

DER STAHLBAU

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

Beilage
 zur Zeitschrift

DIE BAUTECHNIK

Fachschrift für das gesamte Bauingenieurwesen

Prels des Jahrganges 10 R.-M. und Postgeld

3. Jahrgang

BERLIN, 16. Mai 1930

Heft 10

Alle Rechte vorbehalten.

Die Neubauten des Deutschen Museums in München.

Von Chefarchitekt K. Bäßler, München.

Das Deutsche Museum besteht nach seiner Vollendung aus drei Hauptgebäuden, welche durch niedrige Zwischenbauten verbunden sind und zusammen eine Reihe von Höfen bilden. Im Süden liegt der bestehende Sammlungsbau, dann folgt nach Norden der Bibliotheksbau und dicht an der Ludwigsbrücke der Saalbau.

Die Länge der gesamten Bauanlage beträgt 400 m, die größte Breite 100 m. Die neuen Bauten werden nach dem Entwurf des Architekten Professor Dr. Bestelmeyer errichtet.

Die Bibliothek enthält zu ebener Erde die Büro- und Verwaltungsräume, im ersten und zweiten Obergeschoß die Bücherschau und Handbibliothek mit den Lesesälen, Sammlungen von Patentschriften, Urkunden, Lichtbildern, Filmen, Firmenkatalogen und eine Anzahl Forscherzimmer. Das oberste Geschoß bildet den Bücherspeicher.

Der Saalbau enthält zu ebener Erde die Garderoben und zwei Hörsäle, im Obergeschoß einen Kongreßsaal für 2000 Personen mit einem Galeriegeschoß.

Die Baustelle liegt zwischen zwei Flußarmen mitten in der Isar (Abb. 1). Diesem

Umstand entsprechen einerseits eine glänzende städtebauliche Lage und eine hervorragende Gestaltungsmöglichkeit, andererseits aber außergewöhnlich schwierige Gründungsverhältnisse. Die Insel im Isarlauf, welche von der Baustelle vollkommen eingenommen wird, ist durch 4 bis 5 m hohe Auffüllung mit Bauschutt entstanden. Unter dieser Aufschüttung breitet sich das ausgedehnte Bett des Alpenflusses aus mit seinen durch Jahrtausende gewanderten Kies-, Sand- und Schlamm-
 bänken

und Einlagerungen von Findlingen, Treibholz, Pfählen, Faschinenstapeln und ehemaligen starken Uferschutzbauten. Unter diesen zur Hauptsache im Grundwasser befindlichen Geschiebeschichten liegt der wasserundurchlässige, aus der Tertiärzeit stammende Flnz.

Die Gründung.)

Auf diesen mergeligen, felsig abgelagerten Sand mußten die Fundamente der Neubauten durch die oben genannten unzuverlässigen Schichten hinabgeführt werden. Die Fundierung erfolgte durch eine neuartige, mit Erfolg angewandte Brunnengründung, die das Arbeiten unter dem Grundwasserspiegel ohne Wasserhaltung und ohne Druckluft gestattet. Es wurden Stahlrohre mit 1,00 bzw. 1,25 m Durchmesser durch Ausbaggern und Nachrammen der Röhre durch die oberen Schichten und das Grundwasser senkrecht in den Flnz eingetrieben. Die Eigenschaft des Flnzes, an die Röhre wasserdicht anzuschließen, ermöglichte das Ausschöpfen des in den Brunnenrohren befindlichen Grundwassers. Nun konnten im Flnz unterhalb der ausgeschöpften

Röhre kegelförmige, fußartige Verbreiterungen ausgehoben werden. Die Brunnensohlen befinden sich 10 bis 12 m unter der Straße und 5 bis 6 m unter dem Grundwasserspiegel. Der ganze Hohlraum wurde mit

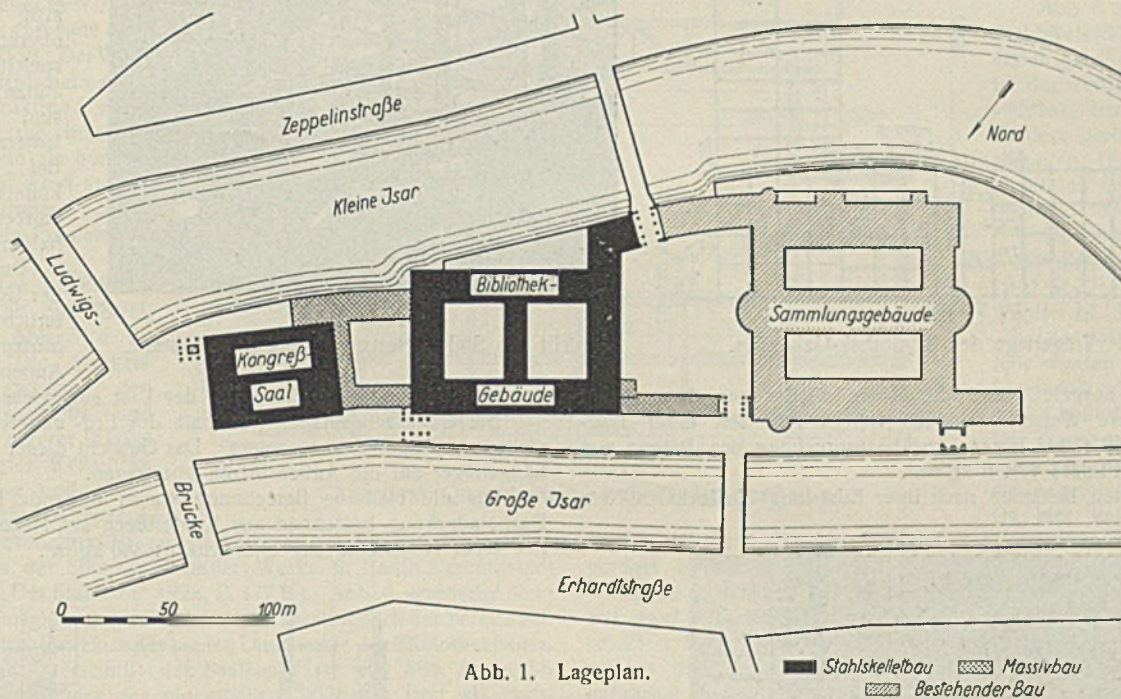


Abb. 1. Lageplan.

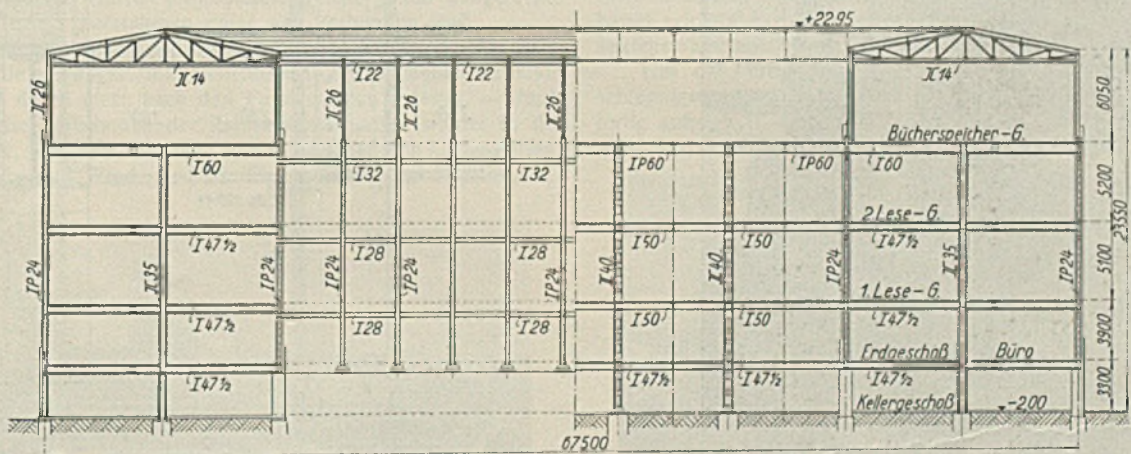


Abb. 2. Querschnitt durch das Bibliothek-Gebäude. (Schnitt a—b in Abb. 2a.)

Röhre kegelförmige, fußartige Verbreiterungen ausgehoben werden. Die Brunnensohlen befinden sich 10 bis 12 m unter der Straße und 5 bis 6 m unter dem Grundwasserspiegel. Der ganze Hohlraum wurde mit

1) Vgl. a. Bautechnik 1930, Heft 12, S. 197, „Gründungsarbeiten für den Bibliothek- und Saalbau des Deutschen Museums in München“ von Stadtbaurat E. Stecher, München.

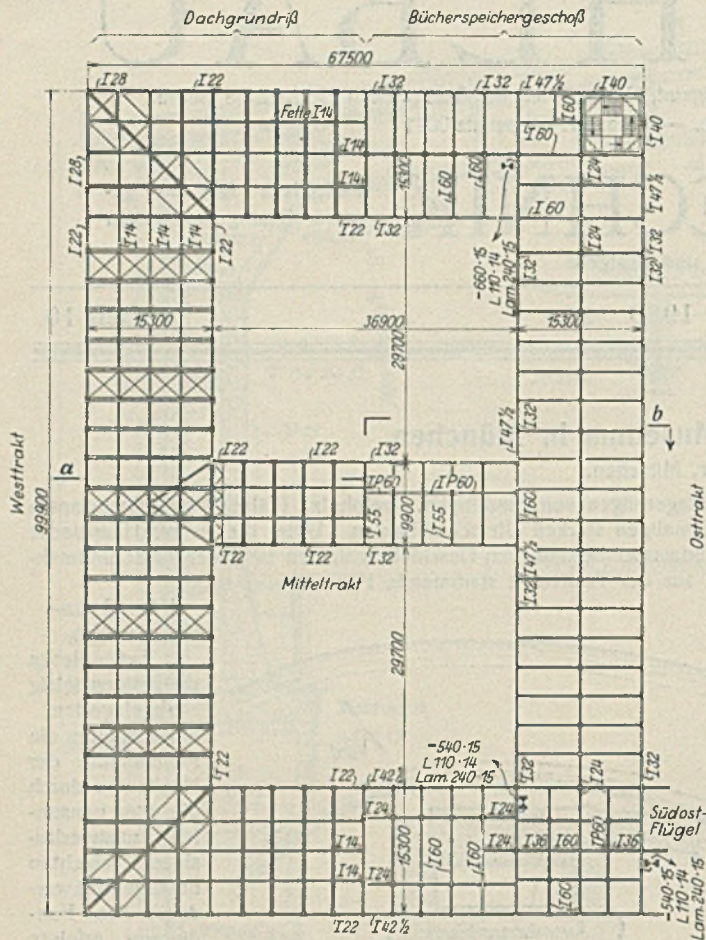


Abb. 2a. Trägerlage des Bibliothek-Gebäudes.

plastischem Beton ausgefüllt und die Rohre wieder aus dem Boden gezogen. Auf diese Weise entstanden Betonsäulen mit einer Tragfähigkeit bis zu 350 t bei einer Druckbeanspruchung des Betons von 25 kg/cm² und des Fllnzes von 6 kg/cm².

Diese Betonsäulen bekamen nach ihrer Erhärtung ein lockeres Netz

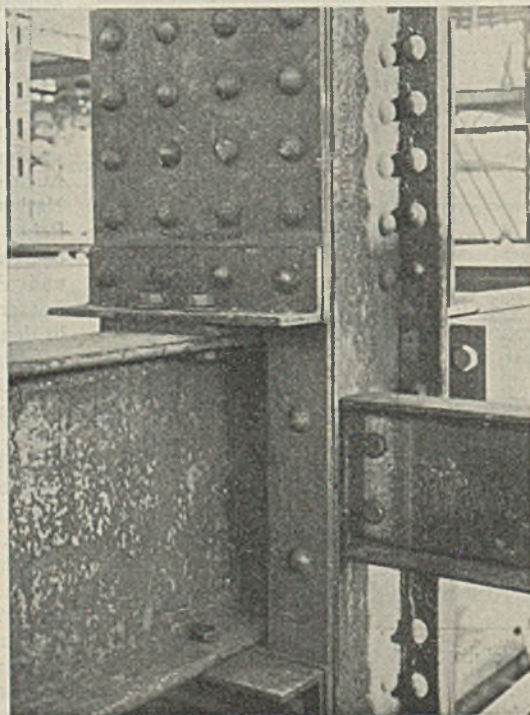


Abb. 3. Ansicht der Einspannung.

von Eisenbetonschwellen zur gegenseitigen Verspannung aufgelegt. Auf die in der Gebäudeumfassung liegenden Betonsäulen wurden die Kellermauern, auf die im Innern Eisenbetonköpfe aufgesetzt mit Aussparungen für die Anker der Stahlstützen.

Das Stahlskelett.

Wie aus dem Lageplan ersichtlich, sind der Bibliothekbau und der Saalbau als Stahlskelett errichtet, während die Zwischenbauten in massiver Bauweise ausgeführt wurden. Die Stahlbauausführung wurde gewählt, weil der Zeitaufwand für die langwierige Gründung durch die gleichzeitig erfolgende Werkstattarbeit wettgemacht werden konnte. Außerdem erlaubte die Ausführung in Stahl eine sehr weitgehende Auflösung der Außenwände in Fensterreihen trotz der schweren Belastung durch den darüberliegenden Bücherspeicher.

Der gemeinsame Achsenabstand der Neubauten und damit der Abstand der Stützen und Brunnen beträgt 3,6 m, der Abstand der Stützenreihen 7,20 bzw. 7,60 m.

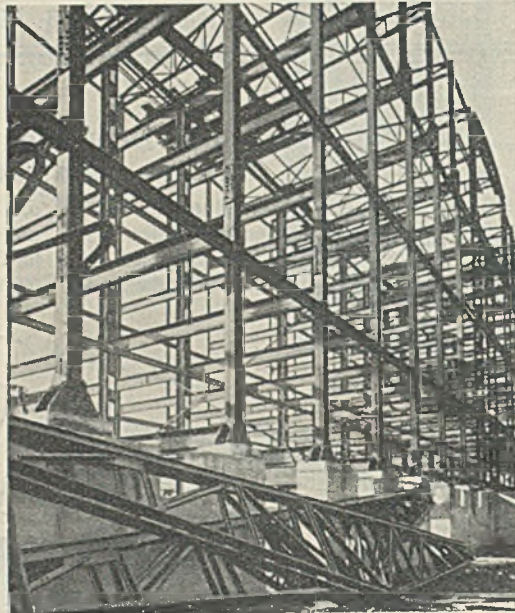


Abb. 4. Ansicht des Stahlskeletts während der Montage.

Die für den Bibliothekbau gewählte Rahmenkonstruktion ist aus der Querschnittszeichnung (Abb. 2) und aus dem Grundriß (Abb. 2a) ersichtlich. Die durchgehenden Unterzüge sind an den Mittelstützen fest eingespannt und an den Außenstützen gelenkartig angeschlossen. Im oberen Geschoß (Bücherspeicher) fehlt die Mittelstütze, die Außenstützen sind hier mit dem Unterzug steif verbunden. Bei dieser Anordnung konnten die Außenstützen sehr schlank gehalten werden.

Durch die Anordnung der Unterzüge als kontinuierliche Träger auf drei Stützpunkten wurden die Außensäulen entlastet und

den Mittelsäulen der größere Teil der Last zugewiesen. Die Umfassungsmauern oberhalb des Erd- und Kellergeschosses sind nicht zum Tragen herangezogen. Das Gewicht dieser Mauern wird durch Längsträger auf die Außenstützen übertragen.

Für die statische Berechnung waren folgende Lasten maßgebend: Dacheindeckung bestehend aus Kupferblech auf Holzschalung einschließlich einer Holsteindecke und Schnee: 340 kg/m².

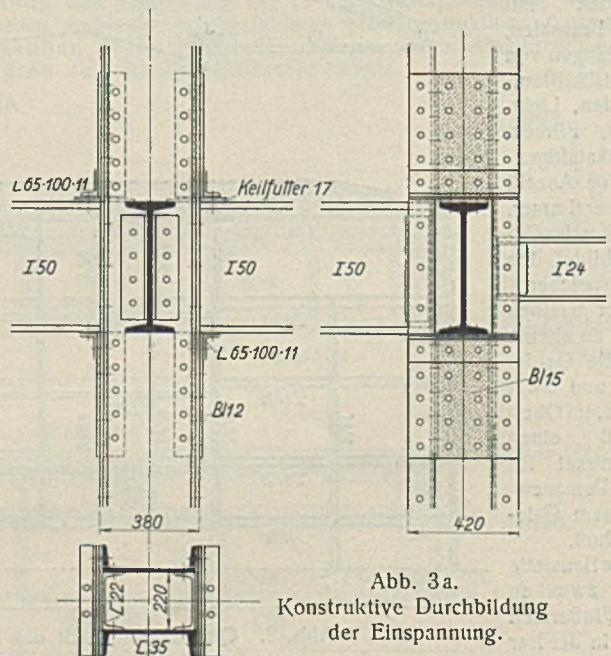


Abb. 3a. Konstruktive Durchbildung der Einspannung.

Eigengewicht und Nutzlast der Decken:

- a) Bücherspeicher 2000 kg/m²
- b) Lesegeschoß 1000 "
- c) Erdgeschosse 800 "

Der Winddruck ist mit 150 kg/m² in Rechnung gestellt. Im übrigen erfolgte die Berechnung nach den zur Zeit gültigen ministeriellen Vor-

schriften für Stahlhochbauten.

Bei der Rahmenkonstruktion, die auch den Winddruck auf das Gebäude aufzunehmen hat, wurden zwei Belastungsfälle untersucht:

1. Eigengewicht und Wind,
2. Eigengewicht und Nutzlast.

Die Querschnittsbildung erfolgte nach den sich hierbei ergebenden größten Stabkräften und Momenten.

Diese Art der Berechnung konnte hier gewählt werden, da die Nutzlast nicht eher in Wirkung tritt, bis das ganze Gebäude vollständig fertiggestellt ist. Der Winddruck wird dann nicht mehr durch die Rahmenkonstruktion aufgenommen, sondern die massiven Decken dienen dann als horizontale Träger, die den Wind auf die Außenwände übertragen. Durch diese wird er in die Fundamente geleitet:

Die konstruktive Ausbildung der Rahmenecken an den Mittelstützen geht aus Abb. 3 u. 3a deutlich hervor. Die Deckenunterzüge sind zwischen den Stahlstützen durchgeführt und mittels oberer und unterer Winkel und zwischengefügter Keilstücke in einfachster Weise und zuverlässig mit den Stützen verspannt.

Diese Einspannungskonstruktion entspricht ungefähr der bei dem großen Schaltwerkhochhaus der Siemens-Schuckert-Werke in Berlin-Siemensstadt angewandten (vgl. „Der Stahlbau“ 1928, S. 177 ff.). Abb. 4 veranschaulicht die rahmenartige Ausbildung des Stahlskeletts einschließlich der bereits aufgesetzten Dachkonstruktion eines der beiden Längstrakte des Bibliothekbaues.

Der Längs- und Querschnitt des Saalbaues ist aus Abb. 5a u. 5b ersichtlich. Die Dachbinder des eigentlichen Saalbaues sind als Fachwerkträger mit parallelen Gurten ausgebildet, welche durch waagerechte Verbände und lotrechte Querrahmen unter sich verbunden sind.

Der Winddruck auf die Dachkonstruktion und die Wände des Saalbaues wird durch die biegefesten Dachstützen in die Rahmenkonstruktion der Anbauten und durch diese nach den Fundamenten geleitet. — Auch hier ist die statische Berechnung der Rahmenkonstruktion wieder in der Weise durchgeführt, daß unterschieden wurde zwischen den Lastangriffen:

1. Eigengewicht und Wind und 2. Eigengewicht und Nutzlast,

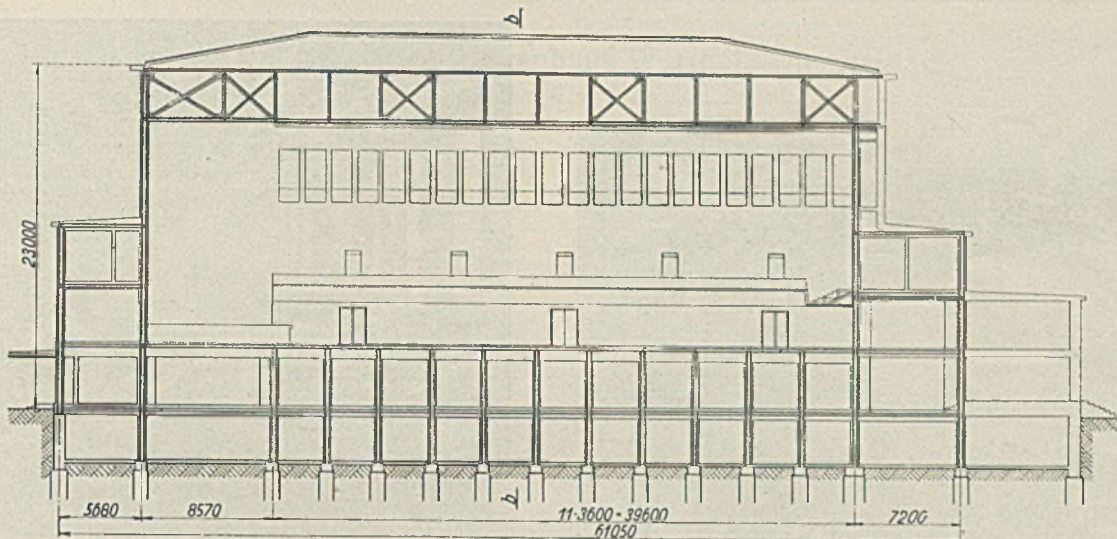


Abb. 5a. Längsschnitt a—a durch den Saalbau.

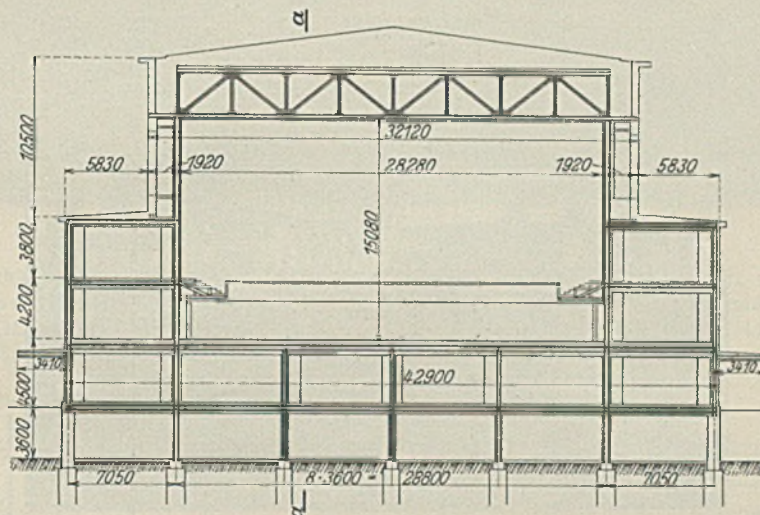


Abb. 5b. Querschnitt b—b durch den Saalbau.

da die Saal-Garde-roben-geschoß-decken nach Ausbetonierung in der Lage sind, den Winddruck unmittelbar auf die Umfassungswände zu leiten.

Im übrigen ist die statische Berechnung unter den gleichen Annahmen durchgeführt wie die des Bibliothekbaues. Die Dachbelastung wurde hier ebenfalls mit 340 kg/m^2 eingesetzt. Die Deckenbelastungen

betragen hier je Decke: Eigengewicht und Nutzlast 1000 kg/m^2 .

Abb. 6 zeigt die aufgestellten Stahlskelettkonstruktionen von Osten gesehen. Im Vordergrund ist der werdende Saalbau deutlich sichtbar, insbesondere auch der mittlere große durch die weit gespannten Dachbinder mit ihren parallelen Gurten nach oben abgegrenzte Raum.

Als Baustoff wurde für die Konstruktion beider Gebäude Flußstahl St 37 verwendet. Insgesamt wurden rd. 3100 t benötigt.

Die gesamten Konstruktionsteile wurden zunächst nach einem Lagerplatz der Städtischen Gaswerke befördert und dort gelagert. Der Transport von hier bis zu der etwa 5 km entfernten Baustelle erfolgte durch Lastwagen.

Da hier kein genügend großer Lagerplatz vorhanden war, konnte nur immer so viel Material antransportiert werden, wie in ein bis zwei Tagen verarbeitet werden konnte.

Die Konstruktion der beiden Längstrakte des Bibliothekbaues wurde mit zwei elektrisch betriebenen Portalkranen von rd. 34 m Höhe und rd. 25 m Breite aufgestellt. Die der drei Quertrakte wurden mit Schwenkmasten von den Längstrakten aus aufgestellt. Die großzügig durchgeführten Aufstellungsarbeiten mit den verwendeten Portalkranen und Schwenkmasten sind aus Abb. 7 zu erkennen. Die Aufstellung des Saalbaues erfolgte mittels eines fahrbaren großen, das ganze Baubereich bestreichenden stählernen Schwenkkranes (Abb. 8).

Um die Fertigstellung des gesamten Bauwerkes möglichst zu beschleunigen, wurde die Konstruktion der Längstrakte bis etwa zur Hälfte fertig aufgestellt, ausgerichtet und für die Rohbauarbeiten übergeben.

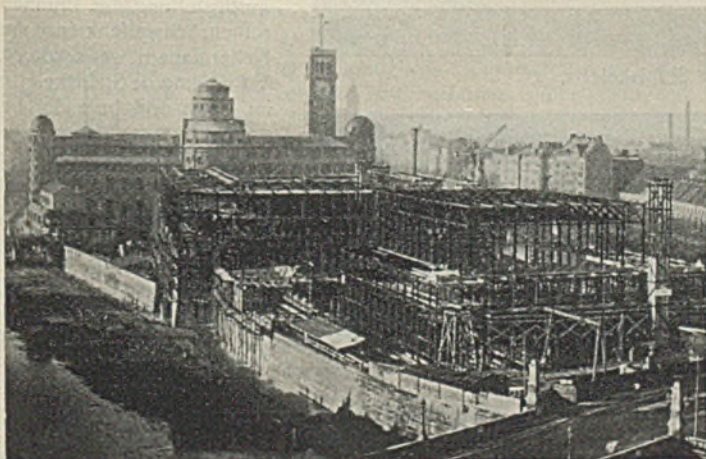


Abb. 6. Kurz vor der Vollendung des Stahlskeletts.

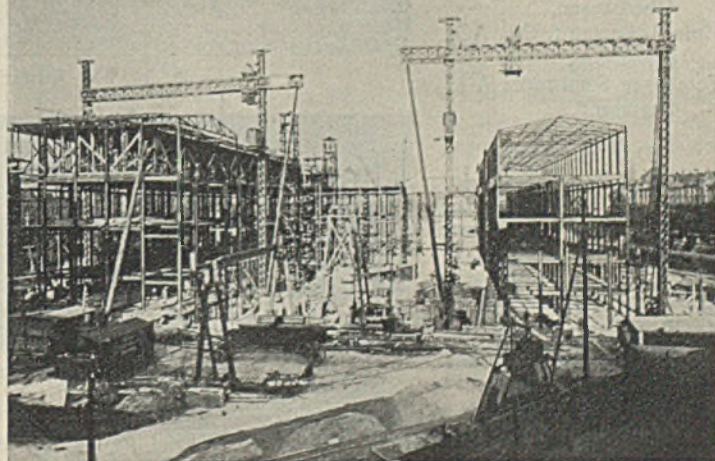


Abb. 7. Montage mit Hilfe der Portalkrane.

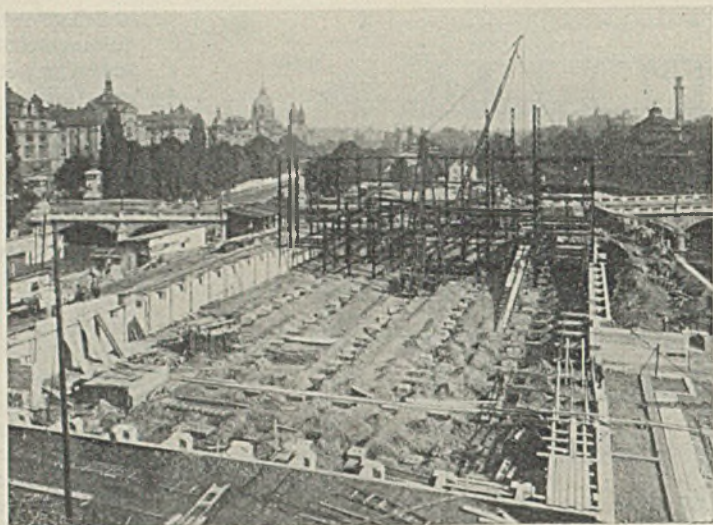


Abb. 8. Montage des Saalbaues mit Hilfe eines fahrbaren Schwenkkranes.

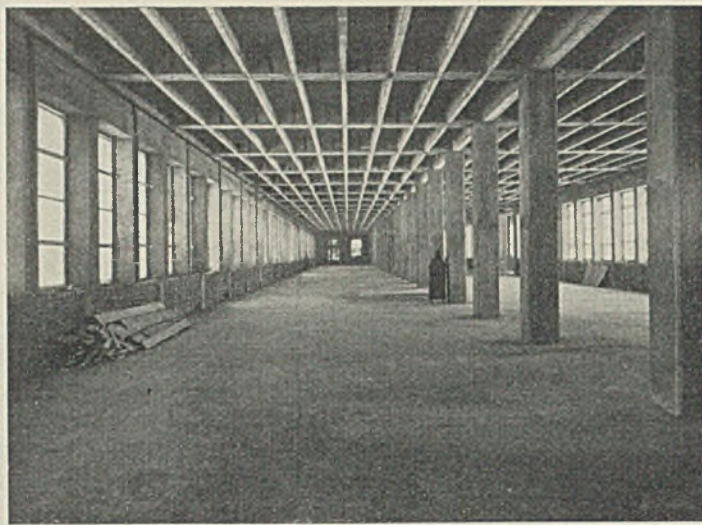


Abb. 9. Ansicht der Bimsbetondecke ohne Putzdecke.

Die Aufstellung der Konstruktion des Saalbaues wurde begonnen, ehe noch die des Bibliothekbaus beendet war. Sie erfolgte durch den bereits erwähnten Schwenkmast. Auch hier wurde der gleiche Arbeitsvorgang wie bei dem Bibliothekbau gewählt.

Aus Abb. 7 u. 8 ist der Gang der Aufstellungsarbeiten zu erkennen. Mit der Aufstellung der Stahlkonstruktion für den Bibliothekbau wurde am 8. August 1929 begonnen, doch konnte diese erst anfangs September 1929 richtig durchgeführt werden, während die Aufstellung des Saalbaues erst Anfang Oktober begann. Am 20. Dezember 1929 war sie beendet, so daß monatlich etwa 850 t aufgestellt wurden. — Der Auftrag auf die Lieferung und Aufstellung der Stahlkonstruktion wurde der Vereinigte Stahlwerke AG., Dortmunder Union-Hoerder Verein, Abteilung Brückenbau, am 6. März 1929 übertragen. — Die Planbearbeitung und die gesamten Aufstellungsarbeiten wurden von diesem Werk allein durchgeführt. — Die Lieferung der Stahlkonstruktion erfolgte zu gleichen Teilen durch die Gesellschaft für Stahlhochbauten, bestehend aus den Werken: Fried. Krupp AG., Friedrich-Alfred-Hütte, Rheinhäusen, Niederrh., Gutehoffnungshütte AG., Oberhausen, Hein, Lehmann & Co., AG., Düsseldorf, Vereinigte Stahlwerke AG., Dortmund.

Der Rohbau.

Wie schon erwähnt, wurde das Stahlskelett abschnittsweise vollendet und übergeben. In diesen Abschnitten begann sogleich das Untergießen der Stahlstützen, das Einbringen der obersten Decken und das Ausfachen der Wände.

Die obersten Decken in beiden Stahlbauten sind Eisenbetondecken mit Bimshohlsteinen. Die Geschoßdecken des ganzen Baues bestehen aus Bimsbeton. Sie wurden mit Schalformen aus 3 mm Stahlblech ausgeführt bei zehnmaliger Verwendung dieser Formen. Die Ausbildung

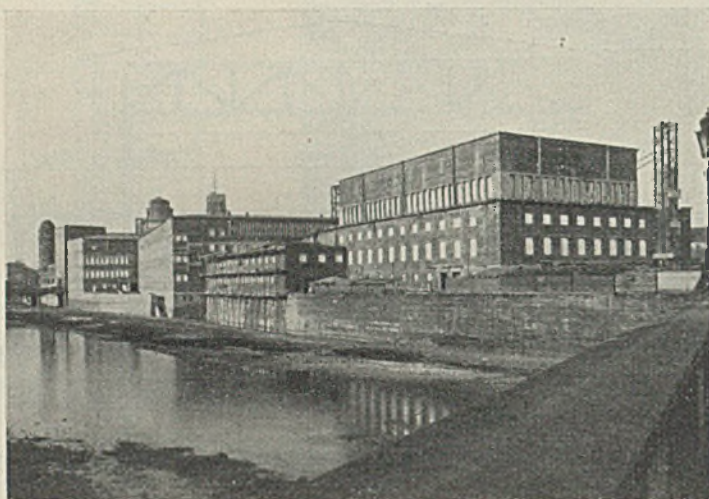


Abb. 11. Ansicht des Baues kurz vor der Vollendung.

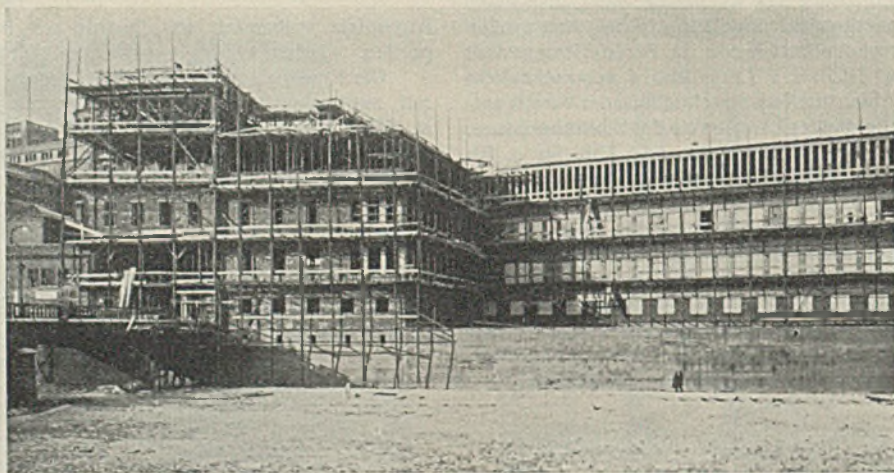


Abb. 10. Ausfächung des Stahlskeletts.

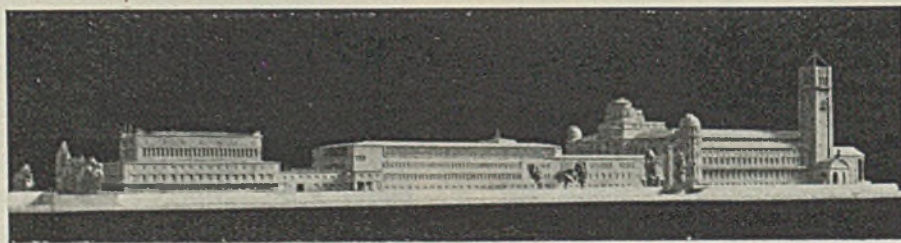


Abb. 12. Modellaufnahme des Gesamtbaues.

dieser Decken mit hohen, dünnen Stegen ermöglicht die vollständige Einbettung der starken Stahlunterzüge in Beton bei ebener balkenfreier Deckenunterseite. Zum Anbringen einer normalen Putzdecke sind an der Unterseite der Betonstege durchlaufende Holzleisten einbetoniert (Abb. 9).

Die Wände sind mit 38 bzw. 51 cm Mauerstärke im Reichsformat ausgefacht. Dabei ist an der Außenseite eine Haut von Ziegelsteinen im Verband mit den nach innen zu liegenden Bimsteinen vermauert. Alle Wandstützen und -balken sind eingemauert und in Sandbeton Mischungsverhältnis 1:5 in der Mindeststärke von 4 cm eingebettet. Bei den Fensterreihen wurden zwischen zwei Pfeilern, welche die Stahlstützen enthalten, je ein blinder Pfeiler angeordnet mit einem Steigschlitz für die Leitungen der gesamten Installation. Jede fertiggestellte Fensterreihe wurde sogleich mit durchscheinenden, wasser- und winddicht imprägnierten Nesselrahmen geschlossen, so daß die Betonierungsarbeiten der Geschoßdecken in zugfreiem, bei Winterwetter geheiztem Innenraum ohne Unterbrechung fertiggestellt werden konnten (Abb. 10 u. 11). — Die gesamten Arbeiten griffen planmäßig und reibungslos ineinander. Noch während der Fertigstellung der Brunnenreihen, Schwellenkränze und Kellermauern war schon die Aufrichtung des Stahlskeletts im Gang, und trotz der beschränktesten Platzverhältnisse an der Baustelle wurden während des Aufrichtens die Rohbauarbeiten der Wände, Decken und Dächer durchgeführt. Erfreulicherweise war am ganzen Bau kein ernstlicher Unfall zu verzeichnen. Das überaus flotte Tempo der Stahlmontage teilte sich den nachfolgenden

Arbeiten mit, so daß es möglich war, die ganzen Hochbauten mit 200 000 m³ umbautem Raum im September bzw. Oktober zu beginnen und bis Weihnachten 1929 unter Dach und Fach zu bringen. Ein Modell der gesamten baulichen Anlagen wird durch Abb. 12 wiedergegeben.

Alle Rechte vorbehalten.

Das neue Warenhaus Wertheim in Breslau.

Von Geh. Baurat Dr. E. G. Friedrich, Berlin.

Breslau, die schöne Hauptstadt Schlesiens, besitzt neben vielen hervorragenden Baudenkmälern der vergangenen Jahrhunderte auch eine Reihe beachtenswerter Brücken- und Ingenieurhochbauten der Neuzeit, die in allerjüngster Zeit durch einen in der Innenstadt errichteten ganz besonders bemerkenswerten Neubau bereichert wurden.

An hervorragender Stelle, am Schnittpunkt der Promenaden- und der Schweidnitzer Straße, hat der Neubau des Warenhauses Wertheim sich in den letzten Wochen aus der umhüllenden Rüstung geschält und ist am 2. April eröffnet worden (Abb. 1).

Wie der Lageplan (Abb. 2) und der Querschnitt (Abb. 3) zeigen, ist der Baukörper in einen geschlossenen Block gegen die Neue Schweidnitzer Straße zusammengedrängt, im Innern durch zwei Lichthöfe gegliedert und erhellt. Von den beiden Außenhöfen grenzt der eine an den Salvatorplatz, während der andere sich an den Nachbargebäude des Tauentzien-Palastes schiebt und dem Warenverkehr dient.

Der Architekt, Professor Dernburg, hat, dem Gebrauchszweck entsprechend, die Architektur klar gestaltet. Da ein Warenhaus, in sämtlichen Geschossen einheitliche Säle benötigt, welche, übereinander gelagert,

Gründung.

Die Gründung des gewaltigen Gebäudes bot mancherlei Schwierigkeiten. Anfänglich wollte man die etwa 8 bis 9 m tief gelegene tragfähige Kiesschicht erreichen, um eine absolut sichere Fundierung zu ermöglichen. Indessen haben wirtschaftliche Erwägungen und baupolizeiliche Rücksichten hinsichtlich der schwierigen Wasserhaltung dazu geführt, die über der Kiesschicht liegenden feineren Sande zur Aufnahme der Gebäudelasten heranzuziehen. Durch Probelastungen dieser allerdings stark verworfenen und tonige Nester enthaltenden Sandschichten wurde deren zulässige Pressung mit $2,5 \text{ kg/cm}^2$ ermittelt. Nach Ausschachtung der Baugrube zeigte es sich jedoch, daß der Baugrund stellenweise geringere Festigkeit aufwies. An diesen Stellen wurde die zulässige Bodenpressung auf 2 kg/cm^2 herabgesetzt.

Die Stützen sind, wie Abb. 4 zeigt, im allgemeinen auf Einzel-fundamenten aus Eisenbeton gegründet worden, weil die oberhalb des Grundwasserspiegel verfügbare Höhe bei den großen Stützenlasten für einfache Stampfbetonfundamente nicht ausgereicht hätte. An der Nord-



Abb. 1. Ansicht des Warenhauses im fertigen Zustand.

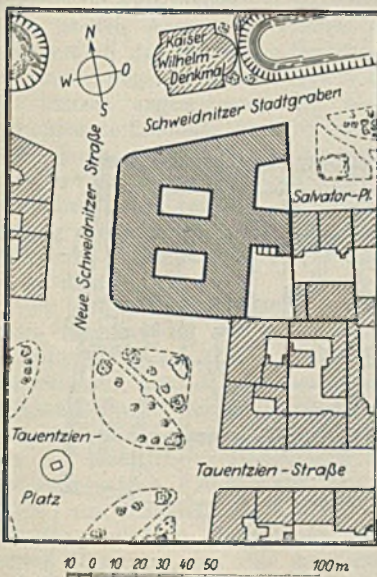


Abb. 2. Lageplan.

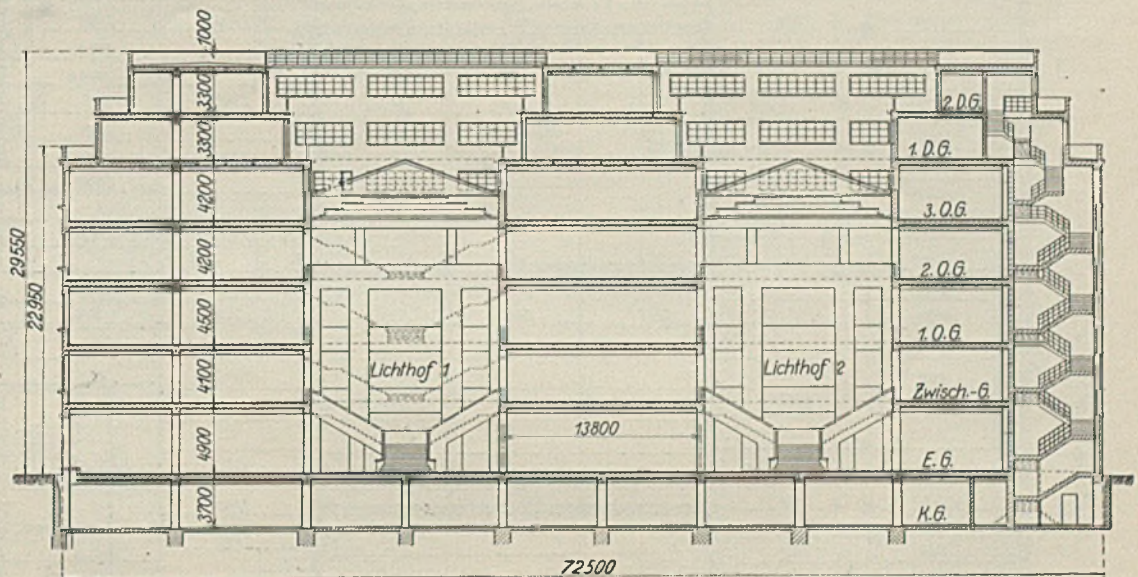


Abb. 3. Schnitt a-a (s. Abb. 6).

gleicher Nutzung dienen, muß eine möglichst Zusammenfassung der Baumassen, räumliche Durchsichtigkeit und besonders große Helligkeit von außen angestrebt werden. So war für den Architekten die waagerechte Gliederung mit möglichst dünner Pfeilergestaltung gegeben, um dem Außenlicht vollen, ungehinderten Eingang zu sichern. Aus diesem Gedanken heraus war auch für den Ingenieur die Konstruktion als Stahlskelettbau mit weitester Stützenstellung und einem Höchstmaße an Frontdurchbrechung eine zwingende Lösung.

Die Hauptfrontecken an der Neuen Schweidnitzer Straße sind stark abgerundet, wodurch der Architekt einen Zusammenfluß der drei Hauptfronten zu einem vorzüglichen Gesamtbild erreicht und die Ruhe der Baumasse gesteigert hat (Abb. 1). Um das Bauwerk mit seinen sieben Obergeschossen bei einer Gesamthöhe von 27 m in eine maßstäbliche Beziehung zu den niedrigeren Bauten der Umgebung zu bringen und in das Stadtbild von Breslau einzugliedern, war es nötig, die beiden Dachgeschosse durch äußere Umgänge rückwärts zu staffeln. Damit wurden gleichzeitig bequeme Rettungswege bei Feuersgefahr geschaffen.

westecke des Gebäudes stieß man bei Freilegung der Baugrube auf alte Fundamente und Pfahlroste; der Baugrund bestand hier aus schwarzem, tonigem, teilweise sandigem Schlamm. Um die vorhandenen, über 100 Jahre alten, zum Teil eichenen, zum Teil kiefernen Pfähle, die sich

übrigens im Grundwasser ausgezeichnet erhalten hatten, verwerten zu können, entschloß man sich unter Mitbenutzung dieser alten Pfähle für die in diesem Gebiet liegenden Stützen und Umfassungsfundamente zu einer Pfahlgründung. Dabei wurden neue Holzpfähle so gerammt,

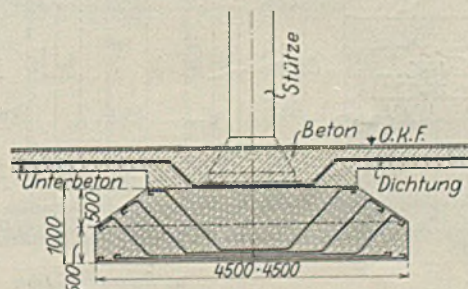


Abb. 4. Ausbildung der Stützenfundamente.

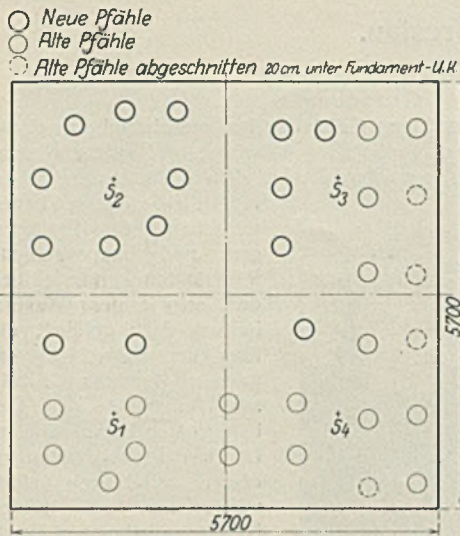


Abb. 5. Pfahlgründung unter Benutzung der alten Pfähle.

daß die Schwerpunkte aller in jedem Fundamentviertel angeordneten alten und neuen Pfähle zu den beiden Hauptachsen des Fundamentgrundrisses symmetrisch zu liegen kamen (Abb. 5). Soweit die alten Pfähle nicht benutzt werden konnten, wurden sie oben abgesägt. Die Pfahlbelastung wurde dabei mit etwa 25 t ange-

nommen. Die neuen Pfähle wurden mit der Dampfhammer so lange eingetrieben, bis die Einsenkungstiefe bei der letzten Hitze die gleiche wie bei der Nachrammung der alten Pfähle war.

Wo ausnahmsweise zwei Stützen in geringer gegenseitiger Entfernung standen, erhielten diese gemeinsame Fundamente, wobei, wie üblich, so verfahren wurde, daß der Schwerpunkt des Fundaments mit der Resultierenden der beiden ungleichen Stützenlasten zusammenfiel.

Diese höhere Anordnung der Fundamente gerade oberhalb des Grundwassers führte bei der tiefen Kellerlage naturgemäß zu verhältnismäßig flachen Fundamenten, die nunmehr begreiflicherweise mit außerordentlich starken Schubbewehrungen gesichert werden mußten (Abb. 4).

Die Auflagerung der Stahlstützen auf den Fundamenten beansprucht ein besonderes Interesse, weil bei diesem Bau auf die übliche Verankerung des Stützenfußes in dem Fundament gänzlich verzichtet wurde,

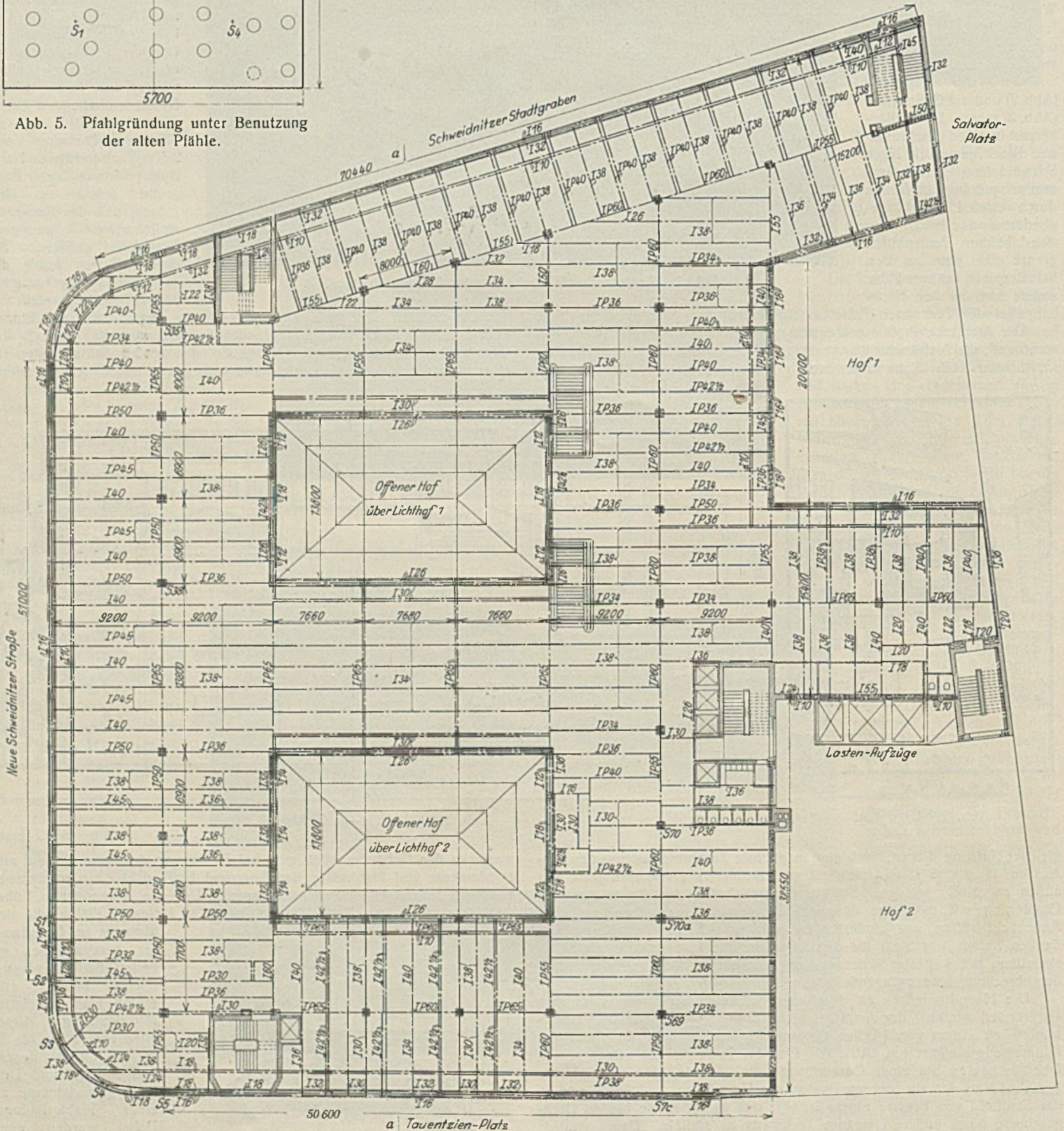


Abb. 6. Trägerlage über dem 3. Obergeschoß.

so daß die Kellerisolierung auch über den Stützenfundamenten ununterbrochen durchgeführt werden konnte (Abb. 4).

Diese Gründungsart, eine Anregung des Dipl.-Ing. Schläim, hat sich bis jetzt einwandfrei bewährt, indem sich nirgends Risse oder sonstige auffallende Erscheinungen gezeigt haben.

Das Stahlskelett.

Bei der Durchbildung und Berechnung des Stahlskeletts, die dem Verfasser übertragen waren, wurde in erster Reihe auf eine möglichst große Ausnutzung der zulässigen Beanspruchungen Rücksicht genommen. Diese Rücksicht war um so mehr angebracht, als die großen Trägerspannweiten von rd. 9 m an sich große Trägerprofile erforderten, und auch gerechtfertigt, weil eine tatsächliche volle Wirkung der theoretischen Nutzlasten bei den großen Spannweiten kaum in Frage kommen konnte (vgl. Abb. 5).

Diese Erwägungen hatten dann auch die Baupolizei bestimmt, für die Stahlkonstruktion eine Beanspruchung von 1400 kg/cm² unter den üblichen, in den amtlichen Bestimmungen vorgeschriebenen Bedingungen zuzulassen. Als Nutzlast waren in sämtlichen Geschossen 500 kg/m² vorgesehen, während das flache Dach für eine Nutzlast von 250 kg/m² berechnet wurde, um gegebenenfalls seine Benutzbarkeit zu ermöglichen.

Bei dem vollständig geschlossenen Grundriß waren besondere Konstruktionen zur Aufnahme des Winddruckes nicht erforderlich. Es wurde als ausreichend angesehen, in sämtlichen Hauptstützenachsen Anschlüsse auszubilden, die eine gewisse Einspannung zwischen Stütze und Unterzug sicherten und eine waagerechte Verschiebung verhinderten. Diese steifen Anschlüsse wurden so durchgeführt, daß die hohen Unterzüge und Deckenträger in voller Steghöhe an den Stützen angeschlossen und oben und unten zur Erhöhung der Einspannung noch große Winkel oder coupierte I-Profile vorgesehen wurden (vgl. Abb. 7). Sämtliche Träger wurden auf Durchbiegung dimensioniert, da sie einer besonderen Aussteifung an den Stützenachsen dienten.

Im übrigen ist der gesamte Bau als reines Stahlskelett mit Außen- und Innenstützen durchgeführt, wobei den Außenstützen, um den Gedanken des Stahlskeletts zum klarsten Ausdruck zu bringen, eben nur das hinzugefügt wurde, was zur feuersicheren Umkleidung erforderlich schien. Ausgewählt hierfür wurde ein Material von festen, bei 1200° gebrannten Tonscherben mit matter Glasierung, um eine möglichstste Reinhaltung und Säuberung durch den Regen zu erzielen. Die Innenstützen wurden ummauert oder mit Beton ausgestampft.

Bei der Ausführung der Trägerkonstruktion mußte darauf geachtet werden, daß die Deckenhöhen nicht zu groß wurden. Da eine Konstruktionshöhe der Träger von höchstens 40 cm vorgeschrieben war, wurden dort, wo diese Höhe durch gewöhnliche Normalprofilträger überschritten wurde, Peiner Träger gewählt. Nur die großen Unterzüge in den Stützenachsen, die fast alle eine größere Höhe als 40 cm erhielten, durften unter der Decke hervortreten.

Von einer Berechnung der Träger als durchlaufende Balken wurde schließlich abgesehen, um eine einfache und schnelle Montage zu ermöglichen. Maß-

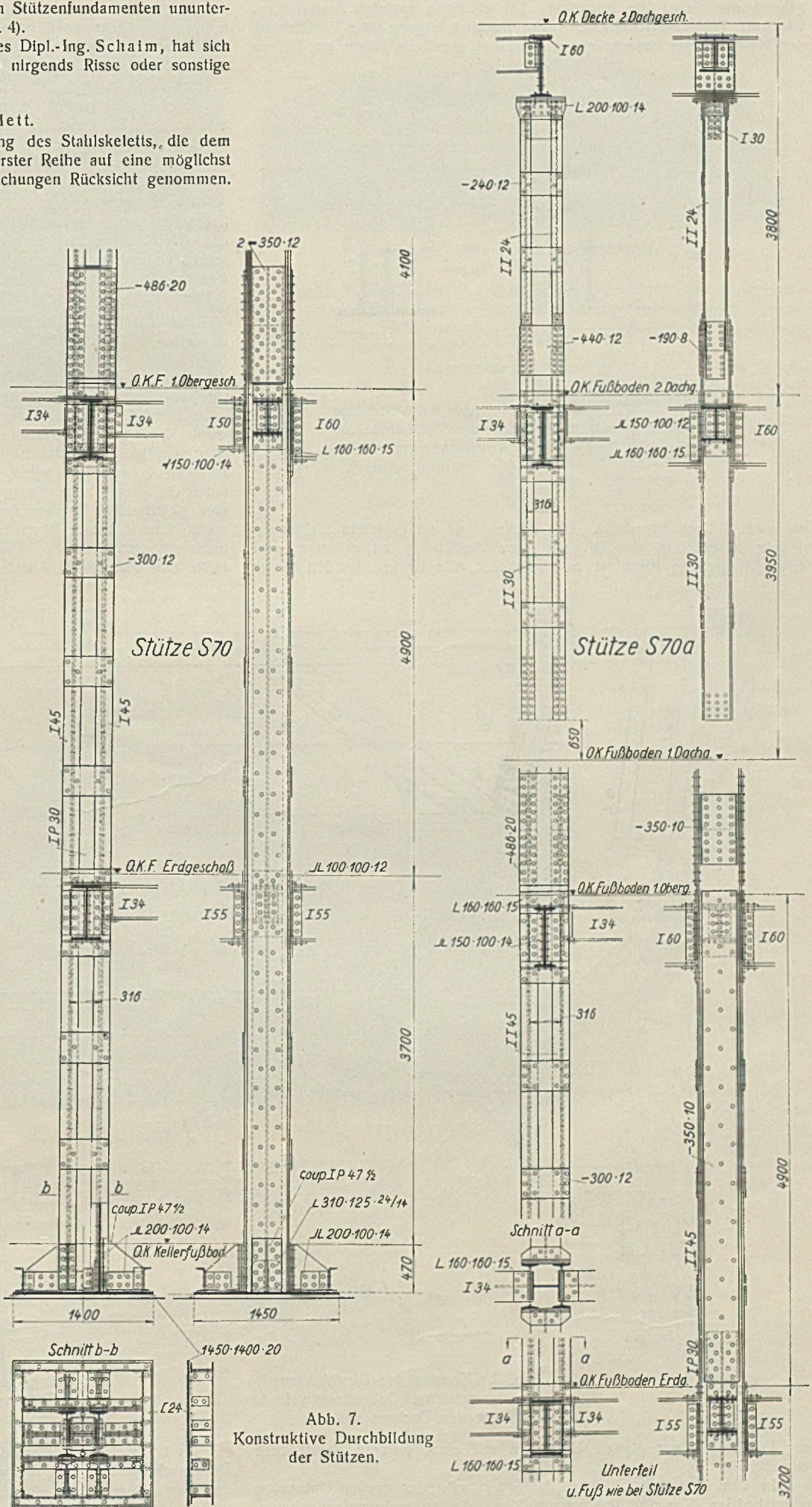


Abb. 7. Konstruktive Durchbildung der Stützen.

gebend war ferner die Rücksicht, bei etwaigen späteren Änderungen, wie z. B. Treppendurchbrüchen, ohne Beeinträchtigung oder Verstärkung der Nachbarträger auszukommen. So sind sämtliche Träger als Balken

hat der Verfasser absehen müssen, weil den Architekten die konstruktiv notwendigen Eckaussteifungen störten. So wurden auch hier die Träger als Balken auf zwei Stützen berechnet, wobei unter Berücksichtigung der Durchbiegung Peiner Profile von 60 bis 65 cm Höhe mit oberen und unteren Gurtplatten verwendet wurden.

Wie anfangs ausgeführt, ist der Bau über dem 3. Obergeschoß zweimal um je 1,75 m zurückgesetzt worden. Die in den Decken unter den zurückgesetzten Geschossen dadurch erforderlichen Abfangungen führten naturgemäß durch die Mehrlast zu stärkeren Unterzügen und Deckenträgern als in den unteren Stockwerken (Abb. 6).

Die Stützen wurden an den meisten Stellen mit gleichen Profilen über zwei Geschosse hindurchgeführt, um die Stoßstellen zu verringern und die Montage zu beschleunigen. Aus praktischen Gründen mußte jedoch ab und zu zwischen Keller- und Erdgeschoß ein Stoß eingelegt werden. Die Stützen wurden sowohl auf Biegung durch die seitlichen Trägeranschlüsse als auch auf Knickung nach dem ω -Verfahren berechnet.

Die Konstruktion eines besonders stark belasteten Stützenstranges im Keller- und Erdgeschoß sowie in den beiden Obergeschossen ist aus Abb. 7 zu ersehen. Auch die Unterzugs- und Deckenträgeranschlüsse gehen aus der Abbildung deutlich hervor. Einen Hinweis verdient die sorgfältige und geschickte Ausbildung des Stützenfußes, der trotz der gewaltigen Auflast nur ganz geringe Bauhöhe beansprucht. Möglich wurde diese geringe Bauhöhe durch das Ableiten der Stützenkräfte an allen wichtigen Querschnittsteilen, wobei in der Mitte ebenfalls coupierete I-Stücke verwendet wurden. Auch die Fußplatte der Stützen scheint durch die vorgesehene Konstruktion ganz vorzüglich ausgesteift, so daß eine gleichmäßige Fugenpressung gewährleistet ist. Bei den Außenstützen mußte fernerhin eine Beschränkung hinsichtlich der Breite des Stützenfußes eintreten (Abb. 8). Aber auch hierbei wurde bei sehr geringer Höhe eine vorzügliche Aussteifung der Fußplatte erzielt.

auf zwei Stützen berechnet. Die Decken sind als gestelzte Steineisendecken ausgebildet worden, um eine Auffüllung zu ersparen und möglichst geringe Eigenlast zu erwirken. Alle Decken wurden später

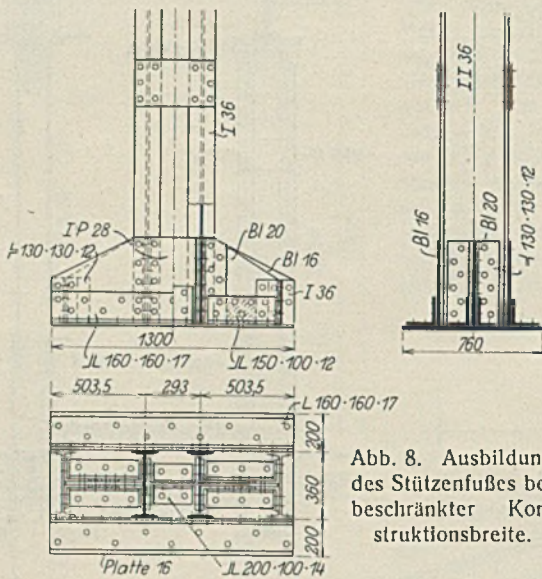


Abb. 8. Ausbildung des Stützenfußes bei beschränkter Konstruktionsbreite.

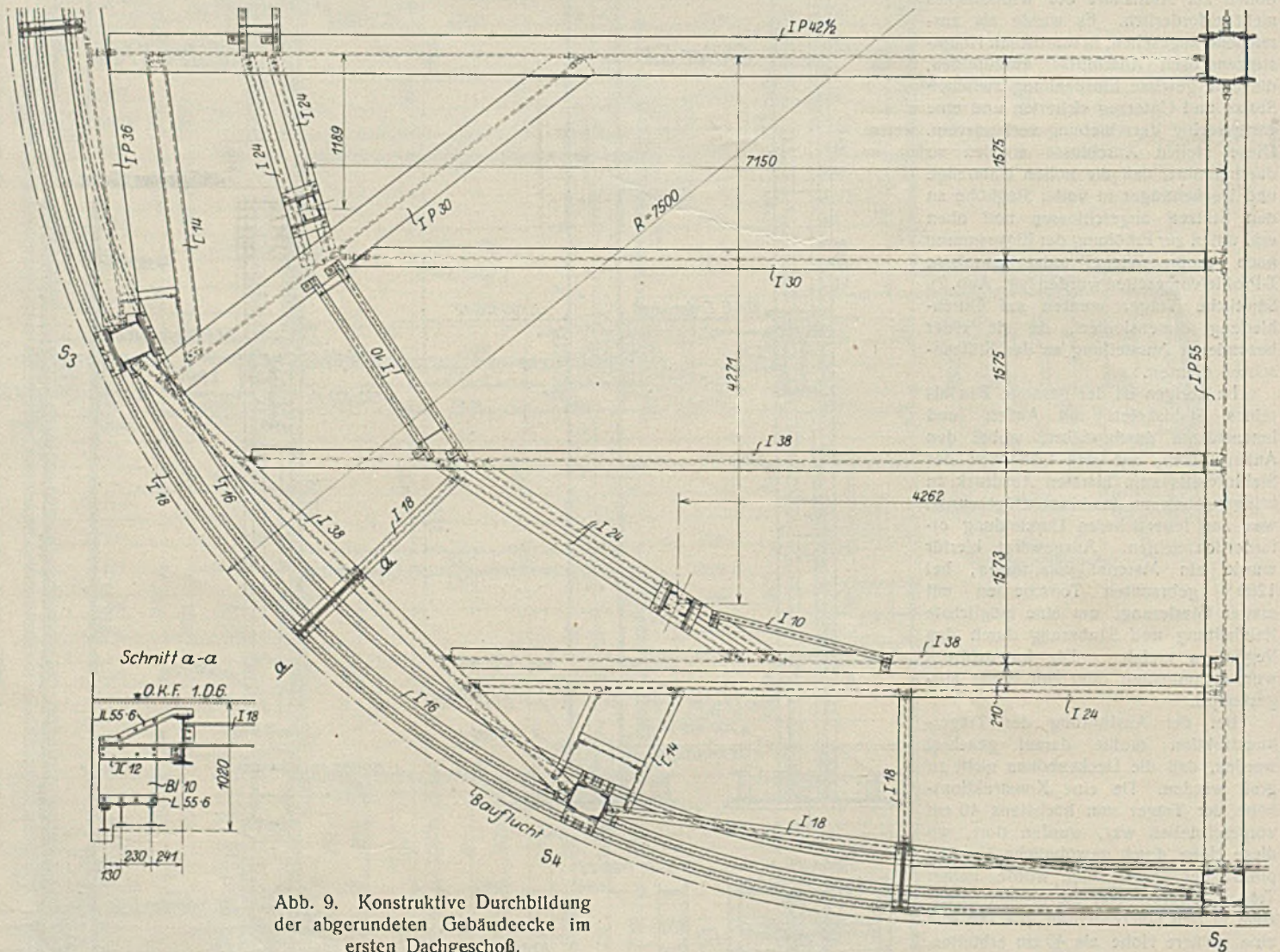


Abb. 9. Konstruktive Durchbildung der abgerundeten Gebäudecke im ersten Dachgeschoß.

zur Erzielung einer glatten Untersicht mit einer unteren Rabitzdecke versehen.

In dem Mitteltrakt beträgt die Spannweite der großen Unterzüge ungefähr 16 m. Von einer Rahmenausbildung, die für den Ingenieur nahelag,

Im Laufe des Baues wurden die erwähnten Rücksprünge der beiden Dachgeschosse geändert, wodurch auch Lastenänderungen bei den beiden vorderen Stützenreihen eintraten. Bei der von vonherin vorgesehenen vollen Ausnutzung aller Stützenquerschnitte konnten einige Stützen ohne

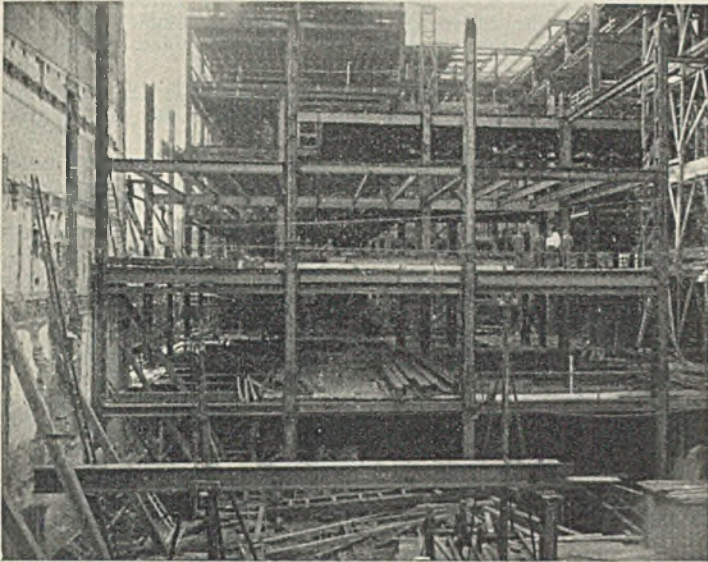


Abb. 10. Montagezustand.

Verstärkung diese vergrößerte Last nicht aufnehmen. Diese Verstärkungsarbeiten konnten aber sehr einfach durch Auflegung von Platten ohne nennenswerte Kosten und ohne Verzögerung der Bauzeit durchgeführt werden. Abb. 9 zeigt auch die bequeme Anpassung der Stahlkonstruktion an die abgerundeten Gebäudeecken einerseits und die sachgemäße Aufnahme der für die zurückspringenden Geschosse an den abgerundeten Ecken im Innenkranz entstehenden Lasten.

Decken.

Für die gestelzten Steineisendecken zwischen den Stahlträgern wurden Kleinesche Deckensteine und hochwertiger Portlandzement verwendet. Die etwas erschwerte Einschaltung erfolgte nach einem besonderen System der ausführenden Firma Eisenbeton-Baugesellschaft Dittmar Wolfsohn & Co., Breslau, das sich durch seine Einfachheit und Zweckmäßigkeit besonders bewährt hat. Es besteht darin, daß für verschiedene Trägerabstände verstellbare Schalungsplatten mit besonderen Überhängevorrichtungen verwendet wurden.

Um die kürzeste Ausschaltungszeit festzustellen, wurden von den Nachbarfeldern getrennte Deckenstreifen drei Tage nach ihrer Herstellung ausgeschalt und sofort einer Probelastung unterzogen worden. Obwohl die aufgebraachte Last das $2\frac{1}{2}$ -fache der vorgesehenen Nutzlast von

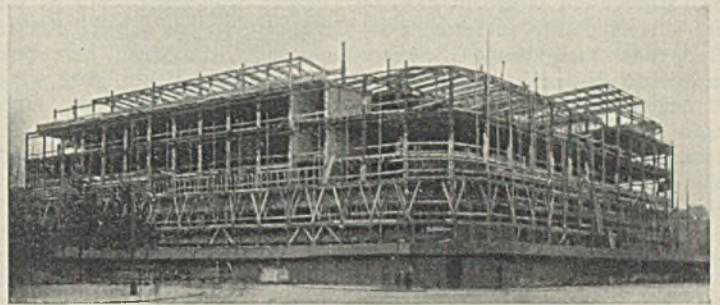


Abb. 11. Montage des Stahlskeletts.

500 kg/m², mithin 1250 kg/m² betrug, zeigten die belasteten Deckenstreifen weder nennenswerte Durchbiegungen noch Rißerscheinungen, so daß die Ausschaltung der Decken im allgemeinen drei Tage nach der Herstellung der Decken erfolgen konnten.

Der Größe des fertigen Baues entsprechen auch die Zahlen der Leistungen und Arbeit. Es waren insgesamt rd. 12 000 m³ Erdaushub und etwa 2000 m³ Abbruch des alten Fundamentmauerwerks zu bewältigen. Der waagerechte Bodentransport geschah durch Muldenkipper, während der Höhentransport von vier großen elektrisch angetriebenen Baugrubenaufzügen und von Förderbändern bewältigt wurde. Die höchste Tagesleistung betrug 600 m³ feste Bodenmassen. Es wurden insgesamt rd. 34 000 m² Massivdecken ausgeführt bei einer Tageshöchstleistung von 500 m².

Abb. 10 zeigt einen Montageabschnitt im Innern des Gebäudes. Hier sind deutlich die großen Stützenabstände, die einzelnen Stützenstränge sowie die steifen Deckenträger- und Unterzuganschlüsse erkennbar. Eine Außenansicht des Baues während der Montage zeigt Abb. 11. Das Stahlgerüst ist bereits bis zum 5. Obergeschoß aufgestellt.

Der Innenausbau, das Einziehen der Kleineschen Decken und der Zwischenwände folgt der Stahlmontage unmittelbar; in den unteren Geschossen sind auch bereits die äußeren Abschlußwände eingezogen.

Das gesamte Stahlgewicht beträgt rd. 3500 t. Die Lieferung und Montage erfolgte durch die Firma Carlshütte A.G., Waldenburg-Altwasser, unter Beteiligung zweier weiterer Stahlbauunternehmen. Die gesamte Bauleitung lag in den Händen des

Baubüros A. Wertheim & Co., Berlin. — Die schöne und streng geschlossene Form des ganzen Baublocks zeigt eine Aufnahme von der Seite des Taunzienplatzes, die in Abb. 12 wiedergegeben ist.



Abb. 12. Ansicht des Warenhauses kurz vor der Eröffnung.

Alle Rechte vorbehalten.

Amerikanische Richtlinien für die Ausführung von geschweißten Brücken.

In „Engineering News-Record“, Bd. 103 (1929) Nr. 8, Seite 292/97 veröffentlichte Gilbert D. Fish einen Entwurf von Richtlinien für die Ausführung von geschweißten Brücken, der ein interessantes Gegenstück zu den kürzlich ebenfalls im Entwurf fertiggestellten deutschen Richtlinien für geschweißte Stahlbauten bildet. Der äußerst sorgfältig durchgearbeitete amerikanische Entwurf wird durch ausführliche Erläuterungen eingeleitet, die dem Ingenieur die richtige und sinngemäße Anwendung der Berechnungsgrundlagen und Konstruktionsgrundsätze erleichtern sollen.

Nach einem Hinweis auf die teils abgeschlossenen, teils noch im Gange befindlichen amerikanischen Versuche, auf denen sich die Richt-

linien aufbauen, wird eine wertvolle Definition der praktisch vorkommenden Schweißnahtformen und ihr Verhalten bei verschiedenen Beanspruchungen gegeben. Besonders nachdrücklich wird darauf hingewiesen, daß Biegebungsbeanspruchungen über die Längsachse von Schweißnähten unbedingt vermieden werden müssen.

Sehr eingehend werden die Wirkungen dynamischer Einflüsse und Ermüdungserscheinungen behandelt. Auf Grund von Versuchen im Westinghouse Research Laboratory wird eine Formel zur Berechnung der Anschlüsse von Wechselstäben abgeleitet. Es wird vorausgesetzt, daß Schweißmetall ein dehnbare Material ist, das einer unbegrenzten Zahl

von Lastwechseln innerhalb gewisser Grenzen widersteht. Mit M soll der — stets positiv zu setzende — Größtwert der aus äußeren Kräften herrührenden maßgebenden Beanspruchung einer Schweißnaht bezeichnet werden, mit N der Kleinstwert, der ein negatives Vorzeichen erhält, wenn die äußeren Kräfte ihre Richtung umkehren. Die Bedingungen, unter denen eine Schweißnaht irgendwelchen Lastwechseln innerhalb der Spannungsgrenzen M und N dauernd Widerstand leisten wird, läßt sich dann als eine Beziehung zwischen M , N , der Streckgrenze σ_s und der Ermüdungsgrenze σ_w anschreiben. Sie lautet

$$\frac{M + N}{2 \sigma_s} + \frac{M - N}{2 \sigma_w} \leq 1$$

oder, wenn mit f der Sicherheitsfaktor bezeichnet wird

$$\frac{M + N}{2 \sigma_s} + \frac{M - N}{2 \sigma_w} \leq \frac{1}{f}$$

Aus Versuchen wurde gefunden

für Normalbeanspruchung	für Scherbeanspruchung
$\sigma_s = 2250 \text{ kg/cm}^2$	$= 1400 \text{ kg/cm}^2$
$\sigma_w = 1125$	$= 700$

Mit einem Sicherheitsfaktor $f=2$ und nach Umformung kann die Ermüdungsgleichung dann geschrieben werden (s. Ziffer 29)

für Normalbeanspruchung	$M + \frac{1}{2}(M - N) \leq 1120 \text{ kg/cm}^2$
für Scherbeanspruchung	$M + \frac{1}{2}(M - N) \leq 700 \text{ kg/cm}^2$

Es wird dann auch noch kurz die Frage der Schrumpfspannungen gestreift. Durch Schwinden des Schweißmetalls während der Abkühlung werden Spannungen erzeugt — ähnlich wie bei Nieten —, die bei den einzelnen Nahtformen verschieden groß sind. Fish ist der Ansicht, daß diese Anfangsspannungen im allgemeinen nach einer Anzahl von Belastungen der Nahte dadurch beseitigt werden, daß in den Zonen mit Anfangsspannungen die Streckgrenze überschritten wird und danach eine gleichmäßige Spannungsverteilung stattfindet. Am meisten sind Stumpfnähte durch Anfangsspannungen gefährdet, besonders wenn sie auf Zug beansprucht werden. Als Anschlüsse von Zuggliedern sind sie daher grundsätzlich zu vermeiden.

Die wertvollen Erläuterungen Fishs, die hier nur auszugsweise mitgeteilt werden konnten, und die nachfolgenden Richtlinien geben manche Anregung zu Ergänzungen der reichlich knapp gehaltenen deutschen Richtlinien.

Entwurf.

Richtlinien für die Ausführung von geschweißten Brücken.

Allgemeines.

1. Diese Richtlinien gelten für den Entwurf und die Ausführung von Lichtbogenschweißten Verbindungen an alten und neuen, festen und beweglichen Brücken aus Baustahl von mittlerem Kohlenstoffgehalt. Sie sind jedoch für Brücken mit sehr geringem Verkehr und für zeitweilige Bauten nicht unbedingt einzuhalten.

Schweißverfahren.

2. Die Richtlinien beziehen sich auf die Lichtbogenschweißung mit Gleichstrom.

3. Die Generatoren müssen von zuverlässigen Firmen speziell für Lichtbogenschweißungen hergestellt sein. Zum Antrieb sollen Elektro- oder Verbrennungsmotoren mit genau regulierbarer Drehzahl verwendet werden. Sie müssen außerdem mit einer selbsttätigen Einstellvorrichtung zur Erhaltung einer konstanten Stromstärke und Lichtbogenspannung versehen sein.

4. Die Schweißdrähte sollen aus Martin-Stahl mit sehr gleichmäßigem Gefüge bestehen und frei von Verunreinigungen, Oxyden und Lunkern sein. Bei der Prüfung mit einer Sauerstoff-Azetylenflamme müssen sich glatte, runde, unporöse kleine Kugeln bilden. Im Gebrauch sollen sie gute Schweißbarkeit in allen Lagen ohne Spritzen zeigen. Die chemische Zusammensetzung, die innerhalb einer Elektrode vollkommen gleichmäßig sein muß, soll folgendermaßen sein:

Kohlenstoff	nicht über 0,18 %
Mangan	0,60 "
Phosphor	0,04 "
Schwefel	0,04 "
Silizium	0,08 "

Zulässige Durchmesser der Schweißdrähte: $\frac{1}{8}$, $\frac{5}{32}$, $\frac{3}{16}$ und $\frac{1}{4}$ Zoll. Größte Abweichung vom Nennmaß = $\pm 3\%$.

5. Schweißstromstärke und Lichtbogenspannung:

für $\frac{1}{8}$ -Zoll-Schweißdrähte	90 bis 115 Amp.
• $\frac{5}{32}$ " "	140 " 175 "
• $\frac{3}{16}$ " "	175 " 225 "
• $\frac{1}{4}$ " "	300 " 375 "

Die Lichtbogenspannung soll etwa 20 Volt betragen.

6. Die Schweißflächen sollen blank, frei von Farbe, Fett, Zunder und Rost sein. Ein dünner Überzug von reinem Leinöl ist unschädlich. Dagegen muß die Schlacke an Brennerschnitten vor dem Schweißen entfernt werden.

7. Die Länge des Bogens soll so kurz sein, wie der Schweißer sie halten kann; in keinem Falle darf sie größer als der Elektroden-durchmesser sein.

8. Die Einbrenntiefe soll so ausreichend sein, daß eine vollständige, ununterbrochene Verbindung zwischen Grund- und Schweißmetall erzielt wird.

9. Die Elektrodendicke, der Strom und die Schweißgeschwindigkeit müssen der Dicke und der Anordnung der Verbindungstelle so angepaßt sein, daß eine Überhitzung des Grund- und Schweißmetalls vermieden wird.

Schweißerprüfung.

10. Die Schweißer sollen im Lichtbogenschweißen geübte Arbeiter sein, die Erfahrungen in Schweißkonstruktionen besitzen und gleichmäßig zuverlässig Stumpf- und Kehlnähte in horizontaler und vertikaler Lage herstellen können. Wenn die Fähigkeit der Schweißer nicht unbedingt bekannt ist, müssen sie in Gegenwart eines Abnahmebeamten ihre Eignung nachweisen und Stumpfnahproben nach den Vorschriften der „American Welding Society“ anfertigen. Diese Proben werden auf Zug geprüft und müssen im Durchschnitt eine Zerreißeigigkeit von 3150 kg/cm², mindestens aber 2800 kg/cm² besitzen. Überkopfschweißungen dürfen nur von Schweißern ausgeführt werden, die ihre Befähigung zu dieser Arbeit entsprechend den angeführten Bestimmungen nachgewiesen haben.

Abnahme.

11. Jede Lage einer Schweißnaht muß auf ihre Güte hin geprüft werden; für jede Schweißverbindung ist die Übereinstimmung mit den Zeichnungen festzustellen.

12. Die Abnahmebeamten müssen Erfahrung in der Prüfung und Überwachung von Lichtbogenschweißungen besitzen, unbedingt zuverlässig sein und Zeichnungen lesen und erklären können. Der Hinweis auf eine ähnliche frühere Beschäftigung genügt nicht, um einen Abnahmebeamten mit der Beaufsichtigung von Schweißarbeiten zu betrauen. Er muß beweisen, daß er gute und schlechte Schweißungen voneinander unterscheiden kann.

13. Schweißnähte, die in mehreren Lagen aufgebracht sind, sollen Lage für Lage im Verlauf der Arbeit geprüft werden. Wenn die Untersuchung der inneren Lagen vor dem Aufbringen der Decklage unterblichen ist, kann der Abnahmebeamte nach seinem Ermessen in gewissen Abständen Nahtstücke herausschneiden lassen, um die inneren Lagen prüfen zu können.

14. Die Prüfung jeder Schweißnaht hat sich zu erstrecken auf die Gleichmäßigkeit der Oberfläche, Fehlen von Schlacke und Verfärbungen als Kennzeichen für verbranntes Metall, Fehlen von Poren an der Oberfläche und Übereinstimmung mit den vorgeschriebenen Maßen.

15. Der Abnahmebeamte soll über alle Schweißungen planmäßig Protokoll führen, nicht nur zum Nachweis, daß alle bemerkten Fehler beseitigt wurden, sondern auch zur Bestätigung, daß alle in der Zeichnung vorgesehenen Schweißnähte ausgeführt sind und den vollen Querschnitt und die richtige Länge besitzen. Der Abnahmebeamte muß dem Konstruktionsingenieur auch Mitteilung machen, wenn Schweißnähte länger oder dicker ausgefallen sind, als vorgeschrieben ist, weil Zusatzwerkstoff an Stellen, an denen er nicht vorgesehen ist, unter Umständen ungünstig wirken kann.

16. Der Abnahmebeamte soll nötigenfalls zur eingehenden Besichtigung von Schweißnähten eine helle Taschenlampe verwenden. Wenn es nicht möglich ist, eine Schweißnaht genau zu untersuchen, so soll der Konstruktionsingenieur verständigt werden, der dafür zu sorgen hat, daß die Schweißstelle dem Beamten zugänglich gemacht, oder eine Zusatzschweißung an günstigerer Stelle angeordnet wird.

17. Alle Schweißnähte oder Nahtteile, die nicht als ausreichend angesehen werden können, müssen mit dem Schneidbrenner oder mit dem Meißel entfernt und durch neue ersetzt werden.

Brennschneiden.

18. Brückenglieder, Verbindungsstücke oder Verstärkungsteile dürfen mit dem Schneidbrenner zugeschnitten werden, vorausgesetzt, daß diese Arbeiten von Leuten ausgeführt werden, die Erfahrung im sauberen Brennschneiden besitzen. Ausgenommen sind Teile, bei denen die Brückenbaubestimmungen ausdrücklich Werkzeugbearbeitung vorschreiben.

19. Über jede notwendige Schneidarbeit, die nicht ausdrücklich in den Zeichnungen angegeben ist, muß der Konstruktionsingenieur vor der Ausführung unterrichtet werden. Bei Änderungen auf der Baustelle darf jedes Brennschneiden von vorhandenen Baugliedern, Laschen oder Nieten nur unter der direkten Aufsicht des Bauführers ausgeführt werden.

20. Beim Brennschneiden muß sorgfältig das Anschnelden oder Beschädigen benachbarter Teile und das Verbrennen der Schnittkanten vermieden werden.

Schweißnahtformen und ihre Anwendung.

21. Folgende Schweißnahtformen werden zugelassen:

a) Stumpfnähte der vier in Abb. 1 dargestellten Arten. Sie werden nach Kehlnaht, Art und Länge bezeichnet (z. B. $\frac{1}{2}$ " X-Stumpfnah 4" lang),

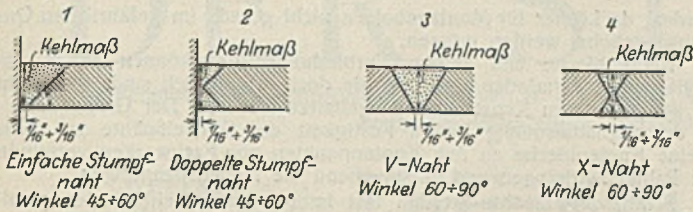


Abb. 1. Verschiedene Stumpfnahformen.

b) Kehlnähte nach Abb. 2. Sie werden in Übereinstimmung mit dem herrschenden Gebrauch durch das Schenkelmaß des Dreiecksquerschnittes und die Länge gekennzeichnet (z. B. $\frac{3}{8}$ " Kehlnaht 6" lang).

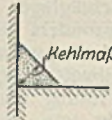


Abb. 2. Kehlnaht.



Abb. 3. Schlitznaht.

c) Schlitznähte nach Abb. 3. Sie werden nach Kehlmaß, Dicke und Länge bezeichnet (z. B. $\frac{3}{4} \times \frac{1}{2}$ " Schlitznaht 12" lang).

22. Keine Schweißnaht soll kürzer als 38 mm sein. Das Schenkelmaß von Kehlnähten soll mindestens 6 mm (Kehlmaß 4,2 mm) und höchstens das Zweifache der Dicke des dünneren Anschlußendes betragen.

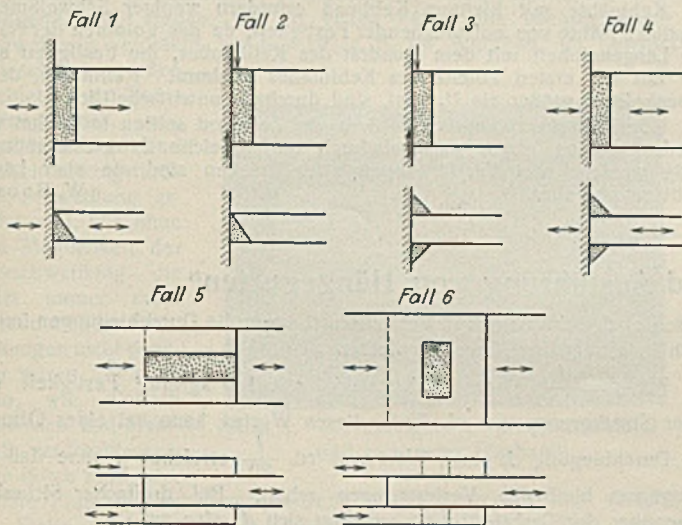


Abb. 4. Verschiedene Beanspruchungen von Schweißnähten.

23. Folgende Anwendungen sind zulässig:

- a) Stumpfnähte für Normalbeanspruchungen (Abb. 4 1), für Längsscherkräfte (Abb. 4 2) oder für das Zusammenwirken beider mit oder ohne Biege- oder Verdrehungsbeanspruchungen, die keine Komponente über die Längsachse der Naht besitzen. Stumpfnähte sollen nicht für Anschlüsse von Zugstäben, die Hauptkräfte aufzunehmen haben, insbesondere nicht für Stöße von gezogenen Trägergurtungen verwendet werden. Diese Einschränkung gilt nicht für Streben oder andere Glieder, die aus der Verkehrslast keine Zugbeanspruchung erhalten.
- b) Kehlnähte für Längsscherkräfte (Abb. 4 3), Querscherkräfte und Normalbeanspruchungen (Abb. 4 4) oder für beide zusammen, mit oder ohne Biege- und Verdrehungsmomente, die keine Komponente über die Längsachse der Naht besitzen.
- c) Schlitznähte für Längsscherkräfte (Abb. 4 5), Querscherkräfte (Abb. 4 6) oder beide zusammen, mit oder ohne Biege- und Verdrehungsmomente, die keine Komponente über die Längsachse der Naht besitzen.

Zulässige Beanspruchungen.

24. Der gefährliche Querschnitt einer Schweißnaht ist im Längsschnitt durch die Kehle anzunehmen. Seine Fläche ist Länge \times Kehlmaß und sein Widerstandsmoment $= \frac{\text{Kehlmaß} \times \text{Länge}^2}{6}$. Der Verdrehungswiderstand ist nahezu gleich dem Widerstandsmoment, da das Kehlmaß verhältnismäßig klein ist.

25. Bei mittigem Kraftangriff ohne Biegung oder Torsion wird die maßgebende Beanspruchung Zug- oder Scherbeanspruchung, die wie folgt bestimmt werden:

- a) Stumpfnah mittig belastet (Fall 1): die maßgebende Beanspruchung ist eine Normalspannung und ergibt sich aus $\frac{\text{Gesamtbelastung}}{\text{gefährlicher Querschnitt}}$.
- b) Stumpfnah auf Längsabscheren beansprucht (Fall 2), oder Kehlnaht wie in Fall 3 oder 4 belastet, oder beide Fälle, oder Schlitznaht wie in Fall 5 oder 6 belastet, oder beide Fälle zugleich: die maßgebende Beanspruchung ist eine Scherspannung und errechnet sich wie unter a).

c) Stumpfnah mittig und auf Längsabscheren beansprucht: die maßgebende Beanspruchung ist entweder eine Scherspannung $= \frac{\text{Gesamtbelastung}}{\text{gefährlicher Querschnitt}}$ oder sie wird als Normalbeanspruchung aus $\frac{\text{resultierende Kräfte}}{\text{gefährlicher Querschnitt}}$ errechnet. Als maßgebende Beanspruchung gilt diejenige, die den größeren Querschnitt nach Ziffer 29 verlangt.

26. Setzt sich die Belastung einer Naht aus einer mittigen Kraft und aus Biege- und Verdrehungskräften zusammen, so sind die größten Randspannungen festzustellen, die sich unter Berücksichtigung der Normal- und Scherbeanspruchungen gemäß Ziffer 25 ergeben aus

$$\frac{\text{Gesamtbelastung}}{\text{gefährlicher Querschnitt}} + \frac{\text{Momente}}{\text{Widerstandsmoment}}$$

Die maßgebende Beanspruchung ist dann entweder Normal- oder Scherbeanspruchung.

27. Jede Verstärkung einer Naht, z. B. eine Abrundung oder Erhöhung über das theoretische Maß hinaus, wird bei der Berechnung nicht berücksichtigt. Eine Verstärkung von Kehlnähten über die gewöhnliche Unebenheit der Oberfläche hinaus ist nicht zulässig.

Berechnung von Schweißverbindungen.

28. Schweißnähte sind entsprechend den Einschränkungen der Ziffern 21 bis 23 auf ihre Beanspruchung im gefährlichen Querschnitt zu berechnen und müssen den Bedingungen der Ziffer 29 genügen.

29. Mit M wird der Größtwert der aus äußeren Kräften herrührenden maßgebenden Beanspruchung einer Schweißnaht bezeichnet, mit $M - N$ der größte Unterschied zwischen den maßgebenden Beanspruchungen infolge Änderung des äußeren Kraftangriffs. Der gefährliche Querschnitt ist so groß zu bemessen, daß folgende Bedingungen erfüllt werden:

bei Normalbeanspruchung $M + \frac{1}{2}(M - N) \leq 1120 \text{ kg/cm}^2$

bei Scherbeanspruchung $M + \frac{1}{2}(M - N) \leq 700 \text{ kg/cm}^2$.

Mit Worten: Die Summe aus dem Größtwert der maßgebenden Spannung im gefährlichen Querschnitt und der Hälfte der Differenz zwischen größter und kleinster Spannung infolge veränderlicher Belastung darf bei Normalbeanspruchung nicht 1120 kg/cm², bei Scherbeanspruchung nicht 700 kg/cm² überschreiten.

Belastungen.

30. Für die Berechnung der Schweißverbindungen sind Eigengewicht, Verkehrslast, Stoß- und Flichkräfte, Winddruck, Brems- und andere Nebenkräfte, bei beweglichen Brücken auch alle während des Öffnens und Schließens auftretenden Kräfte zu berücksichtigen. Die Belastungsannahmen sind die gleichen wie sie für die Berechnung der Brückenglieder üblich sind. Der Stoßzuschlag für Schweißverbindungen darf aber nicht kleiner sein als:

$$\text{Verkehrslast} \cdot \frac{300}{300 + \frac{L^2}{100}} \quad (L = \text{Stützweite in Fuß}).$$

Bei elektrischem Betrieb darf die Stoßzahl nicht kleiner als die Hälfte des Formelwertes sein. Zur Bestimmung der Höchstspannungen und der größten Spannungsunterschiede müssen alle möglichen Kombinationen gleichzeitiger Belastung berücksichtigt werden. Nur bei gleichzeitiger Berücksichtigung von Verkehrslast und seitlich- oder längsgerichteten Nebenkräften kann ein um 20 % niedrigerer Wert angenommen werden.

Alle Biege- und Verdrehungsmomente infolge außermittiger Anschlüsse müssen voll berücksichtigt werden; ebenso sekundäre Momente infolge Durchbiegung der Längs- und Quert Träger. Andere Nebenspannungen, die von der Verformung unter Belastung oder von Temperatureinflüssen herrühren, können vernachlässigt werden, wenn sie nicht mehr als ein Drittel der maßgebenden Beanspruchung in einer Schweißnaht ausmachen.

Verbindungsstelle.

31. Verbindungsstelle, wie Futterstücke, Platten, Winkel, Rohrstücke usw. sind so zu bemessen, daß sie die berechneten Kräfte ohne Überschreitung der in Brückengliedern zulässigen Spannungen übertragen können.

32. Die Anschlüsse von Versteifungsgliedern, die nicht berechnet werden, sind so zu bemessen, daß sie die gleiche Festigkeit wie die Versteifungsglieder selbst haben.

Zusammengesetzte Profile.

33. Schweißnähte bei zusammengesetzten Profilen müssen für alle Belastungsmöglichkeiten ausreichen. Für den lichten Abstand zwischen zwei Nahtreihen und zwischen den einzelnen Nahtabschnitten einer Nahtreihe gelten die gleichen Bedingungen wie für Niete.

34. Deckplatten von Fachwerkstäben oder Blechträgern sollen mindestens 25 mm breiter oder schmaler als die Gurtung sein. Sie sind auf beiden Seiten mit Kehlnähten aufzuschweißen (nötigenfalls auch mit Schlitznähten). Die Nähte müssen so angeordnet sein, daß sie bereits auf eine Länge gleich dem 40fachen der Plattendicke, vom Plattenende an gerechnet, die Scherkräfte voll aufnehmen können. Dieser Endanschluß einer Platte darf sich nicht mit dem einer anderen überdecken. Gedrückte Kopfplatten, bei denen das Verhältnis Breite zu Dicke größer als 30 ist, müssen durch mindestens eine Reihe Schlitznähte außer den beiden seitlichen Kehlnähten mit der Gurtung verschweißt werden. Als Höchstmaß für nicht geschweißte Breiten gilt das 30fache der Plattendicke.

Kontinuität der Längsträger.

35. Längsträger können als kontinuierlich wirkend betrachtet werden, wenn Verbindungssteile angeordnet sind, die negative Stützmomente aufnehmen können. In solchen Fällen dürfen die Biegemomente und Querträgerreaktionen nach der Theorie für kontinuierliche Balken bestimmt werden. Wenn keine Kontinuität vorhanden ist, dürfen die Längsträger nicht direkt an die Querträger angeschweißt werden, sondern müssen durch Beiwinkel, Konsolen oder andere Mittel angeschlossen werden, die eine Durchbiegung der Längsträger zulassen, ohne die Anschlüsse durch Nebenspannungen zu überlasten.

Anordnung der Schweißnähte.

36. Kehlnähte dürfen nicht einzeln verwendet werden. Sie sollen paarweise oder zu mehreren so angeordnet werden, daß Biegemomente über ihre Längsachsen und unkontrollierbare Drehmomente infolge Exzentrizität vermieden werden.

37. Für parallele Schlitznähte ist kein Mindestabstand vorgeschrieben; der Querschnitt des geschlitzten Stabes muß jedoch zur Aufnahme der von den Schweißnähten übertragenen Kräfte ausreichen.

Ergänzende Bemerkungen.

Längsträger können vorteilhaft kontinuierlich ausgebildet werden. Durch Verminderung des größten Feldmomentes wird dabei an Gewicht gespart; außerdem bilden die steifen Verbindungen einen wirksamen Schutz gegen den bei einfachen Anschlüssen häufig auftretenden Ermüdungsbruch.

Blechträger und zusammengesetzte Profile werden zweckmäßig ohne Verwendung von Winkeln hergestellt, da man Bleche leicht durch Kehlnähte rechtwinklig zueinander verbinden kann. Das Trägheitsmoment, bezogen auf die Flächeneinheit des Querschnittes, wird durch das Fortlassen der Winkel im allgemeinen wesentlich vergrößert. Das ist ein wichtiger Vorteil bei allen auf Biegung beanspruchten Baugliedern.

Löcher für Bolzen oder Nieten sind außer für Montagezwecke nicht erforderlich. Abzüge für Löcher in Zuggliedern brauchen nicht gemacht zu

werden, da Löcher für Montagebolzen nicht gerade im gefährlichen Querschnitt gebohrt werden müssen.

Knotenbleche und andere Verbindungsmittel können an manchen Stellen ganz vermieden und, wo sie doch erforderlich sind, viel kleiner als bei genieteten Konstruktionen gehalten werden. Der Grund dafür ist in der verhältnismäßig hohen Festigkeit der Schweißnähte zu suchen. Kleine Knotenbleche an den Knotenpunkten von Fachwerken vermindern die Rahmenwirkungen und entsprechend die Nebenspannungen.

Schlitzschweißnähte werden fast immer am vorteilhaftesten parallel zur Kräfteführung angeordnet. In dieser Lage verteilen sie die Spannungen in den Knotenblechen oder in anderen geschützten Teilen viel günstiger als in Quer- oder Schräglage.

Stumpfnähte, besonders dicke, sind gewöhnlich unwirtschaftlich, vor allem deshalb, weil sie genaues Ablängen und Abschrägen der Stoßkanten erfordern, teilweise auch, weil ihre Herstellung besondere Übung verlangt und die Prüfung umständlich ist. In manchen Fällen können sie aber zweckmäßig sein, weil sie bündig sind und die Verwendung von Verbindungsteilen überflüssig machen.

Im allgemeinen sind Kehlnähte billiger als Schlitznähte bei gleicher Beanspruchung. Bei sehr großen Kräften ist aber die Verwendung von Schlitznähten häufig nicht zu umgehen, wenn die Abmessungen und Gewichte der Anschlüsse in vernünftigen Grenzen gehalten werden sollen. Die Gewichtsparsnisse an Knotenblechen und anderen Verbindungsteilen durch Verwendung von Schlitznähten können Mehrkosten der Schweißarbeit reichlich aufwiegen.

Kehlnähte mit kleinem Kehlmaß erfordern weniger Schweißmetall als dicke Nähte von entsprechender Festigkeit, da das Volumen der Nähte pro Längeneinheit mit dem Quadrat des Kehlmaßes, die Festigkeit aber nur mit der ersten Potenz des Kehlmaßes zunimmt. Kehlnähte, deren Schenkellmaß größer als $\frac{3}{4}$ " ist, sind durchaus unwirtschaftlich.

Überkopfschweißungen erfordern viel Zeit und sollten möglichst vermieden werden, sogar wenn dadurch umfangreiche Extraschweißungen nötig werden. Bei Verstärkungen alter Brücken sind sie aber häufig nicht zu umgehen.

W. Boos.

Alle Rechte vorbehalten.

Nachtrag zu: „Über die Bemessung und Ausführung von Hängegurten“.

Ich bin darauf aufmerksam gemacht worden, daß ich bei meinem Aufsatz über obiges Thema — s. Heft 3 u. 4 des „Stahlbau“ 1930 — nicht genügend die Verhältnisse zwischen Hängegurt und Versteifungsträger, d. h. das Zusammenspiel dieser beiden Tragorgane einer versteiften Hängebrücke beleuchtet habe. Ich hole das hiermit nach:

Aus Gründen der Ästhetik sowie der geringsten Gesamtkosten für den Hängegurt und seine Verankerung kann wohl ein Pfeilverhältnis $\frac{f}{l}$ mit $\frac{1}{8}$ bis $\frac{1}{10}$ als günstigstes Verhältnis angesprochen werden. Dazu kommt der Versteifungsträger mit einer bestimmten Höhe h und einem bestimmten Trägheitsmoment J . Je nach Wahl von h bzw. J ändert sich die Teilung von Träger und Hängegurt in die auftretenden Verkehrslasten. Die Annäherungsformeln von Ritter und Müller-Breslau — Gl. 6 u. 7 von S. 26 — geben in dieser Hinsicht alle Möglichkeiten dieses Spieles wieder. Wird z. B. $J = \infty$ bzw. sehr groß, so wird $\beta = v = 0$, d. h. alle Lasten gehen an den Versteifungsträger. Dasselbe ist natürlich der Fall, wenn f , der Pfeil des Hängegurtes, zu Null wird. Theoretisch ist jedes beliebige Verhältnis der Kräfteverteilung denkbar je nach Variation der Größen h , J , f und F ($F =$ Querschnitt des Hängegurtes).

Nun soll aber der Versteifungsträger nicht dazu da sein, selbst wesentlich an den Verkehrslasten mittragen zu helfen, sondern nur dazu, ungleichmäßig auftretende Verkehrslasten in gleichförmig verteilte umzuwandeln und diese an den Hängegurt weiterzugeben, der ja bei einer Hängebrücke der eigentliche Träger aller Lasten sein soll. Die Werte β und v der genannten Gleichungen sollten also möglichst nahe bei 1 bleiben.

Das mittlere Maximalmoment bei einer versteiften Hängebrücke von einer Öffnung beträgt rd. $\frac{1}{9}$ des Maximalmomentes für einen einfachen frei aufliegenden Träger.¹⁾ Wird daher für einen solchen Träger — ohne Hängegurt — die günstigste Trägerhöhe h mit $\frac{1}{6}$ bis $\frac{1}{8}$ der Stützweite angenommen, so kommt man für Versteifungsträger von Hängebrücken zu Höhenverhältnissen von $h = \frac{1}{54}l$ bis $\frac{1}{72}l$ oder im Mittel zu rd. $\frac{1}{60}$. Die Größtmomente überschreiten die Mittelwerte aber noch um etwa 30%, so daß es zweckmäßig erscheint, die Trägerhöhe noch etwas zu vergrößern, und man kommt damit auf rd. $\frac{1}{45}$. Während die älteren Ausführungen von Kabel- und Kettenbrücken bei sehr flachem Pfeil auch sehr niedrige Versteifungsträger aufweisen — manche sind nur durch kümmerliche Geländer versteift —, ist man bei neueren Ausführungen dem Verhältnis $\frac{1}{45}$ mehr nahe gekommen. Eine Ausnahme davon machen — und dürfen das auch — ganz große Ausführungen, bei denen die Verkehrslast stark gegen das Eigengewicht der Gesamtkonstruktion zurücktritt, da bei

diesen auch bei niedrigeren Versteifungsträgern die Durchbiegungen immer noch in erträglichen Grenzen bleiben.

Für $f = \frac{l}{10}$, einem Drahtmaterial mit 140 kg/mm² Festigkeit und einer Streckgrenze von rd. 70% dieses Wertes, kann bei einer Öffnung die Durchbiegung d_f einen Wert von rd. $\frac{1}{80}$ erreichen²⁾, ohne daß der Hängegurt bleibende Verformungen erhält. Bei dreifacher Sicherheit gegenüber der Drahtfestigkeit ermäßigt sich d_f also auf

$$d_f = \frac{l}{80 \cdot 0,7 \cdot 3} = \frac{l}{170}$$

Das ist ein sehr hoher Wert. Er ermäßigt sich aber, da für die wirkliche Durchbiegung nur die Verkehrslasten in Frage kommen — Hebungen und Senkungen durch Temperaturänderungen seien hier außer Betracht gelassen —, im Verhältnis dieser Lasten zur Totlast, die der Hängegurt zu tragen hat. Werden die Verkehrslasten nur $\frac{1}{3}$, $\frac{1}{4}$, $\frac{1}{5}$... der Totlasten, so ermäßigt sich d_f entsprechend auf $\frac{l}{510}$, $\frac{l}{680}$, $\frac{l}{850}$...

Die bei uns für Straßenbrücken vorgeschriebene Größtdurchbiegung infolge von Verkehrslasten beträgt $\frac{1}{600}$ der Stützweite. Dieser Wert wird also bei großen und schweren Hängebrücken bald erreicht.

Bei der Rheinbrücke Köln—Mülheim ist das Verhältnis der Verkehrslast zur Totlast rd. $\frac{1}{3,2}$, so daß bei Totalbelastung der Mittelöffnung

eine Durchbiegung von rd. $\frac{l}{550}$ zu erwarten sein wird³⁾. Bei der im Bau

begriffenen Hudsonbrücke wird das Verhältnis zwischen angenommener Verkehrslast und Totlast vorerst — d. h. solange die Brücke nicht für den Verkehr von Schnellbahnzügen ausgebaut ist — nur etwa $\frac{1}{3}$ betragen. Damit wird die zu erwartende Durchbiegung noch wesentlich geringer sein im Vergleich zur Stützweite wie bei der Köln—Mülheimer Brücke. Auch nach Einbau der Schnellbahnträger in die untere Fahrbahn und Einrichtung des Schnellbahnverkehrs wird das Verhältnis höchstens auf $\frac{1}{4}$ steigen. Amman hat also wohl überlegt gehandelt, wenn er zunächst sich den Einbau eines Versteifungsträgers ersparte.

O.-Sterkrade, 27. Februar 1930.

Dr. Bohny.

²⁾ Siehe Bohny: Theorie und Konstruktion versteifter Hängebrücken, S. 81.

³⁾ Wobei natürlich noch das Verhältnis des Elastizitätsmaßes der verwendeten Seile zum Elastizitätsmaß des Drahtmaterials zu berücksichtigen ist.

INHALT: Die Neubauten des Deutschen Museums in München. — Das neue Warenhaus Wertheim in Breslau. — Amerikanische Richtlinien für die Ausführung von geschweißten Brücken. — Nachtrag zu: „Über die Bemessung und Ausführung von Hängegurten“.

¹⁾ Siehe Bohny: Theorie und Konstruktion versteifter Hängebrücken, S. 38.