kellergeschosses untergebracht waren und der Elektromonteur die Montage der oberen Stockwerke nicht übersehen konnte, sondern von oben telefonische Weisungen erhielt. Die Stützen wurden in Stücken von zwei Stockwerkshöhen angeliefert, mit Ausnahme der dreistöckigen Stütze V, welche in den Verkaufsräumen während des Baues des ersten Teiles aufgestellt werden mußte. Sie trägt drei 12 m lange Träger gemeinsam mit der in den ersten Teil fallenden Stütze II. Die Stütze mußte am Sonnabend abend nach Schließung der Verkaufsräumlichkeiten durch ein enges Loch in der Decke über dem Verkaufslokal herabgelassen werden und wurde im Verlauf einer Stunde montiert.

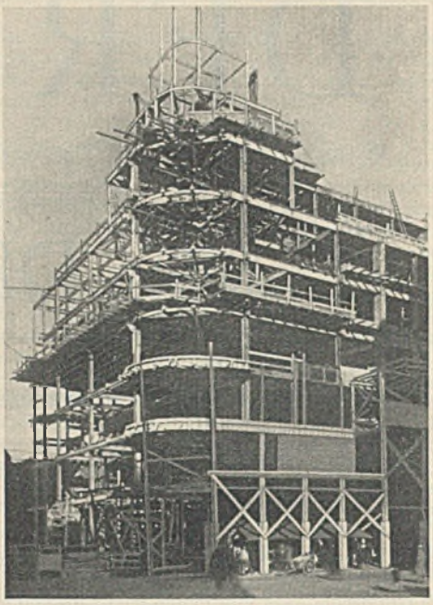


Abb. 4. Bauzustand zur Zeit des Brandausbruches.

Nach Fertigstellung des erwähnten ersten Teiles im Rohbau übersiedelte das Geschäft in denselben, es wurde der zweite Teil demoliert und dieser Neubau in Angriff genommen. Zur Montage der Hängeglieder in der Ecke wurde provisorisch eine Säule angeordnet, welche später entfernt wurde. Bei der Entfernung ergab sich eine Durchbiegung des Auslegers von 4 mm gegenüber den berechneten 9 mm für die Maximallast. Die Montage des ersten Teiles von neun Etagen und des zweiten Teiles von elf Etagen und des Erkers dauerte je fünf Wochen.

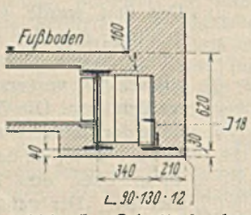


Abb. 5. Schnitt *b—b*.

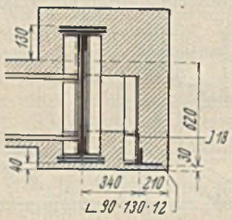


Abb. 6. Schnitt *c—c*.

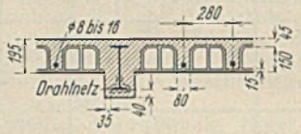


Abb. 7. Schnitt durch die Hohlsteindecke.

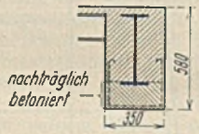


Abb. 8. Verkleidung des Deckenträgers.

Die Decken wurden nach dem System Simplex mit ebener Untersicht ausgeführt und bestehen (Abb. 7) aus Hohlsteinen, zwischen denen Eisenbetonrippen angeordnet sind. Die Verkleidung der Deckenträger ist aus den verschiedenen Schnitten und Abb. 6, 7 u. 8 ersichtlich. Als Feuerschutz

Abb. 9. Vorrichtungen zur Auswechslung der verformten, nicht ummantelten Stahlstütze.

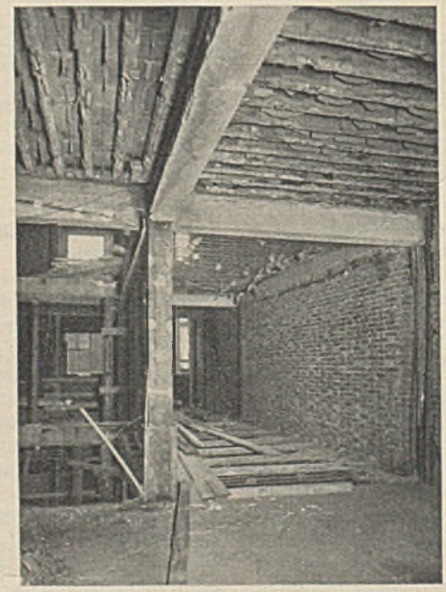


Abb. 10. Brandschäden der Decken.

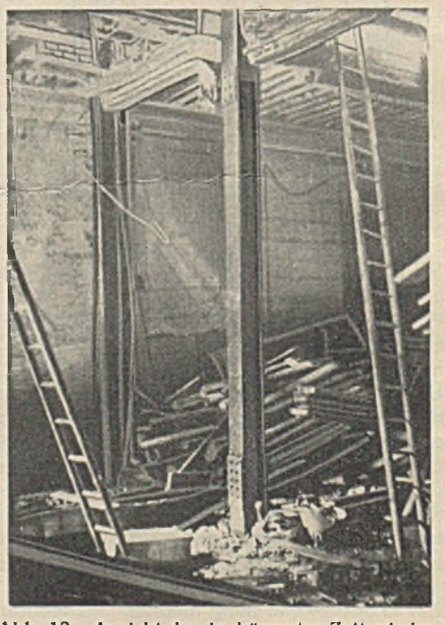


Abb. 13. Ansicht der in kürzester Zeit wieder ordnungsgemäß hergestellten Stütze.

wurde eine Schicht von 3 bis 4 cm bei den Hauptträgern für notwendig gehalten und ein Drahtnetz vorgesehen, doch ergab sich aus architektonischen Gründen an mehreren Stellen eine bedeutend stärkere Schicht.

Die Stützen waren beim Brand im ganzen Gebäude ohne jeden Feuerschutz. Es war beabsichtigt, dieselben mit einer Umhüllung aus Leichtbeton zu versichern und alle Rohre und Leitungen innerhalb des verkleideten Querschnittes anzubringen. Alle diese Leitungen — Wasser- und Abfallrohre, Gas- und elektrische Leitungen — verlangen naturgemäß einen reichlichen Raum, für welchen die beiderseitigen Rinnen des vorerwähnten Stützenquerschnittes gerade ausgereicht hätten.

Die Betonierung der Decken folgte mit der Montage des Skelettes im Abstande von etwa zwei Stockwerken, so daß die Montage des zweiten Teiles am 18. November beendet, die letzte Decke am 3. Dezember fertig betoniert war. Das Weihnachtsgeschäft der Firma konnte sich also bereits vollständig in dem neu hergestellten Teil abspielen. In den Verkaufsräumen lagen Teppiche, Vorhänge und Seide aufgestapelt, und man wartete die Vollendung der Montagearbeiten für die Zentralheizung ab, um die vorerwähnten Feuerschutzvorkehrungen an den Säulen anzubringen.

Bei Ausbruch des Feuers platzte nach Eintreffen der Feuerwehr der nächste Hydrant, und diese Verzögerung trug wesentlich zur Ausbreitung des Feuers bei, so daß die dortigen Zeitungen behaupten, man habe einen solchen Brand in Prag schon lange nicht gesehen. Schließlich waren neun moderne Feuerspritzen zur Stelle und konnten den Brand in $2^1/_2$stündiger Arbeit löschen. Für die Folgen war es von großem Vorteil, daß die oberen Teile des Neubaues nach allen Richtungen offen waren, so daß sich die Hitze nur an einer Stelle konzentrieren konnte, welche im Grundriß Abb. 1 durch die Stütze XXII gekennzeichnet ist. Von der Stahlkonstruktion hat nur diese Stütze (Abb. 9) durch eine S-förmige Auskrümmung gelitten, ferner einige kleine offen liegende Oberlichtkonstruktionen, welche ebenfalls verbogen worden sind. Die ärgsten Zerstörungen finden sich bei den Granitstufen der Stiegen und bei den Untersichten der Betondecken. Die vorerwähnten Hohlsteine (Abb. 7) bestehen aus einem ausgezeichneten Ziegelmaterial, welches jedoch den Anforderungen der Feuersicherheit insofern nicht entspricht, als es schon bei einer verhältnismäßig niedrigen Temperatur Sprünge erhält. Dies hatte zur Folge, daß bis in den vierten Stock hinauf (Abb. 10) von allen erhitzten Deckenflächen die Untersicht abgefallen ist. Auf diese Weise wurden auch die Trageisen der dazwischen liegenden Eisenbetonrippen bloßgelegt, sie haben sich ausgedehnt, und die Zerstörung der Decken selbst veranlaßt, welche vollständig herabgeschwemmt worden sind (Abb. 9). Der Schaden reicht durch vier Stockwerke und erfordert eine vollständige Auswechslung der betreffenden Decken. Ein weiterer großer Schaden ergab sich bei einer 15 cm starken Eisenbetonwand, welche einseitig erhitzt, sich ausgebogen hat (Abb. 11). Das gleiche geschah bei einer 30 cm starken Brandmauer aus Ziegel, welche das Gebäude gegen einen Nachbarlichthof abgrenzt. Für diesen bestand die Gefahr des Einsturzes. Wenn man die so sich ergebenden Schäden mit denen der Stahlkonstruktion vergleicht, so darf man wohl die letzteren mit Recht als unbedeutend bezeichnen, und sie wären ganz vermieden worden, wenn man es nicht verabsäumt hätte, den Feuerschutz anzubringen.

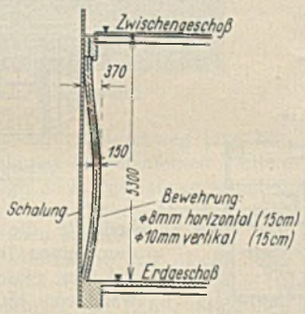


Abb. 11.
Verformte Eisenbetonwand.

Die S-förmige Verkrümmung der Stütze XXII hatte zur Folge, daß sich die obere Decke an dieser Stelle um 72 mm gesenkt hat. Die Stütze läuft durch acht Etagen hindurch und besteht aus ⊐⊏ 22 mit entsprechenden Verstärkungs- und Kopfblechen. Die gesamte lichte Höhe des Erdgeschosses beträgt 5,3 m und die Stütze war für eine Last von 113 t bestimmt. Die Ausbauchung der Stütze geschah in der Richtung der kleinen Achse mit einer maximalen Abweichung von der Stützenmitte von 218 mm. Die Reparatur der Stütze geschah in der Weise, daß man ein Stück derselben von 4 m Länge herausnahm (Abb. 9), die ganze Decke um 82 mm gehoben hat, eine neue Stütze einschob und die Decke 10 mm herabließ und, wie aus Abb. 12 ersichtlich, befestigte. Die Hebung geschah durch vier hydraulische Winden, wobei vier weitere Ständer mittels Amerikaner als Rückversicherung dienten. Die Hebung dieses sechsstöckigen Gebäudeteiles ging glatt vonstatten und nahm eine Zeit von etwa $^1/_2$ Stunde in Anspruch. Nach der Hebung wurde die Stütze oben autogen abgeschnitten und die neue Stütze eingeschoben und befestigt. Abb. 13 zeigt die fertige Stütze.

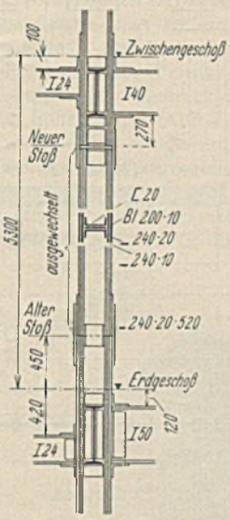


Abb. 12.
Darstellung der ausgewechselten Stütze.

Die bei diesem Brand auftretenden Temperaturen erscheinen dadurch gekennzeichnet, daß alle in der Nähe der Stütze XXII befindlichen gußeisernen Röhren vollständig abgeschmolzen sind. Die Stütze XXII kann demnach keine wesentliche Tragfähigkeit mehr besessen haben, und ihr Zusammenbruch wurde nur dadurch aufgehalten, daß ihre Last durch den rahmenartigen Zusammenhang von den Nachbarstützen übernommen wurde. Es ist bemerkenswert, daß nicht nur die Deckenträger sondern auch die Verbindungen der Träger mit den Stützen an dieser Stelle keinen Schaden gelitten haben, so daß der angerichtete Schaden, soweit er das Stahlskelett betrifft, als klein bezeichnet werden muß. Die beschriebene Rekonstruktion wurde ebenfalls von der Brückenbaufirma A. Ippen ausgeführt.

Da die Stahlkonstruktion nach der verhältnismäßig geringen Arbeit der Auswechslung der Stütze XXII, die im ganzen nur einen Tag in Anspruch nahm, von der statischen Baukommission als intakt befunden wurde, konnte schon neun Tage nach dem Feuer das Geschäft in den provisorischen Verkaufsräumen des zweiten Teiles im vollen Umfange aufgenommen werden.

Das Vorkommnis lehrt, daß auf die rechtzeitige Ausführung eines verläßlichen Feuerschutzes bei Stahlstützen großes Gewicht zu legen ist und daß die in diesem Fall verwendeten Granitstufen der Stiegen, Deckenkonstruktionen mit einem dichten Ziegelmaterial und schließlich auch dünne Ziegelwände als Brandmauern keinen Anspruch haben, als feuerbeständig zu gelten.

Alle Rechte vorbehalten.

Brauerei-Neubauten in Stahl.

Von Dipl.-Ing. **Johannes Rosenthal** und Dipl.-Ing. **Emil Straßberg**, Berlin.

Für Neubauten der Brauereiindustrie erweist sich der Stahlbau für weitgespannte und starkbelastete Tragkonstruktionen als besonders geeignet. — Ein modernes Sudhaus, eine schwierige Gärkelleraufstockung und eine mustergültige Mälzereineuanlage größten Ausmaßes werden beschrieben.

Die Rationalisierungsbestrebungen der deutschen Wirtschaft führten auch in der Brauereiindustrie zu Betriebsumgestaltungen und Erweiterungen, die Architekten und Ingenieure vor interessante und neuartige Aufgaben stellten. Mit der Durchführung des umfangreichen Bauprogramms der Berliner Kindl-Brauerei A.-G., Berlin, wurden die Architekten Regierungsbaumeister Hans Claus und Architekt B. D. A. Richard Schepke betraut.

Einige dieser jetzt fertiggestellten industriellen Hochbauten sind durch ihre Ausmaße, durch besondere erforderliche konstruktive Anordnungen oder durch Erschwernisse während der Ausführung in bautechnischer Hinsicht bemerkenswert. Im folgenden sollen die interessantesten dieser Bauten, für deren Tragkonstruktion vorwiegend der Werkstoff Stahl Verwendung fand, beschrieben werden:

Das neue Sudhaus der Berliner Kindl-Brauerei A.-G. in Berlin-Neukölln.

Die bautechnische Gestaltung des Sudhauses ist durch den Fabrikationsgang bedingt, der die senkrechte und waagerechte Lage der einzelnen Maschinen und Apparate zueinander festlegt (Abb. 1 u. 2). Im Turm von 37,5 m Höhe über dem Hof, 9 m Frontbreite und 20 m Tiefe steht im obersten Stockwerk ein Wasserbehälter aus Stahl von 100 m³ Inhalt. In den darunter befindlichen drei Stockwerken geht das aus der benachbarten werkseigenen Mälzerei kommende Malz durch die Malzpoliermaschine (mit dem beigeschalteten Schlauchfilter zur Entstaubung) in drei darunter befindliche Malzsilos, von denen jeder in gefülltem Zustande 18 t wiegt. Ein Becherwerk hebt das Malz wieder nach oben. Durch Schwerkraft fließt es dann über eine automatische Waage und zwei Schrotmühlen von je 5,5 t Gewicht in zwei Schrotkästen, die je 14,4 t wiegen. Die leichteren Maschinen, die nicht als Einzellasten wirken, sind mit einer auf die Decken gleichmäßig verteilten Nutzlast von 1 t/m² in der statischen Berechnung in Ansatz gebracht worden.

In der großen Halle des Sudhauses (Abb. 3), die im Innenraum 33 m in der Länge, 18 m in der Tiefe und 12,5 m in der Höhe mißt, ist ein normales Sudwerk aus sechs Geschirren für 150 Zentner Schüttung untergebracht: Zwei Maischepfannen von 5300 mm Durchmesser nehmen das Malz aus den im Turm darüberstehenden Schrotkästen auf. Daneben befinden sich zwei Würzepfannen von 6100 mm Durchmesser und auf einem erhöhten Podest die beiden Läuterbottiche von 7000 mm Durchmesser.

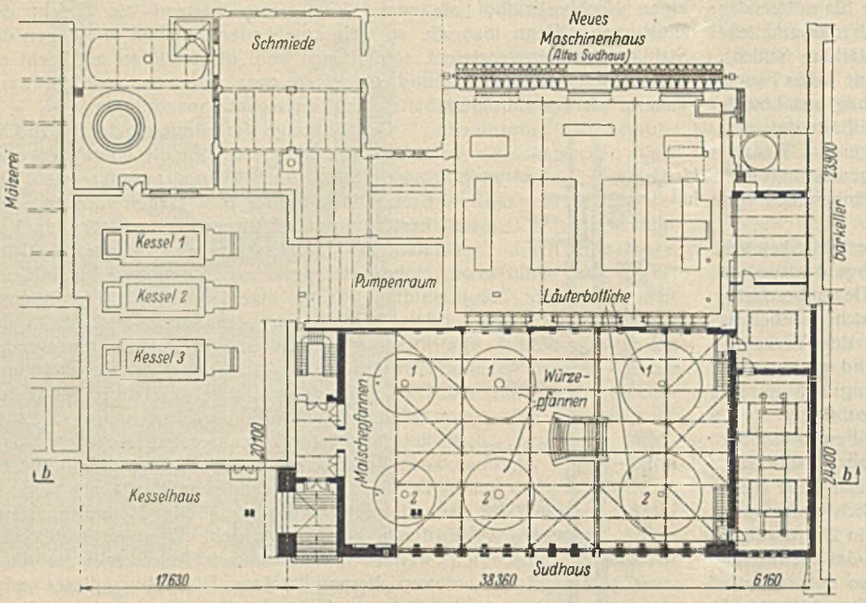


Abb. 1. Grundriß des neuen Sudhauses.

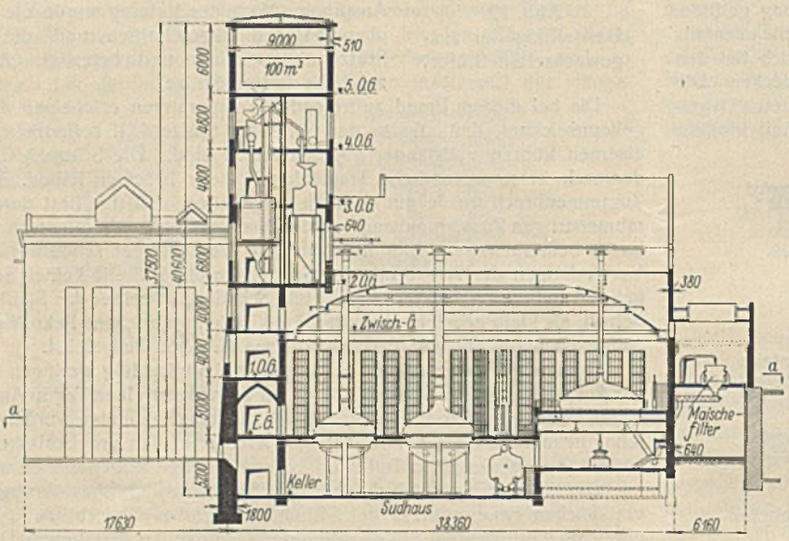


Abb. 2. Längsschnitt durch das neue Sudhaus.

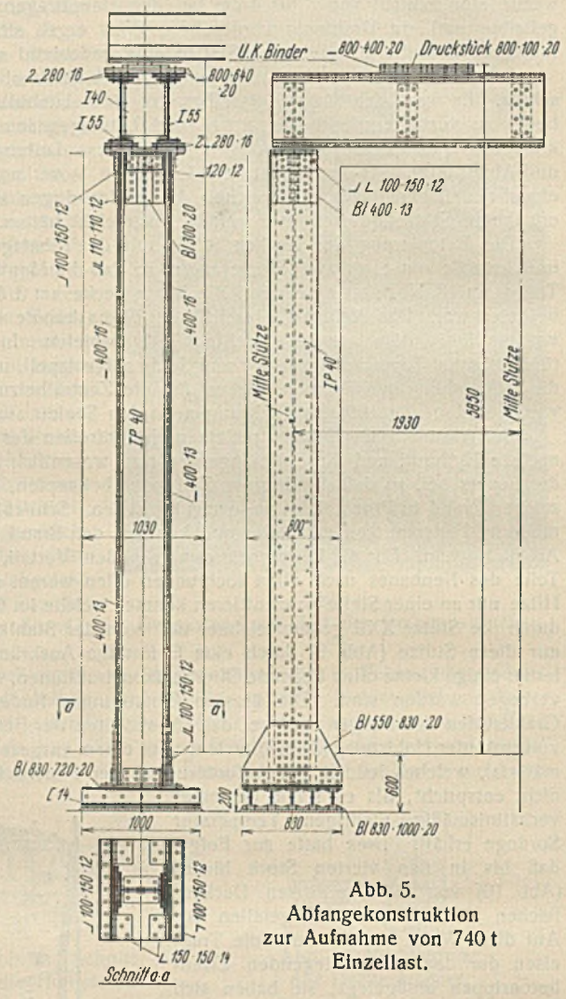


Abb. 5. Abfangekonstruktion zur Aufnahme von 740 t Einzellast.

Lediglich die beiden letzteren belasten die Deckenträger über dem Keller, während die vier anderen Gefäße auf eigenen, besonders fundierten Stützen stehen.

Der unter der Halle befindliche Keller enthält alle notwendigen Antriebsvorrichtungen, Pumpen, Hopfenmontejus, Förderschnecken usw.

Die Würze geht vom Sudhaus zu Kühlvorrichtungen in einem Nachbargebäude und dann zum Gärkeller. Über der Durchfahrt zwischen Sudhaus und Gärkeller befindet sich das 32 t schwere Maischefilter mit zugehörigem Wasch- und Trockenraum.

Die Ausdehnung des Sudhauses war durch das danebenstehende Kesselhaus und durch die auf der anderen Seite befindliche Durchfahrt beschränkt. Daher mußte die große Halle etwa bis zur Turmmitte geführt werden. Das bedingte die Abfangung der hohen Turmwand durch einen Träger von 19,12 m Stützweite. 740 t lasten auf ihm, einschließlich eines Winddruckes auf die Turmwand von 150 kg/m² (Abb. 4). Das Profil der Abfangekonstruktion besteht aus zwei Blechträgern mit Stehblechen 2300 × 16, vier Winkeln 160 × 160 × 17 und je drei Platten 350 × 16 mit je zwei Universalstößen. Das eine Auflager besteht aus einem 2 m langen Trägerrost auf Klinkeruntermauerung, das andere aus einer 15 m hohen Stahlstütze aus I I I 55, die bis zur Kellersohle hinabzuführen war. Diese Stahlstütze mit einer Last von insgesamt 435 t trägt außer der Turmlast noch die Last eines 8,35 m weit gespannten Abfangeträgers über einer Einbringeöffnung. Letzterer hat neben schweren Wandlasten über den Fenstern noch zwei Dachträger aufzunehmen. Außer dieser Einbringeöffnung war noch eine zweite von 9,30 m Spannweite erforderlich, denn die sechs Geschirre mußten in fertig montiertem Zustande — jedoch ohne den Schlot — in die Halle gebracht werden. Die zweite Einbringeöffnung befindet sich neben der Durchfahrt. Zwischen den beiden großen Abfangungen der Frontwand sind noch solche kleinerer Spannweite und drei bis zu den Bindern reichende Frontstützen vorhanden, die gleichzeitig den Winddruck auf die Frontwand übernehmen. Eine weitere

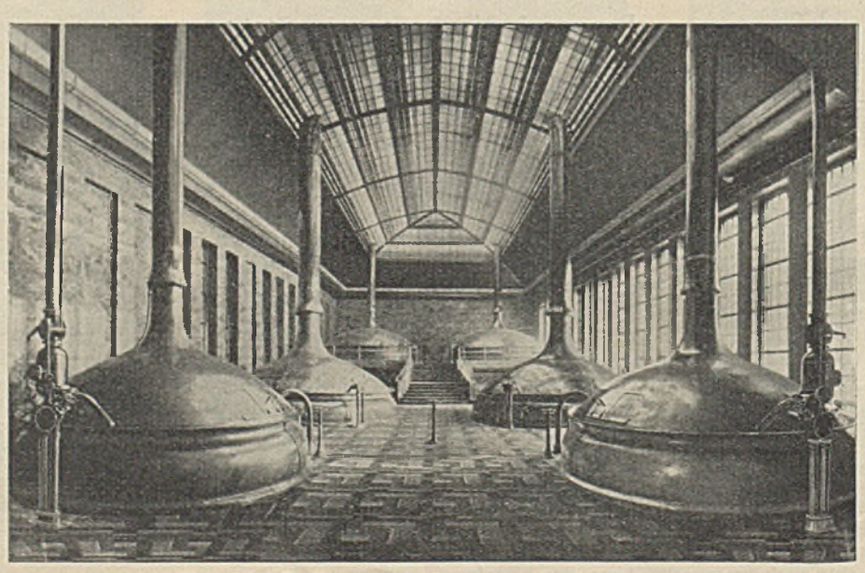


Abb. 3. Innenraum des neuen Sudhauses.

schwere Abfangekonstruktion wurde in der Trennwand zwischen dem neuen und dem alten Sudhaus, dem jetzigen neuen Maschinenhaus, zur Aufnahme von zwei Einzellasten von je 370 t notwendig (Abb. 5). Diese rühren von Fachwerkträgern her, die die beiden oberen Geschosse des alten Sudhauses tragen. Es wurden dort entsprechende Unterzüge und Stützen vorgesehen.

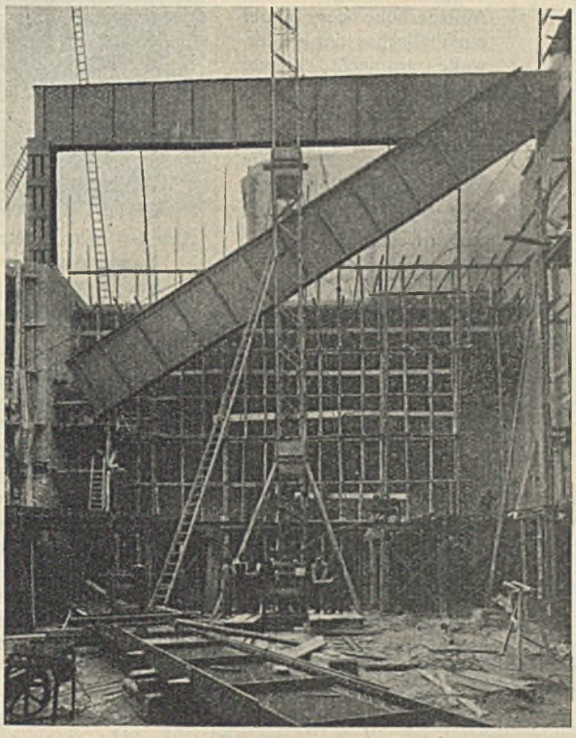


Abb. 4. Abfangeträger für die Turmwand.

Das Dach über der großen Halle erhielt durchweg eine Eindeckung aus 8 mm starkem, kittlosem Drahtglas auf stählernen Pfetten. Eine weitere untere stählerne Pfettenlage trägt, an Hängestangen gehalten, die kuppelartig aus farbigen Überfanggläsern zwischen Bronzerahmen gebaute Decke, die die große Halle nach oben abschließt (Abb. 6). Als Binder dienen Blechträger von 19,50 m Stützweite mit einem Stehblech 1000 × 10, vier Winkeln 75 × 75 × 8 und je einer Platte 180 × 10. Die Blechträger liegen schräg unter einem Winkel von 12,5°. Sie haben je einen Universalstoß. Ein fachwerkartiger Windverband für die Hoffront und zwei Montageverbände an den Schmalseiten vervollständigen die Dachkonstruktion.

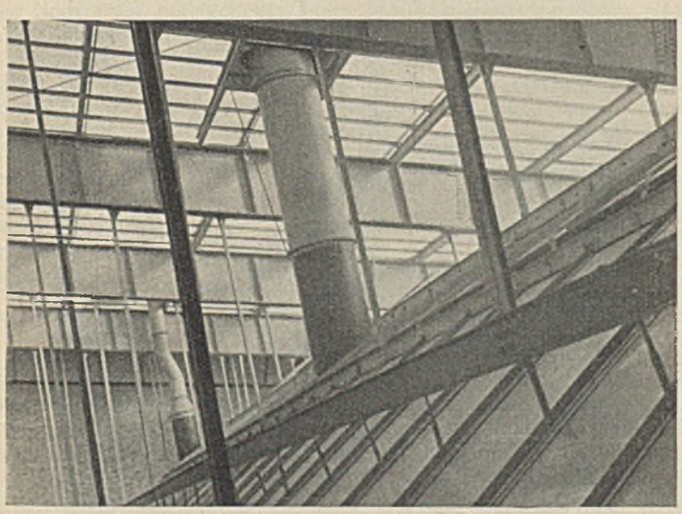


Abb. 6. Die an Hängestangen gehaltene Decke des Sudhauses.

Als zulässige Beanspruchung für die Stahlkonstruktionen wurde hier sowie für die anderen im folgenden beschriebenen Bauten 1400 kg/cm² angenommen. Alle Träger, deren Stützlänge größer als 7 m ist, sind — auch wenn sie nicht zur Aussteifung dienen — so berechnet worden, daß ihre Duchbiegung $^1/_{500}$ der Stützweite nicht überschreitet.

Unter den stark konzentrierten Stützenlasten konnte man mit Klinkerfundamenten nicht überall auskommen, so daß Eisenbetonbankette angeordnet werden mußten. Entsprechend dem vorhandenen guten Sandboden konnte ein Bodendruck von 4,5 kg/cm² als zulässig erachtet werden.

Bei der architektonischen Gestaltung der Fassade wurde auf die vorhandenen Gebäude aus massivem Ziegelbau Rücksicht genommen. So gelangte man zu der schweren, wuchtigen Form des monumentalen Gebäudes. Die rhythmische Auflösung des Hallenbaues in eine Reihe hoher, schmaler Fenster und kräftiger, aber sehr schlank wirkender Pfeiler ist sehr eindrucksvoll und steht in harmonischem Einklang mit dem hohen Turm (Abb. 7). Zur Verkleidung wurden Bockhorner Klinker gewählt. Das ruhige und geschlossene Aussehen der Fassade läßt den Beschauer nicht vermuten, daß sich hinter der Verblendung so schwere stählerne Abfangekonstruktionen befinden. Bei der Innenausstattung ist der monumentale Charakter des Gebäudes gleichfalls gewahrt worden: graublauer Marmor für die Wände, Bronze und farbiges Überfangglas für die Fenster wie für die Kuppel und Glasmosaik für den Fußboden ergeben eine prunkvolle Umrahmung für die massigen, glänzenden Kupfergefäße der Apparatur (Abb. 3). Man glaubt, in eine Kathedrale einzutreten!

Abb. 7. Das neue Sudhaus.

Die Stahlkonstruktionen von insgesamt 280 t Gewicht lieferte die Firma G. E. Dellschau G. m. b. H., Berlin-Tempelhof, mit Ausnahme von 65 t für die Trägerlage des Läuterbottichpodestes (Firma H. Gossen, Stahlskelett- und Eisenbau, Berlin-Reinickendorf). Die Apparatur entstammt der Maschinenfabrik A. Ziemann, Feuerbach/Stuttgart.

Die Gärkelleraufstockung der Berliner Kindl-Brauerei A.-G. in Berlin-Neukölln.

Der zwischen dem neuen Sudhaus und dem alten Maschinenhaus am Haupthof befindliche Gärkeller mußte vergrößert werden. Vorhanden war dort ein einstöckiger Bau mit flachem Pappdach. Eine seitliche Vergrößerung war nicht durchführbar, da außer den erwähnten benachbarten Gebäuden dahinter hohe Gebäudeteile, in denen sich die Kühlschiffe befinden, vorhanden sind. So kam nur eine Aufstockung in Frage. Der Betrieb des vorhandenen Gärkellers durfte unter keinen Umständen gestört werden. Eine normale Aufstockung hätte mit dem Abbruch des Daches und der Verstärkung von Decke und Stützen den Betrieb lahmgelegt. Es gab nur eine Lösung: Hochführen der seitlichen Mauern und Aufhängung des gesamten neuen Gärraums an großen Bindern. Bei den Abmessungen der Grundfläche von 24 × 22 m und den schweren Lasten der zwölf Gärbottiche von je 600 bis 700 hl Inhalt ergaben sich Konstruktionen, wie sie im Hochbau nicht alltäglich sind. Sie bestehen aus drei frei gespannten, 6 m voneinander entfernten Bindern von 22,6 m Stützweite, an denen insgesamt sechs Hängesäulen angeschlossen sind. Auf diese werden die Lasten der Decke und der zwölf Bottiche durch ein Netz von Deckenträgern und Unterzügen übertragen (Abb. 8).

Die Binder wurden als Doppelblechträger von 2,50 m Höhe in der Mitte und 0,80 m an den Auflagern, entsprechend der Dachneigung,

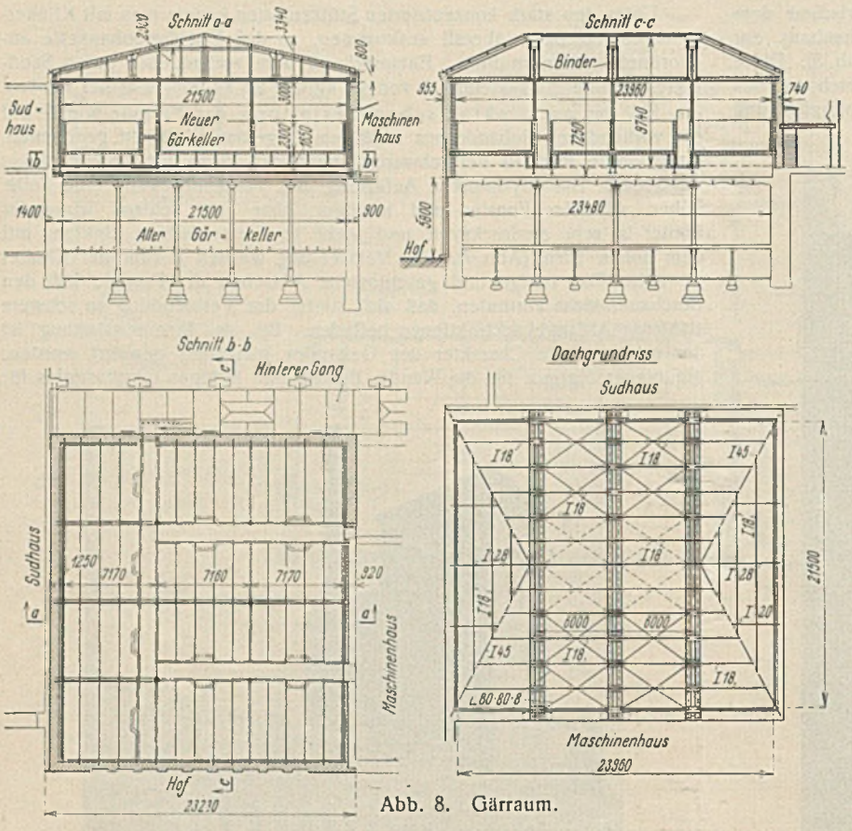


Abb. 8. Gärraum.

ausgebildet. In den Drittelpunkten sind die Hängesäulen zwischen den Doppelbindern an Querschotten angeschlossen. Auf dem Obergurt liegen die Pfetten des Massivdaches auf, während am Untergurt die massive untere Abschlußdecke eingewinkelt ist. Jede Hängesäule hat eine Last von 158 t, der ganze Binder also 316 t und mit Zwischendecke, Dach- und Eigengewicht etwa 430 t Gesamtlast zu tragen. Jeder der Doppelbinder besteht aus einem Stehblech 2500×16, vier Winkeln 160×160×19 und je einer Platte 350×20 oben und unten. Sie besitzen zwei Werkstattstöße und einen Montagestoß. Die Hängestangen bestehen aus vier sternförmig angeordneten Winkeln 130×130×16.

Besonderes Augenmerk war auf die Auflager zu richten. Die Mauern wurden auf der ganzen Länge von 24 m in 0,64 m Breite aus Klinkern in reinem Zementmörtel hochgeführt. Unter den Bindern wurde ein Trägerrost aus II P 34 von 2,20 m Länge verlegt, so daß die Mauerpressung 14 kg/cm² beträgt. Da die Auflagerhöhe der Binder ein Vielfaches der Binderweite ausmacht, konnte für die Berechnung des Bodendrucks die ganze Mauerlänge in Ansatz gebracht werden. Mit 1,60 m Fundamentbreite ergab sich eine Bodenpressung von 4,2 kg/cm², die bei dem guten und festgewachsenen Sandboden ohne weiteres als zulässig erachtet werden konnte.

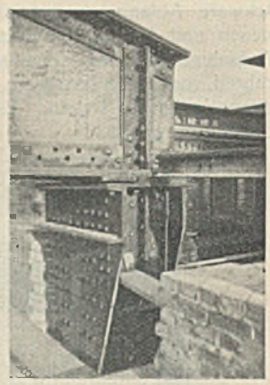


Abb. 9. Wandstützenkopf und Auflager des Doppelbinders.

Schwierig war die Fundierung an der Maschinenhausseite: Wegen beabsichtigter späterer Türöffnungen wurde einer der Binder auf eine aus II 40 bestehende Stütze innerhalb der Wand gesetzt, die auf einem Trägerrost aufliegt (Abb. 9). Ferner war außer verschiedenen Maueröffnungen in einer Entfernung von etwa 0,50 m innerhalb des Maschinenhauses ein 28 m tiefer Brunnenschacht von 3 m Durchmesser aus 0,38 m starkem Mauerwerk vorhanden. Um ein Eindrücken des Schachtes durch den unmittelbar daneben auftretenden starken Erddruck zu vermeiden, mußte die Brunnenwandung durch einen 5 m hohen und 20 cm dicken Eisenbetonzylinder verstärkt werden. Gleichzeitig wurde das bestehende Fundament der Mauer von 1,20 m auf 1,60 m verbreitert und 1 m tief unterfahren.

Die Montage der Stahlkonstruktion war durch Fehlen eines Arbeitsbodens oberhalb des bestehenden alten Gärkellers sehr behindert, um so mehr als die schweren Binder in eine Höhe von 13 m über dem Hof zu liegen kamen. Außerdem war die Durchfahrt im Hof zur Faßbier-Ladehalle schon verhältnismäßig schmal und mußte für den starken Fuhrwerkverkehr freigelassen werden. Jeder Doppelbinder wurde in vier Teilen angeliefert und mittels schwerer Lokomotivwinden abgeladen. Die Teile wurden auf dem Hof vor der Vorderfront zusammengenietet, dann hochgezogen und mittels Schienen auf den beiden Längsmauern bis zu den Auflagern gefahren (Abb. 10 u. 11). Zum Heben der Last — das Eigengewicht von jedem Doppelbinder betrug 39 t — dienten zwei etwa 20 m hohe Montagetürme mit je drei unteren Streben, oberen Auslegern für die Flaschenzüge und hinteren Drahtseilverankerungen. Eigens

Abb. 10. Binder 14 m hochgezogen.

Abb. 11. Binder auf die Fahrbahn hinuntergelassen.

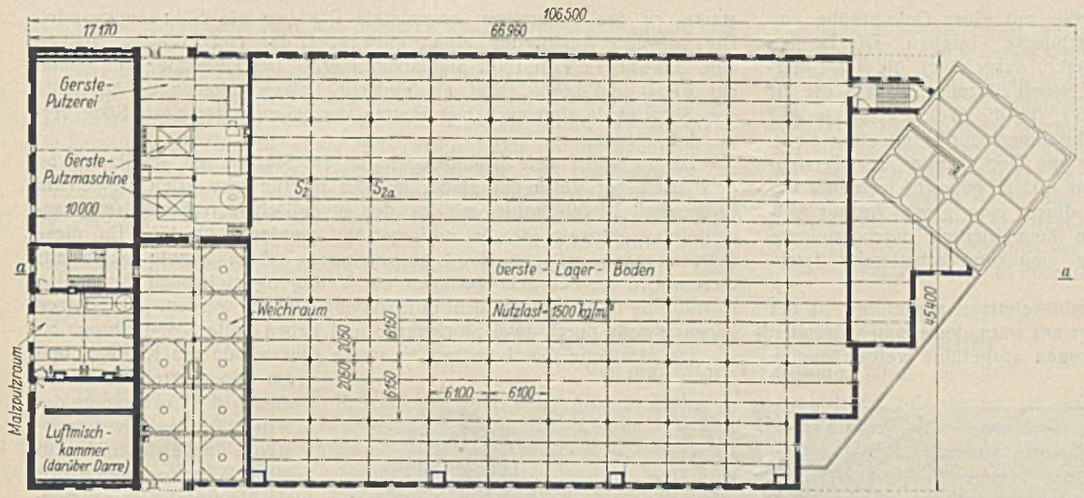


Abb. 12. Grundriß des Mälzereigebäudes, Berlin-Weißensee.

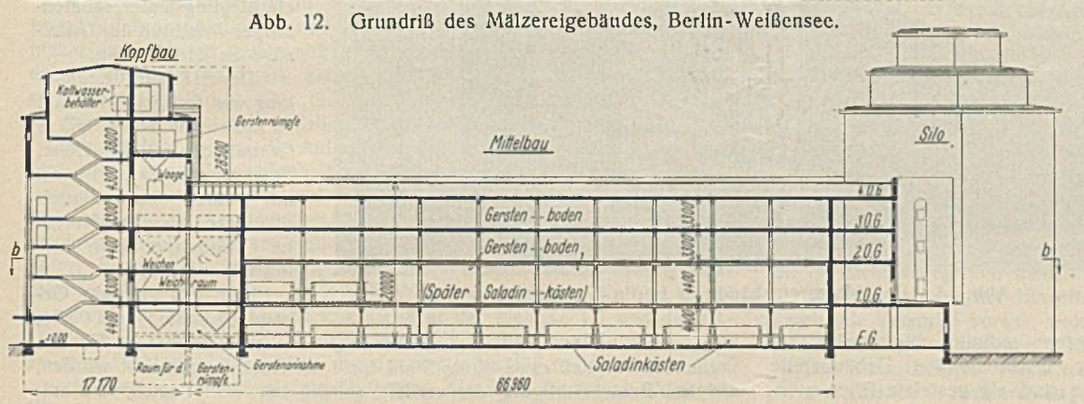


Abb. 13. Längsschnitt durch das Mälzereigebäude, Berlin-Weißensee.

konstruierte Fahrgestelle mit je zwei Laufrädern und mit Aufhängevorrichtung, bestehend aus ⊐⊏-Profilen und einem oberhalb des Gesamtschwerpunktes befindlichen Bolzen, um den der Kranhaken herumgriff, wurden an den Trägerenden angeschraubt. Nachdem zwei Kolonnen von je 8 Mann an den Winden den Träger 14 m hochgehoben hatten, wurde darunter die Fahrbahn auf einem IP-Träger vom Turm zum Mauerwerk hinüberverlegt. Darauf konnte der Träger auf die Fahrbahn hinuntergelassen und dann mittels gleichmäßigen Zuges von zwei Seilen zu seinem Auflager verfahren werden. Unter die Binder wurden dann Wassertöpfe gesetzt, so daß die Fahrgestelle entfernt werden konnten. Das Hochziehen und Verlegen eines jeden Doppelbinders nahm einen Arbeitstag in Anspruch.

Nach Verlegen der Binder bot die weitere Montage keine Schwierigkeiten. Das neue Dach und die Zwischendecke wurden zuerst eingebaut, so daß das darunterliegende alte Dach entfernt werden konnte. Dann wurden an den Hängesäulen die Unterzüge und Deckenträger angeschlossen.

Die an das Sudhaus anschließende Fassade in Bockhorner Klinkern weist keine Fenster auf. Sie ist durch Pfeilervorlagen gegliedert. Der Gärkeller konnte im November 1930 in Betrieb genommen werden. Für die gesamte Anlage sind 290 t Stahlkonstruktion von der Firma Steffens & Nölle Aktiengesellschaft, Berlin-Tempelhof, geliefert und montiert worden.

Mälzereigebäude der Berliner Kindl-Brauerei A.-G. in Berlin-Weißensee.

Das umfangreichste und bedeutendste Bauwerk unter den Neubauten der Berliner Kindl-Brauerei A.-G. ist die Mälzereianlage in Weißensee. Durch diese wurde die dortige Abteilung von der Abteilung Neukölln die bisher das Malz lieferte, unabhängig gemacht. Es ist dort eine der neuzeitlichsten Kastenmälzereien ganz Deutschlands entstanden.

Der Arbeitsgang ist im wesentlichen folgender: Die Gerste kommt in Säcken auf Lastkraftwagen an, wird in sechs stählerne Annahmerümpfe von insgesamt 2100 Ztr. Fassungsvermögen eingeschüttet und von Schnecken und zwei Becherwerken zur Putzerei hinaufbefördert. In der Putzerei werden die Fremdkörper und die Grannen entfernt. Dann wird die Gerste entstaubt und nach Sorten getrennt. Mittels Becherwerks und Verteilungsschnecken fließt sie dann entweder direkt den Weichen oder den Gerstenlagerböden von 210 000 Ztr. Fassungsvermögen zu. Eine Saugluftförderanlage dient der Umlagerung oder gleichfalls zur Beförderung nach den zehn Weichen (zylindrische Stahlgefäße mit konischen Böden von je 360 bis 400 hl Inhalt). Dort wird die Gerste gewaschen und belüftet. Durch die Feuchtigkeit wird gleichzeitig die Keimung eingeleitet. Eine Spezialpumpanlage fördert die Gerste nun zu den zehn Saladinkästen von je 124 m² Grundfläche. Dort spielt sich der Keimvorgang ab unter dauernder Zuführung künstlich befeuchteter Luft; währenddessen wird die Masse durch elektrisch betriebene Schnecken ständig gewendet. Das hier entstehende Erzeugnis (Grünmalz) geht über Schüttelrinnen und Becherwerke zur Dreihordendarre, die bei einer Temperatur von 60 bis 70° C innerhalb 24 Stunden etwa 600 Ztr. Malz von der hellsten (Pilsener) bis zur dunkelsten (Münchener) Färbung herstellt. Die Beheizung der Darre geschieht durch Abdampf aus der Kraftzentrale der Brauerei. Über die Darrmalzrümpfe und ein Becherwerk wandert das Malz zur Malzputzerei, wo die Keime abgesondert werden. Putz- und Poliermaschinen sowie Entstaubungsanlagen dienen zur vollkommenen Reinigung des Malzes, das dann über Schnecken- und Becherwerke zum Silo von etwa 40 000 Ztr. Fassungsraum befördert wird.

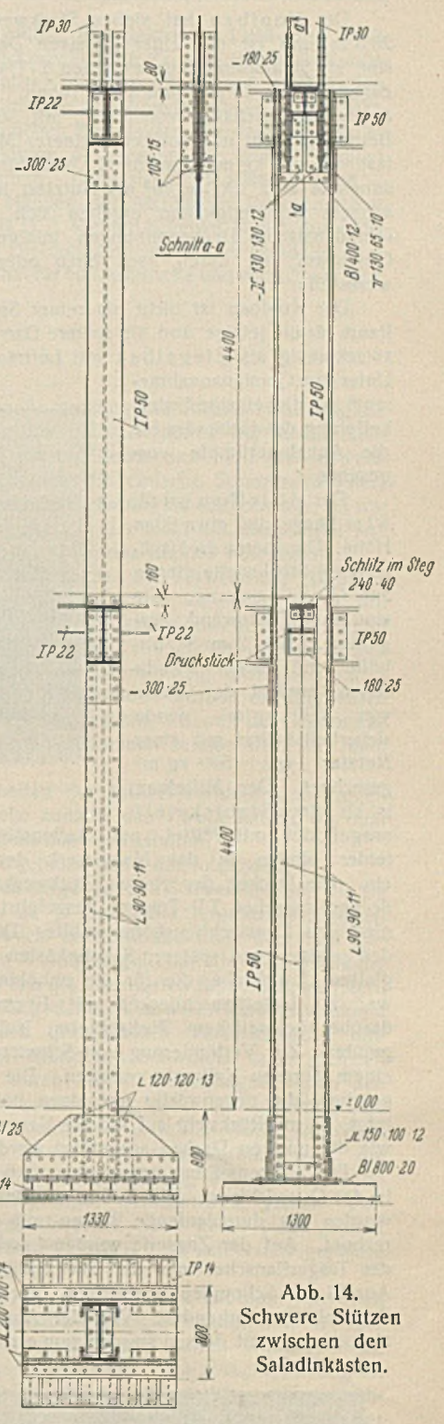


Abb. 14. Schwere Stützen zwischen den Saladinkästen.

Dem Arbeitsgang entsprechend sind die Baulichkeiten (Abb. 12 u. 13) nach einer Dreiteilung gegliedert: Im Kopfbau sind Gersten- und Malzputzerei sowie die Darre vereinigt, Lagerboden und Saladinkasten befinden sich im Mittelbau, der Silo mit Nebenräumen bildet den Endbau.

Das Gebäude hat eine Gesamtlänge von 106,5 m und eine Breite von 45,4 m. Die Hauptachse der Neuanlage geht in derselben Richtung wie die der Hauptgebäude der bestehenden Brauerei, und zwar schräg zur Lichtenberger Straße hin, an der der Silo steht. An der Lichtenberger Straße sind zwischen Mittelbau und Silo Übergangsbauten verschiedener Höhe und vieleckiger Grundrißform entstanden. Die beiden Haupttreppen befinden sich im Kopfbau und am Silo.

Der Kopfbau hat sieben Stockwerke mit einer Gesamthöhe von 28,5 m und ist mit einer massiven Dachdecke versehen. Die Decken sind als Steineisendecken zwischen I-Trägern ausgebildet, die auf Unterzügen bis zu 11 m Spannweite ruhen. Neben Einzellasten, wie die für einen Wasserbehälter von 50 m³, mit 56 t, für die Weichen mit je 36 t Betriebsgewicht und solchen kleinerer Maschinen wurde mit einer Nutzlast von 500 kg/m² gerechnet. Nur für die Decke unter der Gerstenannahme sind 1000 kg/m² als Nutzlast in Ansatz gebracht worden. Besondere Schwierigkeiten ergaben sich durch eine große Anzahl verschiedenartiger Deckenöffnungen infolge kontinuierlich durch mehrere Geschosse von unten nach oben oder umgekehrt arbeitender Triebwerksteile.

Der Kopfbau ist nicht als reiner Stahlskelettbau ausgeführt, da der Raum für die jetzige und die spätere Darre aus wärmetechnischen Gründen zweckmäßig als Ziegelbau mit Lufträumen ausgeführt werden mußte. Unter dem Gerstenannahmeraum ist die einzige Unterkellerung des Gebäudes für die Annahmerümpfe vorgesehen.

Der Mittelbau hat rd. 60 m Länge und etwa 20 m Höhe. Die oberen drei (später vier) Stockwerke dienen zur Gerstenlagerung. Sie sind ohne Trennwände ausgeführt. Bei 2 m Schütthöhe und einem spezifischen Gewicht der Gerste von 690 kg/m³ wurde sicherheitshalber mit einer Nutzlast von 1500 kg/m² gerechnet. Der Mittelbau ist als reines Stahlskelett ausgebildet mit Mittel- und Außenstützen; lediglich die Deckenendfelder binden in das Mauerwerk der anschließenden Gebäudeteile ein. Die Decken der oberen Stockwerke sind als gestelzte Eisenbetondecken zwischen IP-Trägern ausgeführt, die man zur Erreichung einer niedrigen Konstruktionshöhe wählte. Die unteren beiden Decken über den jetzigen und späteren Saladinkästen sind zur Erzielung einer absolut glatten Unterfläche, die für die unbehinderte Luftbewegung erforderlich war, als Unterflanschdecken mit 10 cm Schlackenbetonauffüllung und darüber befindlichem Torfisotherm, Isolierpappe und Schutzbeton ausgeführt. Zur Verhinderung von Schwitzwasserbildung ist die Decke mit einem porösen Kalkputz versehen. Die Decke über dem vierten Obergeschoß, die gegenwärtig nur einen hölzernen Dachstuhl mit Pappdach trägt, ist mit Rücksicht auf spätere Verwendung als Gerstenboden ebenso wie die unteren Decken ausgeführt worden.

Die Stützenteilung ergab sich zu 6,10 m in der Längs- und 6,15 m in der Querrichtung. Die 2,05 m voneinander entfernten Deckenträger wurden als durchlaufende Balken mit teilweiser Einspannung berechnet. Auf der Zugseite wurden Laschen vom vollen Nutzquerschnitt des Trägerflansches mit der zur vollen Kraftübertragung notwendigen Anzahl von Schrauben angeordnet. Für den Druckflansch sind eingepaßte Druckplatten vorhanden. Von der Anordnung eines Sitzwinkels wurde abgesehen; statt dessen wurden zum ersten Male mit gutem Erfolg 25 mm starke, an den Unterzügen angenietete Platten als Sitze verwendet. Die gewählte Ausführung ergab gegenüber der von einfachen Balken eine Ersparnis von 180 t Stahlkonstruktion. Die Unterzüge, bestehend aus IP 50 und IP 55, sind als einfache Balken berechnet. An Stelle von Sitzwinkeln sind auch hier Platten von 25 mm Stärke als Sitze verwendet worden.

Da zwischen den Saladinkästen für die Stützen nur ein Raum von 32 × 52 cm zur Verfügung stand, mußten für die schwersten Stützen im Erdgeschoß IP 50-Profile mit an den Innenflächen rechteckförmig angenieteten Winkeln 90 × 90 × 11 gewählt werden (Abb. 14). Da diese Stützen eine Last von 350 t aufzunehmen haben, konnte schon aus diesem Grunde bei dem geringen zur Verfügung stehenden Raum eine Ausführung in Eisenbeton nicht in Erwägung gezogen werden. Die Stützen gehen jeweils durch zwei Stockwerke und haben volle Stoßdeckung.

Da sämtliche Massivdecken in starke Querwände am Kopfbau und am Silo eingreifen, wurde diesen die Übertragung der Windkräfte in die Fundamente zugewiesen. Auf diese Weise erübrigte sich ein biegungsfester, rahmenartiger Anschluß der Unterzüge an den Stützen.

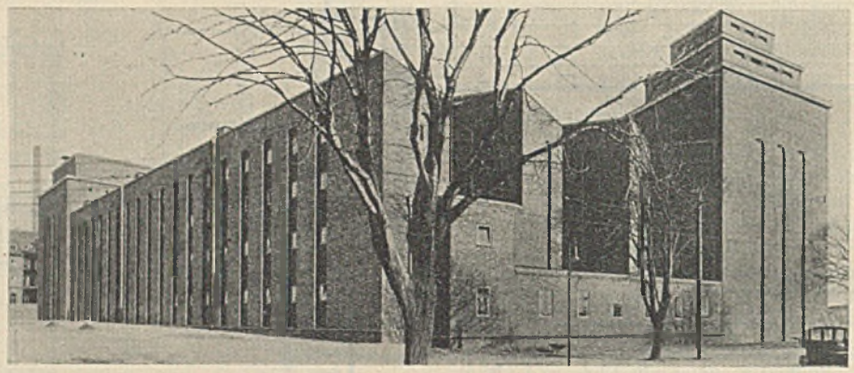


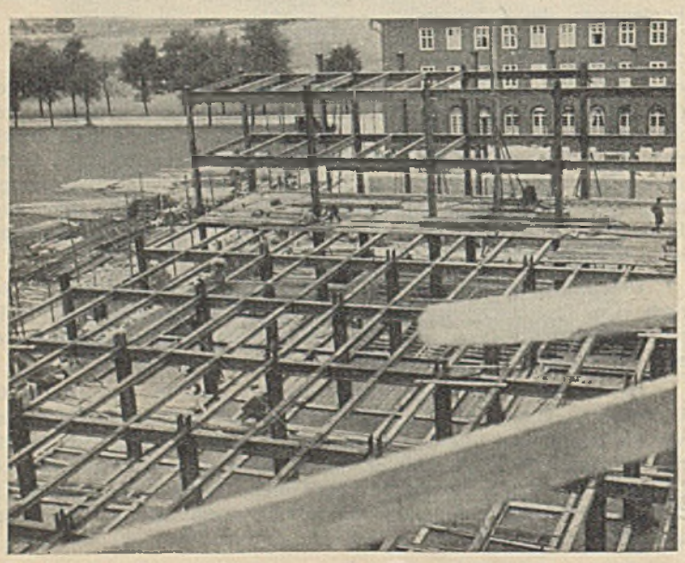
Abb. 15. Das Mälzereigebäude in Berlin-Weißensee.

Der Silo für die Stapelung von fertigem Malz hat 16 Zellen von 3,65 × 3,65 m Grundfläche bei 21 m Höhe. Er ist ganz aus Eisenbeton mit einer umgekehrten Pilzdecke als Fundament im Gleitbauverfahren hergestellt worden.

Für das gesamte Gebäude, außer dem Silo, wurden 1500 t Stahlkonstruktion benötigt. Es sind 16 500 m² Decken vorhanden, so daß etwa 90 kg Stahl für 1 m² Decke verbraucht wurden, ein bei Berücksichtigung der verhältnismäßig schweren Lasten, die aufzunehmen waren, recht günstiges Ergebnis.

Die Bodenverhältnisse auf dem Gelände der Brauerei sind durch mehrfache frühere Bohrungen bis zu 40 m Tiefe erforscht. Unter etwa 8 m starken, fest abgelagerten Lehmschichten mit geringem Gefälle befinden sich starke Sand- und Kiesschichten. Der Lehm enthält an einigen Stellen Sandadern, die geringe Mengen von Schichtwasser führen. Probebelastungen ergaben bei einem Druck von 2 kg/cm² Einsenkungen von 4 bis 7 mm, bei weiterer Belastung bis zu 3 kg/cm² traten neue Einsenkungen nicht auf. Nach der Entlastung stellte sich ein Auftrieb nicht ein. Für die Fundamente wurde deshalb mit einer durchschnittlichen Bodenpressung von 2 kg/cm² gerechnet. Unter den Stützen wurden Einzelfundamente aus kreuzweise bewehrtem Eisenbeton ausgeführt, deren größte Abmessungen 4,40 × 4,40 × 2,0 m waren. Unter den Außenmauern mit ihren Randstützen waren bis zu 3,20 m Breite durchlaufende Eisenbetonbankette herzustellen. Insgesamt waren für die Fundamente mit Ausnahme des Silos rd. 3300 m³ Eisenbeton notwendig.

Der langgestreckte Mittelbau wurde von den Architekten in geschickter Weise durch Auflösung in schmale Fensternischen mit oberen Rundbogen und schlanken Pfeilern belebt (Abb. 15). Stufenförmig sich verjüngende Aufbauten auf dem Kopfbau und dem Silo, die durch werksteinmäßig bearbeitete Hauptgesimse betont sind, geben dem Gebäude eine



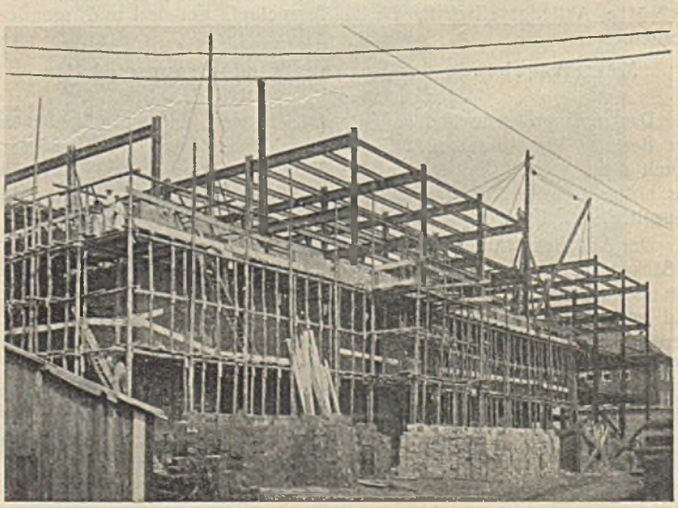


Abb. 16 u. 17. Montagezustände des Mälzereigebäudes.

charakteristische eigene Note und heben es wirksam aus dem Stadtbild hervor. Sämtliche Außenmauern sind mit rotbunten Klinkern verkleidet.

Die gesamte Bauzeit, einschließlich der Montage aller Maschinen und Apparate bis zur Inbetriebsetzung betrug $^3/_4$ Jahre. Während die Stahlkonstruktion der oberen Stockwerke noch montiert wurde, waren bereits die Saladinkästen im Erdgeschoß fertiggestellt. Das von der Bauherrin gesteckte Ziel der kurzfristigen Herstellung konnte dank reibungsloser Zusammenarbeit aller an der Bauausführung Beteiligten erreicht werden. Die Abb. 16 u. 17 zeigen die Stahlkonstruktion während der Montage.

Die maschinelle Ausrüstung lieferte die Maschinenfabrik Anton Steinecker, Freising/Bayern, die Vertikaldarre wurde von der Firma F. A. Topf & Söhne, Erfurt, ausgeführt, die elektrische Licht- und Krafteinrichtung von den Siemens-Schuckertwerken A.-G. Die Beton- & Monierbau A.-G. hatte den Silobau in Auftrag, die Firma Steffens & Nölle Aktiengesellschaft, Berlin-Tempelhof, sämtliche Stahlkonstruktionen. — Die Bauausführung für alle oben beschriebenen drei Bauten war dem Baugeschäft E. Tielebier anvertraut, mit Ausnahme der Decken, die von der Raebelwerke G. m. b. H. hergestellt wurden. Entwurf und Bauleitung lagen — wie bereits erwähnt — in den Händen der Architekten Regierungsbaumeister Hans Claus und Architekt B. D. A. Richard Schepke, Berlin, unter Mitarbeit des Bauingenieurbüros der Diplomingenieure Walter Birnbaum (verstorben 1929) und Johannes Rosenthal für bautechnische und statische Fragen.

Alle Rechte vorbehalten.

Ein geschweißter Stahlgroßbehälter.

Von Ing. Ettore Gentilomo, Wien.

Die Waagner-Biró A.-G. in Wien hat kürzlich für die Spiritusfabrik und Raffinerie G. & W. Löw in Angern bei Wien einen großen Melassebehälter von 28,50 m Durchmesser und 11,17 m Mantelhöhe mit einem Inhalt von 7100 m³ geliefert und aufgestellt.

Dieser Behälter wurde in seinen wesentlichen Teilen nach dem Lichtbogenverfahren geschweißt und zählt infolgedessen zu den bedeutendsten bisher ausgeführten geschweißten Bauwerken. Bevor auf die Einzelheiten des eigentlichen Behälters eingegangen wird, sind zum besseren Verständnis einige Worte über die Gründung notwendig, welche gleichfalls in einer nicht allgemein üblichen Weise zur Ausführung kam.

Der Boden, der für die Aufstellung des Behälters zur Verfügung stand und über dessen Beschaffenheit elf Bohrungen Aufschluß gegeben hatten, besteht bis zu einer Tiefe von mindestens 5 m aus einer unregelmäßigen Aufeinanderfolge von Schichten, die aus feinem glimmerreichen Sand, aus weichem gelben Lehm, aus steifem grauen Tegel, sowie aus Vermengungen dieser Bodenarten zusammengesetzt sind. Einem solchen Boden kann man im allgemeinen eine Inanspruchnahme von nicht mehr als 1 kg je cm² zumuten. Da aber das spezifische Gewicht der Melasse 1,4 und der tatsächliche Bodendruck mithin rd. 1,6 kg je cm² beträgt, anderseits man sich zu einer Pfahlgründung infolge der unverhältnismäßig hohen Kosten nicht entschließen konnte, wurde ein Gutachten des Prof. Dr.-Ing. v. Terzaghi, Wien, eingeholt. Dieses Gutachten kommt zur Schlußfolgerung, daß trotz der überaus schlechten Bodenbeschaffenheit von einer tragfähigen Gründung abgesehen werden könne, denn wenn auch eine einseitige Zusammendrückung oder ungleichmäßige Setzungen des Bodens nicht auszuschließen seien, so sei doch der Behälter imstande, sowohl eine bescheidene Schiefstellung als auch eine ungleichmäßige Setzung des Bodens um mehrere Zentimeter mitzumachen, ohne Schaden zu erleiden. Es sei lediglich notwendig, während eines gewissen Zeitraumes die etwaigen Setzungen festzustellen und zu überprüfen, ob die durch dieselben bewirkten Zusatzspannungen gefährlich werden können. Wenn auch dies der Fall sein sollte, so lasse sich das Bauwerk jederzeit mit einem Kostenaufwande verstärken, der sicher nicht an die Kosten einer Pfahlgründung heranreicht. Infolgedessen wäre es nicht wirtschaftlich, bedeutendes Kapital lediglich zu dem Zwecke auszugeben, um Zusatzspannungen von vornherein mit Sicherheit auszuschalten.

Auf Grund dieser Überlegungen wurde nur die oberste Bodenschicht bis zu einer Tiefe von 2 m entfernt und der Behälter unmittelbar auf den gewachsenen Boden aufgesetzt. Die zwischen Behälterboden und Erdreich eingeschaltete, durch Asphaltpappenlagen gedichtete Betonplatte von 22 cm Stärke hat ausschließlich den Zweck, einerseits die Entwässerung des Bodens unter der Wirkung der Überlast nach oben hin zu verhindern, andererseits den Zutritt der Erdfeuchtigkeit zum Stahlboden abzuwehren. Die genannte Betonplatte erhielt eine schwache Eisenbewehrung, um sie gegen örtliche Setzungen des Bodens geringeren Umfanges widerstandsfähig zu machen. Da der durch das Eigengewicht des Behältermantels und des Daches erzeugte Bodendruck im Bereiche des Fußringes größer ist als im Behälterinnern, wurde die Betonplatte am Behälterrand auf 40 cm verstärkt und nach außen verbreitert. Sie bildet gleichzeitig den Boden des um den Behälter angeordneten 1 m breiten Inspektionsganges.

Mitbestimmend für die Wahl der Schweißung war das Fehlen einer eigentlichen Gründung und im Zusammenhange damit die Unmöglichkeit, die üblichen begehbaren Kanäle unter den Stößen der Bodenbleche anzuordnen. Die Zusammenstellung des Stahlbodens in erhöhter Lage und dessen Absenkung nach vollzogener Vernietung hätte bei seiner beträchtlichen Größe jedenfalls höhere Kosten verursacht, als das Verlegen der Bodenbleche in ihrer endgültigen Lage, und hätte überdies auch einen größeren Zeitaufwand erfordert.

Da die Nähte des Behälterbodens auch bei auftretenden örtlichen Senkungen nur geringen Beanspruchungen ausgesetzt sind und es demnach nur auf ihre Dichtheit ankommt, war die einfache V-Schweißung das gegebene. Für den Mantel hätte dagegen dieselbe Nahtart, die den auftretenden Kräften ohne weiteres gewachsen gewesen wäre, eine Vergeudung von Material bedeutet. Bei der V-Naht ist bekanntlich die in Rechnung zu stellende Stärke der Naht mit der Blechstärke gleich zu nehmen; da die Naht aber nur mit 8,5 kg/mm² beansprucht werden darf, während auch für gewöhnliche Behälterbleche aus St 37 eine weit höhere Beanspruchung zulässig ist, ist eine Ausnutzung der Bleche nicht möglich. In Anbetracht des hohen Wertes des Behälterinhaltes war andererseits eine über das gewohnte Ausmaß hinausgehende Sicherheit der Schweißnähte erwünscht. Wenn infolgedessen die einfache Stumpfschweißung auszuscheiden und durch eine Laschenverbindung zu ersetzen war, so war hiermit der Vorteil einer Unabhängigkeit in der Wahl der Blechstärke und in weiterer Folge die freie Wahl der Güte des Stahles verbunden.

Wiewohl die Höchstinanspruchnahme des zur Verwendung gelangten St 44, welche nach der ÖNORM[1]) 19 kg/mm² erreichen darf, mit 14 kg begrenzt wurde, konnte im Vergleich zum Gewicht eines stumpf geschweißten Behälters eine Ersparnis von 12% erzielt werden, gegen welche die höheren Kosten für die Laschenverbindung nicht merklich in die Wagschale fallen. — Aus Sicherheitsgründen wurden die theoretisch ermittelten Blechstärken noch um 1 mm erhöht, obzwar im Gegensatze zum Beton, welcher von der Melasse vollkommen zerstört wird, der Stahl von ihr nicht angegriffen wird.

Der Festsetzung der Einzelheiten der Schweißverbindungen gingen eingehende Versuche voraus, welche zunächst den Zweck hatten, die dem St 44 am besten entsprechende Elektrode festzustellen.

Die wesentlichsten Versuchsergebnisse sind die folgenden:

Bei starken, in mehreren Lagen aufgetragenen Schweißraupen, wie sie zur Verbindung von Blechen bis zu 17 mm Dicke erforderlich sind, ist die nicht umhüllte oder nur schwach umhüllte Elektrode der stark umhüllten vorzuziehen. Unter allen Verbindungen hat die V-Schweißung mit blanken „Böhler Elite"-Elektroden die günstigsten Ergebnisse geliefert. Die Ergebnisse mit drei weiteren Elektrodenmarken waren stark schwankend und ungünstiger. Hierbei wurden grundsätzlich Versuchsstücke miteinander verglichen, welche von demselben Schweißer unter gleichen Bedingungen hergestellt worden waren; diese Bedingungen waren den auf der Baustelle herrschenden vollkommen angepaßt. Im folgenden sind nur die mit den obengenannten Elektroden erzielten Werte angeführt.

Die Versuche umfaßten fünf Arten von Schweißverbindungen: die X-Schweißung; die einfache glatte V-Schweißung; die V-Schweißung mit ungefähr 3 mm starker Auftragraupe; weiterhin die gleiche Verbindung, welche jedoch auf der geschlossenen Seite der V-Naht geputzt und mit einer Lasche versehen wurde; endlich eine beiderseits geputzte V-Naht mit beiderseitigen Laschen.

Aus den im lotrechten Zustande verschweißten Blechen von etwa 1 m Höhe wurden je drei Versuchsstäbe herausgeschnitten und an einer öffentlichen Prüfungsanstalt Zerreißversuchen unterworfen. Die Ergebnisse sind in der beigefügten Tafel zusammengestellt. Die Bruchspannung ist auf den Querschnitt des Mutterbleches bezogen, welches eine durchschnittliche Festigkeit von 49,2 kg/mm² besaß. Die Bruchfestigkeit der Schweißnaht selbst wurde nicht errechnet, da sich ihr nutzbarer Querschnitt infolge der ungleichmäßigen Oberfläche der Naht naturgemäß nicht einwandfrei feststellen ließ.

Versuchsreihe	1	2	3	4	5
Art der Schweißung					
Probestab I	34,2	34,6	40,8	47,7 *	47,4 *
" " " II	29,9	31,4	38,8	48,7 *	41,9
" " " III	28,7	30,2	35,6	48,3 *	41,7

* Außerhalb der Schweißnaht gerissen

Die höchste Festigkeit hat somit die Versuchsreihe 4 gezeigt, bei welcher alle drei Probestäbe außerhalb der Schweißnaht gerissen sind. Da die einseitige Verlaschung somit dem ungeschwächten Bleche zumindest gleichwertig ist, wurde sie für die hochbeanspruchten lotrechten Nähte der unteren Schüsse angewendet.

Da jedoch bei der beschriebenen Art der Gründung, welche bei voller Belastung ungleichmäßige Setzungen des Bodens nicht ausschließt und in der Folge nicht vorauszusehende zusätzliche Spannungen in den Nähten hervorrufen kann, wurden trotz der außerordentlichen Sicherheit der gewählten Schweißverbindung noch weitergehende Sicherungsmaßnahmen getroffen. Diese bestehen in der Anbringung von je zwei bis vier waage-

[1]) Normen des Österr. Normen-Ausschusses f. Industrie und Gewerbe.

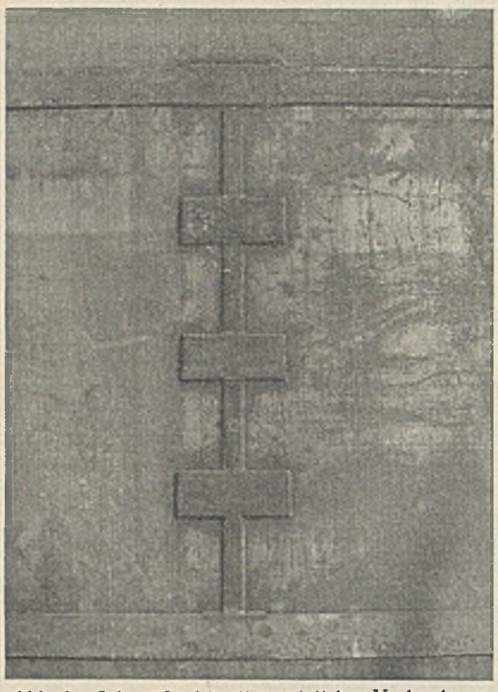


Abb. 1. Schweißnaht mit zusätzlicher Verlaschung.

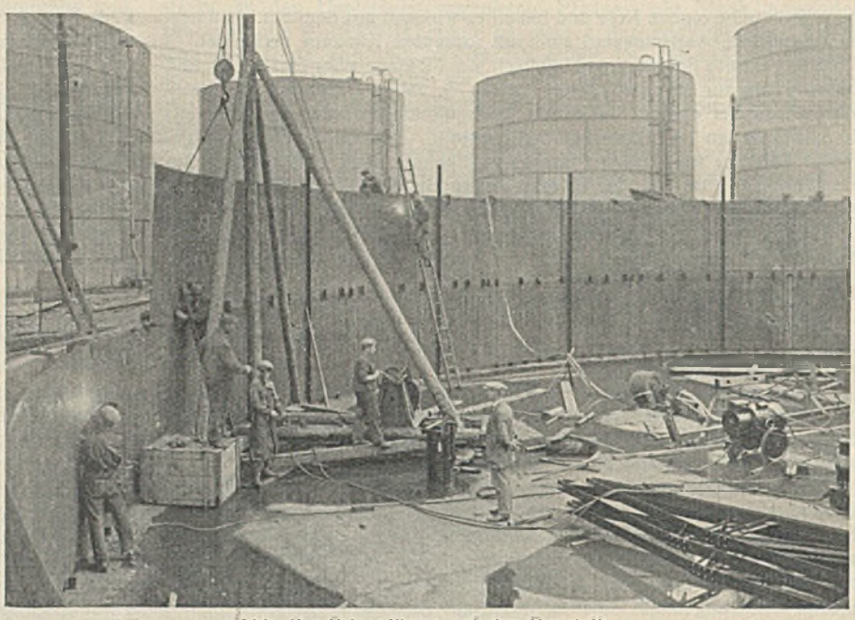


Abb. 2. Schweißung auf der Baustelle.

rechten Doppelstoßlaschen in jeder Naht der vier unteren Schüsse, welche allein befähigt sind, die Mantelkräfte zu übertragen. Allerdings wurde für diese zusätzlichen Verlaschungen eine geringere Sicherheit zugelassen, als für die in erster Linie als tragend anzusehenden lotrechten Verlaschungen (Abb. 1 u. 3).

Für die Ringnähte wurde eine V-Schweißung gewählt. Infolge der Verschiedenheit der Dicke der miteinander verbundenen Bleche erleiden die Ringnähte Scher- und Biegungsspannungen, weshalb zur Entlastung der Schweißung an der Behälteraußenseite vorgespannte Bandagen aus Flacheisen angeordnet wurden. — Von einer Stumpfschweißung des Mantels an den Behälterboden wurde abgesehen, da die Naht auf Biegung beansprucht wird[2]) und letztere bei Bodensenkungen in erster Linie in Mitleidenschaft gezogen werden dürfte. Zur Erzielung der erforderlichen Ecksteifigkeit wurde ein kräftiger, außenliegender Winkelring angebracht.

Die Aufstellung des Behälters ging nach dem bei großen Behältern üblichen Verfahren vor sich. Auf dem bereits verlegten und verschweißten Boden wurden zunächst die beiden obersten Schüsse und das Dachgespärre zusammengebaut. Der fertig montierte und verschweißte Teil des Mantels samt Dach wurde dann jeweils um eine Schußhöhe gehoben, worauf der folgende Schuß eingebaut und verschweißt wurde. Die Hebung erfolgte mittels zwölf Spindelböcken, die mit Rücksicht auf die Enge des Revisionsganges im Innern des Behälters aufgestellt werden mußten. Die Schweißung konnte bei dem geübten Bauvorgang ausnahmslos von einem sicheren Standplatz aus vorgenommen werden, welcher die Güte der Schweißarbeiten förderte (Abb. 2).

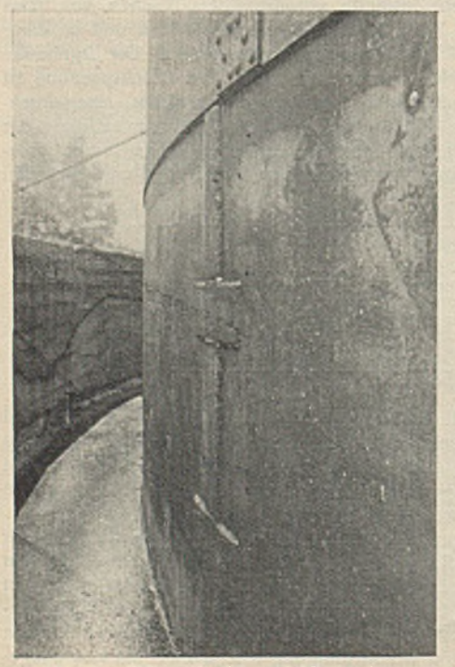


Abb. 3. Schweißnaht und Verlaschung an der Außenseite.

Während bei kleineren geschweißten Behältern, welche von unten nach oben zusammengebaut werden, es häufig vorkommt, daß die einzelnen Schüsse am oberen Rande stärker schrumpfen als am unteren, durch den Boden oder den vorhergehenden Schuß an einer Formänderung behinderten Rand, und daß somit der Mantel eine kegelstumpfförmige, statt einer zylindrischen Gestalt annimmt, hat der geschilderte Vorgang den weiteren Vorteil, daß jeder Schuß oben durch den überbauten Schuß und unten durch die provisorische Verspannung mit dem steifen Bodenring zur Erhaltung seiner richtigen Form gezwungen ist. — Zur Schweißung wurden Gleichstrom-Lichtbogen-Aggregate Bauart „ELIN" verwendet. Dieselben lieferten einen Schweißstrom von 25 bis 200 Ampere bei 25 V Lichtbogenspannung.

Die Bodenbleche erfuhren infolge der Schrumpfspannungen, trotz Vergütung der Nähte durch Hämmern, örtliche Verbeulungen. Obwohl diese Verbeulungen keinen Anlaß zu Bedenken gaben, wurden die entstandenen Wellen an ihrer höchsten Stelle angebohrt und mit dünnflüssigem Zementmörtel untergossen. Die Löcher wurden sodann zugeschweißt. Im Mantel erzeugten die erwähnten Spannungen sichtbare örtliche Formänderungen nur im schwächsten obersten Schuß. Durch richtige Wahl der Reihenfolge der Schweißung konnte ein Aufgehen bereits geschweißter Nähte vollständig vermieden werden.

Der Behälter wurde nach seiner Fertigstellung mit Wasser gefüllt und erwies sich als vollkommen dicht. Durchsickerungen traten nur an einzelnen Stellen der Rundnähte auf. Diese unwesentlichen Undichtheiten wurden durch Nachschweißen in wenigen Stunden behoben (Abb. 4).

Im Verlaufe der Wasserdruckprobe wurden die Bodensenkungen gemessen. Zur Beobachtung der Senkungen im Innern des Behälters dienten Stahldrähte, welche, gleichmäßig über die Bodenfläche verteilt, mit letzterer verschweißt und bis über Dach geführt wurden. Im Umfang wurden Senkungen zwischen 11 und 16 mm, im Innern des Behälters solche zwischen 6 und 33 mm festgestellt. Nach der Entleerung stieg der Boden teilweise wieder auf, teilweise hatte er einen Beharrungszustand angenommen.

Die Messungen wurden unter der Leitung Professors Terzaghi während der Füllung mit Melasse laufend wiederholt. Die Randsenkungen des mit Melasse vollgefüllten Behälters stiegen auf 28 bis 33 mm an, jene des Bodens bewegten sich zwischen 31 und 83 mm. Diese Messungen wurden bei hohem Grundwasserstande vorgenommen. Es ist anzunehmen, daß sie mit sinkendem Grundwasser noch merklich größer werden. — Diese sehr beträchtlichen und ungleichmäßigen Zusammendrückungen des Erdbodens haben die Dichtheit des Behälters in keiner Weise beeinflußt. Da bei gefülltem Behälter ein Einfrieren des stark wasserhaltigen Bodens auch bei sehr tiefen Temperaturen nicht zu erwarten ist, für den leeren, fast spannungslosen Behälter dagegen etwaige noch stärkere Bodenbewegungen

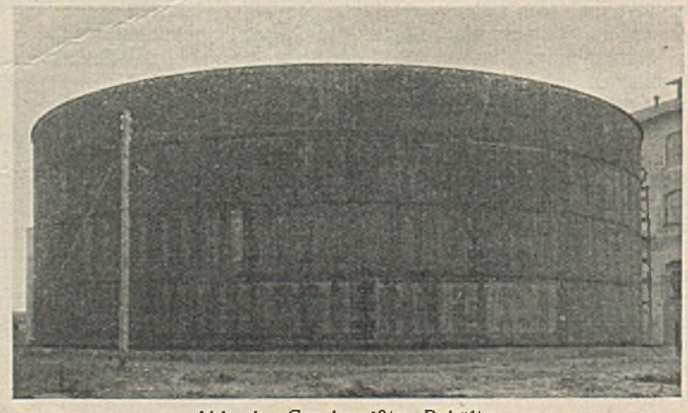


Abb. 4. Geschweißter Behälter im fertigen Zustand.

[2]) Vgl. Dr. Girkmann: „Berechnung eines geschweißten Flüssigkeitsbehälters". Der Stahlbau 1931, S. 25 ff.

unschädlich sein werden, haben sich die dem Entwurfe des Bauwerkes zugrunde liegenden Gedanken als durchaus gerechtfertigt erwiesen.

Schließlich sei bemerkt, daß die gesamte Bauzeit drei Monate betrug und daß in diesem Zeitraum auch die Durchführung der Versuche, die Planung und die Werkstoffbeschaffung inbegriffen ist. Nicht nur in wirtschaftlicher Beziehung, sondern auch betreffs der Kürze der Bauzeit hat die Schweißung unverkennbare Vorteile geboten.

Wiewohl gegenwärtig die Auswirkungen der Schrumpfspannungen noch nicht genügend geklärt sind und eine sichere und einfache Kontrolle der Güte der Schweißung, insbesondere der Bauschweißung nicht möglich ist, weshalb allgemeine Schlußfolgerungen nicht gezogen werden sollen, hat dieses Bauwerk den Beweis erbracht, daß bei sorgfältiger Bearbeitung des Entwurfes und strenger Beaufsichtigung der Arbeit die Vorzüge geschweißter Großbehälter außer Frage stehen.

Alle Rechte vorbehalten

Neubau der Handels- und Boden-A.-G. Unter den Linden in Berlin.

Von Regierungsbaumeister a. D. Heinz Knoche.

Die Handels- und Boden-A.-G. hat als Eigentümerin des Grundstücks Unter den Linden 65 in Berlin zur besseren Ausnutzung des wertvollen Geländes ein altes, teilweise aus dem Jahre 1772 stammendes Gebäude niederlegen lassen, um an dieser Stelle ein den modernsten Anforderungen entsprechendes Geschäftshaus zu errichten.

Um eine kurze Fertigstellungszeit zu erzielen und den Bau allen Verwendungszwecken soweit wie irgend möglich anzupassen, entschied man sich für einen Stahlskelettbau, der nach den Plänen des Architekten BDA. Dipl.-Ing. Jaretzki, ausgeführt wurde.

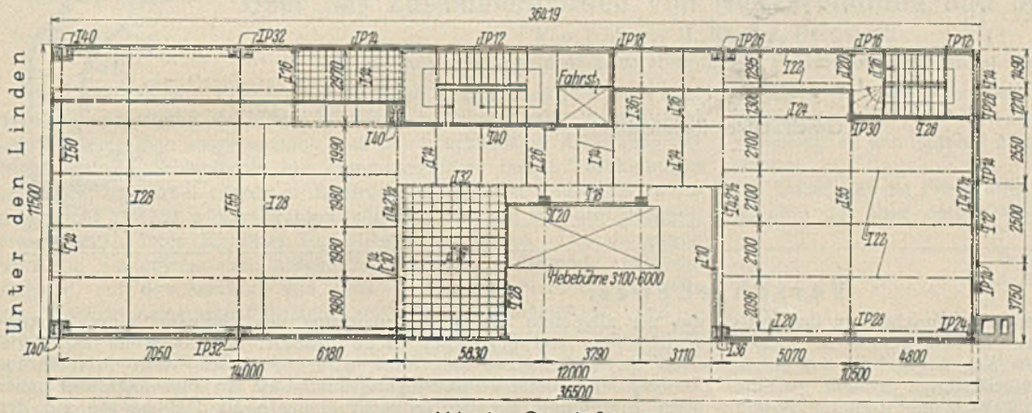


Abb. 1. Grundriß.

Wie aus dem in Abb. 1 dargestellten Grundriß ersichtlich ist, war es möglich, die Grundfläche weitestgehend zu bebauen, so daß kein Quadratmeter des hochwertigen Geländes ungenutzt blieb. Der Bau enthält im Erdgeschoß Räume für Ausstellungszwecke und Verkauf. Damit auch der Keller voll ausgenutzt werden kann, ist dieser, außer durch Treppen durch eine Hebebühne zugänglich, die für eine Nutzlast von 3000 kg berechnet ist. Die oberen Stockwerke sollen Bürozwecken dienen. Um auch hier in der Verwendung in jeder Beziehung frei zu sein, ist das Stahlskelett so ausgebildet, daß sowohl durchgehende Räume in den einzelnen Stockwerken als auch Einzelbüros geschaffen werden können.

Zur ausreichenden Tagesbelichtung aller Räume ist außer einem Hof noch ein besonderer Lichtschacht angeordnet.

Der Bau enthält in seinem vorderen Teil acht und in seinem rückwärtigen Teil sechs Geschosse einschließlich des Kellers und des ausgebauten Dachgeschosses (Abb. 2). — Zur Erzielung eines möglichst geringen Stahlbedarfs und kleiner Durchbiegungen ist von der Verwendung durchlaufender Träger weitgehend Gebrauch gemacht.

Die erforderliche Seitensteifigkeit erhält das Gebäude durch die bereits vielfach ausgeführte steife Verbindung der Hauptunterzüge mit den zugehörigen in den Wänden befindlichen Stützen mittels Keilen. Hierbei sind die Innenräume durchschneidende Eckbleche oder Vouten vollständig vermieden. Im übrigen ist auf die Anordnung von Stützen im Innern des Gebäudes so gut wie ganz verzichtet worden, um der oben erwähnten Forderung nach freiester Benutzung der Innenräume gerecht zu werden.

Auch die Dachkonstruktion wurde in Stahl hergestellt. Die Verbindungen der hierfür verwendeten Mansardenrahmenbinder sind zum Teil mittels des elektrischen Schweißverfahrens ausgeführt (Abb. 3).

Die Ausführung der Massivdecken erfolgte im System Sperle. Als Füllbaustoff zum Raumabschluß wurde Material der Torkret-G. m. b. H. verwandt, aus dem auch die Brandgiebel hergestellt sind. — Die in Abb. 4 dargestellte Fassade erhält eine Verkleidung aus 10 cm starken Sandsteinplatten in Verbindung mit grünem Tynos-Marmor.

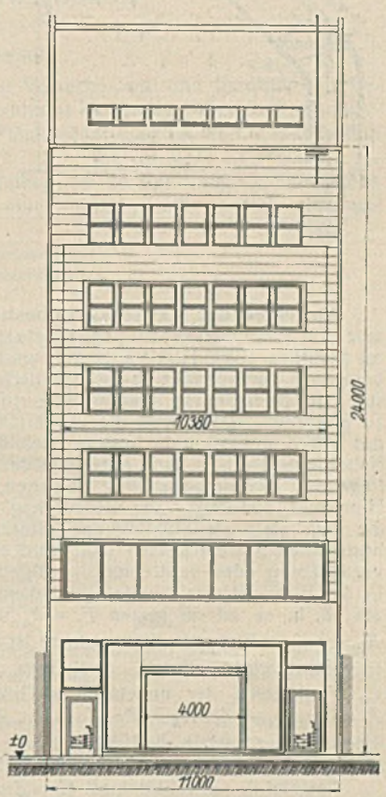


Abb. 4. Straßenansicht.

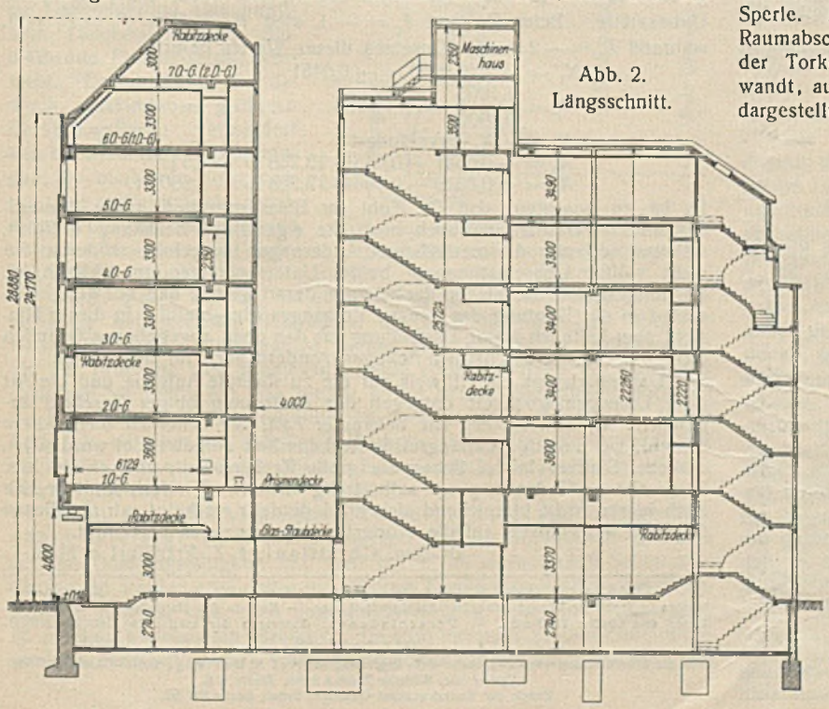


Abb. 2. Längsschnitt.

Das Haupttreppenhaus erhält Wandverkleidung in gleichem Material; die Treppengeländer, die Fahrstuhlumwehrung und die Stockwerktüren sind in matt geschliffener Bronze ausgeführt.

Es ist selbstverständlich, daß das Gebäude mit modernster Sammelheizungsanlage ausgestattet wird und daß die maschinellen Teile des Aufzugs den allerneuesten Anforderungen entsprechen.

Bei der Aufstellung des Stahlskeletts war insbesondere auf den geringen zur Verfügung stehenden Raum Rücksicht zu nehmen. Infolgedessen wurden zunächst die für den Keller und das Erdgeschoß benötigten Konstruktionen montiert, alsdann die Keller- und Erdgeschoßdecke zum Teil hergestellt, um eine Fläche für Montagewerkzeuge, Baubuden usw. zu gewinnen. Nach Ausführung der erforderlichen Deckenteile wurde mit dem Aufstellen des eigentlichen Stahlgerüstes begonnen.

Die Bauarbeiten begannen am 7. Juli 1930, das Stahlskelett war am 7. Dezember 1930 fertiggestellt, und im April d. J. ist der Bau, der etwa 11 000 m² umbauten Raumes umfaßt, vollendet worden. Damit ist die Nordseite der Straße Unter den Linden um ein bedeutendes und allen neuzeitlichen Anforderungen entsprechendes Bauwerk bereichert.

Es sei aber nicht vergessen zu erwähnen, daß auch der alte Bau ein glänzendes Zeugnis für die Leistungsfähigkeit des Bauwesens seiner Entstehungszeit darstellt. Die Gewölbe im Keller des Hinterhauses, die noch aus der Zeit kurz nach dem Siebenjährigen Kriege stammen, waren beim Abbruch noch in bestem Zustand. Der bei diesen Arbeiten vorgefundene Erinnerungsstein wird auch von den jetzigen Eigentümern an passender Stelle auf dem Neubau eingefügt werden.

Die Gesamtausführung erfolgte durch die Fa. Franz Schlüter A.-G., Dortmund, die ihrerseits wiederum die Lieferung und Aufstellung des Stahlskeletts der Fa. Breest & Co., Berlin, übertragen hatte.

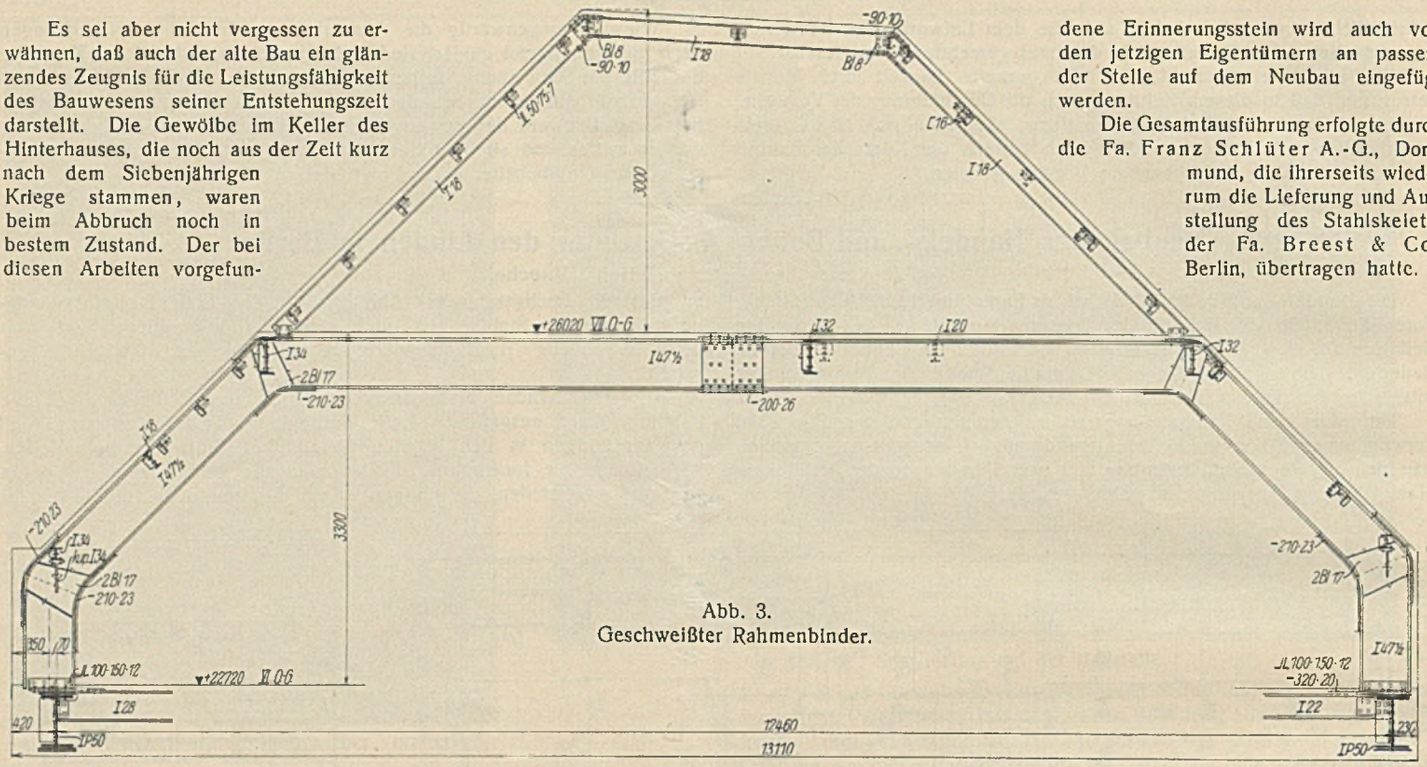


Abb. 3.
Geschweißter Rahmenbinder.

Verschiedenes.

Absteigen der statischen Unbestimmtheit. Zuschrift zu dem Aufsatz von Privatdozent Dr.-Ing. Christiani. In dem genannten Aufsatz im Stahlbau 1930, Heft 22, S. 258 wird ein Weg angegeben, aus einem berechnet vorliegenden n-fach statisch unbestimmten System auf die statischen Verhältnisse in einem $(n-r)$-fach statisch unbestimmten System zu schließen. Dazu wird die „Deformationsmethode" benutzt, nachdem das n-fach unbestimmte System nach der „Kraftmethode" berechnet ist. Näherliegend ist es dann aber, bei der „Kraftmethode" zu bleiben und folgenden sehr einfachen Weg zu gehen, der eigentlich keines besonderen Hinweises bedürfte: Zur Beseitigung irgendeiner statischen Größe Z, die sich stets als Stützwirkung (Stützdruck oder Einspannung) im unbestimmten System deuten läßt, wird eine zunächst unbekannte Stützenverschiebung oder -verdrehung — allgemein c bezeichnet — angenommen. In die Elastizitätsgleichungen geht dann die Arbeit der Stützwirkung mit ein, d. h. es ist zu setzen $F_r = \delta_{or} - Z_r \cdot c$, wenn Z_r die im Zustand $X_r = -1$ auftretende Stützwirkung ist und c in Richtung $Z = -1$ positiv eingeführt wird. Die X_r erscheinen dann zum Teil oder auch alle als Funktionen der unbekannten Größe c. Letztere ist sodann aus $Z = 0 = Z_o - Z_1 \cdot X_1 - Z_2 \cdot X_2 - \ldots Z_r \cdot X_r - \ldots$ d. h. aus der Bedingung zu ermitteln, daß die statische Größe Z zu Null wird (oder auch einen bestimmten vorgeschriebenen Wert annimmt! S. Anm. 2, S. 259).

Beispiel 1. Die Stützkraft $C = Z$ in Höhe des unteren Riegels soll verschwinden.

$F_{1,2,3,5}$ bleiben unverändert, da $Z_1 = Z_2 = Z_3 = Z_5 = 0$, dagegen ist $Z_4 = +2$ (Abb. 4d), somit $F_4 = -6 + 2c$,

also $X_4 = -0{,}0531 + 2 \cdot 0{,}022\,54\,c$.

Die Bedingung für c lautet:

$$1 + 0{,}1062 - 0{,}0902\,c = 0$$
$$c = 12{,}268$$
$$X_4 = -0{,}0531 + 0{,}5531 = +0{,}5$$
$$X_5 = -0{,}8019 - 0{,}0064 \cdot 12{,}268 = -0{,}8809.$$

X_1, X_2, X_3 bleiben unverändert.

Beispiel 2. Annahme eines Gelenkes in Mitte des unteren Riegels.

$Z_1 = -3$, $Z_2 = +1$, $Z_3 = +3$, $Z_4 = Z_5 = 0$ (Abb. 4 a—e)

$F_1 = -45 - 3c$, $F_2 = +21 + c$, $F_3 = +18 + 3c$,

F_4, F_5 unverändert

$X_1 = -0{,}6072 - 0{,}047\,64\,c$ $\quad X_2 = +0{,}2619 - 0{,}031\,74\,c$

$X_3 = -0{,}0119 + 0{,}031\,76\,c$ $\quad X_4$, X_5 ändern sich nicht.

Bedingung für c (wenn M_g das für das n-fach unbestimmte System errechnete Moment in Mitte des unteren Riegels ist):

$$Z = 0 = M_g + c\,(-3 \cdot 0{,}047\,64 + 0{,}031\,74 - 3 \cdot 0{,}031\,76).$$

Die Reduktion auf ein $(n-r)$-fach unbestimmtes System kann schrittweise erfolgen; doch können auch die Werte c_1 bis c_r gleichzeitig eingeführt werden, dann sind zu ihrer Ermittlung eben r Gleichungen mit r Unbekannten c zu lösen. — Damit ist gezeigt, daß es zur Lösung der vorgelegten Aufgabe keiner weiteren Überlegungen bedarf, da es sich lediglich um die Untersuchung des Einflusses einer Stützenverschiebung handelt.

Dr.-Ing. Kohl, Hannover.

Erwiderung auf obige Zuschrift.

Auch die Untersuchung des Einflusses einer Stützenverschiebung betrachte ich als „weitere Überlegung", zumal dann, wenn es sich nicht um die allgemein übliche Untersuchung des Einflusses einer Stützenverschiebung von gegebener Größe handelt, sondern wenn diese wie oben als Unbekannte eingeführt wird. Praktisch führt Privatdozent Dr.-Ing. Kohl dieselbe Überlegung durch, die ich auch angestellt habe. Nach Einführung der Stützenverschiebung c als Unbekannte auf der rechten Seite der Elastizitätsgleichungen, wo sonst nur die bekannten Belastungsglieder stehen, liefert bei ihm die Bedingung, daß die Stützkraft verschwinden soll, die Größe von c. Dies ist aber eine Wiederholung meines Vorgehens. Ich führe ebenfalls die Verschiebung δ_c (nur andere Bezeichnung!) als Unbekannte ein und bestimme ihre Größe aus der Bedingung, daß an dieser Stelle die Kraft verschwinden muß.

Wenn man aber, wie wir es beide tun, eine Deformation als Unbekannte einführt, so ist dies eine Anwendung der Deformationsmethode. Wird nämlich eine unbekannte Deformation aus der Bedingung bestimmt, daß eine Kraft verschwinden muß, so ist dies die Umkehrung der Kraftmethode, bei der man eine unbekannte Kraft aus der Bedingung bestimmt, daß eine Deformation verschwinden muß. Dr. Kohl sucht daher nur die wissenschaftlich richtige Deutung des Vorganges als Anwendung der Deformationsmethode zu umgehen. — Daß meine Behandlung des Zahlenbeispiels vollkommen parallel verläuft und gleichlautend ist mit der von Dr. Kohl durchgeführten Rechnung, beweist meine hier nochmals mitgeteilte Rechnung: Die Stützkraft C soll verschwinden, daher ist δ_c die Unbekannte. Beim Zustand $\delta_c = -1$ sind $F_1 = F_2 = F_3 = F_5 = 0$, während $F_4 = -2$ wird. Einsetzen dieses Wertes liefert:

$$X_4' = -2 \cdot 0{,}0225 = -0{,}0451$$
$$\delta_c = \frac{1{,}1063}{0{,}0902} = +12{,}268$$

X_1, X_2, X_3 unverändert

$$X_4 = -0{,}0531 + 0{,}0451 \cdot 12{,}268 = +0{,}5\ \text{t}$$
$$X_5 = -0{,}8019 - 0{,}0064 \cdot 12{,}268 = -0{,}8809\ \text{t}.$$

Es ist zu beachten, daß Dr. Kohl im Belastungsglied außer der unbekannten Verschiebung auch noch die eigentliche Belastung mitführt, während ich nur die zusätzlichen Änderungen berechne, wodurch die nicht völlige Übereinstimmung beider Untersuchungen zu erklären ist. Im übrigen sind die beiden Rechnungen derart gleich, daß nur der Unterschied in der Deutung des ganzen Vorganges übrigbleibt. In dieser Hinsicht aber halte ich meine Darstellung aus den oben angegebenen Gründen nicht nur für wissenschaftlich richtiger, sondern auch für lehrreicher.

Daß überhaupt ein Hinweis auf die zu lösende Aufgabe und die Art ihrer Lösungsmöglichkeit entgegen der Auffassung obiger Zuschrift angebracht ist, beweist ein mir bekannter Fall, der sicherlich nicht allein dasteht, wo unnötige umfangreiche Rechenarbeit aufgewendet worden ist. Mancher Statiker leistet lieber die große Rechenarbeit, ehe er die hier besprochenen Gedankengänge selbständig anstellt. Vielfach fühlt er sich auch hierzu nicht hinreichend sicher. Jedenfalls erscheint mir aus diesen Gründen ein Hinweis auf die erörterte Frage durchaus berechtigt.

Dr.-Ing. Christiani, z. Z. Frankfurt a. Main.

INHALT: Ein großes Schadenfeuer in einem Stahlskeletbau in Prag. — Brauerei-Neubauten in Stahl. — Ein geschweißter Stahlgroßbehälter. — Neubau der Handels- und Boden-A.-G. Unter den Linden in Berlin. — Verschiedenes: Absteigen der statischen Unbestimmtheit.

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