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 521 61

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

Preis des Jahrganges 10 R.-M. und Postgeld

3. Jahrgang | BERLIN, 31. Oktober 1930 | Heft 22

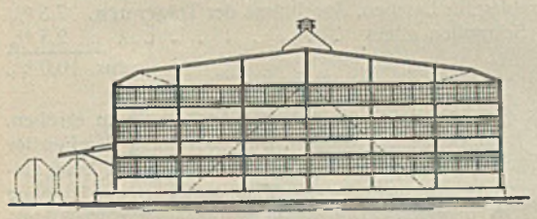
Alle Rechte vorbehalten.

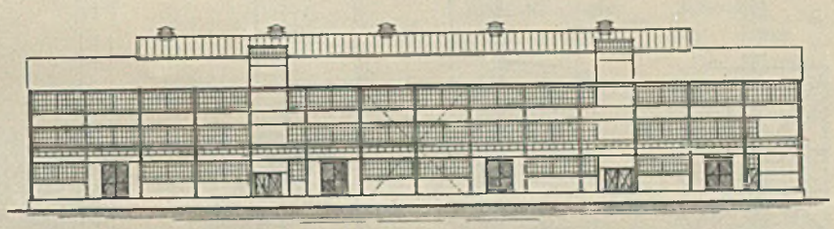
Lagergebäude in Stahlskelettbauweise.

Von Oberingenieur **Rudolf Ulbricht**, Düsseldorf-Benrath.

Bei der Anwendung des Stahlskeletts für Gebäude lassen sich nach Art der zur Verwendung kommenden Profile zwei Gruppen unterscheiden:

1. Gruppe der Leicht- und Spezialprofile.
   Diese bringt gewisse Vorteile im Flachbau bei kleineren Wohnhäusern und Bauten von zwei bis drei Stockwerken Höhe.
2. Gruppe der Normalprofile.
   Ihre Anwendung ist fast unbeschränkt und für jede Art von Bauwerken möglich, die größere Lasten aufzunehmen haben oder höher als zwei bis drei Stockwerke sind.





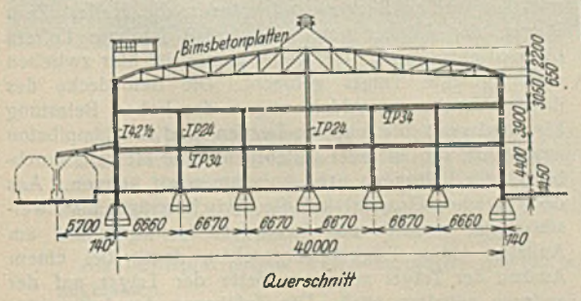
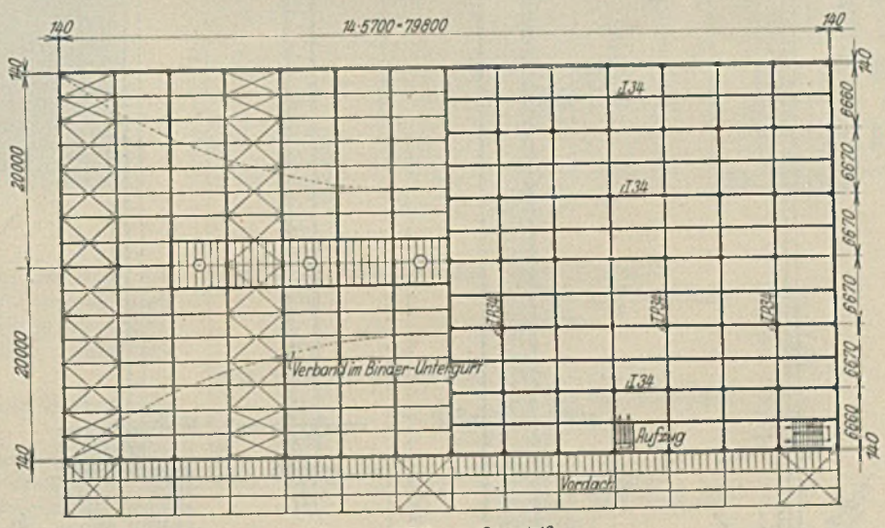


Abb. 1. Gebäude „A".



Zwei bemerkenswerte Bauten der zweiten Gruppe wurden in den letzten Jahren im rheinisch-westfälischen Industriebezirk von der Flender-Akt.-Ges. für Eisen-, Brücken- und Schiffbau in Düsseldorf-Benrath in kürzester Zeit ausgeführt.

Beide Gebäude dienen zur Lagerung von Materialien, lassen sich gut miteinander vergleichen, und zwar nach den Gesichtspunkten:

a) allgemeine Angaben,
b) Abmessungen,
c) Belastungen,
d) statische Grundlagen,
e) konstruktive Ausbildung,
f) Gewichte.

Gebäude „A".

a) Eine Übersicht zeigt Abb. 1. Die Eindeckung des Daches erfolgte mit 8 cm starken Stegzementdielen und Pappe. Das Oberlicht erhielt kittlose Verglasung. Die Außenwände sind nach bewährter Weise als ½ Stein starke Ziegelfachwerkwände ausgebildet. Reichlich angeordnete Fenster sorgen für eine gleichmäßige Beleuchtung der großen Räume und gute Gliederung der Wände. Die Decken bestehen aus weit gespannten Betonplatten mit Eiseneinlagen.

Das Lagergut wird durch Eisenbahnwagen herangebracht, deren Entladung unter einer überdachten Rampe erfolgt. Die weitere Verteilung des Lagergutes auf die einzelnen Stockwerke übernehmen zwei große Aufzüge, deren über das Dach ragende Aufbauten gleichfalls die Gebäudeansicht betonen. Als Tore sind Schiebetore eingebaut. Das Stahlskelett ist in seinem ganzen Aufbau sichtbar und die architektonische Wirkung eine sehr gute, die noch durch einen hellgrauen Anstrich gehoben wird.

b) Bei 40 m lichter Breite des Gebäudes beträgt seine lichte Länge 79,8 m; die Stockwerkhöhen sind 4,4 bzw. 3,9 und 3,05 m. Die bebaute Grundfläche ergibt 40,28 · 80,08 = rd. 3225 m² und der umbaute Raum etwa 42 500 m³.

c) Als Nutzlast aller Decken wurden 1000 kg/m² vorgesehen, und das Eigengewicht der Decken (ohne Träger) wurde zu 450 kg/m² ermittelt.

d) Die Gelenkpfetten werden von Bindern, die als Zweistützträger berechnet sind, getragen. Die Deckenträger und Unterzüge sind als durchlaufende Träger mit teilweiser Einspannung ausgeführt. Die Windübertragung übernehmen im unteren Teil des Gebäudes die

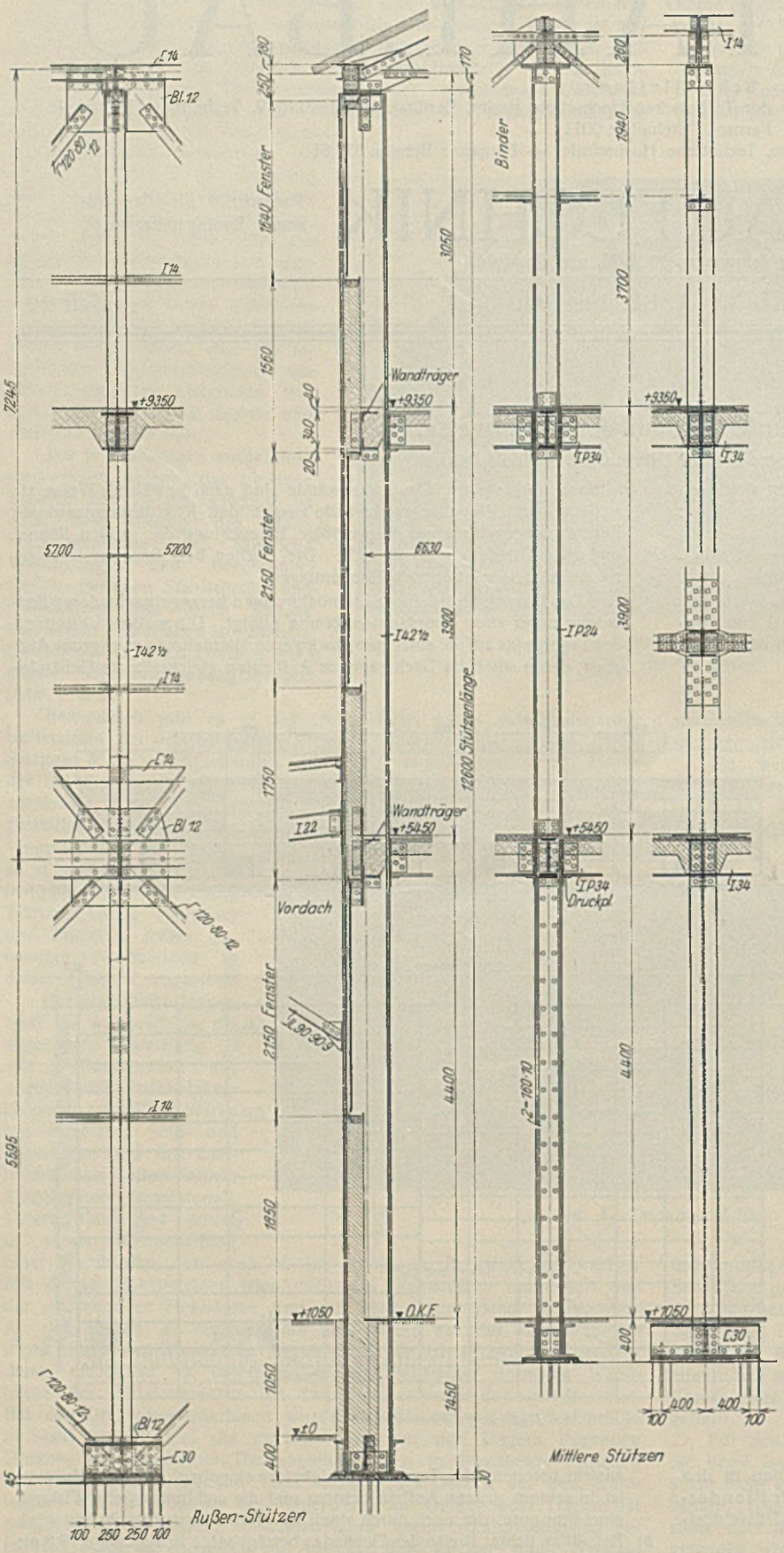


Abb. 2. Außen- und Mittelstützen. Gebäude „A".

massiven Decken. Während in Höhe der Binderuntergurte ein strebenloser Parabelträger den Wind nach den Giebeln überträgt, ist zur Ableitung der Windkräfte auf die Giebel auf jeder Seite ein Fachwerkträger vorgesehen. Die Auflagerkräfte der Windträger werden durch lotrechte Verbände in den Längs- und Giebelwänden in die Fundamente geleitet.

Das Gewicht der Wände wird durch besondere Unterzüge aufgenommen und durch die Stützen den Fundamenten zugeführt.

Für die Beanspruchung aller Teile sind die ministeriellen Vorschriften zugrunde gelegt, wobei die Deckenträger und Unterzüge bis 1400 kg/cm² beansprucht wurden.

e) Einzelheiten der Konstruktion zeigt Abb. 2. Die Wandunterzüge sind als Blechträger ausgebildet und innen angeordnet, um ein gutes Ausmauern der aufgehenden Wände zu ermöglichen, da sie gleichzeitig die Deckenlasten mitaufzunehmen haben. Während die äußeren Stützen von unten bis oben in gleichen Querschnitten durchgeführt sind, sind die mittleren Stützen in den einzelnen Stockwerken gestoßen. Füße und Köpfe sind gefräst und einfach aufeinandergestellt. Die oberen Laschen der Trägeranschlüsse gehen durch, während an den unteren Flanschen die Kontaktlaschen sorgfältig eingepaßt sind. Für jede Trägerrichtung ist an den Kreuzungstellen eine besondere Lasche gewählt. Auf die Wichtigkeit einer sorgfältigen Ausführung war Betrieb und Montage wegen der Neuartigkeit der Ausführung besonders hingewiesen worden. Auf Abb. 3 sieht man das Gebäude zur Zeit der Aufstellung. Die Decken und Wände wurden zum Teil schon während des Aufbaues der Stahlkonstruktion ausgeführt. Über den Fenstern sind für das Mauerwerk keine besonderen Träger angebracht, sondern die Riegel wurden in der Zeit der Ausmauerung mit Holzstempeln abgestützt. Nachteile haben sich nicht gezeigt.

f) Das Gewicht der Stahlkonstruktion (ohne Vordach, Aufzug und Treppenhäuser) beträgt je Quadratmeter Grundfläche 186 kg und für einen Kubikmeter umbauten Raum etwa 14,1 kg. Eigengewicht der Trägerlagen 48 kg/m².

Zuschlag für Laschen, Anschlüsse der Träger usw.	7,5 %
für Schrauben allein	2,5 %
zus.	10,0 %.

Gebäude „B".

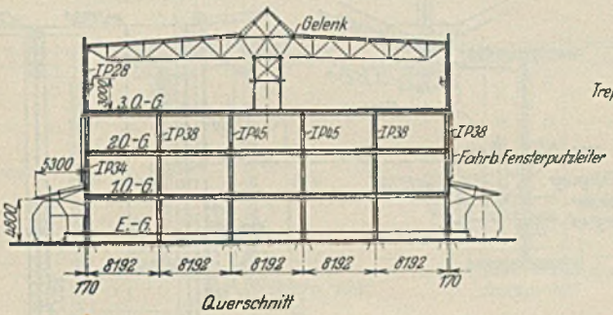
a) Aus der Abb. 4 ist die gesamte Anordnung zu ersehen. Die Eindeckung des Daches, die Anordnung der Fenster wurde nach den gleichen Gesichtspunkten wie beim Gebäude „A" vorgenommen; der obere Lagerraum ist ohne seitliche Fenster. Die Ausmauerung der Umfassungswände geschah ebenfalls mit Ziegeln, jedoch in einer Stärke von 40 cm. Die Stahlkonstruktion wurde in diesem Falle zum Teil außen ummauert und, soweit sichtbar, mit hellblauem Anstrich versehen, im Innern jedoch die sichtbare Stahlkonstruktion hellgelb gestrichen. Die sorgfältig gewählten Farben wirken außen mit dem Rot der Ziegel recht lebhaft und im Innern betont das Hellgelb mit den weißen Decken und Wänden die Helle. Zum Putzen der Fenster von außen sind fahrbare Leitern (Abb. 5) angebracht. Der Deckenbeton ist hier zwischen enger gelegte Träger gebracht. Die Betondecke des dritten Geschosses erhielt wegen der hohen Belastung Eiseneinlagen; die unteren Decken sind in Stampfbeton ausgeführt, um an jeder beliebigen Stelle kleinere Durchbrüche für Leitungen usw. vornehmen zu können. Aus dem gleichen Grunde sind die Zwischenträger als Zweistützträger gewählt und besondere Montagewinkel am Auflager jeden Trägers vorgesehen, damit bei einem Ausbau der Träger auf einer Seite der Träger auf der anderen gehalten wird. Die Zuführung des Lagergutes und seine Verteilung erfolgt durch besondere Fördereinrichtungen.

b) Die bebaute Grundfläche ergibt 41,3 × 74,3 = rd. 3100 m² und der umbaute Raum etwa 66 650 m³.

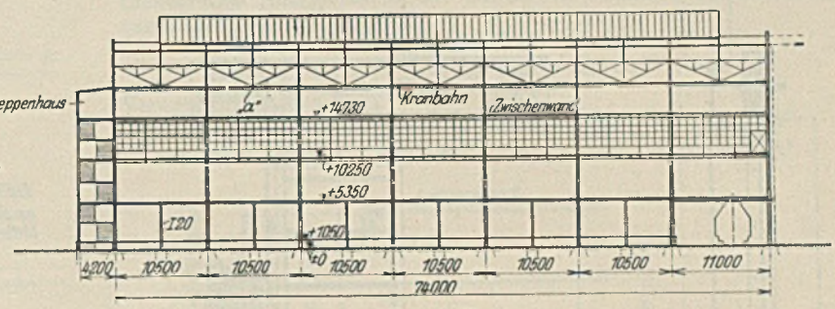
c) Für die Decken kamen folgende Belastungen in Frage (ohne Träger):

I. Obergeschoß:	Nutzlast 1150 kg/m²; Eigengewicht 350 kg/m²;
II. Obergeschoß:	Nutzlast 800 kg/m²; Eigengewicht 320 kg/m²;
III. Obergeschoß:	Nutzlast 1750 kg/m²; Eigengewicht 400 kg/m².

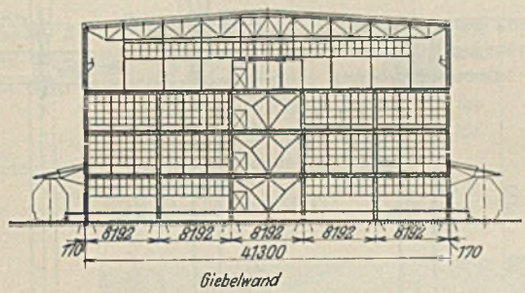
d) Die Pfetten sind aus besonderen Gründen als Zweistützträger ausgebildet. Die Binder stützen sich außen auf die Wandstiele und in der Mitte auf einen Bock, der unter der Oberlichttraufe rechts und links ein Gelenk besitzt. Die Zwischenbinder lagern auf Längsunterzügen, an denen auch die Kranbahn angehängt ist (Abb. 4 u. 6).



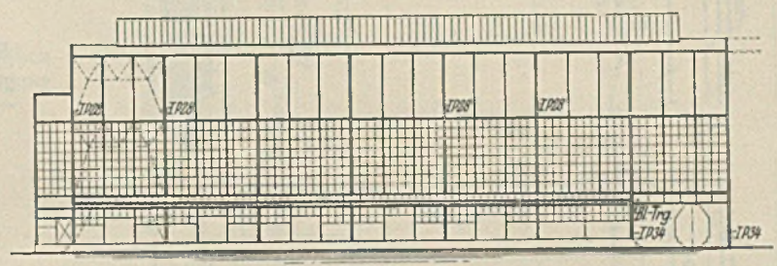
Querschnitt



Längsschnitt



Giebelwand



Längswand (außen)

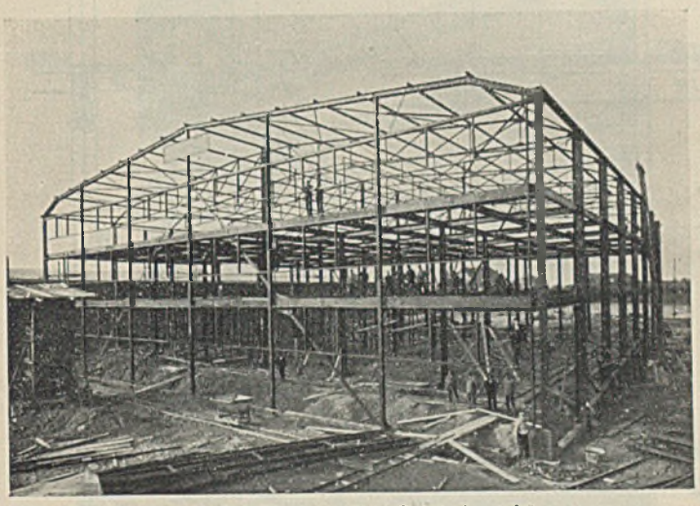


Abb. 3. Montage des Gebäudes „A".

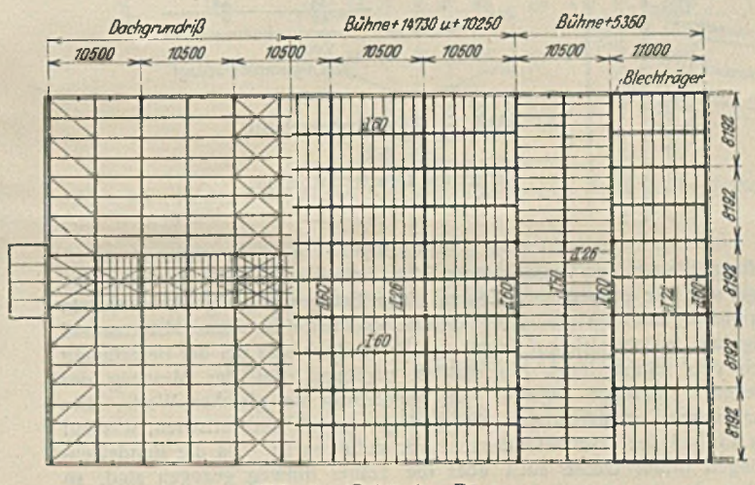


Abb. 4. Gebäude „B".

Die Windübertragung auf die Wände wird auch hier durch die steifen Decken übernommen und deren Auflagerkräfte werden durch lotrechte Verbände in den Längs- und Giebelwänden in die Fundamente geführt. Besondere Unterzüge in den Wänden tragen von Stockwerk zu Stockwerk deren Gewicht.

Als Beanspruchungen waren dieselben wie bei dem Gebäude „A" zugelassen.

e) Wie oben erwähnt, sind die Zwischenträger der Decken als Zweistützträger gewählt und die Längs- und Querunterzüge als teilweise eingespannte Träger ausgebildet. Konstruktive Einzelheiten der Stahlkonstruktion und Deckenanschlüsse zeigen die Abb. 6 u. 7. Die Aufnahme (Abb. 8) läßt die verschiedenen Anschlüsse an Stütze und Unterzug in der Ansicht gut erkennen.

Die Aufnahme (Abb. 9) zeigt das Bauwerk während der Aufstellung. Auch an diesem Bau wurde bereits während der Aufstellung mit dem Ausmauern der Wände und dem Betonieren der Decken begonnen. Die Ausführung der Anschlüsse der durchlaufenden Träger erfolgte auch hier mit besonderer Sorgfalt. Erwähnt sei noch, daß zum Abfangen des Mauerwerkes über den großen Fenstern besondere Träger vorgesehen sind.

f) Das Gewicht der Stahlkonstruktion des Bauwerkes (ohne Treppenhäuser und Vordächer) betrug für einen Quadratmeter Grundfläche rd. 450 kg und für einen Kubikmeter umbauten Raum rd. 21 kg. Für die Trägerlagen wurden nachstehende Eigengewichte und Zuschläge festgestellt:

Decke vom I. Obergeschoß:	Träger 80 kg/m²,	
	Laschen und Anschlüsse	5,6 %
	Schrauben	1,4 %
		7,0 %
Decke vom II. Obergeschoß:	Träger 90 kg/m²,	
	Laschen und Anschlüsse	4,5 %
	Schrauben	1,5 %
		6,0 %
Decke vom III. Obergeschoß:	Träger 120 kg/m²,	
	Laschen und Anschlüsse	6,5 %
	Schrauben	1,8 %
		8,3 %.

In der dritten Decke waren etwa 12 000 Schrauben auf der Montage einzuziehen.

Beide Gebäude wirken in der Ausführung sehr gut. Man sieht an ihnen, daß auch mit einfachen Mitteln und ohne besondere Kosten trotz des rein praktischen Zweckes der Bauwerke architektonisch recht befriedigende Ergebnisse erzielt werden können. Leider stehen zur Zeit Aufnahmen der fertigen Bauwerke, die diese Wirkung noch besser zeigen könnten, nicht zur Verfügung.

Von Interesse dürften noch einige Angaben über die wirklichen Durchbiegungen der Trägerlagen sein. Diese wurden an zwei gleichen Feldgruppen zu verschiedenen Zeiten gemessen, und zwar an Feldern der Decke des dritten Stockwerkes vom Gebäude B. Die vorhandene Be-

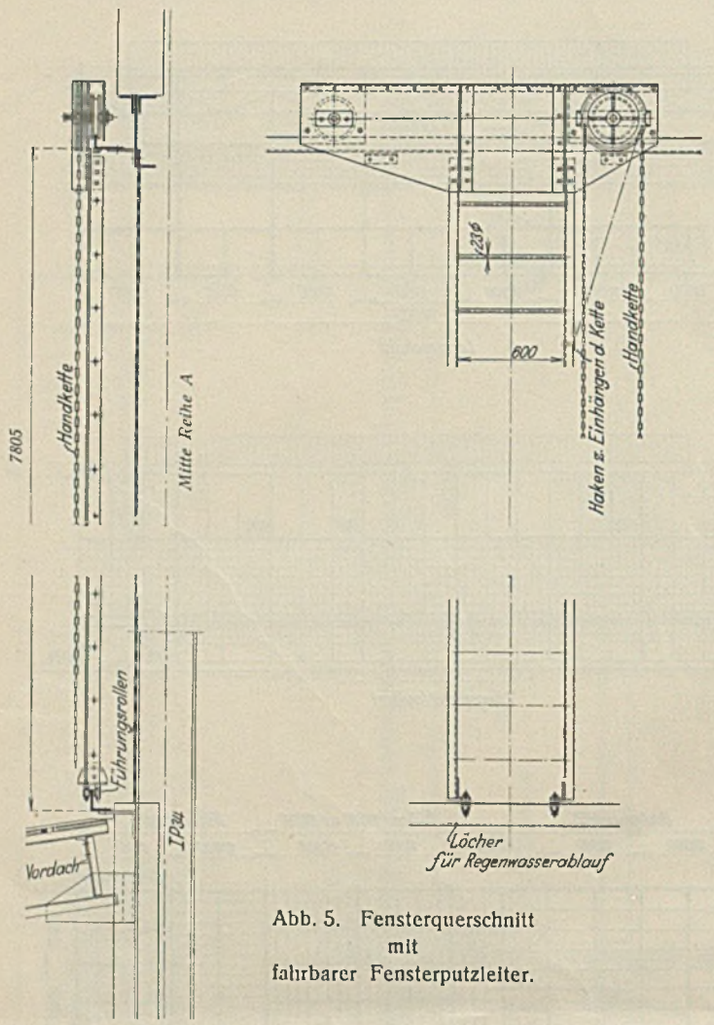


Abb. 5. Fensterquerschnitt mit fahrbarer Fensterputzleiter.

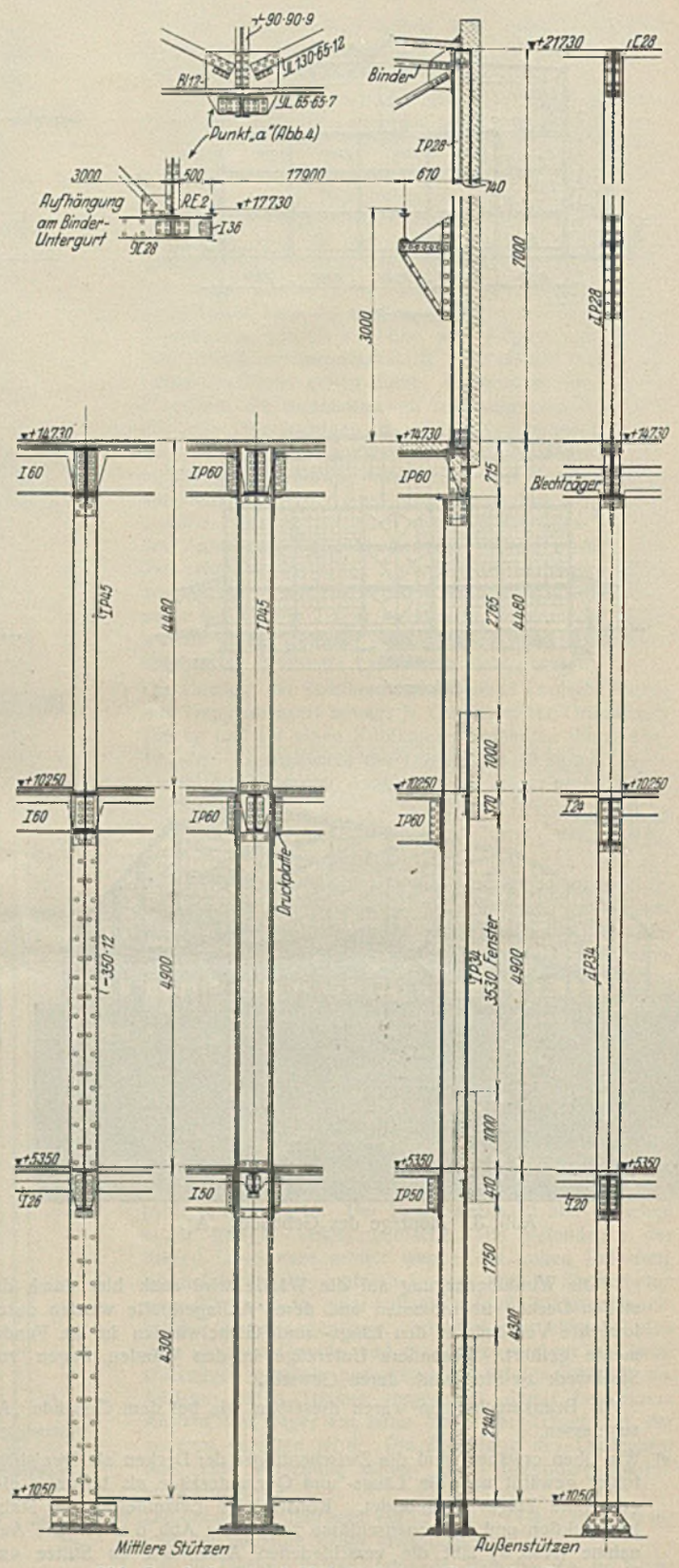


Abb. 6. Außen- und Mittelstützen. Gebäude „B".

lastung, die für den Versuch etwa 5,7% höher war als die normale, ihre Lage und die gemessenen Zahlen einer Feldgruppe zeigt Abb. 10. In Klammern sind die theoretisch ermittelten Werte für diesen Lastzustand beigefügt, welche sich auf Grund des Momentenbildes bei der Berechnung nach den ministeriellen Vorschriften ergeben. Bei der Messung der zweiten Feldgruppe ergaben sich annähernd die gleichen Werte. Die gemessenen Durchbiegungen sind geringer als die theoretischen, was auf den Einfluß der Eisenbetondecke zurückzuführen ist. Da die Rundeisen-einlagen dieser Decke auch über die Träger hinweg gezogen sind, so bilden sie eine steifere Lasche und gleichzeitig eine Verstärkung, um die etwas größeren Stützmomente aufzunehmen. Diese entstehen dadurch, daß die Träger mehr als durchlaufende wirken und weniger als teilweise eingespannte[1]).

Hier soll noch auf die Ausbildung der Anschlüsse an Träger und Stützen hingewiesen werden.

Nach den ministeriellen Vorschriften soll der Laschennutzquerschnitt das 0,8fache des Flanschennutzquerschnittes betragen. Mit Rücksicht auf die in diesem Falle in der Lasche auftretenden hohen Beanspruchungen dürfte es zweckmäßiger sein, die Lasche mit dem vollen Flanschennutzquerschnitt oder noch stärker auszuführen, z. B. wie dies bei Verwendung von Blechen als Laschen der Fall sein kann. Abb. 11 zeigt zwei Anschlüsse, die im allgemeinen vorkommen. Die Nachgiebigkeit der Schraubenverbindungen beträgt in beiden Fällen infolge Spiel zwischen Schrauben und Loch

$$l_1 = 2 \cdot \text{rd. } 0{,}75 = \text{rd. } 1{,}5 \text{ mm} = 0{,}15 \text{ cm}.$$

Nimmt man für die Laschen eine noch zulässige Beanspruchung für diese Fälle mit $\sigma = 1800$ kg/cm² an (Proportionalitätsgrenze), so ergibt sich für die Länge l = Abstand zwischen den inneren Schrauben, eine Längenänderung:

$$l_2 = \frac{\sigma\, l}{E} = \frac{1800\, l}{2\,100\,000} = \frac{l}{1166} \text{ cm};$$

l wird in normalen Fällen zwischen den oben angegebenen Maßen von 7 und 40 cm schwanken; je nach der Ausführung der Konstruktion mit $l = 40$ cm ist

$$l_2 = \frac{40}{1166} \text{ cm} = 0{,}034 \text{ cm}$$

und mit $l = 7$ cm wird

$$l_2 = \frac{7}{1166} = 0{,}006 \text{ cm}.$$

In den meisten Fällen wird $l = 40$ cm. Gegenüber der Unsicherheit und Größe des Wertes l_1 kann l_2 in allen Fällen vernachlässigt werden, d. h. der Querschnitt der Lasche ist auf die Nachgiebigkeit des Stoßes von untergeordnetem Einfluß Zwei Ausführungen von Anschlüssen zeigen Abb. 13 u. 14. Bei der Anordnung nach Abb. 13 sind für die kreuzweise anschließenden Träger oben zwei einzelne Laschen ver-

[1]) Die Zulässigkeit der Ausführung wird bestätigt durch die Versuche von Schaim, Bericht im Stahlbau Heft 2, 3. Jahrgang vom 24. 1. 1930.

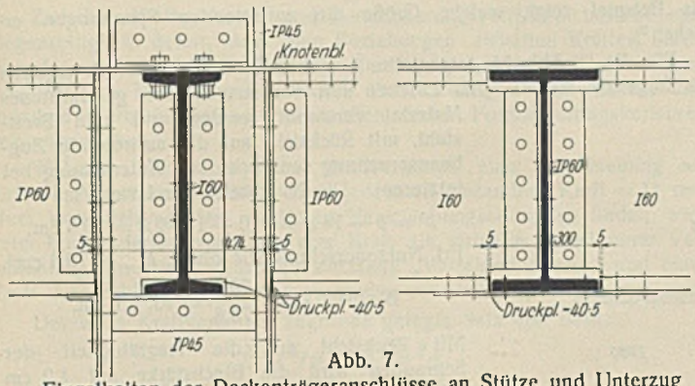


Abb. 7.
Einzelheiten der Deckenträgeranschlüsse an Stütze und Unterzug mit teilweiser Einspannung.

wandt; die Druckkraft des unteren Flansches wird durch Kontaktlaschen und sorgfältig eingepaßte Winkel übertragen. Unter Berücksichtigung der eingetragenen Last der Stütze und der Momente:

für I P 60 $= M_{St} = 82{,}4$ mt
und I 55 $= M_{St} = 46{,}2$ mt

treten in den Laschen folgende Kräfte auf:

$$Z_{60} = \frac{82{,}4}{0{,}6} = 137{,}3 \text{ t}; \quad Z_{55} = \frac{46{,}2}{0{,}55} = 84{,}0 \text{ t}.$$

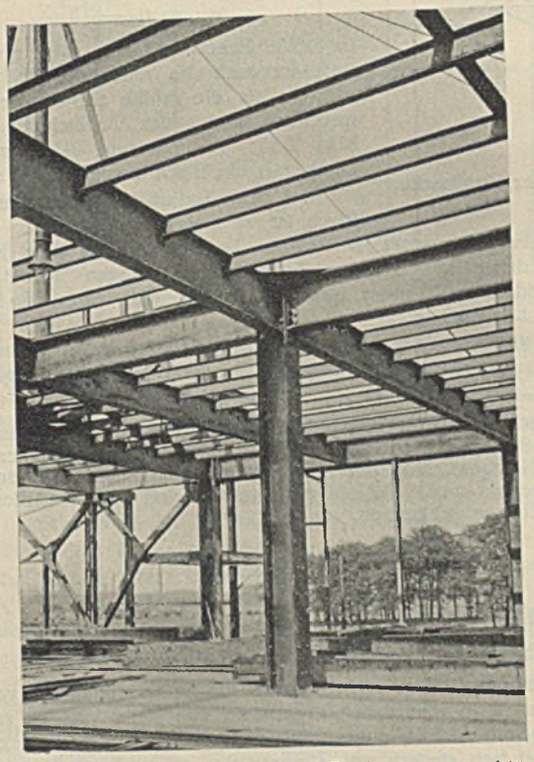


Abb. 8. Ansicht der Stützen- und Deckenträgeranschlüsse.

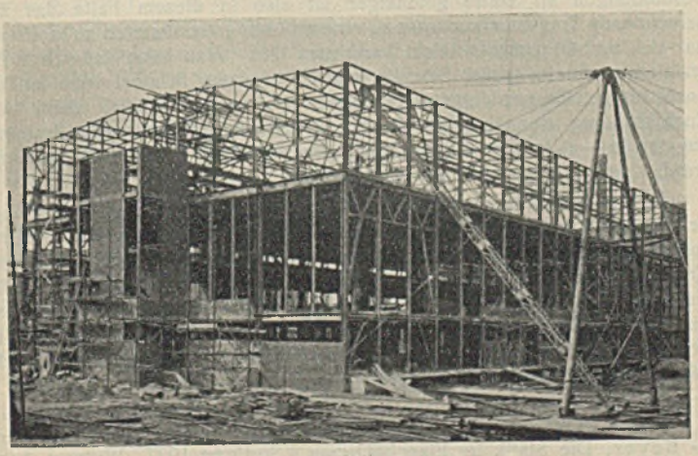


Abb. 9. Montage des Gebäudes „B".

Erforderlicher Nutzquerschnitt der Lasche bei 0,8fachem Flanschennutzquerschnitt:

I P 60: $F_{erf} = 0{,}8 \cdot 79{,}4 = 63{,}4$ cm²
I 55: $F_{erf} = 0{,}8 \cdot 44{,}4 = 35{,}5$ cm².

Verwendete Laschen für:

I P 60 = Flacheisen 320 · 24 mit $F = 76{,}8$ cm²; $F_n = 64{,}3$ cm²
I 55 = Flacheisen 470 · 9 mit $F = 42{,}3$ cm²; $F_n = 37{,}6$ cm².

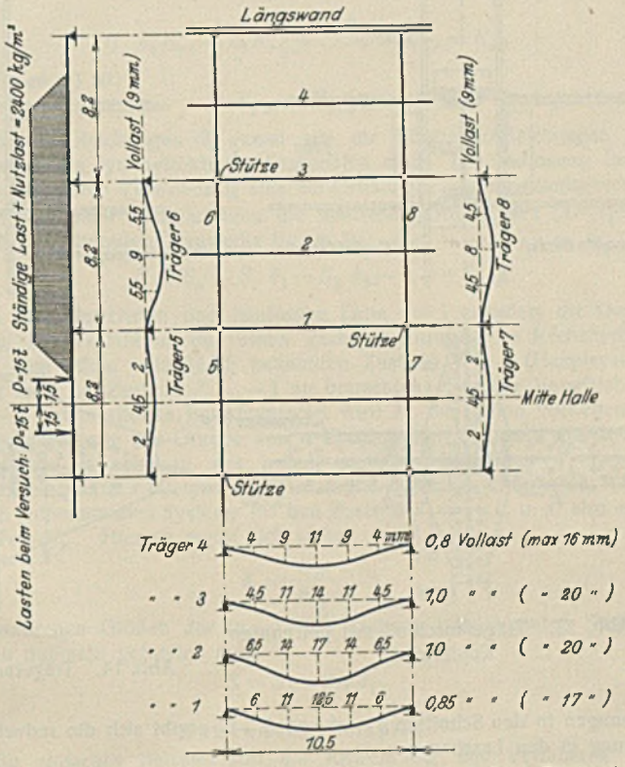


Abb. 10. Maße, Belastungen und Durchbiegungen eines Deckenfeldes.

In der nachfolgenden Spannungsermittlung geben die Klammerzahlen die Werte an für den Fall, daß die Laschen in der Stärke des vollen Flanschennutzquerschnittes gewählt werden. In den Schnitten $a—a$ bzw. $b—b$ treten mithin nach Abb. 12 Zugbeanspruchungen auf von:

$$\sigma_{60} = \frac{137{,}3}{64{,}3} = 2{,}140 \text{ t/cm}^2 \quad (1{,}71 \text{ t/cm}^2) \quad \text{und}$$

$$\sigma_{55} = \frac{84}{37{,}6} = 2{,}24 \text{ t/cm}^2 \quad (1{,}83 \text{ t/cm}^2).$$

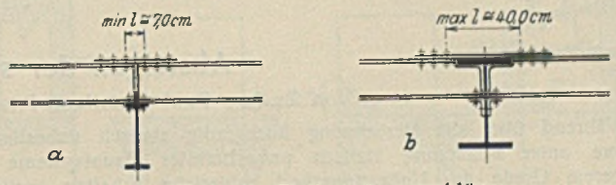


Abb. 11 a u. b. Deckenträgeranschlüsse.

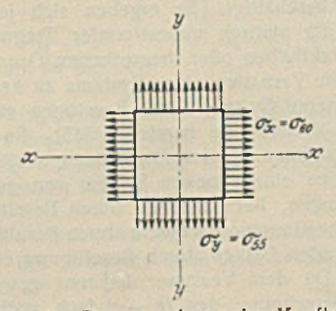


Abb. 12. Beanspruchung der Kopflasche.

Im ungeschwächten Mittelteil Querschnitt $a'—a'$ bzw. $b'—b'$ ergeben sich folgende Zugbeanspruchungen:

$$\sigma_{60} = \frac{137{,}3}{76{,}8} = 1{,}79 \text{ t/cm}^2 \quad (1{,}43 \text{ t/cm}^2)$$

$$\sigma_{55} = \frac{84}{42{,}3} = 1{,}99 \text{ t/cm}^2 \quad (1{,}62 \text{ t/cm}^2).$$

Außerdem erhalten die Laschen von der aufstehenden Stütze (I P 45 $F = 232$ cm²) noch senkrecht zur Zugbeanspruchung eine Beanspruchung von $\sigma_d = \frac{190}{232} = 0{,}82$ t/cm². Aus den vorher bestimmten Zugbeanspruchungen in den Schnitten a'—a' und b'—b' ergibt sich die reduzierte Spannung in den Laschen zu:

$$\sigma_{red} = \sigma_x - \frac{\sigma_y}{m} \text{ und mit } m = \frac{10}{3}, \quad \sigma_{red} = \sigma_x - 0{,}3\,\sigma_y.$$

Hierbei sind die Spannungen mit ihren Vorzeichen einzusetzen.

Lasche des IP 60:

$\sigma_{x_{60}} = +1{,}79$ t/cm² ($+1{,}43$ t/cm²); $\sigma_y = -0{,}82$ t/cm²;

$\sigma_{red_{60}} = +1{,}79 - 0{,}3 \cdot (-0{,}82) = +2{,}036$ t/cm² (1,676 t/cm²).

Lasche des I 55:

$\sigma_{x_{55}} = +1{,}99$ t/cm² ($+1{,}62$ t/cm²); $\sigma_y = -0{,}82$ t/cm²;

$\sigma_{red_{55}} = +1{,}99 - 0{,}3 \cdot (-0{,}82) = 2{,}236$ t/cm² (1,87 t/cm²).

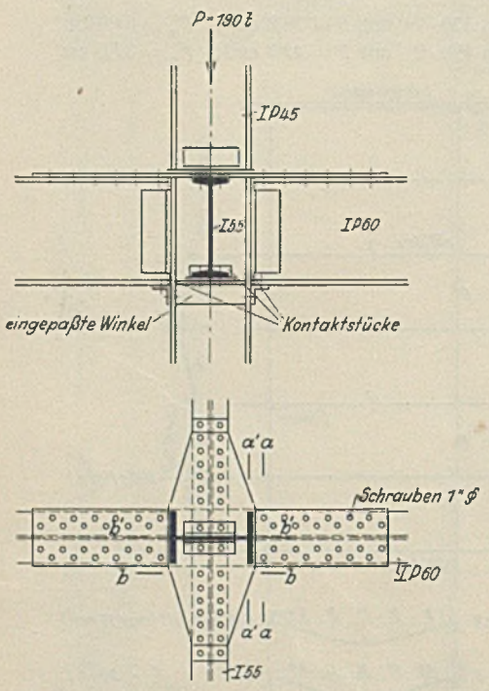


Abb. 13. Trägeranschluß mit getrennten Kopflaschen.

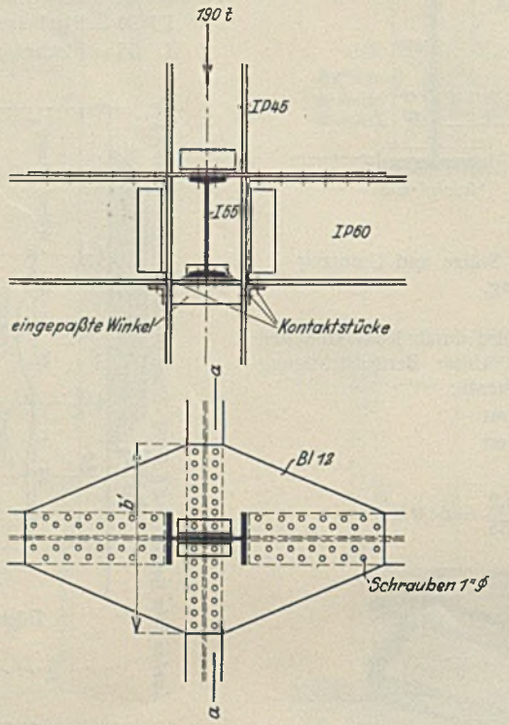


Abb. 14. Trägeranschluß mit einer Kopflasche.

Das Beispiel zeigt, welche Größe die auftretenden Spannungen erreichen[2]).

Für die in Abb. 14 dargestellte Ausführung mit Knotenblech ergeben sich folgende Werte. (Als Laschen soll nur aus Blechen geschnittenes Material verwandt werden und kein Breitstahl, mit Rücksicht auf die auftretende Zugbeanspruchung senkrecht zur Walzrichtung bei letzteren). Die Nutzbreite der Lasche ist

$$b' = b - 14\,d = 110 - 14 \cdot 2{,}6 = 73{,}6 \text{ cm}.$$

Erf. Nutzquerschnitt wie oben: $F_{erf} = 79{,}4$ cm².

$$\text{Blechstärke} = \frac{79{,}4}{73{,}6} = \text{rd. } 1{,}1 \text{ cm}.$$

Mit Rücksicht auf die Tragfähigkeit der Schrauben wird die Blechstärke auf 1,2 cm erhöht. $F_{vorh.} = 73{,}6 \cdot 1{,}2 = 88{,}3$ cm², im Schnitt a—a:

$$\sigma_{a-a} = \frac{137{,}3}{88{,}3} = 1{,}56 \text{ t/cm}^2.$$

Dies ist im vorliegenden Falle die höchste auftretende Beanspruchung.

Bei gleichzeitiger Wirkung der Zugkraft für die Verlaschung des I 55 verringert sich die Beanspruchung im mittleren Blechteil nach der oben schon angeführten Formel für die reduzierte Beanspruchung (Abb. 14)

$$\sigma_{red} = \sigma_{60} - 0{,}3\,\sigma_{55}.$$

Da beide Beanspruchungen hier positiv (Zug) sind, ist auch die reduzierte Beanspruchung geringer als die größte auftretende Zugbeanspruchung infolge der Verlaschung des I P 60 bzw. I 55; Voraussetzung ist aber, daß die Lasche als ein Blech ausgeführt wird.

Bei dem Einfluß der Stützenlast auf das Blech ist zu beachten, daß diese an keiner Stelle über die ganze Breite der Lasche wirksam sein kann. Es können daher nur örtliche Zusatzbeanspruchungen auftreten, deren Größe jedoch weit unter den oben errechneten Spannungen in den Einzellaschen bleiben.

Aus vorstehendem ergibt sich, daß die Verwendung einer Lasche aus Blech in statischer und konstruktiver Hinsicht zweckmäßiger ist.

[2]) Nach Bericht des Deutschen Normenausschusses im Bauingenieur, Heft 4, 1930, soll die bestehende Vorschrift dahin abgeändert werden, daß der Nutzquerschnitt der Lasche gleich dem Flanschennutzquerschnitt gesetzt werden muß. Bei obigem Bauwerk sind bereits stärkere Laschen zur Ausführung gekommen.

Alle Rechte vorbehalten.

Absteigen der statischen Unbestimmtheit.

Von Dr.-Ing. **Paul Christiani**, Privatdozent an der Technischen Hochschule Aachen.

Während über die Berechnung hochgradig statisch unbestimmter Systeme unter Benutzung statisch unbestimmter Hauptsysteme von geringerem Grade der Unbestimmtheit zahlreiche Arbeiten vorliegen, hat der umgekehrte Weg bisher anscheinend die Statiker in der Öffentlichkeit noch nicht beschäftigt. Es ergeben sich jedoch mitunter bei Berechnung hochgradig statisch unbestimmter Tragwerke Verhältnisse, wo es aus einem praktischen oder theoretischen Grunde wünschenswert erscheint, das statische Verhalten eines Systems zu kennen, das sich aus einem schon berechneten System durch Beseitigen einer oder mehrerer äußerer oder innerer Widerstände herstellen läßt. So könnte man z. B. bei einem Stockwerkrahmen, dessen Berechnung vorliegt, durch Beseitigung eines Riegels zu einem neuen System von geringerer statischer Unbestimmtheit gelangen, bei Silozellen durch Beseitigung einer Wand, in einem statisch unbestimmten Fachwerk durch Beseitigung eines Stabes, bei einem durchlaufenden Balken durch Beseitigung einer Stützung oder einer Einspannung. Da dem Verfasser bekannt geworden ist, daß in solchem Falle die Berechnung des $(n-r)$-fach statisch unbestimmten Systems wieder von vorn in der üblichen Weise durchgeführt wurde, soll hier der Weg gezeigt werden, wie dieser Schritt rückwärts unter Benutzung der schon vorliegenden Rechnung in kürzester Weise vor sich gehen kann.

Außer dem genannten Fall, in dem die Untersuchung eines n-fach statisch unbestimmten Tragwerks schon vorliegt, besteht auch noch die Möglichkeit, daß zunächst die Untersuchung eines Systems, das von höherem Grade statisch unbestimmt ist als das zu berechnende, infolge Symmetrieeigenschaften leichter ist als die Untersuchung des vorgelegten Tragwerks. Man wird dann zweckmäßig von dem leichter zu berechnenden n-fach statisch unbestimmten System den Schritt rückwärts auf das $(n-r)$-fach statisch unbestimmte System machen. Durch Einfügen eines oder mehrerer Stäbe, einer oder mehrerer Auflagerkräfte oder steifer Verbindungen an Stelle gelenkiger ist also in diesem Falle das zu berechnende Tragwerk zunächst zu einem höher unbestimmten zu machen, das sich verhältnismäßig leicht berechnen läßt. Man kann dadurch z. B. erzielen, daß ein großer Satz linearer Gleichungen in zwei voneinander unabhängige Gruppen gespalten wird. Hieran würde sich dann die Zurückführung des berechneten n-fach statisch unbestimmten Systems auf das $(n-r)$-fach statisch unbestimmte schließen, die, wie hier gezeigt werden soll, nur geringen Arbeitsaufwand erfordert.

Da die Durchführung der geschilderten Aufgabe auf die Anwendung des Formänderungsverfahrens[1]), auch Deformationsmethode genannt, führt, sollen im folgenden zunächst die gegenseitigen Beziehungen zwischen Kraftverfahren und Formänderungsverfahren in aller Kürze wiederholt werden. Der einfacheren Ausdrucksweise wegen wird unter „Verschiebung" der allgemeine Begriff, der auch Verdrehungen mit einschließt, verstanden werden, sowie unter „Kraft" der allgemeine Begriff, der auch Biegungsmomente mit einschließt.

[1]) U. a. Ostenfeld, Deformationsmethode. Berlin 1926. Springer, — Beyer, Die Statik im Eisenbetonbau. Stuttgart 1927. Wittwer, bes. S. 363.

Zwischen Kraftverfahren und Formänderungsverfahren besteht eine Gegenseitigkeit derart, daß allen Beziehungen zwischen Kräften untereinander und zwischen Kräften und Verschiebungen beim Kraftverfahren entsprechende Beziehungen zwischen Verschiebungen untereinander und zwischen Verschiebungen und Kräften beim Formänderungsverfahren gegenüberstehen.

Während man also beim Kraftverfahren eine Verschiebung als virtuelle Arbeit einer Kraft 1 eines gedachten Zustandes „Kraft = 1" und einer Verschiebung des wirklichen Verschiebungszustandes findet, wird beim Formänderungsverfahren eine Kraft als virtuelle Arbeit einer Verschiebung 1 in einem gedachten Zustande „Verschiebung = 1" und einer Kraft des wirklichen Belastungszustandes ermittelt.

Der beim Kraftverfahren zugrunde gelegte Satz von Betti:

$$\Sigma P_i \delta_{im} = \Sigma P_m \delta_{mi}$$

lautet beim Formänderungsverfahren:

$$\Sigma \delta_i P_{im} = \Sigma \delta_m P_{mi}. \tag{1}$$

Soll nun aus einem n-fach statisch unbestimmten System, dessen Berechnung vorliege, der Spannungszustand in einem $(n-r)$-fach statisch

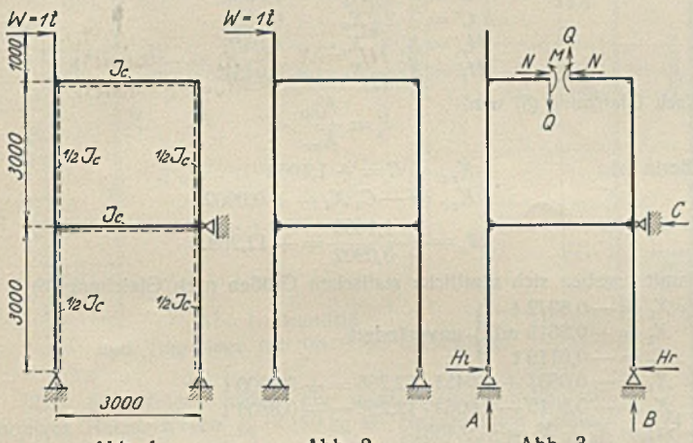


Abb. 1. Abb. 2. Abb. 3.

unbestimmten Tragwerk ermittelt werden, so ist das Formänderungsverfahren, das nach Verwendung der geschilderten Beziehungen dem üblichen Verfahren zur Berechnung statisch unbestimmter Systeme, dem Kraftverfahren, vollkommen entspricht, in der folgenden Weise anzuwenden.

Da das n-fach statisch unbestimmte System bekannt ist, wird es als Hauptsystem betrachtet. Die in ihm auftretenden Größen werden mit dem Zeiger 0 gekennzeichnet. Es sind S_o die statischen Größen dieses Hauptsystems. Mit K_{mo} werden z. B. die Stützkräfte bezeichnet, deren Beseitigung das Ziel der Untersuchung ist. Die Kräfte K_{mo} beim Formänderungsverfahren entsprechen den Verschiebungen δ_{mo} beim Kraftverfahren. Wenn die r Kräfte K beseitigt sind, so werden die r Punkte, an denen diese Überzähligen angreifen, Verschiebungen δ ausführen, die als Unbekannte in der folgenden Untersuchung auftreten. Es werden daher zunächst, entsprechend den Zuständen $X_i = -1$ beim Kraftverfahren, hier nacheinander die Zustände $\delta_1 = -1$, $\delta_2 = -1$, ... $\delta_i = -1$, ... $\delta_r = -1$ betrachtet. Die Durchrechnung dieser Fälle macht nur geringe Arbeit, da die schon vorliegende Berechnung des n-fach statisch unbestimmten Systems insofern verwendet werden kann, als lediglich die den Verschiebungen $\delta_i = -1$ entsprechenden Belastungsglieder in die schon vorhandenen und aufgelösten Elastizitätsgleichungen einzusetzen sind. Als Ergebnis dieser Durchrechnung erhält man alle statischen Größen S_i für alle Zustände $\delta_i = -1$, vor allem die Werte K_i; das sind die an den Stellen auftretenden Stützkräfte, an denen die Stützung beseitigt werden soll. Es bedeutet K_{im} die Stützkraft, die im Punkte i auftritt, und zwar in Richtung der gesuchten Verschiebung des Punktes i, also in der Richtung der in i angreifenden Stützkraft beim Hauptsystem, infolge des Verschiebungszustandes $\delta_m = -1$.

Die zur Verfügung stehende Bedingung zur Berechnung der Verschiebungen δ_i besteht darin, daß die δ_i so groß sein müssen, daß gerade die Größen K_{io} verschwinden[2]). Demnach gilt z. B. für die im Punkte m zu beseitigende Kraft die Bedingung:

$$\sum_{i=1}^{i=r} (\delta_i K_{mi}) = K_{mo}. \tag{2}$$

Es ergeben sich also r derartige Gleichungen, die in der üblichen Schreibweise, in der auch die Gleichungen des Kraftverfahrens geschrieben werden, folgende Form erhalten:

$$\begin{aligned} &1)\ \delta_1 K_{11} + \delta_2 K_{12} + \ldots + \delta_r K_{1r} = K_{10} \\ &2)\ \delta_1 K_{21} + \delta_2 K_{22} + \ldots + \delta_r K_{2r} = K_{20} \\ &\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots \\ &\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots \\ &\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots \\ &r)\ \delta_1 K_{r1} + \delta_2 K_{r2} + \ldots + \delta_r K_{rr} = K_{r0}. \end{aligned} \tag{3}$$

Wegen (1) ist:

$$K_{im} = K_{mi},$$

so daß die Gleichungen (3) genau wie die Elastizitätsgleichungen des Kraftverfahrens symmetrisch zur Diagonalen sind. Die Auflösung liefert alle δ_i, mit deren Verwendung sich auf Grund des Superpositionsgesetzes ähnlich wie beim Kraftverfahren die statischen Größen des $(n-r)$-fach statisch unbestimmten Tragwerks finden zu:

$$S = S_o - S_1 \delta_1 - S_2 \delta_2 - \ldots - S_r \delta_r. \tag{4}$$

In dem einfachsten und häufigsten Falle $r = 1$ erfordert die Durchführung des Verfahrens nur einen geringen Aufwand an Rechenarbeit. Außer dem schon vollständig bekannten Zustand $\delta_1 = 0$ (Hauptsystem) ist nur noch der Zustand $\delta_1 = -1$ zu betrachten. Der der Verschiebung $\delta_1 = -1$ entsprechende Belastungswert wird in den schon vorliegenden Auflösungsvorgang der Gruppe von n Elastizitätsgleichungen, die der ursprünglichen Berechnung des n-fach statisch unbestimmten Systems dienten, eingesetzt. Hieraus erhält man alle statischen Größen des n-fach statisch unbestimmten Systems für den Zustand $\delta_1 = -1$, u. a. also auch den Wert K_{11}. Hiermit ergibt sich sofort:

$$\delta_1 = \frac{K_{10}}{K_{11}}. \tag{5}$$

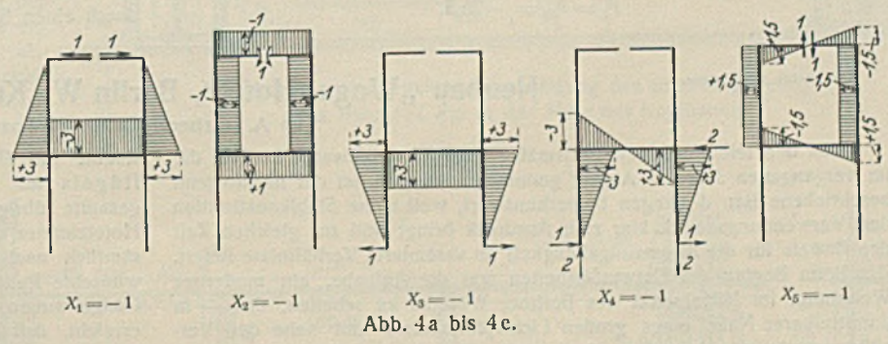
Alle statischen Größen des $(n-1)$-fach statisch unbestimmten Systems werden nunmehr gefunden aus:

$$S = S_o - S_1 \delta_1. \tag{6}$$

Anwendungsbeispiel.

Ein einfaches Beispiel soll die Anwendung des Verfahrens veranschaulichen. Im Falle einer statischen Unbestimmtheit von höherem Grade als in dem gewählten Beispiel würde der Vorteil des Verfahrens noch deutlicher werden; jedoch würde die Darstellung einer solchen Rechnung zu viel Raum einnehmen.

Gegeben sei die Durchrechnung eines Bauwerks nach Abb. 1, gesucht sei der Spannungszustand in dem Stockwerkrahmen nach Abb. 2. Solche Fälle können eintreten, wenn neue Gebäude sich an bestehende ältere stützen, und wenn, wie es bei Fabrikumbauten leicht vorkommt, die älteren Bauwerke umgebaut oder abgebrochen werden. Auch ist es



$X_1 = -1$ $X_2 = -1$ $X_3 = -1$ $X_4 = -1$ $X_5 = -1$

Abb. 4a bis 4c.

möglich, daß nach Fertigstellung eines Entwurfs wie Abb. 1 eine Abänderung nach Abb. 2 beschlossen wird. In allen solchen Fällen würde man die schon vorliegende Berechnung unter Verwendung obigen Verfahrens mit Erfolg benutzen können.

Abschnitt I. Berechnung des Systems Abb. 1.

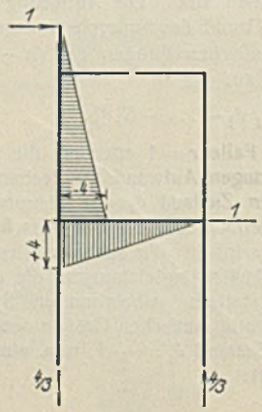
Bei Berechnung des Bauwerks nach Abb. 1 seien als Unbekannte gewählt worden (Abb. 3):

$$\begin{aligned} X_1 &= N \\ X_2 &= M \\ X_3 &= \tfrac{1}{2}(H_r + H_l) \\ X_4 &= \tfrac{1}{2}(H_r - H_l) \\ X_5 &= Q. \end{aligned}$$

[2]) Es wird hier von dem möglichen Fall abgesehen, daß die K_i einen bestimmten vorgeschriebenen Wert erhalten können, der von 0 verschieden ist.

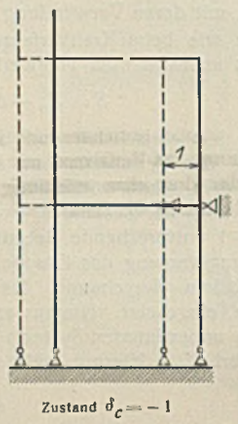
Hiermit seien auf Grund der in Abb. 4 wiedergegebenen Zustände und unter Verwendung der in Abb. 1 angegebenen Zahlenwerte folgende Elastizitätsgleichungen aufgestellt worden:

	X_1	X_2	X_3	X_4	X_5	
1	+ 63	— 27	— 27	—	—	$= F_1$
2	— 27	+ 18	+ 9	—	—	$= F_2$
3	— 27	+ 9	+ 63	—	—	$= F_3$
4	—	—	—	+ 45	+ 4,5	$= F_4$
5	—	—	—	+ 4,5	+ 31,5	$= F_5$



M_0 — Fläche.

Abb. 5.



Zustand $\delta_c = -1$

Abb. 6.

Die Auflösung habe für die Unbekannten die nachstehenden Bestimmungsgleichungen geliefert:

$$X_1 = +0{,}051\,59\,F_1 + 0{,}071\,43\,F_2 + 0{,}011\,90\,F_3$$
$$X_2 = +0{,}071\,43\,F_1 + 0{,}158\,73\,F_2 + 0{,}007\,94\,F_3$$
$$X_3 = +0{,}011\,90\,F_1 + 0{,}007\,94\,F_2 + 0{,}019\,84\,F_3$$
$$X_4 = +0{,}022\,54\,F_4 - 0{,}003\,22\,F_5$$
$$X_5 = -0{,}003\,22\,F_4 + 0{,}032\,21\,F_5.$$

Für den in Abb. 1 angegebenen Belastungsfall seien als Belastungswerte ermittelt worden (Abb. 5):

$$F_1 = \delta_{01} = -45$$
$$F_2 = \delta_{02} = +21$$
$$F_3 = \delta_{03} = +18$$
$$F_4 = \delta_{04} = -6$$
$$F_5 = \delta_{05} = -25{,}5.$$

Hieraus ergeben sich die statisch unbestimmten Größen und die Auflagerdrücke zu:

$$X_1 = -0{,}6072\text{ t} \qquad A = -1{,}2271\text{ t}$$
$$X_2 = +0{,}2619\text{ mt} \qquad B = +1{,}2271\text{ t}$$
$$X_3 = -0{,}0119\text{ t} \qquad C = +1{,}1063\text{ t}$$
$$X_4 = -0{,}0531\text{ t} \qquad H_l = +0{,}0412\text{ t}$$
$$X_5 = -0{,}8019\text{ t} \qquad H_r = -0{,}0650\text{ t}.$$

Abschnitt II. Berechnung des Systems Abb. 2.

Die in Abschnitt I wiedergegebene Berechnung liege vor. Dies ist die Voraussetzung für die Zweckmäßigkeit der Anwendung des Verfahrens.

Es wird ein Zustand $\delta_c = -1$ betrachtet. Abb. 6 zeigt, daß die Arbeit aller X mit Ausnahme von X_4 zu Null wird. Es ist daher[3])

$$F_1 = F_2 = F_3 = F_5 = 0$$
$$F_4 = -1 \cdot 1 - 1 \cdot 1 = -2$$
$$X_1' = X_2' = X_3' = 0$$
$$X_4' = -2 \cdot 0{,}0225 = -0{,}0451$$
$$X_5' = +2 \cdot 0{,}0032 = +0{,}0064$$
$$A' = -2 \cdot X_4 = +0{,}0902$$
$$B' = +2 \cdot X_4 = -0{,}0902$$
$$C' = -2 \cdot X_4 = +0{,}0902$$
$$H_r' = X_3 + X_4 = -0{,}0451$$
$$H_l' = X_3 - X_4 = +0{,}0451.$$

Nach Gleichung (5) wird

$$\delta_c = \frac{K_{co}}{K_{cc}}.$$

Hierin ist

$$K_{co} = C = +1{,}1063$$
$$K_{cc} = -C_4 X_4 = +0{,}0902,$$

so daß

$$\delta_c = \frac{+1{,}1063}{+0{,}0902} = +12{,}268.$$

Damit ergeben sich sämtliche statischen Größen nach Gleichung (6):

$$\left.\begin{array}{l} X_1 = -0{,}6072\text{ t} \\ X_2 = +0{,}2619\text{ mt} \\ X_3 = -0{,}0119\text{ t} \end{array}\right\}\text{ unverändert}$$
$$X_4 = -0{,}0531 + 0{,}0451 \cdot 12{,}268 = +0{,}5000\text{ t}$$
$$X_5 = -0{,}8019 - 0{,}0064 \cdot 12{,}268 = -0{,}8809\text{ t}$$
$$H_r = X_3 + X_4 = +0{,}4881\text{ t}$$
$$H_l = X_3 - X_4 = -0{,}5119\text{ t}$$
$$A = -1{,}2271 - 0{,}0902 \cdot 12{,}268 = -1{,}2271 - 1{,}1063 = -2{,}3333\text{ t}$$
$$B = +1{,}2271 + 0{,}0902 \cdot 12{,}268 = +1{,}2271 + 1{,}1063 = +2{,}3333\text{ t}$$
$$C = +1{,}1063 - 0{,}0902 \cdot 12{,}268 = +1{,}1063 - 1{,}1063 = 0.$$

Das Beispiel zeigt, daß die Berechnung des Bauwerks (Abb. 2) auf dem geschilderten Wege viel geringere Mühe macht als eine vollständige Neuberechnung des 4fach unbestimmten Systems.

[3]) Die beim Zustand $\delta_c = -1$ auftretenden statischen Größen werden durch einen Strich gekennzeichnet.

Alle Rechte vorbehalten.

Neubau „Woga-Hotel", Berlin W, Kurfürstendamm.[1])

Von A. Dürbeck, Berlin-Pankow.

Von den leider nur verhältnismäßig wenigen Großbauten Berlins, die im vergangenen Jahre in Angriff genommen wurden, ist der nachfolgend beschriebene Bau deswegen bemerkenswert, weil seine Stahlkonstruktion den Verwendungszweck klar zum Ausdruck bringt und zur gleichen Zeit den Beweis für die Anpassungsfähigkeit an veränderte Verhältnisse liefert.

Beim Beginn der Entwurfsarbeiten war die Aufgabe, ein modernes Wohnhotel im Mittelpunkt des Berliner Westens zu schaffen, das — in unmittelbarer Nähe eines großen Lichtspieltheaters und nahe den Vergnügungsstätten gelegen — einer großen Anzahl von Hotelgästen Ruhe und Erholung in behaglichen Räumen gewähren sollte.

Allgemeine bauliche Angaben.

Wie aus Abb. 1 hervorgeht, erhebt sich das Gebäude über einem im allgemeinen Π-förmigen Grundriß mit 48,18 m größter Frontbreite und 57 m größter Schenkellänge, und zwar in dem nach dem Kurfürstendamm gelegenen Kopfbau bis zu 22,80 bzw. 25,80 m Traufenhöhe, während die Seitenflügel eine solche von 17,9 m erreichen. Die Geschoßhöhen sind für Keller 2,80 m, Erdgeschoß 4,50 m, 2. bis 7. Geschoß je 3,05 m für den Kopfbau bzw. 3,35, 3,05 und 3,05 m für die Seitenflügel. Die der ersten Planung zugrunde liegende Absicht, eine moderne Wohnkarawanserei zu schaffen, die infolge der örtlichen Lage des zu bebauenden Grundstücks mit der Front zu einer Weltstraße, den zwei Flügeln parallel zu bestehenden zeitgemäßen Wohngebäuden liegt, ergab die Lage der Empfangs- und Restaurationsräume, der Hauptaufgänge und Räume für die Verwaltung im Erdgeschoß des Kopfbaues oder Nordflügels mit einer im Blockinnern liegenden großen Terrasse. Der gesamte übrige Raum des Nordflügels und die Seitenflügel sind für Hotelzimmer vorgesehen, die bei einer Achsteilung von 3,50 bzw. 3,75 m sämtlich nach dem Blockinnern liegen, um ihren Bewohnern die gewünschte Ruhe vor dem Großstadtlärm zu gewährleisten, während die Gänge außen entlangführen. Durch eine geschickte Grundrißlösung ist erreicht, daß zu jedem Zimmer von etwa 4,65 m Tiefe ein geräumiges Badezimmer von 4,70 m², ferner ein besonderer Zwischengang mit eingebautem Wandschrank gehört. Diese Raumeinteilung ergab zwangläufig einen klaren Aufbau des Stahlskeletts mit Innenstützen von einer Teilung von 7,50 m bzw. 7 m und Außenstützen von 3,75 m bzw. 3,50 m Teilung, dem mittleren Stützenunterzug und zugleich Deckenträger und den äußeren Mauer- und Deckenträgern. Die von Außenwand zu Außenwand reichenden Querträger in 3,75 m bzw. 3,50 m Abstand dienen der Querversteifung und zur Aufnahme der aus Schwemmsteinen und Gipsplatten gebildeten Wände, welche die einzelnen Zimmer wesentlich besser trennen als gewöhnliche Leichtwände.

Die Verwendung von Stahl für die tragenden Konstruktionsglieder, wie Stützen, Unterzüge und Deckenträger, um diese Raumausnutzung zu erzielen, ferner seine Anpassungs- und Veränderungsfähigkeit auch als bereits eingebautes Bauelement war damit gegeben.

Statische Unterlagen und Berechnung.

Folgende Belastungen wurden der statischen Berechnung zugrunde gelegt:

[1]) Der Bau wird z. Zt. nach neuen Dispositionen (s. Schluß dieses Aufsatzes) zu Ende geführt und hat jetzt die Bezeichnung „Appartment Haus".

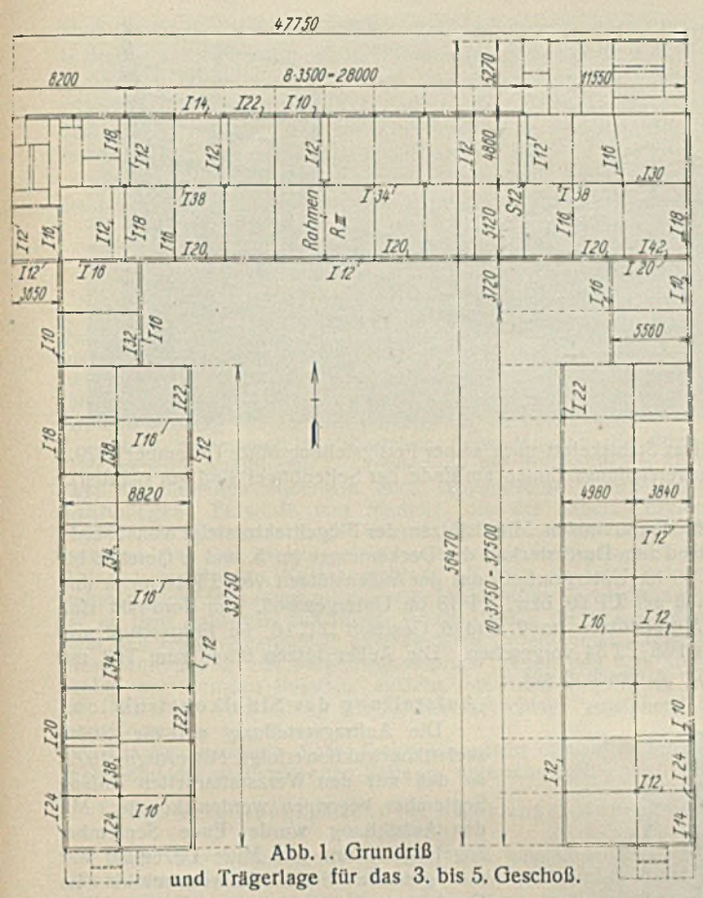


Abb. 1. Grundriß und Trägerlage für das 3. bis 5. Geschoß.

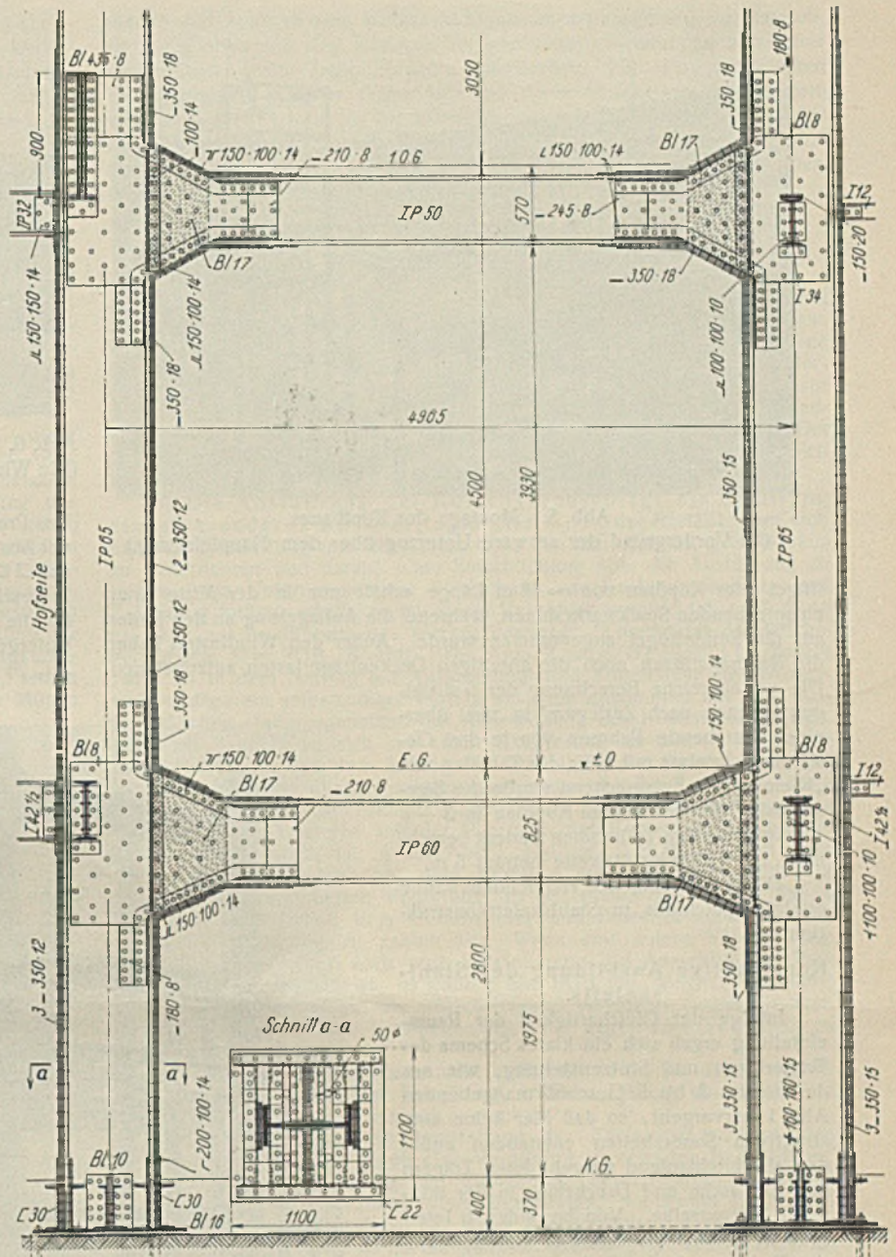


Abb. 2. Konstruktive Durchbildung des unteren Teiles des Rahmens R_{III} in der Mitte des Kopfbaues.

Die Seitenflügel haben ein gewöhnliches, satteldachförmiges Holzdach von $g_1 = 180$ kg/m² einschließlich Schnee- und Windlast, das auf einer 15 cm starken Hohlsteindecke ruht, die einschließlich Aufbeton und Putz $g_2 = 315$ kg/m² wiegt, so daß die Gesamtlast einschließlich einer kleinen Reparaturlast 550 kg/m² beträgt. Die Stockwerkdecken aus 15 cm Hohlsteinen mit Sandaufschüttung, Gipsestrich und Putz wiegen 390 kg/m². Bei 200 kg/m² Nutzlast und 75 kg/m² Zuschlag für Leichtwände zwischen Zimmer und Gang ist ihre Gesamtlast 665 kg/m², nur in einigen Räumen im Untergeschoß, wo die Nutzlast 500 kg/m² beträgt, steigt das Gesamteigengewicht auf insgesamt 935 kg/m². Das Eigengewicht der Zimmertrennwände aus 10 cm Schwemmsteinen und 4 cm Gipsplatten, die, wie erwähnt, durch besondere Träger abgefangen werden, beträgt 160 kg/m² Wandfläche. Die Brüstungen und Fensterpfeiler von 2 × 12,5 cm Stärke aus gewöhnlichem Mauerwerk mit Luftisolierung sind mit 500 kg/m² Mauerfläche, das Ausfachungsmauerwerk der 38 cm starken Giebelwände in porösen Vollsteinen mit 1100 kg/m³ in Rechnung gestellt. Die Dachdecken der Vorbauten im Untergeschoß und 1. Geschoß aus 10 cm Hohlsteinen einschließlich Wärmeisolierung, Schnee- und Rabitzdecke wiegen 350 kg/m², die Nottreppe aus Stahl hat 650 kg/m² Gesamtgewicht bei 500 kg/m² Nutzlast. Im Nordflügel ist die Dachdecke über dem 7. Geschoß teilweise unter Wegfall der hölzernen Dachkonstruktion für eventuelle Benutzung als Dachgarten mit 500 kg/m² Nutzlast und infolge verstärkter Isolierung mit 950 kg/m² Gesamtlast berechnet, die massiven Dachabschlußdecken über den Treppenhäusern mit $g = 350$ kg/m². Die befahrbare 20 cm starke Massivdecke über Keller mit 10 cm Gefällebeton, Estrich und Putz wiegt 800 kg/m² und hat 800 kg/m² Nutzlast aufzunehmen. Im Nordflügel wirken noch die besonderen Lasten des Aufzuges mit 20 bzw. 30 t, die Wasserbehälterlasten mit insgesamt 40 t. Ein Abzug für geringere Nutzlasten in den unteren Geschossen wurde dann, da von unbedeutendem Einfluß auf die Querschnittermittlung, nicht gemacht. Die zulässige Beanspruchung des „Abnahmematerials" für die gesamte Stahlkonstruktion beträgt 1400 kg/cm², die Pressung zwischen Stützenfuß und Fundament max. 33 kg/cm², die des Erdreiches bis 4 kg/cm².

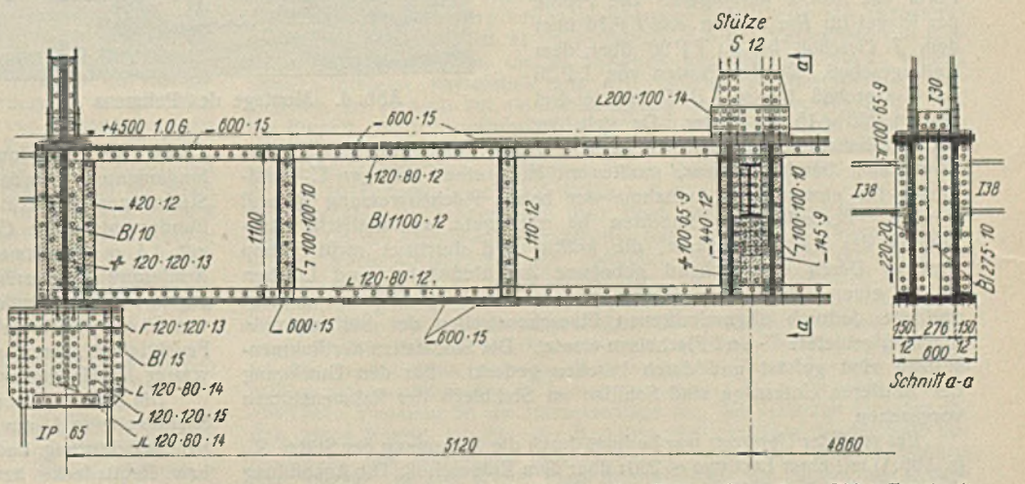


Abb. 3. Unterzug über dem Erdgeschoß zum Abfangen der Stütze S_{12} mit ∼ 200 t Tragkraft.

Die Windkräfte auf die Seitenflügel von je ∼ 34 m Länge werden von den Außenmauern durch die massiven Decken als starre Scheiben nach je einem Stockwerkrahmen an jedem Giebel übertragen, wie auch aus dem Grundriß und den Lichtbildern klar ersichtlich ist. Der Nord-

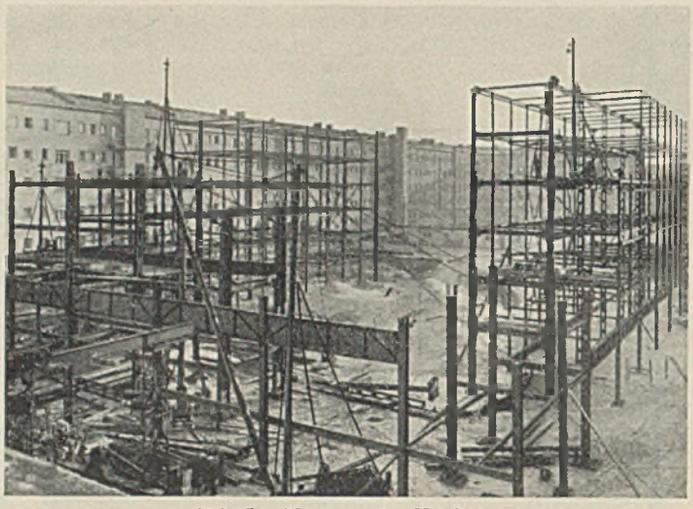


Abb. 5. Montage des Kopfbaues.
(Im Vordergrund der schwere Unterzug über dem Haupteingang.)

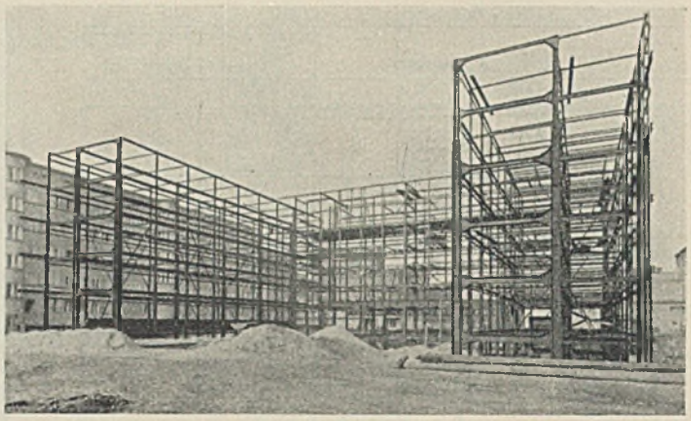


Abb. 6. Das Stahlskelett nach seiner Fertigstellung Mitte Dezember 1929.
(Die Windversteifungsrahmen am Ende der Seitenflügel sind gut sichtbar).

flügel oder Kopfbau von ∾ 48 m Länge erhält nur in der Mitte einen entsprechenden Stockwerkrahmen, während die Auflagerung an den Enden auf die Seitenflügel angenommen wurde. Außer den Windlasten haben die Rahmenstützen noch die anteiligen Deckenträgerlasten aufzunehmen. Die umfangreiche Berechnung der 6-stöckigen Rahmen nach Zerlegung in zwei übereinanderstehende Rahmen von je drei Geschossen erfolgte mit Hilfe der Tabellen von „Kleinlogel". Entsprechend wurde der 8-geschossige Rahmen R_{III} im Kopfbau in 3 + 3 + 2-geschossige Teilrahmen zerlegt berechnet. Die Rahmenstützweite beträgt 5 m.

Die Ausbildung der Treppenhauswände erfolgte gleichfalls in Stahlskelettkonstruktion.

Konstruktive Ausbildung des Stahlskeletts.

Infolge der Gleichartigkeit der Raumeinteilung ergab sich ein klares Schema der Trägerlagen und Stützenstellung, wie aus der für das 3. bis 5. Geschoß maßgebenden Abb. 1 hervorgeht, so daß hier keine konstruktiven Sonderheiten entstanden außer den als durchlaufend ausgebildeten Trägern mit Zuglasche und Druckstück in der mittleren Stützenreihe. Von besonderem Interesse ist jedoch die bauliche Durchbildung der Rahmen in den Endgiebeln der Seitenflügel und der schwersten Rahmen R_{III} in der Mitte des Kopfbaues, dessen untere Form aus Abb. 2 hervorgeht. Die Profile der Riegel für R_{III} steigen von I P 16 über dem 7. Geschoß bis zu I P 60 über dem Kellergeschoß, die der Pfosten von I P 26 im 7. Geschoß bis zu I P 65 mit je drei Platten 350 × 15 im Keller. Da sich hier der ansehnliche Stützdruck von ∾ 400 t ergibt, die Größe der Fundamente aber beschränkt war, mußte mit Hilfe eines kräftigen ⊏-Profil-Rostes für einwandfreie Aufnahme der hohen Flächenpressung gesorgt werden. Besonders zu beachten ist die gute symmetrische Ausbildung der Rahmenecken, die kräftig und durchaus nicht plump wirken. Durch entsprechend gebogene Anschlußwinkel und Laschen ist für einen allmählichen Übergang vom Riegel zum Pfosten gesorgt und die dadurch abgeschnittenen Flanschenstreifen der Stützenprofile durch aufgenietete ⊓- und Flacheisen ersetzt. Die Stoßstellen der Rahmenstützen sind gefräst und durch Laschen gedeckt. Für den Durchgang der mittleren Unterzüge sind Schlitze im Stehblech der Rahmenstützen vorgesehen.

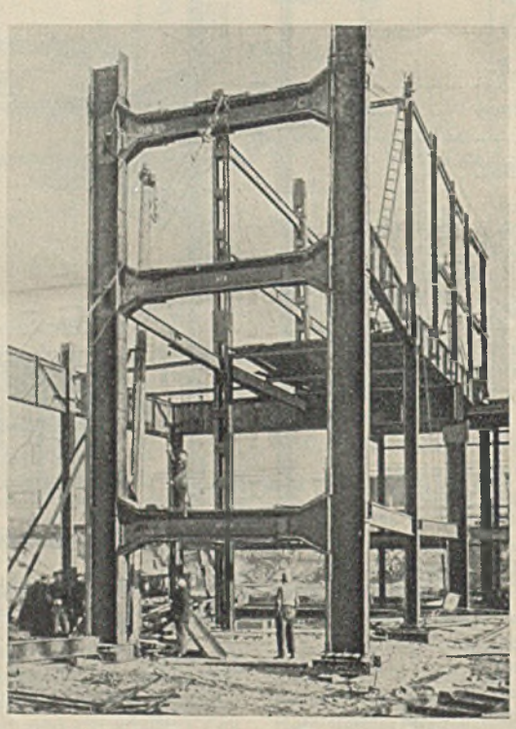


Abb. 4. Montage des Rahmens R_{III}.

Ein größerer Unterzug war bedingt durch die Abfangung der Stütze S_{12} (s. Abb. 1) mit einer Last von ∾ 200 t über dem Erdgeschoß. Die Ausbildung dieses Unterzuges als Kastenträger von 10 m Stützweite, 1,1 m Stehblechhöhe bei 0,6 m Gurtbreite zeigt Abb. 3, die auch die Auflagerung der aus I I P 30 gebildeten Stützen erkennen läßt. Vier normale Blechträger von je 1,30 m Stehblechhöhe und 7 m Stützweite ergaben sich durch die Abfangung des gesamten Mauerwerkes und der anteiligen Deckenlasten über dem Haupteingang im Erdgeschoß (auf Abb. 5 im Vordergrund ersichtlich).

Das Profil der normalen Mittelstützen der Flügeltrakte steigt von ⊐⊏ 14 mit Abstand zum Durchstecken der Deckenträger im 5. und 4. Geschoß bis auf ⊐⊏ 30 im Untergeschoß, das der Außenstützen von I P 14 im 5. und 7. Geschoß auf I P 20 bzw. I P 18 im Untergeschoß. Im Nordtrakt sind für die Mittelstützen im 7. und 6. Geschoß ⊐⊏ 16, im Erdgeschoß und Untergeschoß I I 34 vorgesehen. Die Außenstützen hören zum Teil mit ⊐⊏ 26 im 2. Geschoß auf.

Aufstellung der Stahlkonstruktion.

Die Auftragserteilung auf die Stahlskelettkonstruktion erfolgte Mitte August 1929, so daß mit den Werkstattarbeiten Anfang September begonnen werden konnte. Mit der Aufstellung wurde Ende September angefangen, und bis Mitte Dezember war die gesamte Stahlskelettkonstruktion im Gewichte von 600 t bereits aufgestellt. Die Montage selbst bot keine besonderen Schwierigkeiten und war mit Hilfe der am Fußboden bzw. in den verschiedenen Stockwerken befindlichen Schwenkmaste leicht zu bewerkstelligen. Die auf den Lichtbildern ersichtlichen Diagonalversteifungen aus Winkeln sind nur behelfsmäßige Montageverbände in der Längs- und Querrichtung. Die Verbindung der Rahmenecken mit den Querriegeln und der Rahmenstöße erfolgte durch Niete, die auf der Baustelle geschlagen wurden.

Die Abb. 4 bis 6 veranschaulichen einzelne Aufstellungsabschnitte.

Bauliche Einzelheiten.

Der Baugrund ist Sand und Kies, teilweise mit Lehm gemischt. Der Grundwasserspiegel liegt 4 m unter Terrain, so daß er für Gründungen im Heizkeller um 1,2 m abgesenkt werden mußte. Um für die übrigen, besonders stark belasteten Stützenfundamente ohne Grundwasserspiegelabsenkung auszukommen, war in vielen Fällen die Anordnung von flachen, stark bewehrten Eisenbetonfundamenten erforderlich. Die größte Auflast bei einer Stütze des Steifrahmens R_{III} z. B. beträgt 402 t, die einschließlich Eigengewicht des Fundamentes eine Grundfläche von 3,5 × 3,5 m² erfordern. Um dabei mit 1,1 m Fundamenthöhe auszukommen, war eine äußerst kräftige Armierung erforderlich. Die Mittelstützen sind auf Einzelfundamente gegründet, die Fundamente der Außenstützen sind durch Betonbankette von 50 cm Breite verbunden. Neben der Isolierung gegen aufsteigende Feuchtigkeit waren nur noch besondere Vorkehrungen gegen Grundwasser im Heizkeller erforderlich.

Die Zwischendecken sind als Hohlsteindecken zum Teil bis zu 4,83 m Spannweite in 15 cm Stärke der Steine mit 3 cm Aufbeton mit je 2,5 cm Sandaufschüttung und Gipsestrich mit Linoleumbelag und unterem Putz bzw. Rabitzdecke bzw. Stuck in Repräsentationsräumen ausgeführt, die massive Dachdecke sinngemäß, jedoch ohne Fußboden. Die darüberliegenden Satteldächer sollen aus gewöhnlichem Doppelpappdach mit Schalung und Sparren bestehen.

Eigentümerin und Bauherrschaft ist die „Wohnhaus-Grundstücksverwertungs-AG. am Lehniner Platz". Der Entwurf und die Oberbauleitung lag in den Händen des Herrn Architekten Dipl.-Ing. Erich

Mendelsohn, Berlin-Westend, die Ausführung der Eisenbetonfundamente erfolgte durch die Firma Raebelwerke G. m. b. H., Berlin-Tempelhof, während die Lieferung und Aufstellung der vorstehend beschriebenen Stahlkonstruktion durch die Firma D. Hirsch, Berlin-Lichtenberg, erfolgte. Die statische Berechnung des Stahlbaues und der Fundamente führte Herr Dipl.-Ing. Domány aus.

Infolge Dispositionsänderung lag der Bau seit Weihnachten 1929 still. Da er nun nicht mehr den dem Entwurf zugrunde liegenden Zwecken dienen soll, sondern zum Wohnhaus (Appartment) ausgebaut werden soll, ist der Einbau von drei weiteren Treppenhäusern neben den bisher nur vorgesehenen zwei Treppenhäusern erforderlich. Mit wenigen leichten Umänderungen gewisser Träger läßt sich diese Absicht erreichen, gewiß wieder nur ein Beweis für die unerreichte Anpassungsfähigkeit des Stahls bei sachgemäßer Konstruktion. Bauherrschaft und Eigentümerin ist jetzt die Achilles Grundstückverwertungs-G. m. b. H. Die Bauausführung erfolgt durch die Firma Georg Jacobowitz, Berlin.

Verschiedenes.

Die Vergütungspflicht für Kostenvoranschläge. Es besteht weitgehend die Übung, für demnächst auszuführende Arbeiten oder demnächst zu bestellende Lieferungen von den in Betracht kommenden Unternehmern bzw. Lieferanten, Kostenvoranschläge einzufordern, um sich aus ihnen über die Höhe der entstehenden Kosten zu unterrichten und danach Art und Umfang der geplanten Bestellung zu bestimmen.

Diese Kostenanschläge bestehen entweder nur aus einer — mehr oder weniger detaillierten — Aufstellung der mutmaßlichen Kosten, oder aber sie enthalten außerdem noch zeichnerische Vorarbeiten (Skizzen, Zeichnungen), Entwürfe und Modelle, die der näheren Erklärung des eigentlichen Kostenanschlages dienen. Da die Aufstellung eines jeden, insbesondere aber diejenige eines durch die Beifügung der erwähnten Anlagen erweiterten, Kostenanschlags oft dem sie anfertigenden Unternehmer oder Lieferanten nicht unerhebliche Mühe und Kosten verursacht, ist es ganz natürlich, daß in der Praxis ständig die Frage auftaucht, ob dem den Kostenvoranschlag anfertigenden Unternehmer (Lieferanten) für diese Anfertigung ein Vergütungsanspruch gegen den den Kostenvoranschlag anfordernden Besteller zusteht, ob dieser verpflichtet ist, jenem die durch die Aufstellung des Kostenvoranschlags entstehenden Mühen und Kosten zu vergüten.

Die Beantwortung dieser Frage kann nicht einheitlich erfolgen; vielmehr sind die nachstehenden Fälle zu unterscheiden:

I. Die Vergütungspflicht für nicht angeforderte Kostenvoranschläge.

Nicht ungewöhnlich ist der Fall, daß jemand einem Interessenten, von dessen Interesse für Ausführung einer bestimmten Arbeit oder für Lieferung einer bestimmten Ware er — sei es durch Zufall, sei es durch systematische Markt- oder Kundenbeobachtung — erfahren hat, einen Kostenvoranschlag zusendet, ohne daß der Interessent darum gebeten oder dazu Auftrag erteilt hat. Da hier gar kein Vertrag zustande gekommen ist, vielmehr nur ein Vertragsangebot seitens des Unternehmers bzw. Lieferanten, vorliegt, aber eine Annahme der Offerte seitens des Interessenten fehlt, besteht keinerlei Vergütungspflicht des Empfängers des Kostenvoranschlags gegenüber dem Anbieter. Nach den besonderen Umständen des Falles richtet es sich dagegen, ob eine Aufbewahrungs- und Rückgabepflicht des Empfängers besteht. Man wird sie dann bejahen müssen, wenn dem Kostenvoranschlag Anlagen usw. von einem gewissen Werte für den Anbietenden beiliegen. Benutzt der Empfänger das ihm überlassene Material zur Ausführung der darin geplanten Arbeit, entweder zur eigenen Ausführung oder zur Ausführung durch einen Dritten, jedenfalls nicht durch den Urheber des Materials, so entsteht eine Vergütungspflicht gegenüber diesem.

II. Die Vergütungspflicht für angeforderte Kostenvoranschläge, wenn dem Unternehmer (bzw. Lieferanten) daraufhin Auftrag auf Ausführung (bzw. Lieferung) erteilt wird.

Rechtlich ebenfalls einfach liegt der Fall, daß dem Unternehmer (bzw. Lieferanten), welcher den Kostenvoranschlag aufgestellt hat, die Arbeit (bzw. Lieferung) daraufhin übertragen wird. Die Vergütungspflicht für die Aufstellung des Kostenvoranschlags unterliegt hier der Vereinbarung der Parteien. Es kann vorkommen, daß der Hersteller des Kostenvoranschlags dafür eine besondere Vergütung fordert — zweckmäßig durch Vermerk auf dem Kostenvoranschlag, also vor Zustandekommen des Vertrags, damit der Besteller diese besonderen Kosten einkalkulieren kann, — und daß ihm vom Auftraggeber auch eine solche zugebilligt wird. Doch herrscht in der Praxis durchgehend der Brauch, daß für einen Kostenvoranschlag dann keine besondere Gebühr in Rechnung gestellt wird, wenn der Ersteller auf Grund des Kostenvoranschlags den Auftrag auf Ausführung (bzw. Lieferung) erhält. Der Unternehmer pflegt ja gewöhnlich die ihm durch die Anfertigung von Kostenvoranschlägen entstehenden Kosten in die für ihn mit der Ausführung des Auftrags verbundenen Unkosten von vornherein einzukalkulieren.

III. Die Vergütungspflicht für angeforderte Kostenvoranschläge, wenn dem Unternehmer (bzw. Lieferanten) der Auftrag auf Ausführung (bzw. Lieferung) nicht erteilt wird.

Der rechtlich schwierige und in der Praxis häufig zu Streitigkeiten führende Fall aus dem Gebiet der Fragen der Vergütungspflicht für Kostenvoranschläge liegt vor, wenn dem Ersteller eines Kostenvoranschlags (auf Anforderung durch den Interessenten) Auftrag (bzw. Lieferung) nicht erteilt wird und zwischen Ersteller des Kostenvoranschlags und dem ihn Anfordernden keine Vereinbarung über die Vergütung des Kostenvoranschlags getroffen ist. Es sind hier folgende Unterfälle zu unterscheiden:

a) Die Ausführung des Kostenvoranschlags auf Grund einer Aufforderung zu Geboten. Wenn der Unternehmer (bzw. Lieferant) vom Interessenten zur Abgabe lediglich von Geboten aufgefordert ist, aber seinem Angebot seinerseits — also aus freien Stücken und nicht auf Veranlassung des Interessenten — Kostenvoranschlag, Zeichnungen usw. beigefügt hat, so besteht keine Vergütungspflicht des Interessenten (Seuff. A. 34, Nr. 114; 47, Nr. 25)[1]). Denn in diesem Falle hat der Interessent lediglich ein Gebot gefordert, und der Anbietende kann auch nicht auf Grund allgemeiner Verkehrssitte mit für den Interessenten verbindlicher Wirkung annehmen, daß dieser einen Kostenanschlag fordere. Der Fall ist insofern also identisch mit dem zu I. behandelten. Hauptsächlich kommt er im sogenannten Submissionsverfahren vor.

b) Die Ausführung des Kostenvoranschlags als Erfüllung eines besonderen Werkvertrags. „Hat . . . . der Besteller, um sich über die Herstellung und die Kosten eines von ihm beabsichtigten Werkes zu unterrichten und darauf seine Entschließung über die Ausführung zu treffen, dem Unternehmer zur Einreichung von Kostenvoranschlag und Zeichnung Auftrag erteilt, so ist er zur Vergütung verpflichtet, auch wenn es nicht zur Ausführung des Werkes kommt." (Kommentar der Reichsgerichtsräte zum BGB., 6. Aufl. 1928, Anm. 2 zu § 632 BGB). In diesem Falle ist in dem Auftrag auf Ausarbeitung und Einreichung des Kostenvoranschlags ein selbständiger Vertrag zustande gekommen mit dem ausschließlichen Hauptgegenstand der Ausarbeitung des Kostenvoranschlags. Rechtlich handelt es sich um einen Werkvertrag im Sinne des bürgerlichen Rechts, der mit dem Auftrag zur Aufstellung und Einreichung eines Kostenvoranschlags durch den Interessenten und mit der Annahme dieses Auftrags durch den Unternehmer (Lieferanten) zustande kommt und der von Seiten des letzteren mit der Übergabe des Kostenvoranschlags an den Besteller erfüllt ist. § 631 Abs. 1, Halbsatz 2 BGB gewährt dem Werkunternehmer gegenüber dem Besteller einen Rechtsanspruch auf Zahlung der vereinbarten Vergütung (es sei denn, daß — was öfters vorkommt — zwischen dem Unternehmer und Besteller vereinbart ist, daß keine Vergütung zu zahlen ist). Wenn eine solche Vereinbarung einer Vergütung, aber auch eine Vereinbarung auf Ausschluß der Vergütung nicht getroffen ist, so greift § 632 BGB ein, welcher bestimmt:

„Eine Vergütung gilt als stillschweigend vereinbart, wenn die Herstellung des Werkes den Umständen nach nur gegen eine Vergütung zu erwarten ist.

Ist die Höhe der Vergütung nicht bestimmt, so ist bei dem Bestehen einer Taxe die taxenmäßige Vergütung, in Ermangelung einer Taxe die übliche Vergütung als vereinbart anzusehen."

Die Annahme, daß die Herstellung des Kostenvoranschlags „den Umständen nach" nur gegen eine Vergütung zu erwarten ist, trifft auf diesen Fall der Anfertigung und Einreichung eines Kostenvoranschlags im Rahmen und in Erfüllung eines besonderen, nur darauf gerichteten Werkvertrags unzweifelhaft zu. Ist daher eine Vergütung überhaupt nicht ausdrücklich vereinbart, so ist die dennoch gemäß § 632 Abs. 1 BGB als vereinbart anzusehen und daher zu zahlen.

Nur wenn die Höhe der — vereinbarten oder nach Vorstehendem als „stillschweigend" vereinbart unterstellten — Vergütung unbestimmt gelassen ist, tritt § 632 Abs. 2 BGB in Wirkung.

c) Die Ausführung eines Kostenvoranschlags als Vertragsofferte. „Anderseits ist es unzweifelhaft, daß der Verfertiger von Entwürfen und Vorarbeiten, die er lediglich freiwillig und nur in seinem eigenen Interesse, namentlich dem, einen anderen zur Bestellung zu veranlassen, sei es auch auf eine Aufforderung des anderen, abgefertigt hat, ein Entgelt nicht beanspruchen kann, und zwar auch dann nicht, wenn keine Bestellung erfolgt (RG Warn. 1911, Nr. 113; RG 22. 1. 24 VUU 393/13; 29. 10. 26 VI 207/26)." (Kommentar der Reichsgerichtsräte zum BGB, 6. Aufl. 1928, Anm. 2 zu § 632 BGB).

Der hier zu behandelnde Fall liegt vor, wenn der Besteller von vornherein die Absicht hat, die Arbeiten (oder Bestellungen) vorzunehmen, und er Kostenvoranschläge nur anfordert, um sich über die Höhe der Kosten zu orientieren und den billigsten (oder unter anderen Gesichtspunkten am günstigsten anbietenden) Unternehmer (bzw. Lieferanten) aus der Zahl aller Anbietenden auszuwählen. Da die Möglichkeit einer solchen Auswahl dem Besteller die Ausnutzung der günstigsten Chance gestattet, ist die in der oben zitierten Auslassung enthaltene Fassung „nur in seinem eigenen Interesse" (d. h. nur im Interesse des Unternehmers) nicht glücklich. Vielmehr ist die Interessenlage die, daß jede der Parteien für sich einen Vorteil erhofft: der Besteller die erwähnte Möglichkeit der Benutzung des günstigsten Angebots, der Anbietende die Übertragung des Auftrags. An sich würde diese Interessenlage die Teilung des Risikos bedingen, d. h. den Besteller zu einer Vergütung verpflichten, wenn er dem den Kostenvoranschlag auf Aufforderung einreichenden Unternehmer

[1]) Vgl. auch die Entscheidung OLG Bd. 34, S. 40, wonach ein Architekt keine Vergütung beanspruchen kann, wenn er eine Bauplatzeinteilung zu liefern verspricht, weil er Aussicht hat, die Architektenarbeiten für die Neubauten zu erhalten.

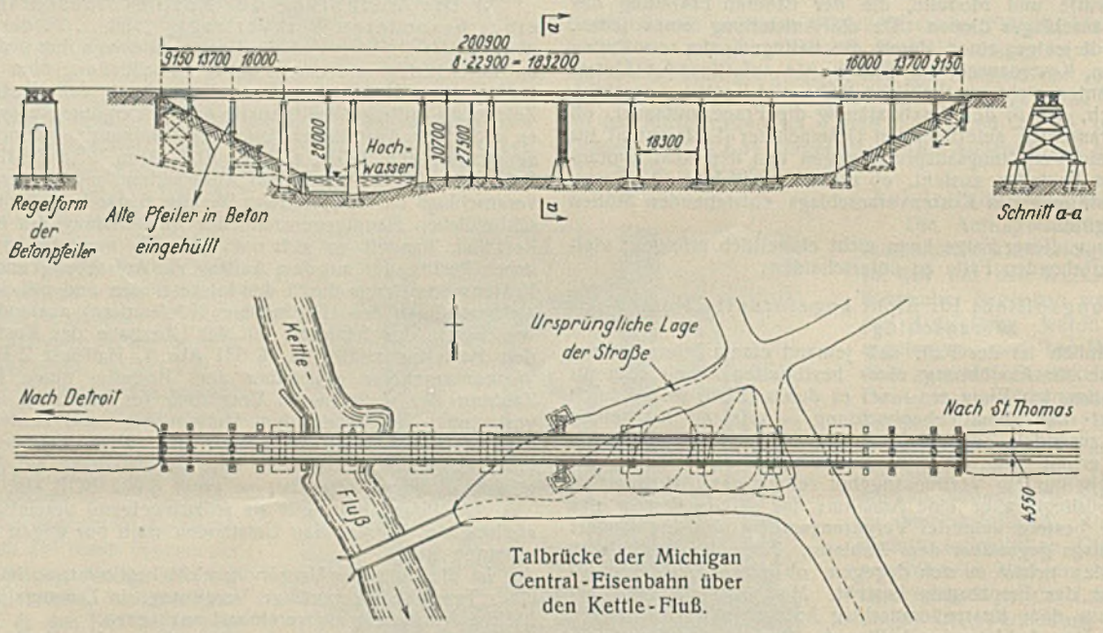
den Auftrag nicht erteilt. Juristisch wird aber von den Gerichten so konstruiert: Die Einreichung des Kostenvoranschlags ist eine Vertragsofferte, zu deren Abgabe der Ersteller des Kostenvoranschlags durch die Aufforderung des Interessenten veranlaßt wird, und zwar liegt mit Rücksicht auf die dem Kostenvoranschlag vielfach beigefügten Anlagen ein sogenanntes spezialisiertes Angebot vor. Der Werkvertrag selbst kommt erst mit der Annahme des Angebots und der — entweder implizite in dieser Annahme enthaltenen oder selbständig neben ihr erfolgenden — Erteilung des Auftrags zustande. Dieser Werkvertrag hat aber dann die Ausführung des eigentlichen Auftrags zum alleinigen Inhalt, nicht die Ausführung des Kostenvoranschlags (wie im Falle b). Die Frage der Vergütungspflicht muß dahin entschieden werden, daß eine solche aus folgenden Gründen nicht besteht: Zur Anfertigung des Voranschlags bestand für den Unternehmer keine Rechtspflicht (wie im Falle b), sondern sie geschieht freiwillig; entsprechend steht es im freien Willen des Interessenten, das in der Einreichung des Voranschlags liegende Angebot anzunehmen. Auch der besonderen Auslegung des Abs. 1 des § 354 HGB: „Wer in Ausübung seines Handelsgewerbes einem anderen Geschäfte besorgt oder Dienste leistet, kann dafür auch ohne Verabredung Provision . . . fordern", aus ihm die Vergütungspflicht für Kostenvoranschläge in dem hier behandelten Fall abzuleiten, wird die Anwendung versagt. Denn § 354 HGB wird nach übereinstimmender Ansicht dahin ausgelegt, daß mangels einer dahingehenden Vereinbarung eine Vergütungspflicht für Geschäftsbesorgung und Dienstleistung nur dann gegeben sein soll, wenn diese Dienste als besondere, nicht schon anderweitig abgegoltene Dienste zu bezeichnen sind (was nur auf den vorstehend behandelten Fall b zutrifft). Entsprechend sagt Staub, Kommentar zum HGB, 11. Aufl., Anm. 4 a d zu § 354: „Nicht vergütet werden Dienste, die unentgeltlich geleistet zu werden pflegen, wie regelmäßig die Anfertigung von Projekten, Zeichnungen und Voranschlägen, die mit dem Vertragsantrag überreicht werden . . ." Daß diese — rechtlich einwandfreie — Konstruktion nicht dem Prinzip der Billigkeit entspricht, wurde schon angedeutet: für den Unternehmer verbindet sich mit der (positiven) Chance, die Arbeit (Lieferung) übertragen zu erhalten, das (negative) Risiko, die Mühe und Kosten der Anfertigung des Kostenvoranschlags möglicherweise vergebens aufgewendet zu haben; der Interessent hat nur die (positive) Chance, in dem Angebot des Unternehmers das für ihn günstigste Angebot finden zu können, während für ihn kein (negatives) Risiko besteht. Billiges Denken würde also eine angemessene Entschädigung für das (negative) Risiko des Unternehmers mit Recht fordern, die allerdings keineswegs die realen Kosten der Anfertigung des Kostenvoranschlags zu decken brauchte, weil sich der Unternehmer einen Teil dieser Kosten als Entgelt für die Gewinnung seiner (positiven) Auftragschance wird anrechnen lassen müssen.

Es ist jedoch besonders zu betonen, daß diese Erörterung nur theoretisch ist. Praktisch liegen die Verhältnisse heute noch so, daß die — vielfach aufgestellte — Behauptung, es bestehe bereits eine Verkehrssitte der prinzipiellen Vergütungspflicht für alle Kostenvoranschläge (unabhängig von der rechtlichen Form, innerhalb deren sie aufgestellt werden), bei den Gerichten bislang kein Gehör gefunden hat, diese vielmehr die Frage der Vergütungspflicht nach der besonderen Rechtslage entscheiden, wie sie vorstehend entwickelt ist.[1]) Dr. Spohr, Kiel.

[1]) Aus der Rechtsprechung vgl. noch ROLG 17, 417; 20, 206; RG in Gruchots Beiträgen 55, 936; Recht 1914, Nr. 610; Warn. Rechtsprechung 1914, Nr. 117; Seuff. Arch. 7, 847; Apt. 81.

Ersatz einer 46 Jahre alten Schmiedeeisenbrücke durch ein neuzeitliches Stahlbauwerk. (Railway Age vom 14. Juni 1930.) Als im Jahre 1873 die Eisenbahn zwischen Detroit und St. Thomas in Ontario (Kanada) gebaut wurde, überschritt sie das Tal des Kettle-Flusses mit einer der damals allgemein üblichen hölzernen Gerüstbrücken. Das ganze Bauwerk, das sich 30 m über die Talsohle erhob, war 427,6 m lang und hatte im Mittelteil 14 Öffnungen, die mit 13,7 m langen Howe-Trägern überbrückt waren. Etwa 10 Jahre später wurde die Holzbrücke durch Schmiedeeisen ersetzt. Die neue Brücke, zweigleisig im Gegensatz zu der eingleisigen Holzbrücke, hatte Träger von 9,15 m und 13,7 m Länge mit obenliegender hölzerner Fahrbahn. Im Jahre 1902 mußte die Brücke wegen der zunehmenden Belastung verstärkt werden; dies geschah, indem drei weitere Träger eingezogen wurden; die hölzerne Fahrbahn wurde durch eine dichte Decke aus Formeisen und Blechen, mit Schotter gefüllt, ersetzt. Zugleich wurde das Bauwerk durch Dammschüttung an beiden Enden auf 260 m Länge verkürzt. In diesem Zustande hat es noch 27 Jahre bestanden. Daß die alten Träger den schweren Betrieb 46 Jahre ausgehalten haben, ist ein gutes Zeugnis für den Bestand von Eisenbauten im allgemeinen und für die Güte eines in den achtziger Jahren hergestellten Brückenbaues im besonderen.

Die weitere Zunahme der Lasten machte im Jahre 1929 einen Neubau nötig. Erhalten blieben von dem alten Bauwerk nur je drei landseitige Pfeiler, deren eisernes Tragwerk in Beton eingehüllt wurde und so die neuen Träger aufnimmt. Alle Pfeiler der neuen Brücke mit Ausnahme des mittleren bestehen aus Beton. Unter diesem führt



Talbrücke der Michigan Central-Eisenbahn über den Kettle-Fluß.

eine das Tal durchquerende verkehrsreiche Straße hindurch, weshalb hier die freie Sicht gewahrt bleiben mußte. Dieses Ziel konnte durch einen Stahlpfeiler besser als durch Beton erreicht werden. Seine Tragwände sind so stark geneigt, daß zwischen den Sockeln, auf denen ihre Füße stehen, die 12,2 m breite Straße durchgeführt werden konnte. Der unterste Querverband dieses Pfeilers liegt 6,4 m über der Straße. Der Überbau besteht aus acht Trägern von 22,9 m Länge, an die sich beiderseits noch Träger von 16 m, 13,7 m und 9,15 m anschließen. Die Hauptträger sind genietete Blechträger, auf denen eine dichte Fahrbahn ruht. Die Bauart des Tragwerks bietet nichts Besonderes.

Erhebliche Schwierigkeiten bot der Bau der neuen Brücke wegen des starken Verkehrs, der sich über die Baustelle bewegt. Sie wird täglich von 29 bis 47 Zügen befahren; darunter sind z. B. die Schnellzüge, die die Fahrt New York—Chicago in 20 h zurücklegen. Die längste Zugpause in dem einen Gleis ist 3 h 13 min, im anderen 2 h 15 min, und ganz verkehrlos bleibt nur 1 h 46 min. Der Bau mußte auf diesen Verkehr weitgehende Rücksicht nehmen. Während des Baues der Betonpfeiler, von deren gesamter Betonmenge, 8600 m³, nur etwa ein Fünftel von der Brücke aus eingebracht wurde, erhielt man den zweigleisigen Betrieb aufrecht, dann wurde während des Einbringens der Träger eingleisiger Betrieb eingerichtet. Diese wurden in der Nähe der Baustelle zusammengebaut und mit ihrer wasserdichten Decke versehen. Nur ein Feld der Fahrbahnabdeckung blieb frei, damit die Kranhaken die Hauptträger erfassen konnten. Ein auf der Brücke angeordneter Auslegerkran hob die 96 t schweren Tragwerke auf und brachte sie auf ihre Lager. Nachdem die Brückenträger auf die Lager abgesetzt waren, wurde das letzte Feld der Fahrbahnabdeckung geschlossen, so daß nunmehr das Schotterbett aufgebracht werden konnte. Diese Arbeiten dauerten in dem einen Gleis vom 16. September bis 30. Oktober, im anderen vom 4. bis 29. November. Der Bau hat 689 000 Dollar gekostet. Geheimrat Wernekke.

INHALT: Lagergebäude in Stahlskelettbauweise. — Absteigen der statischen Unbestimmtheit. — Neubau „Woga-Hotel", Berlin W, Kurfürstendamm. — Verschiedenes: Die Vergütungspflicht für Kostenvoranschläge. — Ersatz einer 46 Jahre alten Schmiedeeisenbrücke durch ein neuzeitliches Stahlbauwerk.

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.