

DER STAHLBAU

Schriftleitung:

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

Beilage
zur Zeitschrift

DIE BAUTECHNIK

Fachschrift für das ge-
samte Bauingenieurwesen

Preis des Jahrganges 10 RM und Postgeld

4. Jahrgang

BERLIN, 30. Oktober 1931

Heft 22

Das Stahlskelett des Columbus-Hauses am Potsdamer Platz in Berlin.

Alle Rechte vorbehalten.

Von Oberingenieur A. Bock, Berlin-Tempelhof.

1. Einleitung.

An einer der belebtesten Stellen Berlins, auf dem Potsdamer Platz, Ecke der Friedrich-Ebert- und Bellevuestraße, ist soeben die Stahlkonstruktion des Columbus-Hauses fertiggestellt worden. Unter den vielen großen Stahlbauten der letzten Jahre ist dieses Bauwerk besonders bemerkenswert, weil es durch seine auffallende Lage die Aufmerksamkeit aller Bevölkerungsschichten und der vielen Besucher Berlins auf sich lenkt. Außerdem zeigt dieser Bau die besondere Eignung der Stahlbauweise für derartige Büro- und Geschäftshäuser erneut aufs beste, da die von dem Architekten, Dipl.-Ing. Erich Mendelsohn, Berlin, geschaffene Lösung der Fassade, des Daches und — damit zusammenhängend — der Stützensstellung Konstruktionen erforderte, die über das bei solchen Bauten Übliche hinausgehen und deshalb einer besonderen Beschreibung wert sind.

Bauherr ist die Bellevue-Immobilien A.-G., Berlin, die den Bau als Bürohaus errichten läßt, jedoch besonderes Augenmerk darauf richtete, daß auch andere Verwendungsmöglichkeiten je nach den herrschenden Bedürfnissen erreicht werden. So soll z. B. das Erdgeschoß in Straßenhöhe als Verkaufsraum Verwendung finden, während im 1. Obergeschoß mit seinen durchgehenden Schiebefenstern ein Café-Restaurant eingerichtet werden soll. Desgleichen kann das 1. Kellergeschoß in der ganzen Grundfläche als Restaurationsbetrieb od. dgl. benutzt werden. Die Dachterrasse mit dem sie überdeckenden Flugdache ist für ein geräumiges Café bestimmt. Der 2. Keller nimmt die mechanischen Einrichtungen und die Lagerräume des Hauses auf. Daß bei dem Bau die letzten technischen Erfahrungen für die inneren Einrichtungen verwertet wurden, ist selbstverständlich.

Für den Fall der Verwendung des Baues als Geschäftshaus wurde vom Architekten auf die Anordnung der erforderlichen Nebenräume, Treppenhäuser, Fahrstühle und sonstigen festen Einbauten unter Beachtung der einschlägigen Bestimmungen Rücksicht genommen.

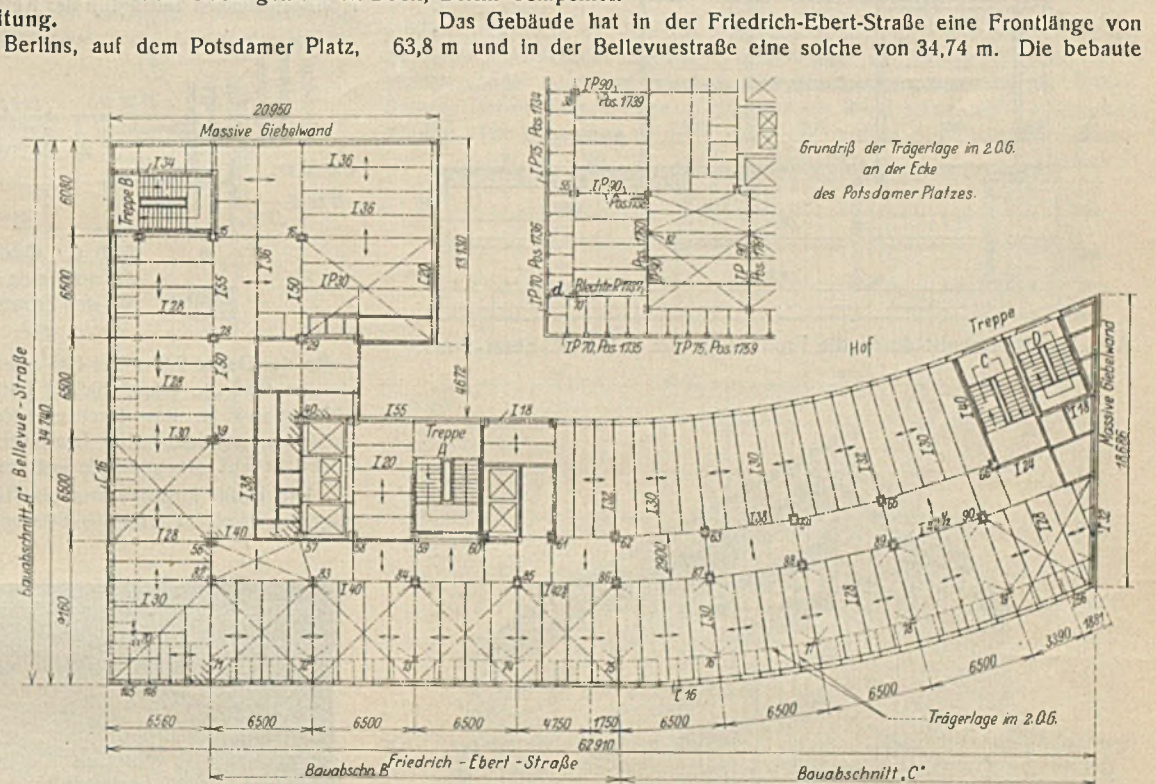


Abb. 1. Grundriß der normalen Geschosse.

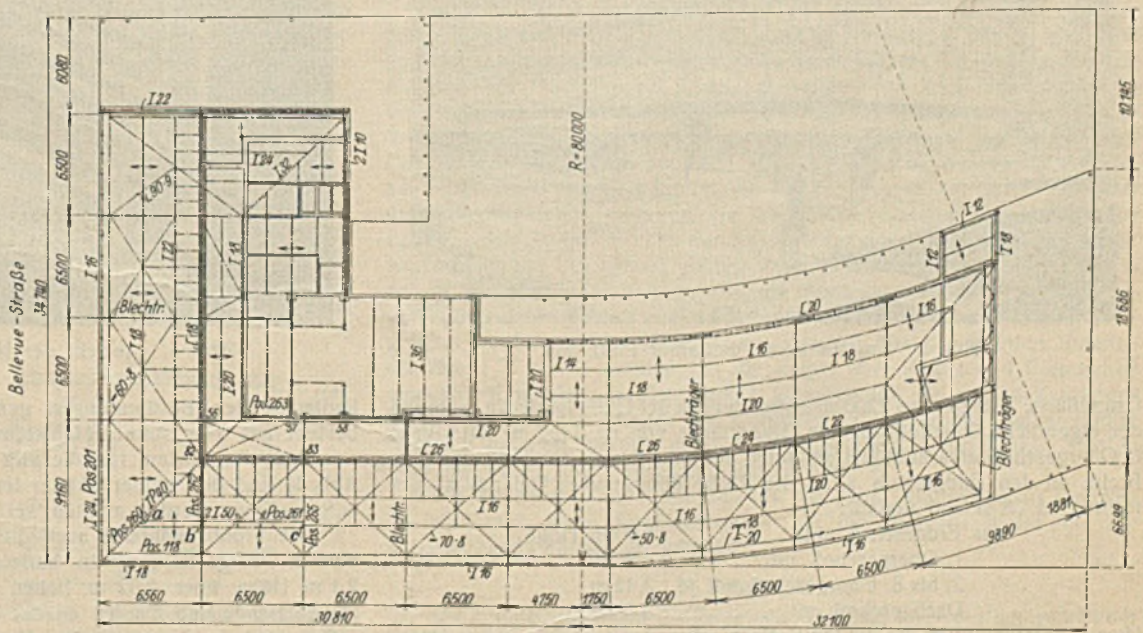


Abb. 2. Grundriß der Dachkonstruktion.

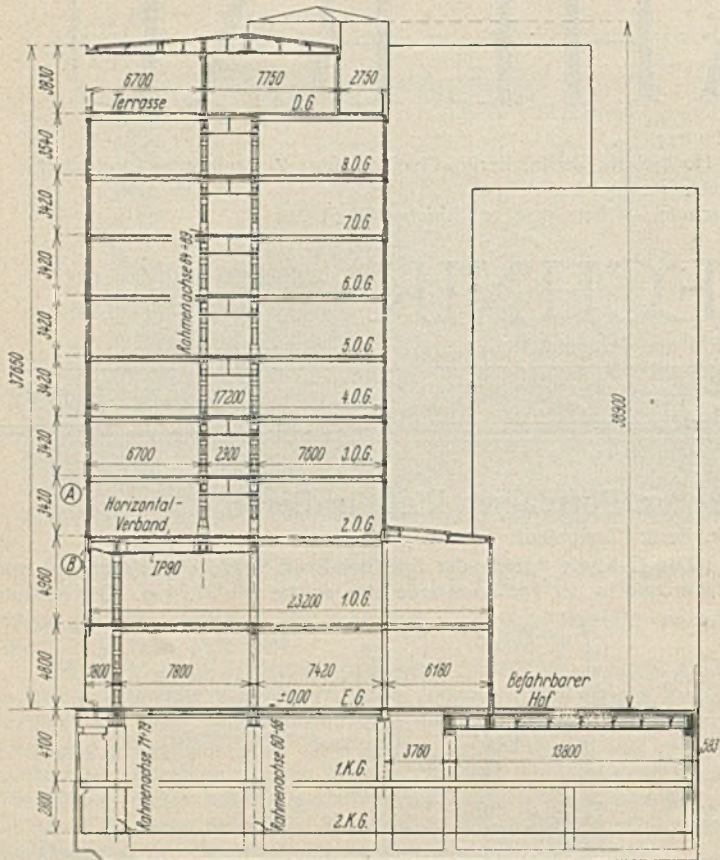


Abb. 3. Querschnitt durch die Front längs der Friedrich-Ebert-Straße.



Abb. 4. Ansicht vom Potsdamer Platz aus.

Grundfläche beträgt etwa 2200 m² einschließlich der Hofkellerdecke, während der eigentliche Geschoßbau eine Grundfläche von rd. 1450 m² hat. Vom 6. Obergeschoß einschließlich ab setzt der Bau um je ein Feld von 6 m Breite an den Endgiebeln ab. Die Höhe beträgt vom Gelände ab gerechnet rd. 38 m und umfaßt:

- das Erdgeschoß mit 4,80 m Höhe
- 1. Obergeschoß mit 4,96 m .
- 2. bis 8. Obergeschoß mit je 3,42 m .
- Dachgeschoß mit 3,80 m .

Hierzu kommen noch die beiden Kellergeschosse mit 4,1 bzw. 2,8 m Höhe. Aus den Abb. 1 u. 2 ist die Grundrißanordnung in den Hauptgeschossen

zu ersehen, während Abb. 3 den Schnitt durch den Flügel längs der Friedrich-Ebert-Straße zeigt. Abb. 4 u. 5 geben das Bild des Baues nach seiner Fertigstellung wieder.

2. Gründungsarbeiten.

Mit Rücksicht auf die erforderliche Grundwasserabsenkung zur Herstellung der Baugrube von 9 m Tiefe entschloß man sich, die etwa 1,5 m starke Sohle, die Decke über dem Tiefkeller sowie die Pfeiler im 1. Keller in Eisenbeton herzustellen. Auf diese Betonpfeiler, die bis 0,7 bzw. 1 m unter Geländehöhe reichen, setzen sich die Stahlstützen mit der in ± 0 liegenden Kellerdecke auf, die also als erste Trägerdecke ausgeführt ist. Um die Erschütterungen des an diesem belebten Platze sehr starken Verkehrs auf das Gebäude zu verringern, wurden besondere Vorkehrungen getroffen, insbesondere wurden unter jedem Stützenfuß 2 1/2 cm starke Antivibrirplatten verlegt.

3. Ausbildung der Decken und Wände; Belastungen usw.

An Stelle der ursprünglich vorgesehenen weitgespannten Pohlmanndecken wurden aus Zweckmäßigkeitsgründen gestellte Hohlsteindecken zwischen Stahlträgern angeordnet, nachdem man auf die früher beabsichtigte Deckenheizung verzichtete. Die Spannweite dieser 10 cm starken Hohlsteindecken beträgt in der Kellerdecke bis zu 1,90 m bei einem Eigengewicht von 400 kg/m². In allen übrigen Geschossen ist die größte Spannweite 1,625 m bei einem Eigengewicht von 300 kg/m² einschließlich der angehängten Puffdecke von 3 cm Stärke zur Erzielung einer glatten Untersicht. Die Gesamtstärke beträgt 41 cm. Abbild. 6 zeigt einen Schnitt durch diese Decke. In den Fluren beträgt die Spannweite der Decke 2,9 m bei 400 kg/m² Eigengewicht. Unter diesem Deckenstreifen sind die erforderlichen Leitungen und Rohre für Licht, Heizung, Lüftung usw. in dem durch eine Rabitzwand nach unten abgeschlossenen Hohlraum untergebracht. Die Nutzlast beträgt bei sämtlichen Decken mit Rücksicht auf die geplante spätere Benutzung als Warenhaus 500 kg/m².

Die Hofkellerdecke dagegen ist als Eisenbetondecke zwischen Stahlträgern ausgeführt und für 800 kg/m² Nutzlast bzw. die entsprechenden

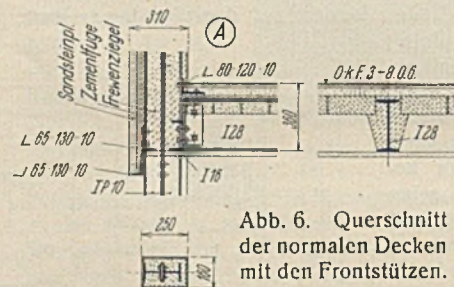


Abb. 6. Querschnitt der normalen Decken mit den Frontstützen.

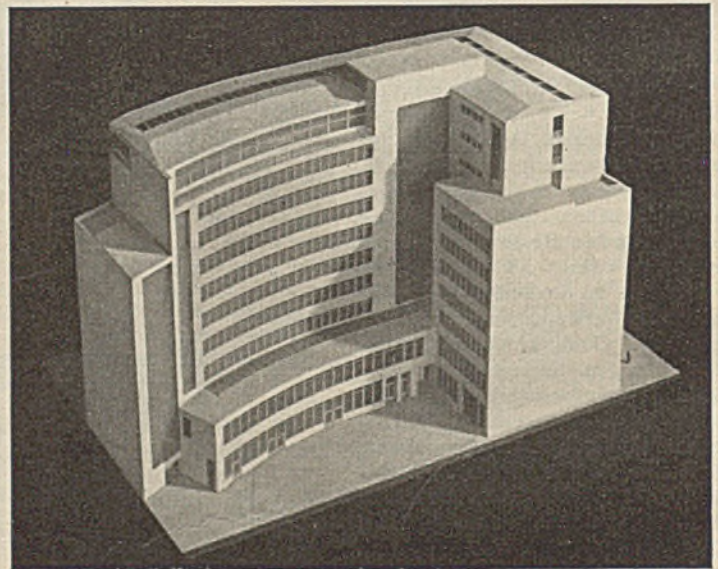


Abb. 5. Ansicht der Hoffront (Modellaufnahme).

Radlasten den Bestimmungen gemäß berechnet. Die Dacheindeckung besteht aus 6 cm starker Hohlsteindecke mit angehängter Rabitzdecke.

Daß die Lasten für die vier Fahrstühle am Treppenhaus A (vgl. Abb. 1) und die Wasserbehälter im Dachaufbau in entsprechender Weise aufgenommen werden mußten, sei als selbstverständlich erwähnt.

Die Frontwände wie auch die Hofwände sind von der Decke über dem 1. Obergeschoß ab in horizontal durchlaufende Fensterbänder von 2,1 m Höhe über 1,32 m hohen Brüstungen mit Werksteinen an der Außenfassade und Fliesen an der Hoffassade aufgelöst. Die Brüstungen selbst sind in 25 cm starken Frewenziegeln gemauert. Im Erdgeschoß und 1. Obergeschoß sind durchgehende Schaufensterflächen angeordnet

und zur besonderen Betonung dieser Flächen die Frontstützen in diesen beiden Geschossen um 1,8 m aus der Bauflicht in das Gebäude zurückgesetzt (s. Querschnitt, Abb. 3).

Die Eigenart der Frontlösung besteht nun darin, daß vom 2. bis zum 8. Obergeschoß in Abständen von $\frac{6,5}{5} = 1,3$ m schlanke Stützen zur Aufnahme der Brüstungen und Fenster angeordnet wurden, deren Lasten durch einen schweren Unterzug über dem 1. Obergeschoß auf die Hauptstützen in 6,5 m Abstand übertragen werden. Da hier aber die Hauptstützen um 1,8 m von der Bauflicht zurückgesetzt sind, ergaben sich Kragträger bedeutender Abmessungen, über die weiter unten eingehender gesprochen wird.

Die beiden Giebelwände an der Friedrich-Ebert- und Bellevuestraße sind bis einschließlich 3. Obergeschoß aus 38 cm starkem und darüber aus 25 cm starkem Massivmauerwerk in Zementmörtel hergestellt. Die Innenwände sind, je nach ihrer Bestimmung, zum Teil aus vollporösen Steinen, zum Teil aus doppelten Bimsbetonwänden mit dazwischenliegender Arkitmatte ausgeführt, während die Abschlußwände des Haupttreppenhauses A aus 25 cm starkem normalen Mauerwerk hergestellt sind. Alle diese Wände bleiben auch beim evtl. späteren Ausbau als Warenhaus bestehen und mußten infolgedessen besonders durch Träger aufgenommen werden, während die jetzt für das Bürohaus benötigten sonstigen Zwischenwände bei der eingesetzten Nutzlast von 500 kg/m² nicht berücksichtigt zu werden brauchten.

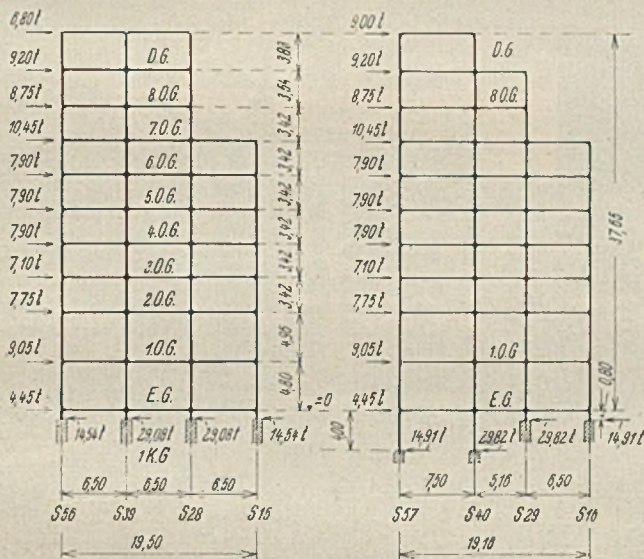


Abb. 8. Belastungsschema der Stockwerkrahmen 56 ÷ 15 und 57 ÷ 16.

4. Windaufnahme.

Der Windaufnahme mußte besondere Sorgfalt zugewendet werden. Die Ausführung der gestelzten 10 cm starken Hohlsteindecke gestattete, diese Deckenplatten als starre Scheiben zur Abgabe der Windlasten in jedem Geschoß auf die Stockwerkrahmen bzw. Giebelwände heranzuziehen und dadurch die Abgabe der Windkräfte auf die Fundamente zu gewährleisten.

Im einzelnen ergibt sich folgendes Bild:

a) Wind auf die Front Friedrich-Ebert-Straße.

Die Auflagerpunkte für die Windscheiben in jedem Geschoß bilden einerseits die beiden Stockwerkrahmen zwischen den Stützenachsen 56—39—28—15 und 57—40—29—16, andererseits der massive Giebel an Nachbargrundstück der Friedrich-Ebert-Straße. Da im 7., 8. und Dachgeschoß der Giebel an dieser Stelle um etwa 6 m zurückgesetzt ist, mußte hier die massive Wand durch ein lotrechtes Fachwerkssystem ersetzt werden, das wiederum seine Kräfte auf einen Verband in der Decke über dem 6. Obergeschoß abgibt, der sein rechtes Auflager in der massiven Wand findet.

Die Decke in den normalen Geschossen dient in ihrer Breite von etwa 9,5 m, von der Front bis zur hinteren Flurstützenreihe gerechnet, als starre Scheibe mit einem Kragarm an der Ecke Bellevuestraße gemäß Schema (Abb. 7). Die Auflagerkraft L von je 15,8 t in den normalen Geschossen wird je zur Hälfte auf die

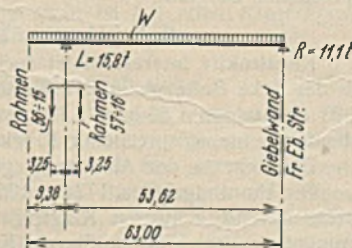


Abb. 7. Windbelastungsschema der Decken in den normalen Geschossen.

beiden obengenannten Rahmen abgegeben. — Diese beiden Rahmen haben das in Abb. 8 dargestellte System. Die Berechnung derartiger Systeme bietet keine Schwierigkeiten. Die konstruktive Ausbildung ist folgende:

Die Stützen bestehen aus I-I-Profilen durch welche die Unterzüge aus einem I-Profil durchgesteckt sind und zur Erzielung der Einspannung in der üblichen Weise mit den Stützen verkeilt werden. Zu beachten ist bei der Werkstoffausführung der Stützen, daß die unteren Aufsatzflächen der entsprechend stark auszuführenden Bindebleche für die Unterzüge ebenso wie die oberen Anliegeflächen für die Keile sauber bearbeitet werden müssen.

Bei der Giebelwand selbst werden die Zug- bzw. Druckkräfte, die bei der Beanspruchung aus Wind entstehen, durch die vier Stützen als Zusatzkräfte aufgenommen, während das Mauerwerk, das von Geschoß zu Geschoß abgefangen ist, die waagerechten Kräfte aufnimmt. Die Beanspruchung des Mauerwerks im Erdgeschoß aus diesen Windlasten beträgt 2,13 kg/cm².

Zu beachten ist bei der Deckenscheibe selbst, daß gemäß Forderung der Baupolizei die Deckenträger im Felde eine größte Durchbiegung von $\frac{1}{350} \cdot l$ haben durften, während die Träger in den Stützenachsen eine solche von $\frac{1}{500} \cdot l$ aufweisen dürfen. Dies ist erforderlich, um bei der großen Stützweite der Scheibe von 53,62 m der Platte die nötige Steifheit zu geben. Außerdem mußten in den Feldern von Stütze 82 bis 86 Flachstahlverbände eingebaut werden, da die Deckenplatte die an diesen Stellen vorhandenen großen Querkräfte aus Wind allein nicht aufnehmen konnte. Die Unterzüge in der Vorderfront und in den Flurachsen dienen

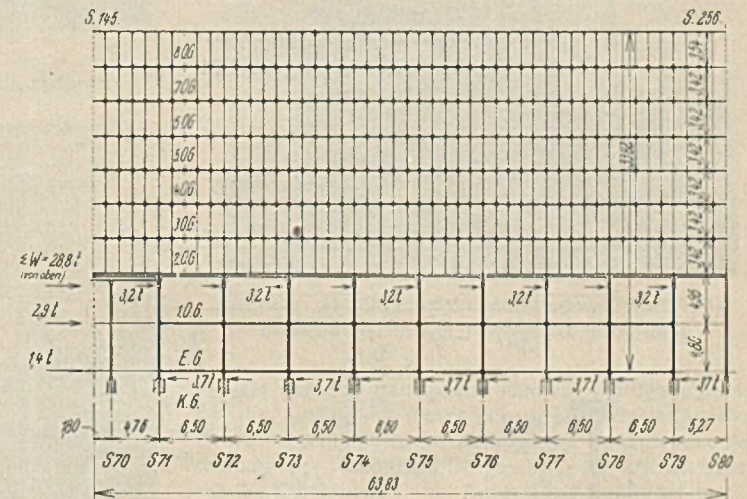


Abb. 9. Schema der Rahmenachse 71 bis 79 und 145 bis 256.

als Gurte der Windscheibe und sind für die entsprechende Normalkraft außer den Biegemomenten aus Deckenlast berechnet.

b) Wind auf die Front Bellevuestraße.

In ähnlicher Weise ist der Wind auf die Front Bellevuestraße aufgenommen. Bei ungefähr halb so großen Windlasten konnte hier eine größere Anzahl von Stützen hintereinander als Rahmenstiele herangezogen werden. Die Deckenplatte findet ihr Auflager am Nachbargrundstück in der massiven Giebelwand, an der Friedrich-Ebert-Straße dagegen in den drei Rahmen, die aus den Stützensügen 60 bis 66, 84 bis 90 und den Frontstützen 145 bis 256 bestehen. Der Rahmen von S 60 bis 66 geht bis zur Kellerdecke durch, während die beiden anderen auf der Decke über dem 1. Obergeschoß aufhören. In den beiden unteren Geschossen tritt zu der Achse 60 bis 66 noch der Rahmen der Achse 71 bis 79, so daß die Horizontalkräfte der beiden oberen Rahmen 84 bis 90 und 145 bis 256 in der Decke über dem 1. Obergeschoß durch entsprechende Horizontalverbände auf die beiden unteren Rahmen S 60 bis 66 und 71 bis 79 überleitet werden mußten (Abb. 3 und Grundriß Abb. 1). Bei dem Rahmen der Achse 71 bis 79 konnten nur die Riegel über Keller und Erdgeschoß eingespannt werden, da über dem 1. Obergeschoß die großen Kragträger liegen, die auf den Stützen mit Rücksicht auf die großen Auflagerkräfte zentral gelagert werden mußten. Infolgedessen kragen diese Stützen über die Decke über Erdgeschoß aus (s. Abb. 9).

Mit Ausnahme der Achse 145 bis 256, über die später zu sprechen ist, sind auch diese Stockwerkrahmen in der gleichen Weise wie die unter a) beschriebenen ausgebildet.

5. Frontstützen.

Die Frontstützen vom 2. Obergeschoß an aufwärts durften gemäß der Forderung des Architekten nur eine Breite von 16 cm einschließlich Um-mantelung haben, um eine gute Wirkung der Fensterflächen zu erzielen.

Diese Stützen sind ja in den waagerechten Fensterbändern von 2,1 m Höhe in Abständen von 1,3 m als Stiele zu sehen. Da für die Ummantelung rechts und links je 3 cm erforderlich waren, verblieb eine Konstruktionsbreite von 10 cm. Diese Stützen haben aber die Brüstungs- und Deckenlasten vom 2. bis zum 8. Obergeschoß einschließlic aufzunehmen, so daß die normalen Stützen im 2. Obergeschoß eine Last von 34,0 bis 47,0 t erhalten und dazu ein Biegemoment auf die X-Achse aus dem Auflagerdruck der Kappenträger von je 4 t · 0,1 m = 0,4 tm. Hierzu treten in der Front Friedrich-Ebert-Straße bei den Stützen 145 bis 256 noch Biegemomente in der Y-Achse als Windrahmen. Es wurde ein Querschnitt aus zwei hintereinander genieteten IP von je 10 cm Breite und Höhe gewählt mit einer entsprechenden Verstärkung in den unteren Geschossen aus vier L 40 · 40 · 6 (Abb. 6). Die Gesamtlänge jeder dieser Stützen beträgt $7 \cdot 3,42 = 23,94$ m, die in zwei Teilen angeliefert wurde. Gewicht für die ganze Länge = 1,0 t.

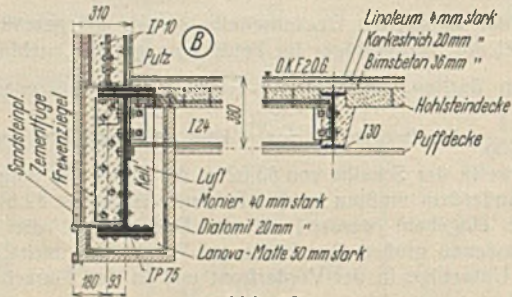


Abb. 10.
Querschnitt der Frontunterzüge über dem 1. Geschoß mit Kragträgern I 24.

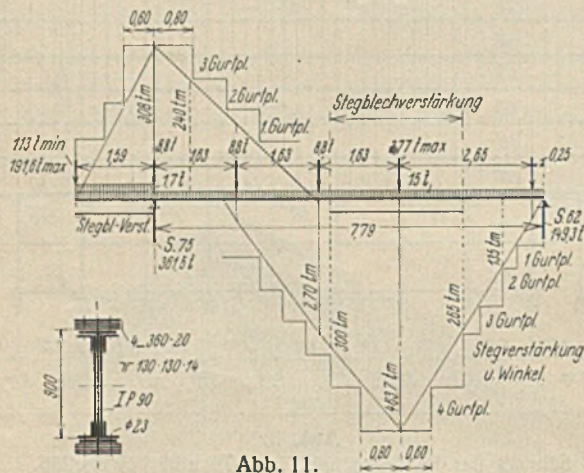


Abb. 11.
Belastungsschema und Querschnitt der Hauptunterzüge über dem 1. Geschoß.

6. Frontunterzüge.

Diese Stützen setzen sich über dem 1. Obergeschoß auf große Unterzüge ab, die in der Vorderfront bei einer Länge von 6,5 m 4 Einzellasten von je 34,0 t aufzunehmen haben. Dazu kommt die zugehörige Decken- und Brüstungslast, so daß sich ein Biegemoment von 134,2 tm ergibt. Als Querschnitt wurde ein IP 75 mit je einer Gurtplatte 320/15 und einem Widerstandsmoment von 10 150 cm³ gewählt. Die Träger, die in dem gekrümmten Teile des Baues rechts von Stütze 75 liegen, folgen von Kragarm bis Kragarm der Hauptunterzüge dem Verlauf der Sehne (im Grundriß gesehen), während die abzufangenden Stützen der Vorderfront dem Verlauf des Kreisbogens von 80,0 m Radius folgen müssen. Hieraus ergab sich, daß die Stützen in der Mitte etwa 9 cm über die Trägerachse hinausstanden. Um die Unterzüge IP 75 nicht auf Torsion zu beanspruchen, wurde die in Abb. 10 gezeigte Anordnung getroffen, die als Kragträger wirkt und auf den Frontunterzug nur lotrechte Kräfte abgibt.

7. Kragträger.

Die großen Kragträger über dem 1. Obergeschoß haben die Lasten des ganzen Gebäudes bis zum Dach hinauf zu tragen. Der Ausbildung dieser Träger mußte besondere Sorgfalt zugewendet werden, da hiervon die Sicherheit des ganzen Gebäudes abhängt. Mit Rücksicht auf die Lage des Gebäudes am belebtesten Platze Berlins und die Größe der auftretenden Kräfte waren von der städtischen Baupolizei für diese Haupttragteile, einschließlic der zurückgesetzten Frontstützen im Erdgeschoß und 1. Obergeschoß, besondere Vorschriften über die Ummantelung gemacht. Sollte ein Brand ausbrechen, so besteht die Gefahr, daß bei ungenügendem Feuerschutz die Kragträger und damit die gesamte Front nachgeben. Dies muß unter allen Umständen vermieden werden.

Deshalb wurde zunächst angeordnet, daß die Kragträger nur mit max. 1200 kg/cm² beansprucht werden dürfen, ferner mußte durch Brandproben an verschiedenen Versuchskörpern, die im staatlichen Materialprüfungsamt in Dahlem ausgeführt wurden, die wirksamste Ummantelung ermittelt werden. Das Ergebnis der Brandproben liegt zur Zeit noch nicht vor. Die übrigen Stützen werden mit Beton ausgedrückt und mit einer 5 cm starken Monierummantelung versehen.

Abb. 11 zeigt das Belastungsschema eines derartigen Trägers nebst der Linie der Größtmomente und Gurtplattenlängen, dazu den größten Querschnitt unter der Flurstütze.

Die größten Momente der Kragträger ergaben sich zu 308,0 tm für den Kragarm bei voller Last der Frontstützen von 192,0 t und zu 464,0 tm für den Querschnitt im Felde unter den Flurstützen mit einer größten Last von 277,0 t, bei Einsatz der geringsten Last der Frontstützen mit 113,0 t. Der größte Auflagerdruck auf die unteren zurückgesetzten Frontstützen der Achse 71 bis 79 beträgt dann 362,0 t, für die rückwärtigen Stützen der Achse 56 bis 66 dagegen 150,0 t (außer den noch von oben her wirkenden Lasten). Um nun dem Wunsche der Architekten entsprechend die Breite dieser hohen Träger möglichst gering zu halten, wurde anstatt der ursprünglich vorgesehenen Kastenträger von 90 cm Höhe und 50 cm Breite ein Breitflanschträger von 90 cm Höhe und 30 cm Breite gewählt, der natürlich entsprechend mit Gurtplatten von 36 cm Breite verstärkt

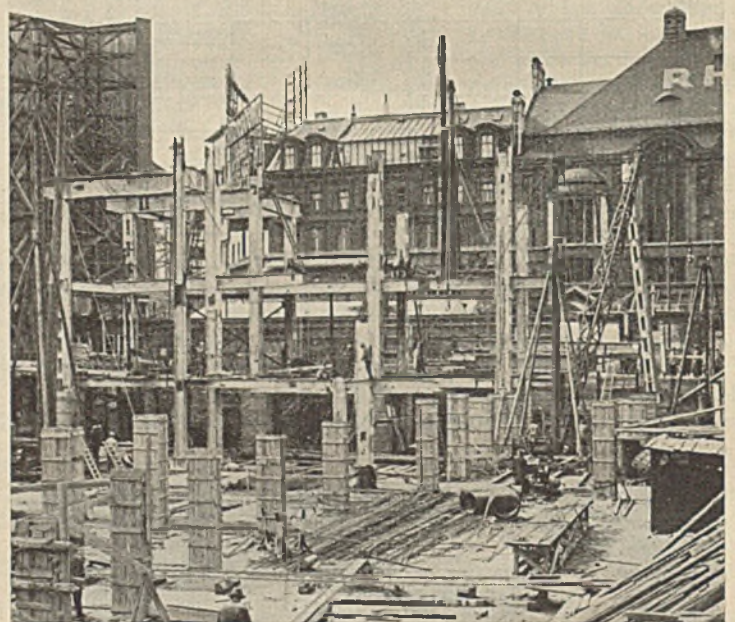


Abb. 12. Montagezustand am 12. August 1931.

werden mußte. Für den Kragarm waren mit Rücksicht auf die großen Querkräfte gemäß Abb. 11 je drei Gurtplatten 360/20 mit Stegverstärkung und für das Feld je vier Gurtplatten 360/20 und eine Stegverstärkung erforderlich. Das Widerstandsmoment des Trägers über der Stütze beträgt 27 200 cm³, unter der Flurstütze dagegen 36 700 cm³. Abb. 13 zeigt diese Träger. Das Gewicht beträgt 7 t je Stück. Vom vorderen Auflager ab nach der Front zu mußte der Kragarm verjüngt verlaufen, um an der Spitze nur ebenso hoch zu sein wie der Abfangungsträger IP 75 für die Frontstützen. Zu diesem Zweck wurde aus dem Unterteil des Steges vom IP 90 ein Dreieck herausgebrannt, der untere Flansch herangezogen und mit dem jetzt schräg verlaufenden Steg durch eine elektrisch geschweißte Naht wieder verbunden. Desgleichen sind die Stegverstärkungen im Kragarm mit den Ober- und Unterflanschen elektrisch verschweißet. Alle diese Arbeiten erforderten der Wichtigkeit dieses Bauteiles entsprechende Sorgfalt.

8. Ecklösung über 1. Obergeschoß.

Konstruktiv interessant ist auch die Ausbildung der Kragkonstruktion an der Ecke Bellevue- und Friedrich-Ebert-Straße. Hier ist die Eckstütze S 70 ebenso um 1,80 bzw. 2,70 m von der Bauflucht zurückgesetzt, so daß ebenfalls eine entsprechende Kragkonstruktion angeordnet werden mußte.

Das Schema der Abfangung geht aus dem Grundriß Abb. 1 hervor. Die Frontträger Pos. 1734 u. 1759 (Abb. 1) geben ihre Lasten normalerweise auf die schweren Kragträger 1739, 1738, 1760 und 1761 ab. Der Frontträger Pos. 1736 mußte als Kragträger ausgebildet werden, um die Last aus der Pos. 1735 zu übernehmen. Sein Auflager findet er hinten auf dem Kragträger Pos. 1738 und vorn beim Punkt d auf dem Kragarm des Kastenträgers Pos. 1737, der auf Stütze 70 und dem Kragträger Pos. 1760

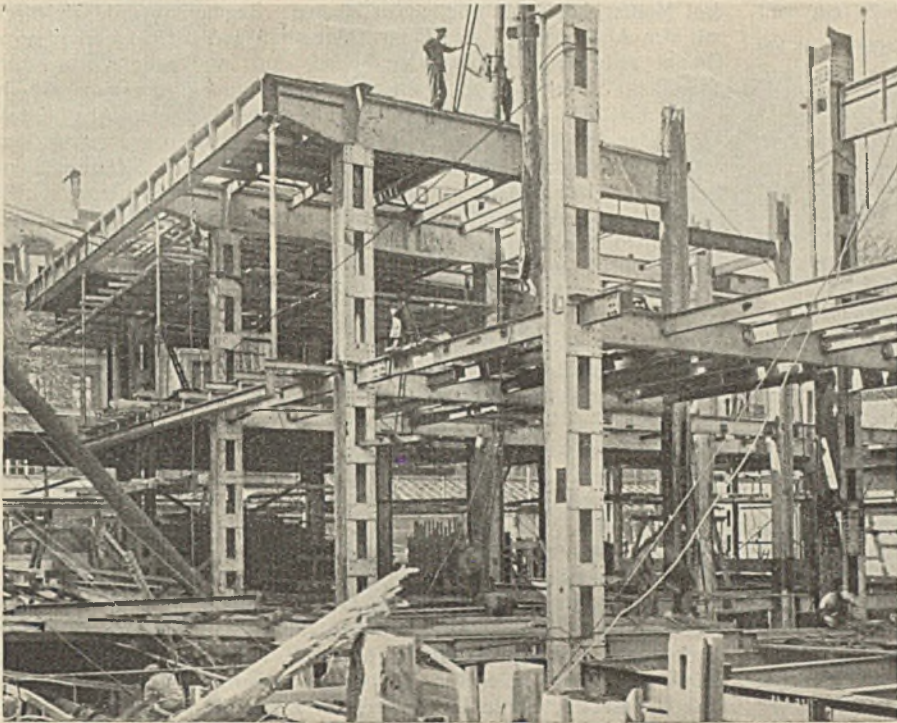


Abb. 13 Montagezustand am 24. August 1931;
Unterzüge über dem 1. Geschoß mit den Abfangträgern für die Frontstützen.

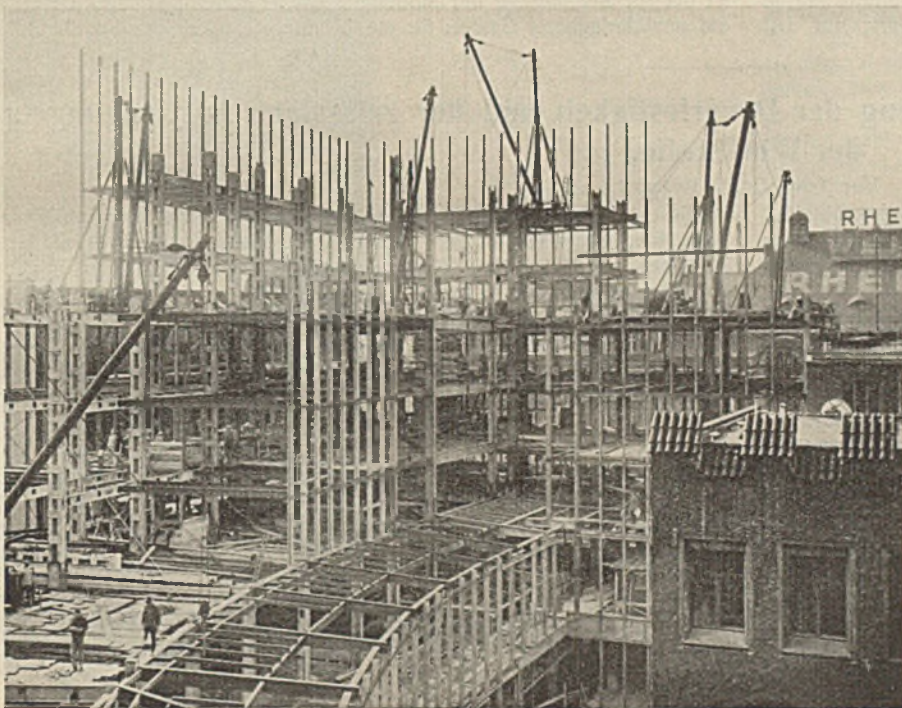


Abb. 14. Montagezustand am 15. September 1931;
Montage der inneren Stützen des 7. u. 8. Stockwerks.

gelagert ist. Mit Rücksicht auf seine große Kraglast wurde dieser Träger (Pos. 1737) nicht aus einem IP 90, sondern als einziger Kastenträger des Baues ausgebildet. Er gibt auf die Stütze 70 eine Last von 300,0 t ab, bei einem Kragmoment von 343,0 tm und ebenfalls 90 cm Konstruktionshöhe für das Grundprofil. Das Trägereigengewicht ist bei allen Kragträgern mit 1,6 t/m einschließlich der schweren Ummantelung berücksichtigt.

9. Dachkonstruktion einschließlich Ecke.

Das Dach ist, wie bereits angegeben, als Flugdach ausgebildet. Die Binder sind an der Vorderfront nicht unterstützt, sondern kragen von den Flurstützen aus 6,3 bis 7,0 m frei vor bis zur Vorderfront, damit das Dachgeschoß in dem Streifen an den Fronten als offene Terrasse benutzt werden kann. Mit Rücksicht auf die architektonische Ausbildung der Unteransicht dieser Dachfläche mußten auf Verlangen des Architekten sämtliche Dachbinder in der Friedrich-Ebert-Straße parallel der Front Bellevuestraße angeordnet werden, so daß sich hierdurch eine sehr komplizierte Ausbildung der Dachkonstruktion ergab. Sämtliche

Binder im gekrümmten Teile des Baues haben verschiedene Längen, die Pfetten haben sehr schiefe Anschlüsse usw. Das Dach ist an den Endgiebeln abgewalmt. Das Kragmoment eines normalen Binders beträgt etwa 62,0 tm bei einer Bauhöhe von 80,5 cm. Die Querschnitte bestehen aus Stehblechen von 10 mm Stärke, Gurtwinkeln 80 · 160 · 14 und Gurtplatten 350/14 in entsprechender Zahl. Daß bei der Wahl des Querschnittes die Durchbiegung des großen Kragarmes entsprechend berücksichtigt wurde, ist selbstverständlich, ebenso wurden bei der konstruktiven Ausbildung besondere Maßnahmen getroffen, um die bleibende Durchbiegung so gering wie möglich zu halten.

Aus Abb. 2 ist der Grundriß der Eckausbildung für das Dach zu ersehen. Die einzigen Stützpunkte sind hier die Stützen 56, 82 und 83; vor diesen Stützen ist freier Raum, in dem keine Unterstützung des Daches vorgenommen werden durfte.

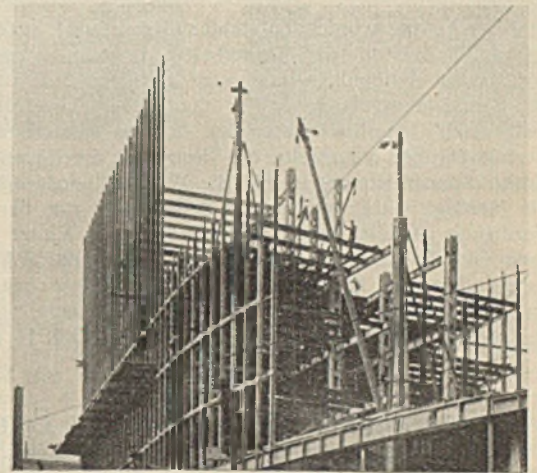


Abb. 15. Montagezustand am 15. September 1931;
Frontstützen in der Friedrich-Ebert-Straße.

Da nur eine geringe Bauhöhe zur Verfügung stand, bot die Ausbildung dieser Ecke große Schwierigkeiten. Es wurde schließlich die nachstehend beschriebene Anordnung der Haupttragteile gewählt, die mit Rücksicht auf die Durchbiegung bei Ausnutzung möglichst großer Konstruktionshöhen die günstigste war. Der Gratträger Pos. 260 (vgl. Abb. 2) kragt von Stütze 82 aus über den im Grundriß mit „a“ bezeichneten Stützpunkt auf dem Träger Pos. 261 über bis zur Ecke und nimmt die Rinnenträger Pos. 201 und 118 auf. Der Träger Pos. 261 ist ebenfalls ein Kragträger aus I P 50, der in den beiden Punkten *b* und *c* auf den Bindern Pos. 262 bzw. 265 gestützt ist. Diese beiden Binder kragen wiederum über die Stützen 82 und 83 aus bis zur Front und sind rückwärts an dem Binder Pos. 263 bzw. an einem Unterzug zwischen S 57 und S 58 verankert. Pos. 263 ist auf Stütze 56 und 57 gelagert und kragt über S 56 nach links bis zur Front Bellevuestraße aus. Während der Auflagerdruck des Binders 262 auf Stütze 82 eine Größe von 105 t hat, hervorgerufen durch den kurzen Rückarm von nur 2,5 m, erhält Stütze 56 ungünstigstenfalls eine Zugkraft von 42 t, so daß der Binder an der Spitze gegen Abheben verankert werden mußte. Die Durchbiegung des Trägers Pos. 262 wurde zu 2,52 cm an der Traufe errechnet. Das größte Moment des Kragarmes über der Stütze 82 beträgt 160 tm. Für das Stehblech stand eine Höhe von 750 mm zur Verfügung. Der Querschnitt an dieser Stelle besteht aus dem Stehblech 750 · 12, vier Gurtwinkeln 100 · 200 · 16 und je zwei Gurtplatten 420 · 15. Das Widerstandsmoment beträgt 12 900 cm³.

Außer den vorstehend geschilderten Einzelheiten der Hauptkonstruktionen ergaben sich bei der Durcharbeitung noch eine Reihe von interessanten Einzelheiten, von denen hier einige nur andeutungsweise gebracht werden können. So mußten z. B. die gesamten Giebelwandstützen auf Kragträgern in der Kellerdecke abgesetzt werden. Der Grund hierfür war, daß die untere 40 cm starke Eisenbetonwand etwa 10 cm vom Nachbargiebel zurückstand mit Rücksicht auf die Dichtung usw., während die oberen Wände von 38 cm bzw. 25 cm Stärke direkt an den Nachbargiebel anstießen. Hier stehen die Stützenachsen 21 cm von der Baufucht nach

innen, während die Achse der Betonwand also $10 + \frac{40}{2} = 30$ cm von der Flucht entfernt liegt. Das Biegemoment aus der Stützenlast bis zu 360 t mal dem Hebelarm von $30 - 21 = 9$ cm konnte aber die Wand nicht aufnehmen. Infolgedessen wurden die Unterzüge im Keller als Kragträger auf Roste verlegt, um eine zentrische Belastung der Wand zu erreichen.

Umfangreich und schwierig waren auch die Arbeiten für die Konstruktion der Treppenhäuser in den beiden unteren Geschossen und die Übergänge der Treppen vom 5. bis zum 7. Obergeschoß an den beiden zurückgesetzten Giebeln. In den unteren Geschossen schachteln sich im Haupttreppenhaus 4 Treppen und rechts in der Friedrich-Ebert-Straße 3 Treppen ineinander, die den Zugängen zu den verschiedenen Geschossen dienen, welche getrennt voneinander erreichbar sein müssen. Mit Rücksicht auf das Ineinandergreifen der einzelnen Läufe waren verschiedene Abfangungen von Hauptstützen erforderlich, die nicht in einem Zuge durchgeführt werden konnten. Ebenso war dies der Fall bei der Versetzung der Geschosse über dem 6. Obergeschoß am Giebel Bellevuestraße.

10. Montage.

Der Auftrag wurde den Stahlbauunternehmen Ende April d. J. übertragen, so daß am 1. Mai mit den Büroarbeiten begonnen werden konnte. Kurz vor diesem Zeitpunkt wurde auch mit den Ausschachtungsarbeiten auf der Baustelle angefangen. Als Montagebeginn wurde der 29. Juli 1931 festgesetzt. Innerhalb dieser Zeit von 12 Wochen mußte die statische Berechnung neu aufgestellt, die Grundrisse durchgearbeitet und die ersten Konstruktionszeichnungen für die Werkstatt ausgearbeitet werden. Für die Montage selbst wurden 68 Arbeitstage von der Bauherrschaft zur Verfügung gestellt, damit der Bau bis zum Winter geschlossen werden kann und die Innenarbeiten unabhängig von der Witterung durchgeführt werden können. Dieser kurze Termin bedingte besondere Maßnahmen im Büro, in der Werkstatt und für die Montage. Der Grundriß wurde deshalb in drei Abschnitte A, B und C (Abb. 1) eingeteilt, um mit

drei Montagekolonnen arbeiten zu können. Begonnen wurde gleichzeitig mit den Abschnitten A und B im Erdgeschoß und 1. Obergeschoß an der Grenze zwischen diesen beiden Teilen, und zwar wurde Abschnitt A nach dem Giebel Bellevuestraße zu vorgetrieben, B dagegen nach dem Giebel Friedrich-Ebert-Straße zu. Nach Fertigstellung des Abschnittes B wurde der Abschnitt C in Angriff genommen, während gleichzeitig bei A und B die Montage der nächsten Geschosse in derselben Weise wie unten begonnen wurde, an die sich wiederum C anschloß usw. Bemerkenswert ist, daß in der Konstruktion der beiden unteren Geschosse (einschließlich der Hofkellerdecke) bis einschließlich der Decke über dem 1. Obergeschoß 48 % der gesamten Stahlmenge enthalten sind! Verursacht wird dies vor allem durch die schwere Frontabfangung.

Die Abb. 12 bis 15 zeigen einige Aufnahmen der Baustelle. Auf Abb. 12 sind die Betonpfeiler im 1. Kellergeschoß zu erkennen, die bei der Bewegung der großen Schwenker ein erhebliches Hindernis bildeten. Die Betondecke über dem Tiefkeller, die wie alle Decken für eine Nutzlast von 500 kg/cm² berechnet ist, mußte beim Transport der schweren Maste und Konstruktionen gegen die Sohle abgestützt werden. Schwierig war auch die Montage der schlanken Vorder- und Hinterfrontstützen vom 2. Obergeschoß ab aufwärts, da hier mit besonderer Vorsicht gearbeitet werden mußte.

Die Gesamtausführung des Baues war der Gemeinschaft der Bauunternehmen Boswau & Knauer und Dyckerhoff & Widmann übertragen. Die Lieferung der Stahlkonstruktion im Gesamtgewicht von rd. 1850 t erfolgte gemeinschaftlich durch die Stahlbauunternehmen Breest & Co., Berlin-Tempelhof, Krupp-Druckenmüller G. m. b. H., Berlin-Tempelhof, Thyssen Eisen- u. Stahl-Aktiengesellschaft, Berlin-Borsigwalde und D. Hirsch, Berlin-Lichtenberg, während die Montage selbst durch die drei erstgenannten Firmen ausgeführt wurde.

Daß dieser umfangreiche und in seiner Konstruktion schwierige Bau innerhalb der kurzen Zeit von 5½ Monaten von der Auftragserteilung an bis zur Beendigung der Montage errichtet werden konnte, ist erneut ein unwiderlegbarer Beweis für die Leistungsfähigkeit des Stahlbaues.

Einige Bemerkungen über die Ermittlung der Dauerfestigkeit und der zulässigen Anstrengungen der Werkstoffe.

Alle Rechte vorbehalten.

Von Otto Graf, Stuttgart.

Die mannigfaltigen Untersuchungen über die Widerstandsfähigkeit der Werkstoffe bei oftmals wiederholter Belastung, auch bei langdauernder ruhender Belastung¹⁾, lassen sich im wesentlichen in drei Gruppen einteilen, nämlich in

1. Untersuchungen über das Verhalten der Grundstoffe bei physikalisch eindeutigem Aufbau (z. B. Elastizität von Kristallen in Abhängigkeit von ihrer Orientierung zur Kraftrichtung, Vorgänge in den Kristallen bei oftmals wiederholter Belastung unter und über der Dauerfestigkeit, Einfluß von Zusätzen auf diese Vorgänge, Einfluß der Temperatur usw.);

2. Untersuchungen mit technischen Werkstoffen unter ausgesucht günstigen Bedingungen (an Probekörpern mit prismatischen Versuchsstrecken, nach den Einspannstellen allmählich verstärkt, polierte Oberfläche u. a. m.), ein Maximum der Widerstandsfähigkeit der technischen Werkstoffe wiedergebend;

3. Untersuchungen mit technischen Werkstoffen in Konstruktionselementen in der Beschaffenheit, die praktisch vorhanden ist (z. B. mit Walzhaut), verarbeitet und behandelt unter Beachtung wirtschaftlicher Bedingungen, Abmessungen, Gestalt und Art der Belastung tunlichst nach den Verhältnissen, die beim Gebrauch der Konstruktionselemente maßgebend sind.

Es liegt nahe, daß der ausführende Ingenieur in erster Linie Erkenntnisse aus der dritten Gruppe sucht und erwartet, weil in der Regel nur mit diesen die zulässigen Belastungen der Werkstoffe begrenzt werden können²⁾. Damit darf aber keineswegs ausgesprochen werden, daß die Untersuchungen nach 1. und 2. weniger wichtig seien; denn die Versuche nach 3. bedürfen zu ihrer Deutung oftmals der Feststellungen aus 1. und 2. Eine Entwicklung der Grundlagen aus 1. und 2. wird dabei als unentbehrlich empfunden.

Der Verfasser nimmt entsprechend seinem Aufgabenkreis in erster Linie an Untersuchungen nach 3. teil. Dazu waren seinerzeit zunächst die erforderlichen Einrichtungen bereitzustellen und neuartige Versuche in Gang zu bringen.

Die Arbeiten zu 3. erfordern Maschinen für verhältnismäßig bedeutende Kraftäußerungen und für große Proben. In Stuttgart stehen zur Zeit Maschinen, welche Zug- oder Druckkräfte von 50 t, 60 t und 200 t in oftmaliger Wiederholung ausüben lassen. Die Länge der Proben kann in diesen Maschinen bis 4,5 m betragen³⁾. Die in dieser Weise aus-

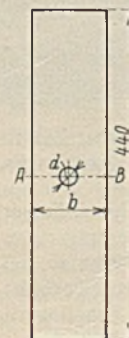
geführten Untersuchungen erstreckten sich bis jetzt vornehmlich auf Baustähle, Nietverbindungen, Schweißverbindungen sowie auf Holz; Versuche mit Beton sind eingeleitet. Den Ergebnissen seien folgende Beispiele entnommen (²⁾ S. 9 u. f.).

a) Einfluß der Walzhaut der Baustähle.

Stäbe nach Abb. 1 mit Walzhaut lieferten die Dauerzugfestigkeit D_{zu} (Ursprungsfestigkeit)

	mit Stahl a	b
zu	15	23 kg/mm ² .

Beide Stähle hatten für die Streckgrenze, Zugfestigkeit, Bruchdehnung und Querschnittsverminderung nur kleine Unterschiede geliefert. Die Dauerzugfestigkeiten D_{zu} unterschieden sich aber bedeutend, wie die soeben genannten Zahlen erkennen lassen.



Schnitt A-B
Walzhaut

Abb. 1.
Probekörper.



Abb. 2. Walzhaut mit Materialrissen (Stahl a).
(100fache Vergrößerung.)



Abb. 3. Einwandfreie Walzhaut (Stahl b).
(100fache Vergrößerung.)

Die Erklärung dieses Unterschiedes fand sich in dem Umstand, daß die Walzflächen des Stahls a feine Rißchen nach Abb. 2 enthielten, während die Walzflächen des Stahls b gemäß Abb. 3 solche Mängel nicht aufwiesen. Da weiterhin bekannt ist, daß Mängel nach Abb. 2 öfter auftreten, muß gefolgert werden, daß die Stähle mit Walzhaut geprüft werden müssen, wenn sie in diesem Zustand zur Verwendung kommen.

¹⁾ Vgl. Graf, Die Dauerfestigkeit der Werkstoffe und der Konstruktionselemente. Berlin 1929. Verlag Julius Springer.

²⁾ Vgl. u. a. Graf, Maschinenbau 1931, Heft 7; Schaechterle, Stahlbau 1931, Heft 8.

³⁾ Näheres in Graf, Dauerfestigkeit von Stählen mit Walzhaut ohne und mit Bohrung, von Niet- und Schweißverbindungen, 1931.

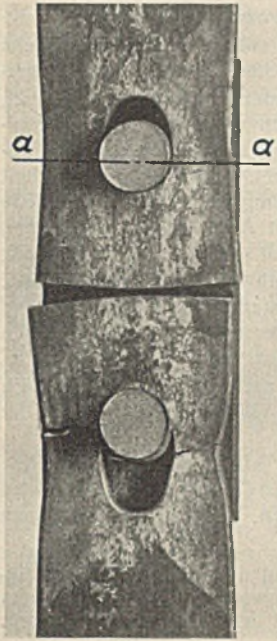


Abb. 4. Querschnitt $a-a$ ist zu schwach.

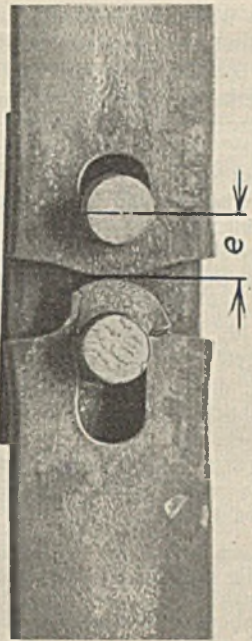


Abb. 5. Randabstand e ist zu klein.

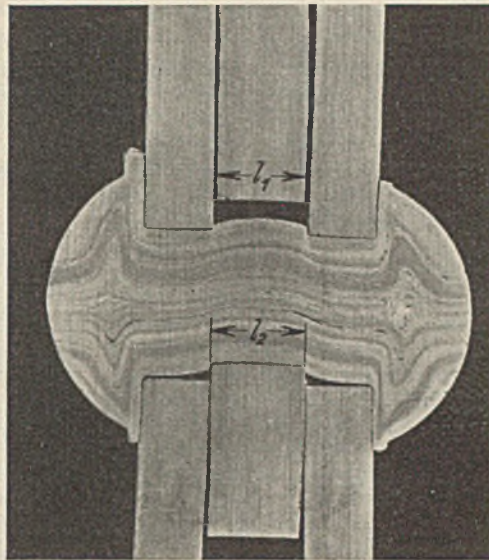


Abb. 6. Verformung durch unzulässig hohen Lochwanddruck.

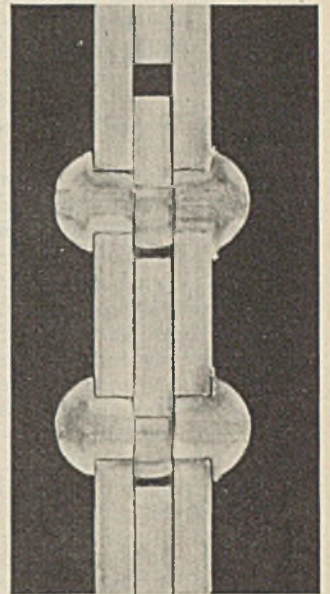


Abb. 7. Zerstörung durch Abscheren der Niete.

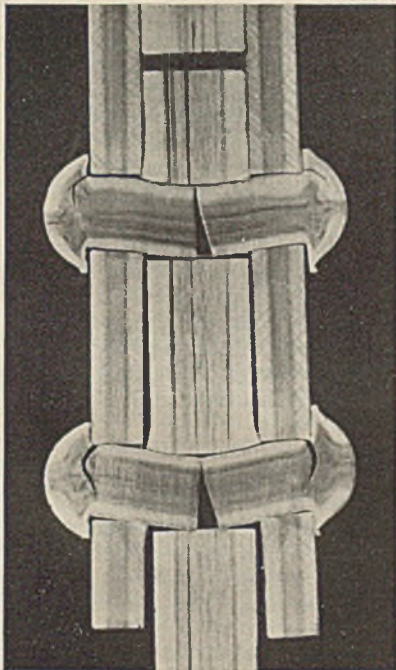


Abb. 10. Versagen der Niete bei wechselnder Belastung.

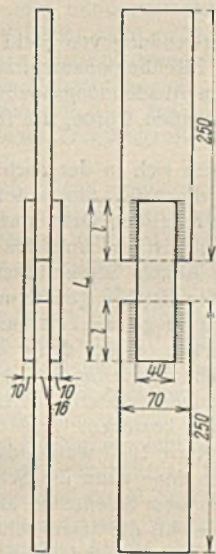


Abb. 11. Geschweißter Probekörper.

L	l
100	30
120	40
160	60

b) Einfluß von Bohrungen.

Aus gewöhnlichen Zerreißversuchen mit Stäben nach Abb. 1 ist bekannt, daß die Bohrung die Zugfestigkeit nicht verringert, vielmehr in der Regel etwas erhöht. Wird ein Stab nach Abb. 1 oftmals wiederholt belastet, derart, daß die Belastung jeweils auf eine kleine Grundlast zurckschwingt, so sinkt die Dauerfestigkeit unter die Streckgrenze; dann (d. h. unter Anstrengungen, die mit erheblichen bleibenden Formänderungen nicht verbunden sind) machen sich die an den Lochrndern auftretenden höheren Anstrengungen geltend (¹⁾ S. 50 u. f.). Die Dauerzugfestigkeit D_{zu} des gebohrten Stabes mit Walzhaut ist für fünf Baustähle bei praktisch guter Herstellung der Bohrung bis jetzt zum 0,56- bis 0,66fachen der Dauerzugfestigkeit des Stabes ohne Bohrung ermittelt worden.

Da in vielen Fällen, namentlich in Nietverbindungen, Stäbe mit Bohrungen zur Verwendung kommen, ist die Dauerfestigkeit des gebohrten Stabes als maßgebend oder doch als vergleichsweise entscheidend zu beachten.

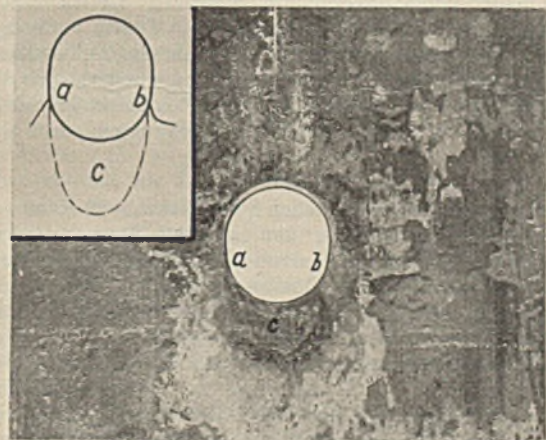


Abb. 9. Verformung durch wechselnde Belastungen bei zu hohem Lochwanddruck.

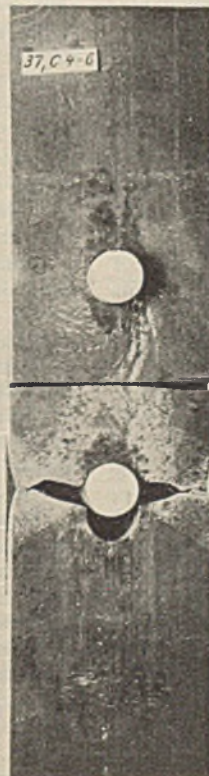


Abb. 8. Versagen des Bleches bei wechselnder Belastung.



Abb. 12. Zerstörung durch wechselnde Belastung.



Abb. 13. Zerstörung durch statische Belastung.

c) Nietverbindungen.

Die Bemessung von Nietverbindungen, die auf Zug belastet werden, erfolgt zunächst in bezug auf die Querschnitte aa , Abb. 4. Dann soll das Maß e in gewissen Grenzen bleiben, damit Zerstörungen nach Abb. 5 unterbleiben. Der Lochwanddruck ist eingegrenzt, um die Verdrückungen bei l_2 , Abb. 6, zu beschränken. Die Niete werden auf Abscheren berechnet, um den Bruch der Niete nach Abb. 7 zu verhüten.

Die Abb. 4 bis 7 stammen von gewöhnlichen Zerreißversuchen. Werden die Nietverbindungen stark wechselnden Belastungen unterworfen, so entstehen wesentlich andere Bruchbilder, z. B. nach Abb. 8 bei Überschreitung des Zugwiderstandes des Bleches, nach Abb. 9, wenn der Lochwanddruck zu groß ist, nach Abb. 10, wenn die Niete versagen. Außerdem zeigt sich, daß der Gleitwiderstand der Nietverbindung, hervorgerufen durch die beim Abkühlen der Niete entstehenden Klemmkräfte, nicht vernachlässigt werden darf, wenn der Zugwiderstand der Bleche voll zur Geltung kommen soll. Bei Verwendung von Nieten aus St 34 gelingt es mit den üblichen Geräten bei guter Anstellung der zu verbindenden Stücke, den erforderlichen Gleitwiderstand wachzurufen. Bei anderem Nietstahl ist Vorsicht geboten, bis jeweils festgestellt ist, ob der Stahl und die vorgesehene Verarbeitung geeignet sind. Man ist in der Lage, das Erforderliche zu schaffen. Die bereits vorliegenden Versuche geben über das Wesentliche Aufschluß⁴⁾.

⁴⁾ Vgl. zunächst ³⁾. Eine umfassende Darstellung enthält die Dissertation von Wellinger, Stuttgart 1931.

d) Die Widerstandsfähigkeit von Schweißverbindungen,

die stark wechselnde Zugbelastungen ertragen sollen, wird zur Zeit meist überschätzt. Die Dauerzugfestigkeit D_{zu} von Stäben nach Abb. 11, hergestellt in Werkstätten der Schweißindustrie oder in der Versuchsanstalt, wurde in Grenzen ermittelt, die für das Blech erheblich unter den zulässigen liegen; nicht allein die Schweißstelle selbst, sondern die Beschaffenheit des Stahls an der Schweißstelle, die Oberflächenbeschaffenheit an der Schweißstelle und die Kraftübertragung an der Schweißstelle nehmen erheblichen Einfluß. Für Stäbe nach Abb. 11 mit $l=30$ mm, hergestellt aus St 37, fand sich D_{zu} zu rund $7,0$ kg/mm². Die Zerstörung erfolgte nicht wegen ungenügender Abmessungen der Schweißraupen; der Bruch begann vielmehr bei der Eintrittsstelle des angeschlossenen Stabes (Abb. 12). Die Zugfestigkeit der Stäbe nach Abb. 11, mit den üblichen Zerreißversuchen ermittelt, fand sich bei $l=60$ mm zu $K_z=45$ kg/mm²; die Zerstörung erfolgte dabei nach Abb. 13, womit nach der heute üblichen Anschauung eine hohe Widerstandsfähigkeit der Schweißung bekundet wäre.

Günstigere Verhältnisse stellen sich ein, wenn die Belastungen zum größeren Teil ruhende sind. Hierzu wird berichtet, sobald die zur Zeit noch laufenden Versuche abgeschlossen sind⁵⁾.

⁵⁾ Vorläufig sei dazu auf die Feststellungen über die Dauerzugfestigkeit der Baustähle bei hohen Grundlasten verwiesen. Mit wachsendem Anteil der ruhenden Last an der Gesamtlast wächst die Tragfähigkeit. Vgl. z. B. ³⁾ S. 38 u. f.

Die Forderungen der Feuerwehingenieure an die Feuersicherheit der Baukonstruktionen.¹⁾

Alle Rechte vorbehalten.

Von Branddirektor Effenberger, Hannover.

Reine Holzbauten werden wohl fast nur noch beim Bau niederer Gebäude wie Schuppen usw. angewendet und im Innern von Speichern, wo aus betriebstechnischen Gründen auf die Verwendung von Holz nicht verzichtet werden kann.

Glattgehobelte Hartholzstützen zeigen sehr viel Widerstandskraft gegen das Feuer und haben sich besser bewährt als ungeschützte Stahlkonstruktionen. Im allgemeinen aber wird eine solche Bauart auf wenige Gebäude beschränkt bleiben.

Anders ist es bei Holzkonstruktionen in Massivbauten oder Fachwerkbauten. Die Balkendecke wird sobald nicht verschwinden, und auch die Verwendung hölzerner Dachstühle wird noch lange nicht durchweg durch andere Konstruktionen ersetzt werden. Hier wird sich bezüglich der ersteren der Feuerwehingenieur von seinem Standpunkt aus damit begnügen, daß eine gute feuerhemmende Isolierung der Holzdecken und sichtbaren Holzteile angeordnet wird. — Nur bei Hochbauten ist eine Verwendung von Holz zu den Decken nicht angebracht.

Was die Dächer betrifft, so wird man auch hier zweifellos noch lange Dächer, die doch die unter ihnen Wohnenden nicht unmittelbar gefährden, aus Holz herstellen, man wird nur fordern, daß die Treppen feuerbeständig umschlossen und vom Dachboden feuerbeständig abgetrennt werden, so daß man bei einem Dachstuhlbrande auf ihnen ohne Gefährdung bis ins Dachgeschoß gelangen kann.

Was die feuerbeständigen Anstriche usw. anlangt, so sind die Ansichten darüber sehr verschieden. Immerhin muß man sich darüber klar sein, daß ein solcher Anstrich mit wenigen Ausnahmen die Entflammung der Holzstelle nur einige Minuten hinausschiebt, so daß wohl eine geringe Zeit gewonnen, nicht aber eine Entflammung auf längere Zeit verhindert wird. Ein besonders guter Erfolg ist jetzt in Hamburg mit einem von der I. G. Farben hergestellten Feuerschutzmittel, welches den Namen „Höchst“ führt, erzielt worden. — Abgesehen von diesem Mittel, das sich erst bewähren soll, bleibt immer noch ein ordnungsmäßiger Rohrkalkmörtelputz bzw. eine Drahtzettelumhüllung oder dergleichen der Holzteile das am meisten Erfolg Versprechende.

Ungeschützte Stahlbauten größeren Stils gibt es, abgesehen von nur kurze Zeit bestehenden Gebäuden, wie Ausstellungsbauten, nur noch sehr wenige. Vor einigen Jahren brannte das Flora-Theater in Amsterdam ab, und in diesem Jahre war es der Ausstellungspalast in München, der größtenteils durch Feuer zerstört wurde. Außer den genannten Gebäuden, deren Feuergefährlichkeit längst erkannt ist, besteht nur noch der Kristallpalast bei London, der allerdings auch gewaltige Ausmaße aufweist. Die reichlichen Brände der in ungeschütztem Stahl konstruierten Ausstellungsbauwerke sind bekannt. Leider wurden hierbei auch immer recht große Werte vernichtet. — Irrig und gänzlich verfehlt ist es, aus diesen Bränden auf die Feuersicherheit ummantelter Stahlskelettkonstruktionen zu schließen.

Vielen ist die Gefährlichkeit der Verwendung ungeschützten Stahls in umfangreichen Bauten nicht bekannt. Ebenso wenig sind sie sich aber bewußt, daß sachgemäß geschützte Stahlbauten nach den gemachten Erfahrungen selbst Massivbauten an Sicherheit übertreffen können.

¹⁾ Nach einem auf der Leipziger Baumesse, Herbst 1931, gehaltenen Vortrag.

Eine Verwendung von Stahl in gegen Feuer gesicherter Form finden wir bei den Eisenbetonbauten, wo unter Ausnutzung der nicht wesentlich verschiedenen Ausdehnungskoeffizienten von Beton und Eisen eine Verbindung geschaffen wurde, die feuerpolizeilich weitgehenden Ansprüchen genügt.

Wenn man sich in der Fachliteratur die Reihe der Brände von Eisenbetonbauten durchsieht, so findet man nur einen, der schließlich zum Einsturz des betreffenden Gebäudes geführt hat.

Interessant ist es, von den vielen Brandfällen von Eisenbeton-Gebäuden eine Anzahl herauszugreifen und zu untersuchen, was man aus den gemachten Erfahrungen lernen kann. Eisenbetongebäude werden ja meistens in ihrer gesamten Ausführung aus Eisenbeton hergestellt, also auch die Decken, es sei denn, daß die innere Einrichtung von Mühlen oder dergleichen eine andere Anordnung verlangt. Man wird also im ganzen annehmen können, daß in einem Eisenbetonbau auch die Decken aus Eisenbeton bestehen.

Am 11. April 1930 wurde das Eisenbetongebäude der Prowodnik in Riga zerstört. Man kann die Schuld am Einsturz dieses Gebäudes nicht ohne weiteres dem Eisenbeton als solchem beimessen. Es haben da Umstände mitgewirkt, die darauf schließen lassen, daß nach unseren heutigen Begriffen vom feuersicheren Bauen sehr vieles nicht gestimmt hat. Ein Gebäude von 266 m Front und 28,5 m Breite, also etwa 7500 m² Grundfläche, ohne Unterteilung ist an sich schon vom feuersicherheitlichen Standpunkt eine Unmöglichkeit, zumal wenn es sich um mehrstöckige Bauten handelt. — Die Hitze des Brandes mußte sich naturgemäß sehr viel schneller über das ganze Gebäude verbreiten, als wenn Trennungen vorhanden gewesen wären. Auf diese Weise sind sehr bald die Dehnungsfugen ziemlich gleichzeitig beansprucht worden, was enorme Spannungen erzeugte. Dazu kommt noch, daß nach der Veröffentlichung des Branddirektors Bottke²⁾ die Dehnungsfugen schon vor dem Brande keinen Spielraum mehr hatten, so daß an einzelnen Stellen schon Pressungen in den Decken beobachtet worden sind. Dieses vorzeitige Schließen der Dehnungsfugen kann aber nur in einem ungleichmäßigen Setzen des Baues seinen Grund gehabt haben. Weiter scheinen auch die Bewehrungsseile nicht durch eine genügend starke Betonschicht geschützt gewesen zu sein, endlich war für Ablauf des Löschwassers nicht genügend gesorgt.

Welche Lehren ergab nun dieses Feuer?

Zunächst ist es vom feuersicherheitlichen Standpunkte, wie schon gesagt, unzulässig, mehrstöckige Gebäude von solchem Ausmaße ohne Trennung zu errichten. Das in den deutschen Bauordnungen vorgeschriebene Maß von 40 bis 50 m ohne Brandmauer dürfte, von wenigen Repräsentationsbauten abgesehen, schon das Richtige sein. Als zweites muß verlangt werden, daß die Fundierung so sicher berechnet wird, daß nicht durch nachträgliches Setzen der Bauten Unordnung in die Dehnungsfugen gebracht wird. Als drittes ist zu fordern, daß die Dehnungsfugen in genügender Menge und Ausdehnung angeordnet werden. Dabei hat sich gezeigt, daß in den Bestimmungen des Deutschen Ausschusses für Eisenbeton offenbar auf Brandtemperaturen keine Rücksicht genommen ist. — Professor Henne spricht in einem Aufsatz „Probleme

²⁾ Feuerschutz 1931, Heft 2.

der feuerbeständigen Bauweise vom Feuerversicherungsstandpunkt betrachtet³⁾, seine Ansicht dahin aus, daß von den Spezialfachleuten geprüft werden mag, ob es überhaupt möglich ist, in praktisch durchführbarer Weise durch Anordnung von Dehnungsfugen die Einwirkung der Hitze auf Betonkonstruktionen, die durch und durch heiß werden können, so auszugleichen, daß keine ernstliche Schädigung am Bauwerk entstehen könne.

In einem anderen Aufsatz⁴⁾ erwähnt Professor Henne die Ausführungen eines amerikanischen Fachmannes, Frank Burton, der sich etwa wie folgt äußert:

„Bei feuerbeständig ummantelten Säulen und Stützen ist die Ausdehnung nicht so ernst zu nehmen. Ganz anders liegt die Sache bei Tragbalken aller Art, die ihrerseits bei ihrer Ausdehnung auf die oben und unten festgehaltenen Säulen durch exzentrische Kräfte bieged einwirken usw. Beim Beton wird darauf hingewiesen, daß infolge seines vom Eisen wenig verschiedenen Ausdehnungsfaktors die Massigkeit der Konstruktion und ihr geringes Wärmeleitungsvermögen ein günstiges Gegenmoment bilden. Wenn aber eine Betondeckenplatte lange Zeit einer einseitigen Erhitzung durch heftiges Feuer ausgesetzt ist, dann treten unter dem Einfluß der oben und unten recht verschiedenen Temperaturen unter Umständen Ausbuchtungen ein. Setzen nun in ununterbrochen durchgehenden, ausgedehnten Decken die von den Säulen ausgehenden Reaktionen dem Widerstand entgegen, dann treten die zerstörenden Kräfte auf. Bei einer Decke von beschränktem Ausmaße, die über einen kleinen Versuchsraum gespannt ist, beweist der zwei Stunden lange, scheinbar erfolgreiche Widerstand aber nicht, daß das gleiche Ergebnis bei einem heftigen, vier Stunden währenden Brande in einem Raume von viel größeren Grundflächen erzielt wird.“

Aus diesen Auslassungen geht deutlich hervor, daß der Horizontaldruck, der bei Bränden auftreten kann, zum mindesten ebenso wichtig ist wie der Vertikaldruck, was man wohl früher nicht recht erkannt hat, ferner, daß für Konstruktionen, bei denen Stahl verwendet wird, nicht die Temperatur als besonders wichtig in Betracht kommt, bei welcher der Stahl seine Tragfähigkeit verliert, sondern die, bei welcher seine Ausdehnung bei noch völlig vorhandener Tragfähigkeit gefährlich zu werden droht.

Zu den drei oben aufgestellten Forderungen ergibt sich mithin als vierte, daß die Deckung der Bewehrung im Beton sich nach der Ausdehnung der Räume, der Höhe der Gebäude und bei besonders feuergefährlicher Lagerung, wie z. B. Zelluloid, auch nach der Feuergefährlichkeit der zu lagernden Waren oder auch des Betriebes richtet. Erfahrungen über die Stärke der Deckung liegen vor. Verwiesen sei hier auf die seinerzeit an dem Feuerwehrturm der „Gesolei“ gemachten Versuche⁵⁾. Diese Versuche zeigen deutlich, daß die früher angenommene Deckungsschicht von 2,5 cm unter Umständen als zu schwach bezeichnet werden muß, wenn man auch andererseits annehmen kann, daß selbst dort, wo Betonbewehrung freigelegt wurde, diese Freilegung nicht in besonderem Umfange — je nach der Stärke des Betons — zu Schäden führen kann.

Endlich scheint der Brand der Prowodnik darauf hinzuweisen, daß dort, wo mit solchen Waren zu rechnen ist, die viel Wasser aufsaugen, oder wo beim Brande mit wasseraufsaugendem Schutt usw. zu rechnen ist, auch für die Abführung des Wassers nach außen gesorgt werden muß, und zwar schon deshalb, damit in den darunterliegenden Räumen nicht erheblicher Wasserschaden entsteht. Branddirektor Bottke, Erfurt, glaubt zwar nicht, daß die Mehrbelastung der Decken der Prowodnik den Einsturz der Gebäude gefördert habe. Das kann seine Richtigkeit haben, aber ein Moment kommt zum anderen, und ob die Decke tatsächlich die errechnete Festigkeit noch gehabt hat, ist zum mindesten nicht erwiesen.

Als zweites Feuer wäre das von Branddirektor Dr.-Ing. Sander, Hamburg, beschriebene Feuer im Lagerhaus Karstadt am 6. Juni 1929 anzuführen⁶⁾. — Auch dort traten ähnliche Erscheinungen auf wie in der Prowodnik, insofern, als zwar nicht das Gebäude selbst durch den Schub zerstört wurde, wohl aber Teile eines angrenzenden. Allerdings bleibt die Frage offen, ob nicht doch bei längerer Brenndauer auch das Gebäude selbst erheblich gelitten hätte. Man darf hier nicht übersehen, daß bei diesem Feuer einmal die Feuerwehr verhältnismäßig schnell zur Stelle war und daß zum anderen der Lagerraum nicht in solchem Umfange Ware enthielt wie die Prowodnik.

Auch in diesem Falle erscheint die Dehnungsfuge, die auf etwa 40 m eingebaut war, bei weitem nicht ausreichend. Leider wurde hier wohl kaum vorher festgestellt, ob die Dehnungsfuge vor dem Brande noch vorhanden war und wie groß sie gewesen ist. Branddirektor Bottke erwähnt⁷⁾, daß die Dehnung des Eisenbetons bei einem 10 m langen Träger und einer Erwärmung um 100° C 1,4 cm beträgt. — Danach kann man sich vorstellen, wie stark eine Dehnungsfuge sein muß, wenn sie einliger-

maßen den an sie gestellten Anforderungen genügen soll. — Bei Stahl hört zwischen 500 bis 600° C der Schub auf, außerdem wird ummantelter Stahl immer nur auf kurze Strecken der vollen Gewalt des Feuers ausgesetzt sein. Bei Eisenbeton ist die Möglichkeit gegeben, daß alle für den Schub in Betracht kommenden Schichten sehr viel höhere Temperaturen erlangen.

Kaiser schlägt vor⁸⁾, etwa alle 10 m eine Dehnungsfuge anzuordnen. Wenn das technisch möglich ist, so wäre es außerordentlich zu begrüßen. Natürlich müßte die Fuge auch genügend groß gewählt werden.

Bei einem wirklich feuersicheren Gebäude von großer Breite muß auch in der Querrichtung eine Dehnungsfuge angeordnet werden. Deren Ausführung wird Sache der Konstrukteure sein und läßt sich technisch sicher ermöglichen.

Endlich ist auch bei diesem Brande wieder in die Erscheinung getreten, daß die Deckung der Eisenbewehrung anscheinend reichlich schwach war, wobei wiederum auf die Versuche am Feuerwehrturm der Gesolei verwiesen sei.

Ein weiteres Feuer in einem Betonbau brach am 1. Dezember 1929 in einem Augsburger Unternehmen aus⁹⁾. Auch hier erwies sich die Deckschicht unter den Eiseneinlagen als zu schwach. Abgesehen von dem häufiger beobachteten geringen Durchbiegen der Decke infolge einseitiger Erhitzung, waren hier einige Durchbiegungen so stark, daß sie zu Bedenken Veranlassung geben mußten.

Selbst an den Umfassungswänden zeigten sich größere und kleinere Risse, die z. T. die ganze Gebäudefront bis zur Dacheindeckung durchzogen.

Die anderen großen Brände, die uns bekanntgeworden sind, wie z. B. der Brand der Urbansmühle in Hattenheim, der Brand der Schokoladenfabrik Sarotti 1922, der Brand im Kellergeschoß der Fleischgroßmarkthalle in Chemnitz, der Warenhausbrand von Knopf in Karlsruhe 1928, der Brand in der Mars-Bleistiftfabrik J. S. Städtler in Nürnberg, führten zu ähnlichen Feststellungen.

Aus den Erfahrungen des zu Studienzwecken gewollten Brandes im Feuerwehrturm der Gesolei sei noch erwähnt, daß hinsichtlich der Erwärmung des Betons folgende Feststellungen gemacht wurden: In 15 cm Tiefe stieg die Temperatur bei zweistündiger Brenndauer auf 100° C und blieb von da an gleich. Bei 3, 4 bis 5 cm Überdeckung betrug die höchstmitteltemperatur 400° C. Hier sei auch auf die Woolsonschen Versuche hingewiesen, die bei Beton und einer fünfständigen Brenndauer von 816° C in einer Tiefe von 2,5 cm eine Erwärmung auf 593° und in 17,8 cm Tiefe eine solche auf 227° verursachten. — Man muß aber hier auf die Verschiedenheit der einzelnen Betonarten hinweisen.

Die Feuerversicherungen stellen hinsichtlich der Feuersicherheit von Industriebauten an Betonkonstruktionen folgende Mindestforderungen:

1. Umfassungswände: Unbewehrter Beton von 25 cm Stärke oder 20 cm bewehrter Beton.
2. Decken: Eisenbetondecken unter der Voraussetzung, daß über den Eiseneinlagen an der Unterseite eine Schutzschicht aus Betonputz von mindestens 3 cm Stärke liegt. Die Anbringung von nach außen führenden Kanälen zur Verhütung der Ansammlung von Löschwasser über dem Fußboden ist zu empfehlen.
3. Unterzüge und Träger: Eisenbeton, wenn über den Eiseneinlagen eine Schutzschicht von Beton und Putz von mindestens 4 cm Stärke liegt.
4. Stützen und Pfeiler: Eisenbeton, wenn über den Eiseneinlagen eine Schutzschicht aus Beton und Putz von mindestens 5 cm liegt.

Vorstehende Angaben werden von Professor Henne, von dem sie dem Verfasser in liebenswürdiger Weise zur Verfügung gestellt wurden, in der „Bauzeitung“ veröffentlicht werden.

Wenn man weitere Versuche mit Betonbauten anstellen will, so werden sich diese Versuche nicht nur auf die Fortpflanzung der Raumwärme im Beton und die Ermittlung einer möglichst vielen Verhältnissen entsprechenden Dehnungsfuge auszudehnen haben, sondern auch auf die Belastungsfähigkeit der dem Feuer ausgesetzten Stützen. Nach einer Veröffentlichung „Der Einfluß von Brandtemperaturen auf verschiedene wichtige Bauelemente“, herausgegeben vom Österreichischen Ingenieur- und Architekten-Verein, wurden Betonsäulen und bekleidete Stahlsäulen ohne Belastung bei Temperaturen bis zu 1000° C und bis zu zwei Stunden Branddauer geprüft. Dabei sollen die Stahlsäulen intakt geblieben sein, während bei nachträglich durchgeführten Stauchproben eine Verminderung der Belastungsfähigkeit der Betonsäulen festgestellt worden sein soll.

Wenn man nun die Gesamterfahrungen aus den Bränden in Betonbauten zusammenfaßt, so muß man sagen, daß dem Eisenbetonbau eine erhebliche Feuerbeständigkeit zuzusprechen ist, wenn die Anlagen sachgemäß und unter Berücksichtigung der vorstehend gemachten Hinweise zur Ausführung kommen. Zu betonen ist dabei besonders, daß natürlich für ein Wohnhaus oder ein Bürogebäude die Forderungen, die für ein wirklich feuerbeständiges Gebäude aufgestellt werden müssen, gewissen Abänderungen und Abschwächungen unterliegen, da ja hier in den meisten Fällen, soweit es sich z. B. nicht um Hochhäuser handelt,

³⁾ Die öffentliche Versicherung 1930, Heft 10.

⁴⁾ Die öffentliche Versicherung 1931, Heft 5.

⁵⁾ Heft 59 des Deutschen Ausschusses für Eisenbeton. Berlin 1928, Willh. Ernst & Sohn.

⁶⁾ Bauing. 1929, Heft 35.

⁷⁾ Feuer und Wasser 1930, Heft 7.

⁸⁾ Die Bauhütte 1929, Heft 25.

⁹⁾ Feuer und Wasser 1930, Heft 2.

in bezug auf die Decken nur eine feuerhemmende Bauweise von der Baupolizei verlangt wird.

Während bis auf weitere Untersuchungen des Verhaltens der Dehnungsfuge im Brandfalle und der Betonpfeiler nach dem Brande beim Eisenbeton die Hauptfragen geklärt sind, liegen bei dem an und für sich älteren Stahlskelettbau für uns Deutsche noch mancherlei Fragen vor, die der Klärung bedürfen. Freilich würde man ohne weiteres nach den in Amerika gewonnenen Unterlagen feuerbeständige Bauten ausführen können, aber es kommt eben darauf an, unter Einsatz nicht zu hoher Kosten, bei möglichst geringem Gewicht, die höchste Sicherheit zu erreichen. Bei der Betrachtung der Umstände, unter denen ein Stahlskelettbau als feuersicher angesprochen werden kann und die hauptsächlich darauf hinzelen, daß alle tragenden Stahlteile feuerbeständig ummantelt werden sollen, wird man nicht umhin können, auf die amerikanischen Stahlskelettbauten einzugehen, da gerade hier durch die gegebenen Bauaufgaben die meisten Erfahrungen auf dem Gebiete der Stahlskelettbauweise gesammelt werden konnten.

Die Erfahrungen, die man bei den vielen Riesenbränden in Amerika — erwähnt seien hier nur die Brände in Baltimore, Chicago, San Franzisko neben sehr vielen Einzelbränden — mit der Standsicherheit der Stahlskelettbäude — meistens Hochhäuser — gemacht hat, sind durchaus gut. Namentlich in der neueren Zeit sind aber auch Konstruktionen dabei, die zum mindesten bei uns gewisse Bedenken auslösen. Trotz aller Großzügigkeit oder vielleicht gerade deswegen, übersieht man hier und da wohl auch Gefahren, die entstehen können. Verfasser hat einst in einem Buche die großen Brände der Erde, auch die amerikanischen Großbrände bis 1910, behandelt. Es ist erschütternd zu sehen, wie meist mangels geeigneter Feuerverhütungsmaßnahmen usw. viele Menschen bei diesen Großbränden ihr Leben lassen mußten, und welche Unsummen von Dollars durch das tückische Element Feuer zunichte gemacht wurden. So wäre auch an den neuesten Konstruktionen einiges verbesserungsbedürftig. Das ist vor allem die Benutzung der Hohlstützen zur Führung von Rohren und Leitungen aller Art. Sollten nicht die häufigen Durchbrechungen ihrer Isolierschicht zu einer Verletzung der letzteren führen? Auch sonst kann die Führung von Leitungen aller Art in den bei Stahlskelettbauten etwa entstehenden Hohlräumen als nicht sehr glücklich angesehen werden. Am meisten aber muß man sich darüber wundern, daß beabsichtigt ist, für ein führendes Werk der amerikanischen Werkzeugbranche ein fensterloses Gebäude zu bauen¹⁰⁾, in welchem die Luft an der höchsten Stelle entnommen und von da in sämtliche Räume des Gebäudes gepreßt wird. Es bleibt doch nicht aus, daß an irgendeiner Stelle schädlicher Rauch entstehen kann. Was geschieht dann, wenn die giftigen Gase durch das gesamte Gebäude gepreßt würden? — Die Erfahrungen, die man im Krankenhaus zu Cleveland gemacht hat, wo 110 Menschen das Leben einbüßten, müßten ja als „Mene Tekel“ vor einer solchen Ausführung warnen. Leider ist nirgends etwas über die näheren Einzelheiten einer solchen Belüftung zu erfahren, was zu einer besseren Belehrung führen könnte.

Bezüglich der Verlegung von Leitungen in den eventuellen Hohlräumen der Stahlskelettbauten sei auf die Ausführungen von Gehelrat Prof. Dr.-Ing. chr. Siegmund Müller auf der XXV. Tagung des Reichsvereins Deutscher Feuerwehrgenieure 1930 in Wernigerode verwiesen. Er führte daselbst aus: „Gerade für die Hauptfrage des Stahlschutzes — für die Stützummantelungen — hat der Baltimorebrand wichtige Schlüsse und Erfahrungen, vor allem in allgemein baulichen Fragen gebracht. Wo Stützummantelungen sich nicht bewährt haben, hat es ausschließlich an zwei Grundfehlern gelegen, die mit der Ausgestaltung des eigentlichen Mantelschutzes an sich nichts zu tun haben. In die Hohlräume zwischen Stahlstütze und Umkleidung dürfen keinerlei Rohrleitungen verlegt werden; Rohrstränge können bei Erhitzung die ganze Wand einer Umkleidung absprengen.“ Der andere Fehler kommt für europäische Verhältnisse kaum in Betracht.

Von großem Wert auch für uns sind weiter die Erfahrungen aus den Brandversuchen, die in Amerika gemacht wurden.

Man hat außer an unbedeckten Stahlkonstruktionen, die meist schon nach weniger als einer halben Stunde versagten, teilweise und ganz ummantelte Stahlkonstruktionen bis zum Ende ihrer Tragkraft geprüft. Bei fünf Stahlkonstruktionen mit 10 cm Ummantelung aus Beton und Eisenbeton wurde die Prüfzeit nach acht Stunden abgebrochen.

Diese bekannten Versuche ergaben bei einer Ummantelung mit Putz und Streckmetall von 2½ bis 3 cm Stärke beinahe 3 Stunden Prüfzeit, bei einer Ummantelung mit 5 cm Hohlziegel eine Prüfzeit von 4½ Stunden, bei einer Ummantelung mit 10 cm Hohlziegel eine Prüfzeit von 7½ Stunden, bei einer Ummantelung mit 5 cm Gipsplatten 2½ Stunden, bei einer Ummantelung mit 10 cm Gipsplatten 4½ bis 6½ Stunden und bei einer Ummantelung von 5 cm Beton 2 bis 8 Stunden, je nach der Konstruktion der Stützen. — Daraus kann man entnehmen, daß Gipsplatten, wahrscheinlich wegen ihrer Empfindlichkeit gegen mechanische Angriffe, nicht ganz zuverlässig sind, und daß es nicht nur auf die Deckung, sondern unter Umständen auf die Art der Stützen ankommt.

¹⁰⁾ Demizet 1931, Heft 11.

So interessant nun die Erfahrungen in Amerika und die dort angestellten Versuche gewesen sind, so erscheinen sie doch nicht ausreichend. Meßbare Resultate über die Isolierfähigkeit der Ummantelung wurden dabei nicht erzielt, ebensowenig bestimmte Resultate über die Veränderlichkeit der Tragfähigkeit während des Brandes und über die Tragfähigkeit nach dem Brande unter denselben Voraussetzungen. Ebenso wäre es wünschenswert gewesen, zu ermitteln, wie höhere Temperaturen vor der Verformung sich auf weiter entfernt liegende Teile ausgewirkt haben würden. Ferner sind wissenschaftlich verwertbare Versuche von ummantelten Stahlkonstruktionen in Verbindung mit eingebauten Decken wenig gemacht. Es bleibt also der deutschen Bautechnik und dem deutschen Wissen vorbehalten, solche Versuche anzustellen. Ein gewisser Anfang ist bereits im Jahre 1930 mit den Nürnberger Brandversuchen gemacht worden.

Zunächst, abgesehen von den Wünschen der Feuerwehrgenieure, ergeben zwei Brände in Stahlskelettbauten in Prag und Berlin auch gewisse Anhaltspunkte über die Bewährung von solchen Bauten. Bei dem Brande des Kaufhauses Amschelberg in Prag am 5. Februar 1931¹¹⁾ darf allerdings folgendes nicht übersehen werden:

1. daß sämtliche Stützen im Neubau noch nicht ummantelt waren,
2. daß die oberen Teile des Neubaus nach allen Seiten offen waren,
3. daß das Feuer im ganzen nur 2½ Stunden dauerte,

so daß die Beanspruchung durch höhere Wärmegrade an den meisten Stellen nur verhältnismäßig kurzfristig gewesen sein kann.

Der Befund nach dem Brande ergab auch tatsächlich, daß sich die Hitze nur auf wenige Stellen beschränkte. Lediglich an einer Stütze konnte eine S-förmige Ausbuchtung festgestellt werden. In ihrer Nähe waren gußeiserne Röhren vollständig abgeschmolzen. Diese Stütze hat sicher keine wesentliche Tragfähigkeit mehr besessen. Sie brach aber nicht zusammen, und der Bau des Gebäudes konnte nach Auswechslung der fraglichen Stütze sehr bald wieder in Angriff genommen werden.

Abgesehen von Schäden an einigen offen liegenden Oberlichtkonstruktionen und abgesehen von den Granitstufen haben vor allem die Decken gelitten, die als Hohlziegeldecken ausgebildet waren. Die Ziegel zersplitterten und fielen in Bruchstücken herunter. Die freigelegten Längseisen dehnten sich infolge der Erwärmung derart, daß sämtliche Decken durch den dadurch entstandenen Durchhang erneuerungsbedürftig wurden. Einzelne Deckenfelder brachen sogar durch. Die stählernen Deckenträger, die bereits einbetoniert waren, erlitten nirgends einen Schaden.

Ein weiterer Schaden ergab sich bei einer 15 cm starken Betonwand, welche, einseitig erhitzt, sich ausgebogen hatte. Das gleiche geschah mit einer 30 cm starken Brandmauer aus Ziegeln, welche das Gebäude gegen einen Nachbarhof abgrenzte, und für welche die Gefahr des Einsturzes bestand.

Das Feuer im Warenhaus Tietz in Berlin¹²⁾ hat bedeutend länger gedauert als das in Prag. Gegen 12 Uhr erst, also etwa vier Stunden nach Erscheinen der Feuerwehr, waren die Löscharbeiten so weit gediehen, daß man annehmen konnte, daß die Gewalt des Feuers an allen Stellen gebrochen war.

Sehr gut verhielt sich die Ummantelung der im Neubau verwendeten Stahlstützen. Die Zwischenräume dieser aus Profilen zusammengesetzten Stützen waren mit Beton ausgefüllt und die Stützen selbst mit einer 7 cm starken Monierummantelung umgeben, die außerdem noch verputzt war. Diese Ummantelung ist, abgesehen von einzelnen Putzabblätterungen, vom Feuer kaum angegriffen worden.

Der Deckeneinsturz ist, wo er erfolgte, dadurch veranlaßt, daß Unterzüge an einer Seite durch Holzkonstruktionen behelfsmäßig abgestützt waren und zusammenbrechen mußten, nachdem die Tragfähigkeit der Holzkonstruktionen erschöpft war.

Ein Vergleich mit der Bewährung von nicht ummantelten Stahlkonstruktionen mit den Erfahrungen in Prag ist um dessentwillen schwer zu ziehen, weil man wohl annehmen muß, daß ein großer Teil des Einsturzes auf die Explosion einer Stahlflasche zurückzuführen ist.

Bei Guß- und Stahlsäulen hat sich die Ummantelung, aus 5 cm Rabißputz bestehend, teilweise gut bewährt, zum Teil sind große Teile, namentlich nach der Decke zu, abgesprungen, was allerdings keinen Einfluß auf die Haltbarkeit der Stützen ausgeübt hat.

Die in der Frontwand stehenden Stahlstützen waren lediglich mit Holz bekleidet, welches unter Einwirkung des Löschwassers nicht vollständig verbrannte und so die Stützen schützte. — ½ Stein starke Trennungswände sind unter der Einwirkung der Hitze ausgebeult und zusammengestürzt.

Die Deckenkonstruktionen haben sich bei dem Brande teilweise gut bewährt. In dem bestehenden Gebäude waren teils Eisenbetondecken, teils Zementplattendecken vorhanden, während im Erweiterungsbau Steineisendecken vorgesehen waren. Ein Teil der Decken war unterputzt, während bei dem anderen Teil besondere Rabißdecken untergespannt waren. Der Deckenputz und auch die Rabißdecken haben verhältnismäßig gut gehalten, wobei zu berücksichtigen ist, daß bei dem herrschenden Winde und den vielen großen Fensteröffnungen die Hitze stark nach außen abgeleitet worden ist. Am wenigsten Widerstand leisteten die

¹¹⁾ Stahlbau 1931, Heft 10; Bauing. 1931, Heft 27.

¹²⁾ Dipl.-Ing. Kohsan, Feuerschutz 1929.

Zementplattendecken, besonders in allen Fällen, in denen das Löschwasser mit ihnen in Berührung kam.

Das Ergebnis dieser beiden Brände ist dahin auszuwerten, daß gut ummantelte Stahlstützen sich ausgezeichnet gehalten haben. Von besonderer Bedeutung ist aber der Umstand, daß in Prag trotz der Zerstörung einer nicht ummantelten Stütze die nur zum Teil ummantelte Rahmenkonstruktion den Druck dieser Stütze aufnahm. Das ist natürlich erst recht für durchweg ordnungsmäßig ummantelte Stützen von großer Bedeutung, da durch ein solches Verhalten die Einsturzgefahr auch bei ungünstigen Verhältnissen sehr an Wahrscheinlichkeit verliert.

Aus den beiden Bränden erleiht man ferner, daß Hohlsteindecken und Decken aus Zementplatten beim Anspritzen durch Wasser außerordentlich empfindlich sind, während andere Decken recht gut gehalten haben. Endlich ist von Bedeutung, daß $\frac{1}{2}$ Stein starke, nicht tragende Mauern ihren Zweck als Brandmauer, entgegen der in den baupolizeilichen Bestimmungen gegebenen Erläuterungen, nicht immer erfüllen.

Wenn man nun im Zusammenhang mit den Erfahrungen der amerikanischen Brände einen Schluß ziehen will, so kann man annehmen, daß die Einsturzgefahr gut ummantelter Stahlskelettbauten keinesfalls größer ist als die anderer feuerbeständiger Bauweisen.

Eine Stoßfuge zu verlangen, wäre meines Erachtens beim Stahlskelettbau völlig abwegig, da ja gerade im konstruktiven Zusammenhang der gut ummantelten, tragenden Teile des gesamten Baues dessen Stärke gegenüber der Zerstörungsmöglichkeit durch Feuer liegt.

In seinem bereits erwähnten Vortrage führt Geheimrat Siegm. Müller unter anderem folgendes aus:

„Bekanntlich müssen die massiven Skelettbauten wegen der beim Erhärten und Austrocknen auftretenden Schwindungen in geringen Abständen mit durchgehenden Fugen aufgeteilt werden. Das Stahlskelett bedarf solcher Teilungen aus Gründen der Schwindung nicht; Erscheinungen aus ungleichmäßig auftretenden Kraftwirkungen an Schwindfugen sind daher bei Stahlbauten nicht vorhanden. Wärmeausdehnungen der vollwandigen Stahlprofile verteilen sich auf das ganze Traggebilde in weitem Umkreise mit auslaufenden Temperaturkurven; das Verhalten des Stahls an der Fließgrenze ist der beste Ausgleich für elastische Temperaturverformungen.“

Hinsichtlich der Wünsche der Feuerwehingenieure in bezug auf Stahlskelettbauten wird man auch hierbei Unterschiede bezüglich der Feuerbeständigkeit zu machen haben, die sich aus Größe, Höhe und Zweckbestimmung ergeben. Wie die Einteilung im einzelnen vorgenommen werden soll, muß sich aus den Erwägungen der an den Bauten interessierten Stellen ergeben.

In den neuen Bauvorschriften des „National Board of Fire Underwriters“ (übersetzt von Rudolf P. Mittler) werden die Gebäude nach dem Inhalt in fünf Gruppen eingeteilt, um die Anforderungen an den Feuerschutz festzulegen. Diese fünf Gruppen sind:

Öffentliche Gebäude,
Anstalten,
Wohnhäuser,
Geschäftshäuser,
Lagerhäuser.

Für die Einreihung in eine dieser Klassen sind die bestimmten Brandzeiten, die beabsichtigte Einrichtung des Gebäudes und dessen Höhe maßgebend. Für gewisse Gebäude, wie für Asyle, Hospitäler, Kinderheilanstalten usw., bei denen die Beweglichkeit der Insassen sehr beschränkt ist, werden Konstruktionen vorgeschrieben, die den möglichst größten Schutz gegen Feuer bieten. Diese werden gerade so, wie auch für Theater, ohne Rücksicht auf Größe oder Lage vorgeschrieben. Ferner fallen darunter alle neuen Gebäude, welche mehr als 900 m² Grundfläche oder 23 m Höhe haben. Bei Lagerhäusern darf die Höhe nur 15 m betragen. Garagen dürfen nur bis zu 900 m² Grundfläche errichtet werden, haben aber bei feuerbeständiger Bauweise keine Begrenzung nach der Höhe. Das letztere gilt auch für die Fabrikgebäude und die Geschäfts- und Warenhäuser.

Daneben sind die halbfeuerbeständigen Konstruktionen zugelassen. Für Mindeststärken der Ummantelungen sind gewisse Maße festgelegt; so für Stützenummantelung 5 cm. — Für die Feuerbeständigkeit der einzelnen Konstruktionen sind folgende Zellen festgelegt:

	Feuerbeständig	Halbfeuerbeständig
Brandmauern	4 Stunden	4 Stunden
Tragende Wände	4 "	3 "
Andere Wände	3 "	3 "
Isolierte Grundmauern	4 "	3 "
Stützen	4 "	3 "
Wandtragende Unterzüge	4 "	3 "
Andere Unterzüge	3 "	2 "
Deckenträger	3 "	2 "
Decken	3 "	2 "
Dächer	3 "	2 "
Fußböden	3 "	2 "
Feuerschutztrennwände	3 "	2 "

Man sieht daraus, daß die Anforderungen namentlich an die halbfeuerbeständigen Bauten immerhin recht erheblich sind. Im Gegensatz zu anderwärts aufgestellten Forderungen¹³⁾ wird man in vielen Fällen in den Außenwänden geschützte Stahlstützen verlangen müssen.

Bei nicht ausreichenden Abmessungen, besonders bei Giebeln von Scheunen usw., die mitunter in den obersten Schichten nur $\frac{1}{2}$ Stein stark ausgeführt werden, treten auch bei Massivbauten häufig genug Einstürze ein.

Aber hier und bei Holzkonstruktionen zwischen massiven Mauern kann man sich meist eher ein Bild darüber machen, wann ein Zusammensturz erfolgen wird, als bei ungeschützten Stahlkonstruktionen, wo die nicht mehr ausreichende Tragfähigkeit erst dann erkannt wird, wenn es zu spät ist.

Geheimrat Müller schlägt in seinem wiederholt erwähnten Vortrage in Wernigerode vor, den Schutz der Stahlskelettbauten nach drei Stufen einzuteilen:

1. die normale Feuersicherung von Stahlstützen durch Putzummantelung,
2. den hochwertigen Schutz der Bauwerke schwerer Feuergefährdung durch Stein- oder Plattenummantelung,
3. eine dritte Stufe stärksten Feuerschutzes für Bauwerke außerordentlich gewöhnlicher Brand- und Explosionsgefährdung mit vollem Kern.

In folgendem sollen nur die unter 2. und 3. bezeichneten Stahlskelettbauten, also solche, die als wirklich feuerbeständig gelten sollen, betrachtet werden. Dabei müssen auch Forderungen berührt werden, die an andere feuerbeständige Bauweisen gestellt werden müssen.

Daß in statischer Beziehung diese Bauten einwandfrei sein und auf einwandfreie Fundamente gestellt werden müssen, ist selbstverständlich.

Davon abgesehen, steht an erster Stelle natürlich die Forderung einwandfreier Ummantelung der Tragekonstruktionen, also der Stützen und Unterzüge für eine mehrstündige Branddauer. Für den Feuerwehingenieur sind außerdem von besonderem Interesse:

1. Keine Verlegung von Rohren usw. innerhalb des Bereiches, bis zu welchem die Deckschicht der Träger reicht.
2. Feuerbeständige Trennung der einzelnen Stockwerke voneinander, möglichst ohne Durchbrechungen.
3. Wo solche Durchbrechungen notwendig sind, also bei Treppen und Aufzügen, feuerbeständiger Abschluß derselben. Sonstige Öffnungen müssen in feuerbeständiger Ausführung geschlossen werden.
4. Bei ausgedehnten Gebäuden sind etwa alle 40 m Brandmauern vorzusehen.
5. Bei Unterteilungen der Gebäude durch Brandmauern und für die Umschließung der Treppenhäuser und Aufzüge dürfen nur genügend widerstandsfähige Materialien in genügender Stärke verwandt werden.
6. Treppen müssen in feuerbeständiger Weise hergestellt werden. Die Kellereingänge dürfen nicht in demselben Flur wie die Treppenhäuser liegen.
7. Zu den Decken dürfen keinerlei Materialien verwandt werden, die beim Anspritzen mit Wasser ihre Festigkeit wesentlich verlieren oder zerspringen.
8. In den einzelnen Stockwerken ist möglichst für Abfluß etwaigen Löschwassers Sorge zu tragen.
9. Wirksamer Rostschutz ist für alle verwendeten Tragekonstruktionen vorzusehen.

Wie gesagt, bleibt die Hauptsorge eine zweckmäßige und dauerhafte Ummantelung von Trägern und Stützen. Diese Ummantelung einwandfrei, leicht und nicht zu teuer herzustellen, ist Sache der Stahlbauindustrie und heute ohne weiteres erreichbar. Der Wärmeausdehnungskoeffizient der Ummantelung muß möglichst gering sein, damit sich im Brandfalle die Umhüllung nur wenig staucht und das Abplatzen des Materials vermieden wird. Eine Umhüllung mit fertigen Platten ist zwar sehr bequem, hat aber große Nachteile, da an den Fugen sehr leicht Risse entstehen, wie wiederholt festgestellt werden konnte.

Wenn es sich um Hochhäuser handelt, wird man mindestens die Anlage von zwei feuerbeständigen Treppen verlangen, wenn man nicht in der Art der Westfalentürme absolut feuerbeständige und rauchsichere Treppen anzulegen vermag. Sehr vorteilhaft ist das Absetzen der oberen Stockwerke, soweit sie nicht durch die Leitern der Feuerwehr erreicht werden können. Das hat natürlich für Wolkenkratzer keinen Sinn, da werden andere Maßnahmen getroffen werden müssen. Im übrigen wird in Deutschland infolge der meist weniger günstigen Untergrundverhältnisse die Höhe der Gebäude beschränkt bleiben.

Für Hochhäuser wird man noch Anforderungen an die Vergrößerung des Druckes der Wasserleitung stellen, was selbstverständlich und aus rein wirtschaftlichen Gründen schon geboten ist.

Daß man feuerbeständige Häuser in Stahlskelettbauweise errichten kann, haben, wie erwähnt, die amerikanischen und deutschen Er-

¹³⁾ H. Hagn, Schutz der Eisenkonstruktionen gegen Feuer. Hamburg 1904.

fahrungen zur Genüge gezeigt, aber man will auch nicht zu teuer bauen, und da wird es Sache der Versuche sein, die der Deutsche Stahlbau-Verband, Berlin, evtl. vorzunehmen gedenkt, aus den vielen Vorschlägen und den Ausführungen, die schon angewandt werden, diejenigen herauszufinden, die bei größter Wirtschaftlichkeit den besten Erfolg versprechen. Ehe man Träger unter Belastung und evtl. im Anschluß an Unterzüge prüft, wird man aus der großen Menge von Ummantelungen die herausnehmen müssen, die bei großem Widerstand gegen mechanische Verletzungen schlechte Wärmeleiter sind und bei geringstem Wärmeausdehnungskoeffizienten den Ansprüchen genügen, die man an eine gute Ummantelung stellen muß. Dann erst wird man zweckmäßig ermitteln, wie unter Druck und in Verbindung mit Unterzügen die geprüften Konstruktionen sich verhalten.

Der Ausschuß für Feuerschutzmittel im Stahlbau hat in einer Sitzung am 6. Juni 1930 in Wernigerode sich darüber geeinigt, daß es sich empfiehlt, nach Möglichkeit folgende Versuche durchzuführen:

- a) Versuche mit Innenstützen ohne Last;
- b) Hauptversuche mit Stützen und Deckenkonstruktionen unter Last;
- c) evtl. Versuche an einem fertigen, jedoch nicht benutzten Stahlskelettbau.

Vor allem aber müssen die Versuche auf längere Zeit ausgedehnt werden. Gerade die amerikanischen Versuche zeigen, wie verschieden die einzelnen Ummantelungen zu beurteilen sind. Für eine Feststellung einer wirksamen Feuerbeständigkeit ist ein auf 1 Stunde ausgedehnter Versuch entschieden nicht genügend. Vielleicht kommt man mit 2 Stunden aus. Es wäre ja möglich, daß man aus der beobachteten Steigerung der Temperaturen Rückschlüsse zu ziehen vermag.

An einer gewissen Differentiierung des Begriffes „feuerbeständig“ wird man nicht vorbeikommen, wenn man nicht die Wirtschaftlichkeit unnötig belasten will. Im übrigen wird eine solche Differentiierung ja schon vom Materialprüfungsamt angewandt. Ich erinnere hier an das der Bandisenverwertung über Leichtprofilträger usw. ausgestellte Gutachten, wo bei den einzelnen Konstruktionen genau festgestellt wurde, im welchem Umfange sie angewandt werden dürfen und welche Konstruktionen als feuerbeständig ohne Einschränkung zu gelten hätten. Wenn eine solche Differentiierung sich einbürgern und Erfolg versprechen soll, dann muß sie allgemein durch behördliche Vorschriften festgelegt werden.

Die Vornahme der Versuche hat unter der Ungunst der wirtschaftlichen Verhältnisse gelitten. Wenn sie vorgenommen werden, sollen sie so eingerichtet werden, daß man aus ihnen wirkliche Vergleichswerte finden kann. Die Führung der Versuche würde dem Deutschen Stahlbau-Verband, Berlin, obliegen.

Kurz seien noch die Decken behandelt. Es gibt eine Unzahl von Decken, die zwar nicht alle den an feuersichere Decken zu stellenden Ansprüchen genügen, die aber zum großen Teil außerordentlich beachtenswert sind. Für feuersichere Decken muß der Feuerwehingenieur die selbstverständliche Forderung stellen, daß sie nicht durch Belastungen in Anspruch genommen werden, für die sie nicht berechnet sind. Über das hinaus muß gefordert werden, daß sie innerhalb einer bestimmten Zeit, die etwas geringer bemessen sein kann als für die Stützen und Unterzüge, dem Feuer Widerstand bieten, und daß sie gegen die Spritzwasser einigermaßen unempfindlich sind. Endlich müssen die Anschlüsse an die Unterzüge oder zu diesem Zweck eingebaute Profilträger so geartet sein, daß eine wesentliche Übertragung von gefährlichen Temperaturen auf dieselben nicht stattfinden kann.

Für die Verwendung feuerbeständiger Baukonstruktionen und Decken, letztere vor allem unter dem Dachgeschoß, spricht mit nicht von der Hand zu weisender Beweiskraft ferner noch ein anderer Umstand. Die Militärmächte um uns herum verfügen über Brandbomben von außerordentlicher Wirksamkeit bei geringstem Gewicht. Ein Flugzeuggeschwader kann Tausende solcher Bomben mit sich führen. Wir sind wehrlos gegenüber einem derartigen Luftangriff.

Wenn auch nur ein Teil dieser Brandbomben trifft, können ganz gewaltige Katastrophen entstehen. Mit Wasser kann man nicht löschen, weil dadurch das Feuer, dessen Temperatur an der Stelle, wo die Bomben zur Zündung kommen, über 2000° C beträgt, nur angefacht wird. — Trockener Sand, der sich wohl zum Löschen der Bomben, nicht aber zum Löschen des durch die Bomben verursachten Feuers eignet, ist in solchen Mengen, wie er gebraucht wird, kaum vorhanden. Der Deutsche Luftschutzverein hat schon vor längerer Zeit auf diese Verhältnisse hingewiesen. Da die Bomben leicht sind und keine große Durchschlagskraft besitzen, so würde neben einer Auflockerung der Bebauung eine massive Bauweise, zum mindesten aber eine massive Decke unter dem Dachgeschoß, dazu beitragen, die Gefahren solcher Katastrophen wesentlich zu vermindern. —

Schließlich noch ein Wort über die Maßnahmen zur schnellen Meldung und raschen Unterdrückung eines Feuers. Daß automatische Feuermelder existieren, deren Prinzip auf der verschiedenen Ausdehnung zweier Metalle beruht, ist bekannt. Ein anderes Prinzip rechnet mit dem Auftreten von Rauch in einem Gebäude, in dem es brennt, und

benutzt die Schwächung der Wärmestrahlen einer Lampe durch Rauch dazu, die Ausdehnung eines Metalls gegenüber einem von der ungeschwächten Hitze der Lampe getroffenen Metall zum Auslösen eines Feuermelders zu verwenden.

Es ist sicher von großem Nutzen, rechtzeitig von einem ausbrechenden Feuer benachrichtigt zu werden, und die Feuerwehren werden solche Maßnahmen freudig begrüßen. Aber wesentlich besser und vor allem für Hochhäuser besonders geeignet sind Sprinkleranlagen, die nicht nur das Feuer melden, sondern auch die ersten Löschmaßnahmen bei Auftreten eines bestimmten Wärmegrades automatisch vornehmen. Bedauerlich ist, daß diese Einrichtungen, die allerdings, wenn sie wirksam sein sollen, nach den Bestimmungen der Versicherungsgesellschaften angelegt sein müssen, in Deutschland so wenig Verbreitung gefunden haben. Überall in England und Amerika findet man diese Automaten, und die Erfahrungen, die man damit gemacht hat, sind außerordentlich günstig.

Bei Vorhandensein von Sprinklern kann auf manche andere zwingende Maßnahme bezüglich Raumverteilung und Stärke der Decken verzichtet werden. Aber der Deutsche hat sich leider zu sehr in seine Architektur verliebt und fürchtet Störungen durch die Brausen an der Decke. Wenn man dagegen sieht, wie in London in einem hervorragenden Bauwerk, wie der Westminster Abtei, die eingesetzten Standrohre nebst den dazugehörigen Schläuchen auf dem Fußboden herumstehen und liegen, dann bedauert man im Interesse der Sicherheit diese kleine Schwäche des Deutschen aufs allertiefste.

Endlich kann man durch Bereithalten geeigneten Feuerlöschgerätes (Hydranten, Handfeuerlöcher od. dgl.) allerhand tun, um ein Feuer im Entstehen zu löschen. Ein Tropfen Wasser zur rechten Zeit ist besser als viele Motorspritzen, wenn das Feuer schon groß geworden ist.

In dem bekannten bereits erwähnten Buche „Schutz von Eisenkonstruktionen“ von Ingenieur H. Hagn, sind baupolizeiliche Bestimmungen über die Ummantelung von Stahlkonstruktionen enthalten, die neben den rein statischen Belangen sich mit der Ummantelung befassen. Man findet da Verordnungen, die in ihrer Allgemeinheit, oder weil eine sichere Feststellung der angewandten Begriffsbestimmungen nicht besteht, den einzelnen Baupolizeibehörden eine sehr voneinander abweichende Auffassung gestattet: Eine Bauordnung verlangt Ummantelung, welche Temperaturerhörungen der Stahlkonstruktionen bis zur Tragfähigkeit oder gefahrbringenden Ausdehnung verhindert, oder sie doch längere Zeit hinausschiebt. Sonst findet man hauptsächlich die Forderung einer glutsicheren oder feuersicheren Ummantelung, aber meist auch in so unbestimmter Form, daß man von Einheitlichkeit in keiner Weise sprechen kann.

Eine vom Verfasser vor zwei Jahren veranstaltete Umfrage bei den Feuerwehingenieuren ergab, daß fast alle ihm zugänglich gewordenen Bestimmungen mit dem Worte „feuerbeständig“ operieren¹⁴⁾. —

Leipzig hat zwar für sich das Vorrecht in Anspruch genommen, wenigstens für Wohnhäuser bestimmte Anforderungen an Stahlskeletthäuser zu stellen, aber auch Leipzig muß das Wort „feuerbeständig“ zur Bezeichnung einer gewissen Eigenschaft verwenden, und es besteht doch im Grunde noch keine Einigkeit darüber, was man unter „feuerbeständig“ in bezug auf Stahluummantelung verstehen soll. Es kommt eben schließlich darauf hinaus, daß man den Begriff „feuerbeständig“ differenziert, denn der Feuerwehingenieur wird sich nicht damit einverstanden erklären können, daß für schwere Anforderungen die vom Materialprüfungsamt für eine Stunde festgelegte Feuerbeständigkeit maßgebend ist. — Die amerikanischen Prüfungen zeigen ja, daß eine Stütze, die 1 Stunde dem Feuer widersteht, schon nach 2 Stunden zusammenbrechen kann, und man muß in vielen Fällen mit einer mehrstündigen Dauer des Feuers rechnen.

Grundfläche, Inhalt und Höhe eines Gebäudes müssen bestimmend sein für den Grad der Feuersicherheit, der gefordert werden soll. Wir Feuerwehingenieure werden uns sicher freuen, wenn eine weitere feuerbeständige Bauweise uns unsere Arbeit bei Bränden wesentlich erleichtert.

Die vom Deutschen Stahlbau-Verband, Berlin, in wirtschaftlich besseren Zeiten anzustellenden Versuche sollen in Ergänzung der bereits vorgenommenen Versuche dazu führen, dem Gesetzgeber Vorschläge zu machen, nach welchen diese ganze Materie für das ganze Reich möglichst einheitlich geregelt wird, was im Interesse unserer deutschen Industrie und unseres deutschen Bauwesens außerordentlich zu begrüßen wäre.

¹⁴⁾ Eine Zusammenstellung der Anforderungen für die Ummantelung bei einzelnen Baupolizeilämtern enthält die Zeitschrift *Der Feuerschutz* 1929, Heft 10.

INHALT: Das Stahlskelett des Columbus-Hauses am Potsdamer Platz in Berlin. — Einige Bemerkungen über die Ermittlung der Dauerfestigkeit und der zulässigen Anstrengungen der Werkstoffe. — Die Forderungen der Feuerwehingenieure an die Feuersicherheit der Baukonstruktionen.

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.