

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 ge-
 samte Bauingenieurwesen

Preis des Jahrganges 10 R.-M. und Postgeld

4. Jahrgang

BERLIN, 27. Februar 1931

Heft 4

Alle Rechte vorbehalten.

Die Aussteifung von Stahlskeletthochhäusern.

Mit vier Ausführungsbeispielen.

Von Gerhard Mensch, Beratender Ingenieur V.B.I., Berlin-Charlottenburg.

Wer den konstruktiven Aufbau der Stahlskeletthochhäuser in den letzten Jahren verfolgt hat, wird feststellen können, daß man das wichtigste Konstruktionsglied, die Aussteifung gegen seitliche Kräfte, in sehr verschiedener Weise durchführen kann und daß es dafür bestimmte Richtlinien nicht gibt. Jedes Bauwerk muß für sich durchgearbeitet werden, und man wird die wirtschaftlichste Lösung mit den Forderungen der Bauherren und des Architekten in Einklang bringen müssen.

1. Fernmeldekabelfabrik der Allgemeinen Elektrizitäts-Gesellschaft im Kabelwerk Oberspree in Berlin-Oberschöneeweide.

Von den vielen Neu- und Erweiterungsbauten, die in den Jahren 1927/28 von der AEG in ihrem Kabelwerk in Berlin-Oberschöneeweide errichtet wurden, ist dieser Hochbau durch die einfache Art der Aussteifung gegen Windkräfte bemerkenswert.

Der Bau hat nach Abb. 1 eine Gesamtlänge von rd. 100 m, eine

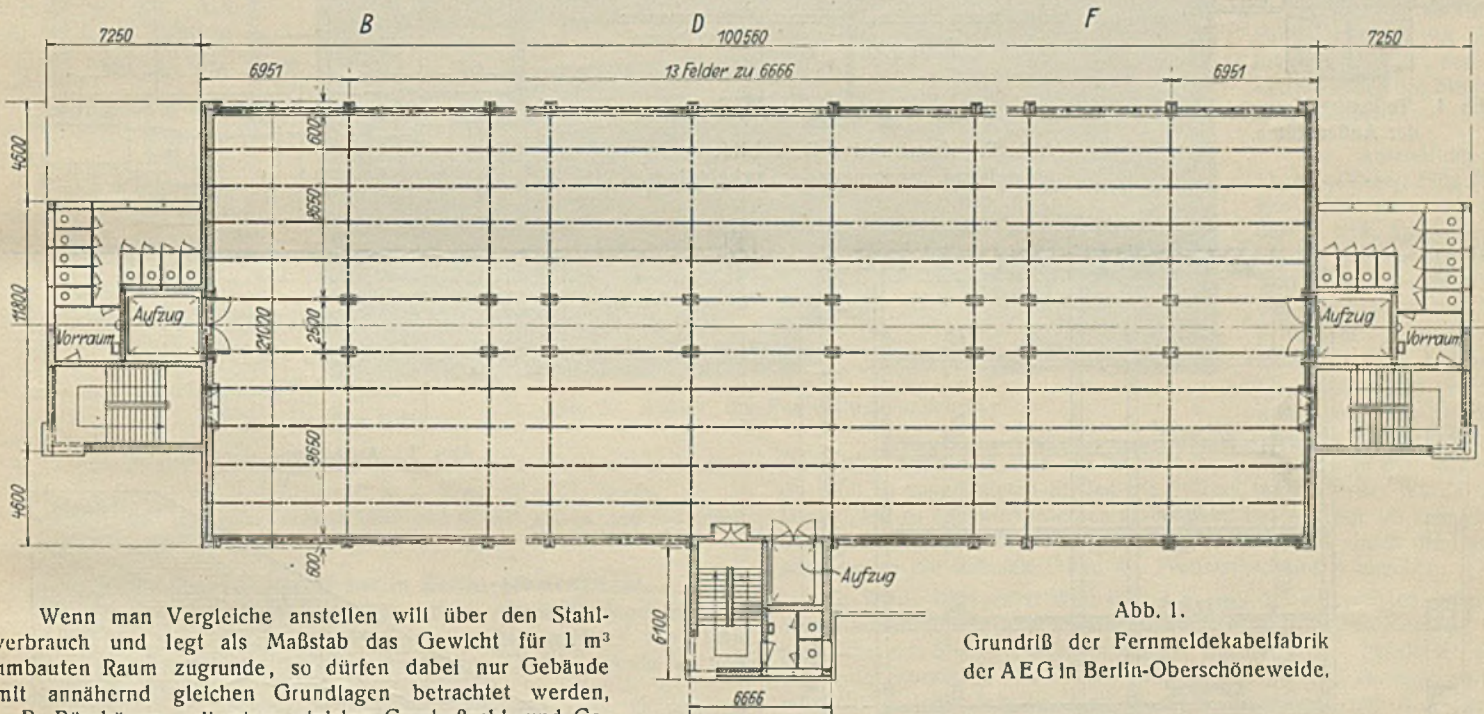


Abb. 1.

Grundriß der Fernmeldekabelfabrik der AEG in Berlin-Oberschöneeweide.

Wenn man Vergleiche anstellen will über den Stahlverbrauch und legt als Maßstab das Gewicht für 1 m³ umbauten Raum zugrunde, so dürfen dabei nur Gebäude mit annähernd gleichen Grundlagen betrachtet werden, z. B. Bürohäuser mit etwa gleicher Geschoßzahl und Geschoßhöhe, ähnlichen Stützenabständen und gleicher Nutzlast. Vergleicht man die Stahlgewichte mehrerer Bürohäuser auf dieser Grundlage, so kann man trotzdem Unterschiede von 100% feststellen. Der Grund hierfür liegt zwar teilweise in dem verschiedenen Aufbau der Bauwerke, sicher hätte aber auch manches Gebäude wirtschaftlicher durchgeführt werden können, und es liegt die Vermutung nahe, daß bei diesen die Heranziehung eines Ingenieurs überhaupt nicht oder zu spät erfolgt ist. — Nachstehend werden die Aussteifungen für einige Hochhäuser, die entweder Büro- oder gewerblichen oder Fabrikationszwecken dienen, beschrieben.

Es handelt sich um folgende Bauwerke:

1. Fernmeldekabelfabrik der AEG im Kabelwerk Oberspree, Berlin-Oberschöneeweide,
2. Wernerwerk-Hochbau in Berlin-Siemensstadt,
3. Hochhaus der Magdeburgischen Druckerei- und Verlagsgesellschaft m. b. H. (Faber-Verlag), Magdeburg,
4. Bürohaus Berlin der Rhenania-Ossag Mineralölwerke A.-G., Hamburg.

Bei diesen Bauwerken hatte der Verfasser teils die konstruktive und statische Bearbeitung des gesamten Tragwerkes von Anfang der Entwurfsbearbeitung an zu erledigen, teils wurde er zur Beratung und Prüfung herangezogen.

Breite von 21 m und im jetzigen Ausbauzustand vier Stockwerke mit einer Gesamthöhe von 20 m bis zur Traufe.

Für den späteren endgültigen Ausbau sind im ganzen neun Stockwerke vorgesehen bei einer Gesamthöhe von 40 m (s. Abb. 2).

Die allgemeine Anordnung des Stahlskeletts geht aus Abb. 3 hervor. Es sind zwei innere Stützenreihen in 2,5 m Abstand angeordnet, deren Stützen sämtlich aus Peiner Trägern mit teilweisen Verstärkungen durch Gurtplatten bestehen. Für die Außenstützen wurden ähnliche Profile gewählt und die Außenflanschen sichtbar gelassen (Abb. 4), wodurch der Charakter des Stahlskeletts auch in der äußeren Erscheinung klar zum Ausdruck kommt. Das läßt auch das Lichtbild (Abb. 5) des bisher viergeschossigen Ausbaues erkennen.

Die Decken, deren Nutzlasten in Abb. 3 eingetragen sind, bestehen aus 15 cm-Hohlsteinen mit Schlackenbetonauffüllung und Holzklötzpflaster. Sämtliche Deckenträger, mit Ausnahme derjenigen in den Stützenfluchten, sind als teilweise eingespannt ausgebildet (Abb. 6).

Der Wind auf die Längswände wird durch die als starre Scheiben wirkenden Decken auf die massiven Giebelwände übertragen. Eine Heranziehung der beiden an den Giebelwänden liegenden Treppenhäuser zur Windübertragung war wegen der durch Fensteröffnungen stark geschwächten Wände nicht möglich; das mittlere kleine Treppenhaus



Abb. 2. Fernmeldekabelfabrik nach beabsichtigtem Ausbau.

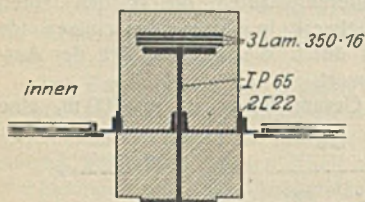


Abb. 4. Teilweise Ummantlung der Außenstütze.

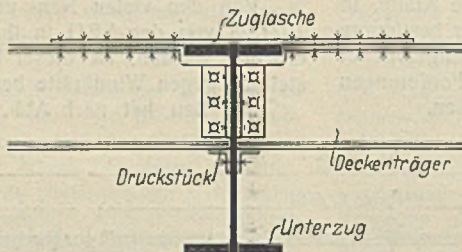


Abb. 6. Konstruktive Durchbildung der teilweisen Einspannung der Deckenträger.

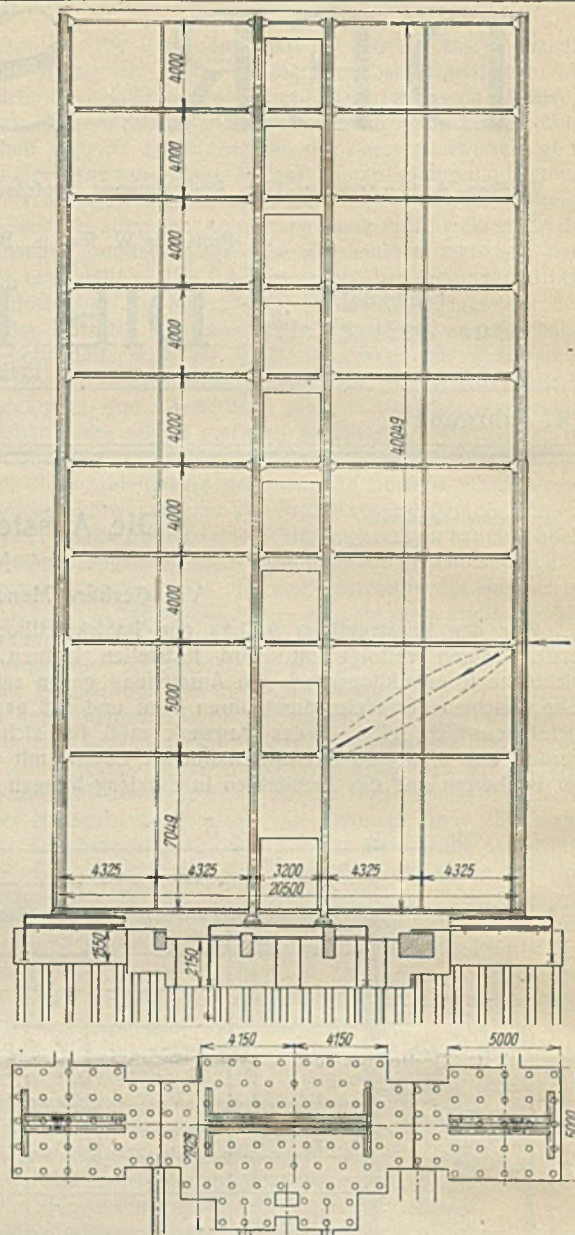


Abb. 7. Ausbildung der Giebelwand.

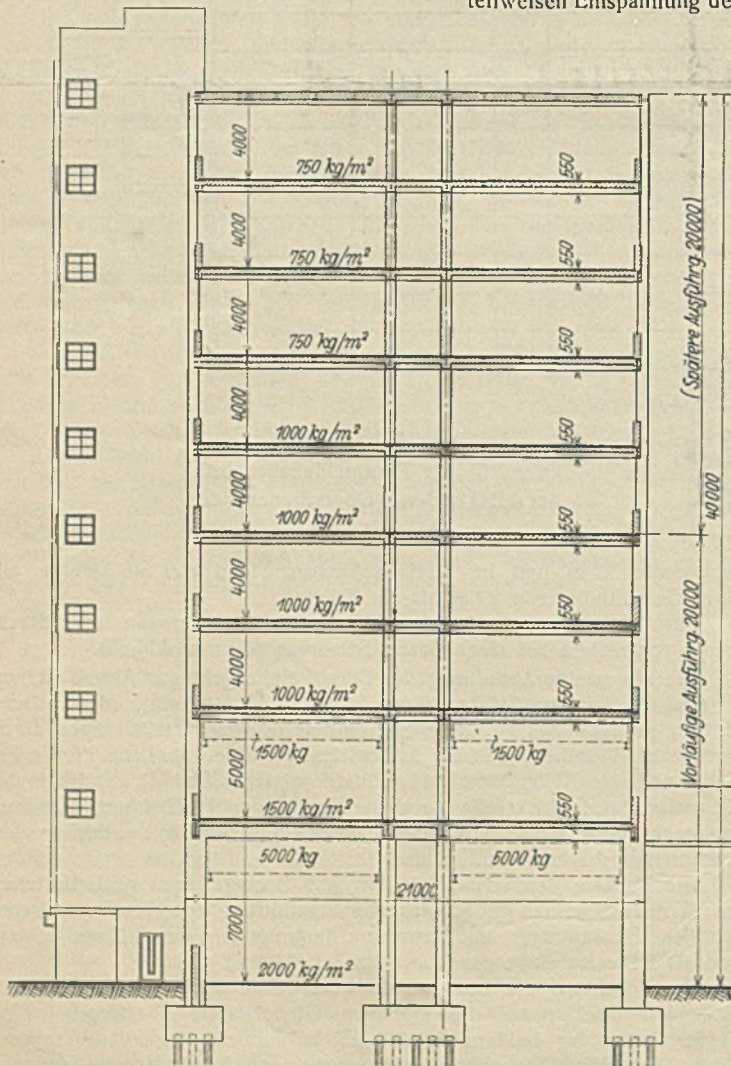


Abb. 3. Querschnitt mit Angabe der Deckenlasten.

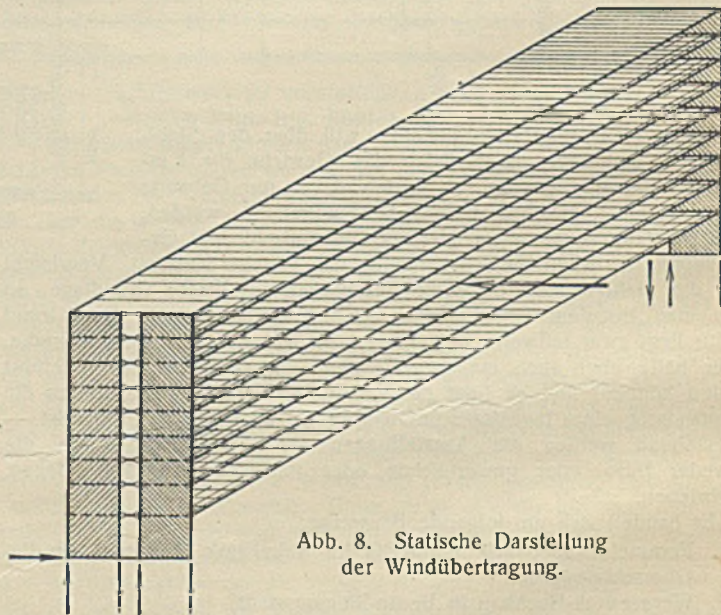


Abb. 8. Statische Darstellung der Windübertragung.

war ebenfalls nicht imstande, nennenswerte Windkräfte zu übertragen, während es bei den Giebelwänden durch besondere konstruktive Maßnahmen möglich war, sämtliche Kräfte aufzunehmen. Abb. 7 zeigt die Ausbildung der Giebelwände und Abb. 8 die statische Darstellung der Windübertragung. In jeder Wand sind beiderseits des Fahrstuhlschachtes zwei Scheiben geschaffen, deren Gurtungen aus den Stützen der Außen-

und Mittelreihen gebildet werden, die in jedem Geschoß durch besondere Riegel miteinander verbunden sind. Beide Scheiben sind außerdem in Höhe der einzelnen Geschoßdecken durch einen Zwischenriegel miteinander verbunden und beteiligen sich gleichmäßig an der Aufnahme der Windkräfte.

Zur Aussteifung der gemauerten Wandscheiben gegen Ausknicken sind in der Mitte zwischen den Hauptstützen noch besondere Stiele angeordnet. Die Wände sind aus Mauerziegeln 1. Kl. mit verlängertem Zementmörtel in Stärken von 38 cm bis zu 64 cm im Erdgeschoß ausgeführt.

Als Druckdiagonale wurde ein schräger Wandstreifen angenommen (Abb. 7), der unter Berücksichtigung der Aussteifung durch die Zwischenstiele zur Aufnahme der Querkräfte genügt. Bei den gewählten Wandstärken ist auch genügend Auflast vorhanden, um unter Zuhilfenahme von Verankerungen die Entlastungen der Stützen bei der Windübertragung aufzunehmen. Die Decken erhielten als Windträger keine besonderen Bewehrungen, da die äußeren Deckenträger als Gurtungen wirken und die zur Erzielung der teilweisen Einspannung dieser Träger angeordneten üblichen Zuglaschen (Abb. 6) auch die Gurtkräfte der Windträger aufnehmen können. Die Windkräfte auf die Giebelwände können ohne besondere Maßnahmen von den Längs- und Treppenhauswänden aufgenommen werden. Die Ausfachung der Außenwände erfolgte durch 30 cm starkes Mauerwerk mit 6 cm Luftschicht.

Als Gründung wurden Mast-Pfähle von 32 cm Durchmesser verwendet.

Das Gesamtgewicht der von der Firma Thyssen Eisen- und Stahl-Aktiengesellschaft, Berlin-Borsigwalde ausgeführten Stahlkonstruktion beträgt für den jetzigen Ausbau rd. 1800 t.

Der Entwurf ist in der Bauabteilung der Fabriken-Oberleitung der AEG unter Leitung von Oberingenieur Heideck aufgestellt, die architektonische Bearbeitung erfolgte durch das Atelier des Architekten B. D. A. Ernst Ziesel, Berlin.

Im Büro des Verfassers wurden sämtliche konstruktiven und statischen Arbeiten erledigt.

2. Wernerwerk-Hochhaus in Berlin-Siemensstadt.

Das in den Jahren 1929 und 1930 erbaute Verwaltungsgebäude ist nach dem Entwurf von Baudirektor Regierungsbaumeister Hertlein als Stahlskelettbau mit 25 bzw. 38 cm starken Umfassungswänden aus Vollziegeln ausgeführt.

Der Gebäudeblock besteht nach dem Grundriß (Abb. 9) und der Lichtbildaufnahme (Abb. 10) aus vier Flügeln: A, B, C—E und D, von denen der Flügel A am Siemensdamm mit der Haupteingangshalle und der Flügel B an der Ohmstraße 6 Stockwerke, Flügel C—E 8 und Flügel D 11 Stockwerke hoch ist. Die Flügel C und D sind teilweise unterkellert. Zwischen den Flügeln A und D ist ein Turm mit 14 Stockwerken und einer Gesamthöhe von rd. 57 m hochgeführt. Die Außenstützen sind in den Pfeilerachsen in 3,4 m und die Innenstützen in den Korridorwänden mit allgemein 6,8 m Abstand angeordnet. Zwischen den Deckenträgern in den Mittel- und Frontstützenreihen sind die Decken über drei Felder durchlaufend als Ackermanndecken ausgeführt. In jeder 3,4 m-Achse sind durchgehende Steifen aus I 16 angeordnet.

Sämtliche Windkräfte werden durch die als starre Scheibe wirkenden Deckenplatten teils auf die Umfassungswände, teils auf besondere Rahmen und Fachwerkscheiben übertragen. Die Decken erhielten als Windträger besondere Bewehrungen und sind dabei als massive waagerechte Scheiben von der Höhe der Gebäudebreite aufgefaßt. Aus der Abb. 11 ist zu sehen, in welcher Weise die Deckenscheiben als Windträger durch besondere Rundisen bewehrt sind, die in der Betondruckschicht der Ackermanndecken liegen.

Die von der Bauherrschaft vorgesehenen massiven Umfassungswände aus Ziegelmauerwerk sind zur Windübertragung mitbenutzt worden.

Eine Windberechnung des Gebäudes unter Zugrundelegung der in den ministeriellen Bestimmungen vorgeschriebenen Windlasten von 100 bis 150 kg/m² waagrecht getroffener Fläche ergab, daß die Umfassungswände die bis zur Dachhöhe der Wände wirkenden Windkräfte aufnehmen konnten. Die Wände wurden hierbei als Stockwerkrahmen aufgefaßt, und zwar die Brüstungen als Riegel und die Fensterpfeiler, die hier die notwendige Breite hatten, als Stiele. Mit Rücksicht auf die errechneten Zugspannungen erfolgte die Ausführung des Mauerwerks in Zementmörtel.

In den beiden 6geschossigen Flügeln A und B konnte hiernach von besonderen Windaussteifungen ganz abgesehen werden. Abb. 12 läßt erkennen, daß die Wand als dünne Scheibe neben den Frontstützen hochgeführt ist. Die Verbindung des Mauerwerks mit den Stützen zeigt Abb. 13.

Die Windkräfte oberhalb Flur 7 (Dach der Flügel A und B) auf den 8geschossigen Flügel C werden von zwei im Treppenhaus T_{III} (Abb. 9) angeordneten Stockwerkrahmen 6 und 7 (Abb. 14) und den Längswänden des 11geschossigen Flügels D aufgenommen. Zur Aussteifung des Treppenhauses T_{III} für Wind in der Richtung des Flügels C dient Rahmen 8 (Abb. 9 u. 15). In dem Flügel E sind mit Rücksicht auf eine spätere Erweiterung in der provisorischen Giebelwand zwei miteinander gekuppelte Stockwerkrahmen 3 angeordnet (Abb. 9 u. 16). Sonst werden die Windkräfte ebenfalls von den Längswänden des Flügels D aufgenommen.

Zur Aussteifung des 11geschossigen Flügels gegen Windkräfte oberhalb des 6- bzw. 8geschossigen Flügels dienen die Stockwerkrahmen 5 (Abb. 17) in der Außenwand des Treppenhauses T_{IV} und T_V und Rahmen 1 (Abb. 18) in der Giebelwand am Siemensdamm sowie die Fachwerkscheiben 2 (Abb. 19) und 4

(Abb. 20). Außerdem sind zur Aussteifung des Turmes in den im Grundriß (Abb. 9) angedeuteten Stellen die Stützen innerhalb der Wände durch Diagonalen zu Fachwerkscheiben verbunden, die teils nur bis zum Flur 11 durchgeführt werden und hier ihre geringen Windkräfte durch die Deckenscheiben an die Rahmen 1 und die Fachwerkscheibe 4 abgeben.

Es wurde besonderer Wert darauf gelegt, die am meisten belasteten Windaussteifungen 2 und 4 als Fachwerkscheiben auszubilden, da diese gegenüber den Stockwerkrahmen weniger elastisch sind. Bei der Scheibe 4, die in der Rückwand der Paternosteranlage liegt, war es ohne weiteres möglich. Bei der Scheibe 2 wurde durch Anordnung von K-Verbindungen die Möglichkeit geschaffen, Türöffnungen in der Trennwand anzuordnen, nur im Keller und Flur 1 mußten die Diagonalen fortfallen und biegungsfeste Systeme eingeschaltet werden.

Sämtliche Decken sind für eine Nutzlast von 500 kg/m² berechnet worden.

Die Stahlkonstruktion selbst bot keine Schwierigkeiten und ist in der üblichen Weise ausgeführt worden (Abb. 21). Bei den Stockwerkrahmen sind die Riegel in die aus zwei Profilen bestehenden Stützen eingespannt. Die Festlegung der Riegel gegen die Stützen geschah durch die bisher übliche Ausführung durch Flachkeile mit Paßfutter.

Gewicht der Stahlkonstruktion.

Bemerkenswert ist bei diesem Bau noch der äußerst geringe Stahlverbrauch, auf 1 m³ umbauten Raum bezogen. Bei einem Gesamtstahlverbrauch von 3208 t und 176 600 m³ umbautem Raum ergibt sich für 1 m³:

$$\frac{3208}{176,6} = 18,1 \text{ kg/m}^3.$$

Wenn man diese Zahl vergleichen will mit anderen in den letzten Jahren ausgeführten Stahlskeletthochhäusern, so muß noch berücksichtigt werden, daß im vorliegenden Bau weitgespannte Decken verwendet wurden, während fast alle übrigen Bauten mit Deckenträgern und Decken

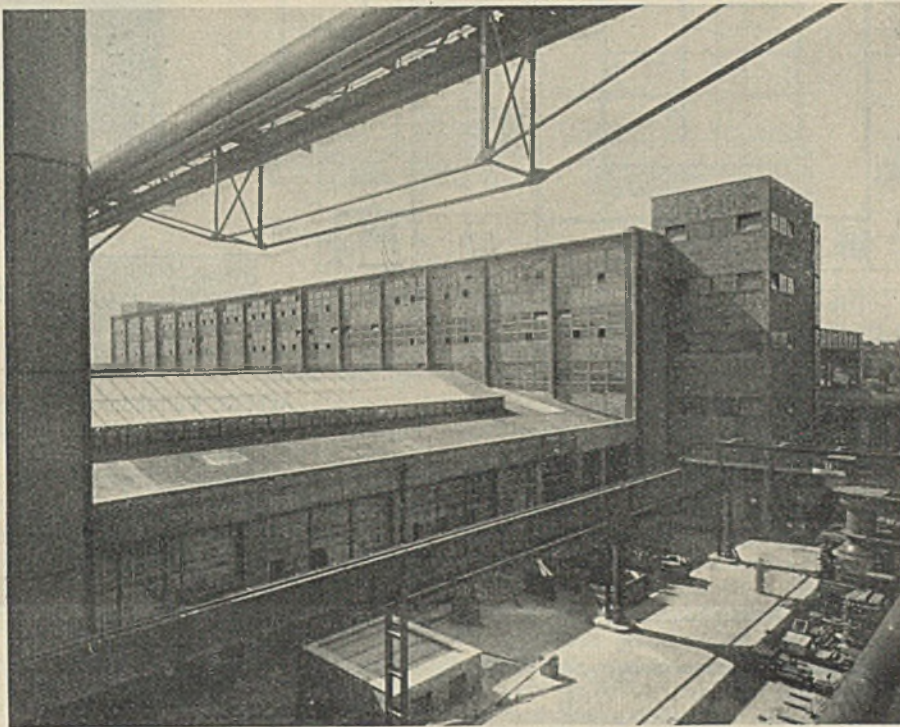


Abb. 5. Ansicht der Fernmeldekabelfabrik.

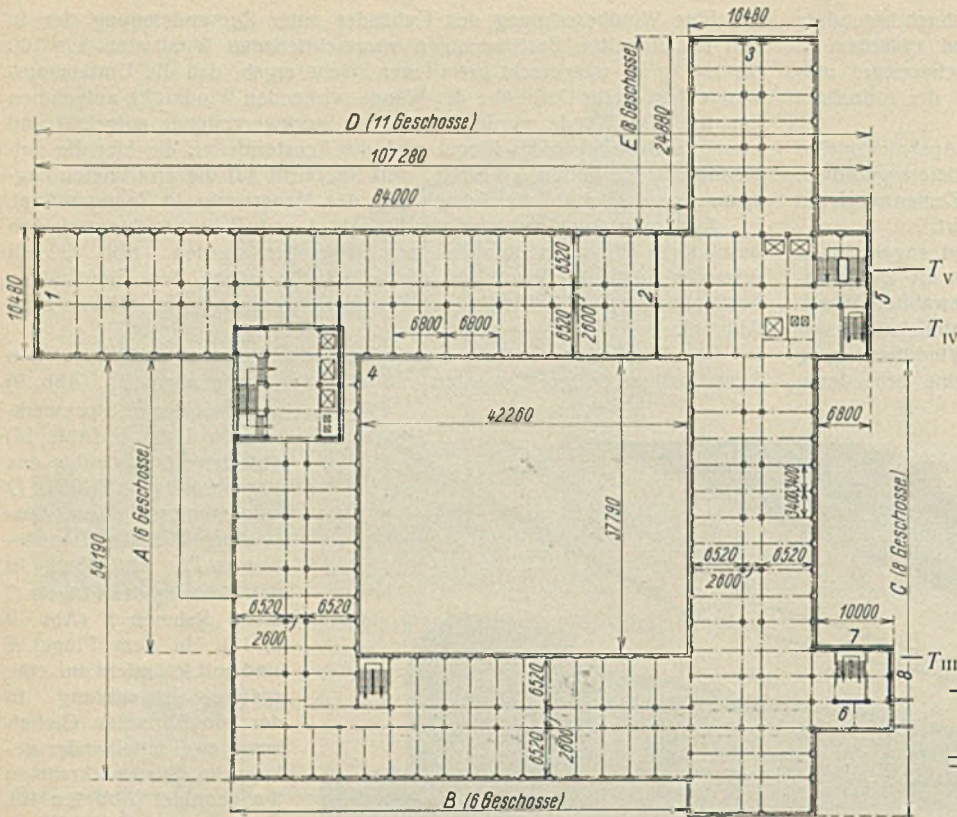


Abb. 9. Grundriß des Wernerwerks in Siemensstadt.

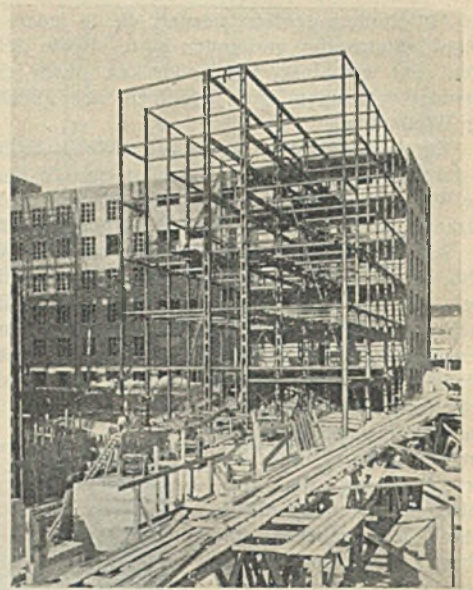


Abb. 12. Die als Windaussteifung wirkende Außenwand wird neben den Frontstützen hochgeführt.

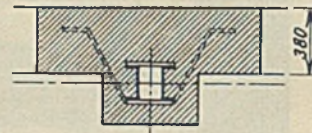


Abb. 13. Verbindung der Außenwand mit den Frontstützen.

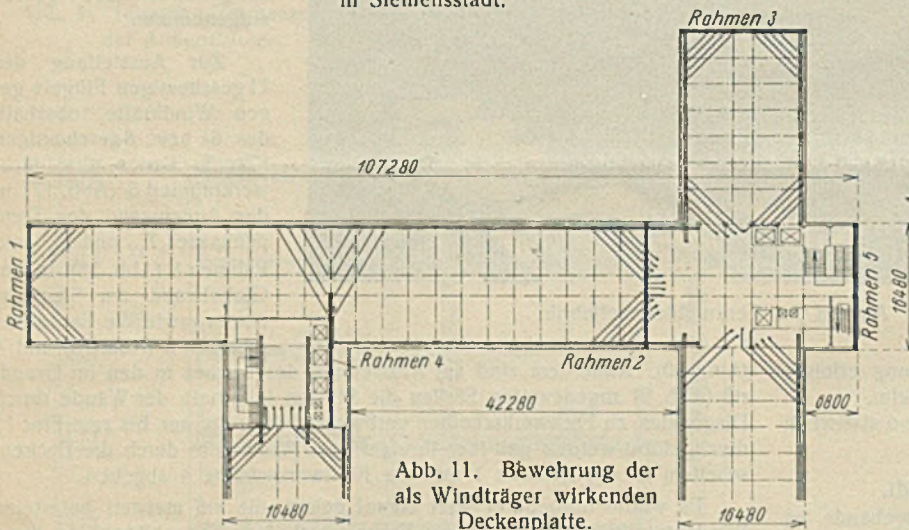


Abb. 11. Bewehrung der als Windträger wirkenden Deckenplatte.

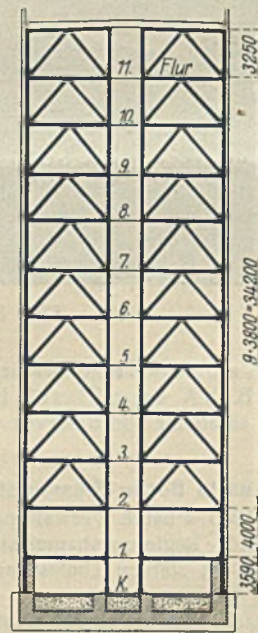


Abb. 19. Fachwerkscheibe 2.

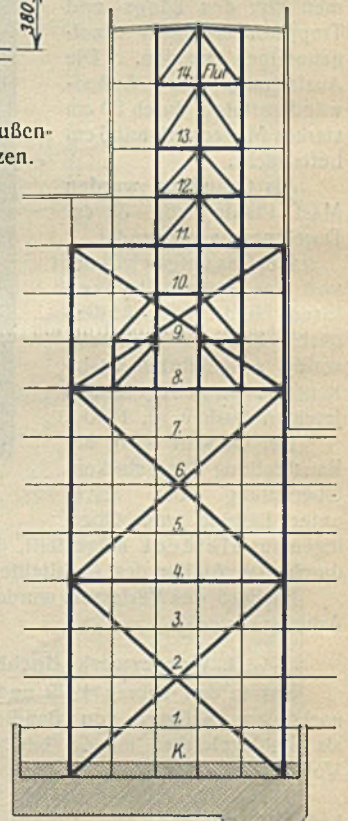


Abb. 20. Fachwerkscheibe 4.



Abb. 10. Das Wernerwerk nach der Ausfachung.

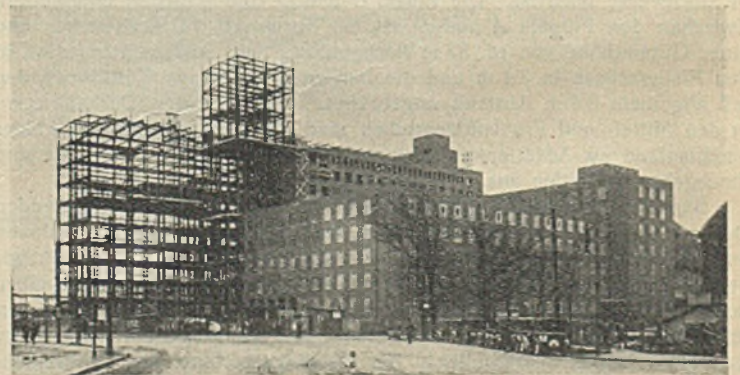


Abb. 21. Dieser Bauzustand kennzeichnet die der Stahlskelettbauweise eigentümlichen, zweckmäßigen Möglichkeiten in der zeitlichen Reihenfolge der Ausführungen einzelner Bauabschnitte.

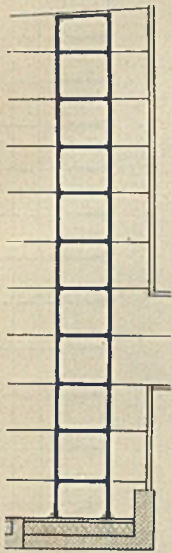


Abb. 14.
Rahmen 6 u. 7.

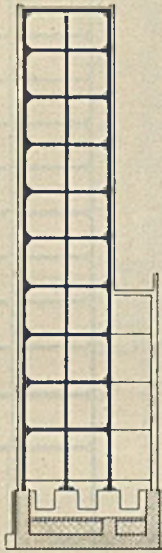


Abb. 15.
Rahmen 8.

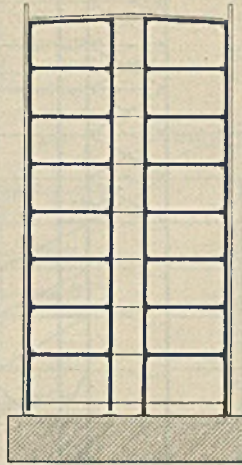


Abb. 16.
Rahmen 3.

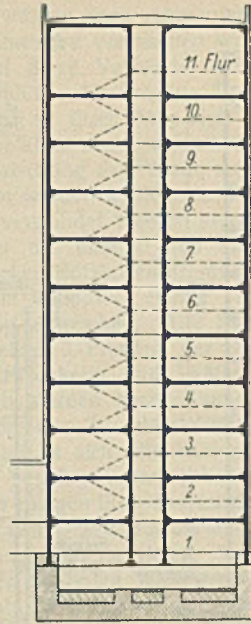


Abb. 17.
Rahmen 5.

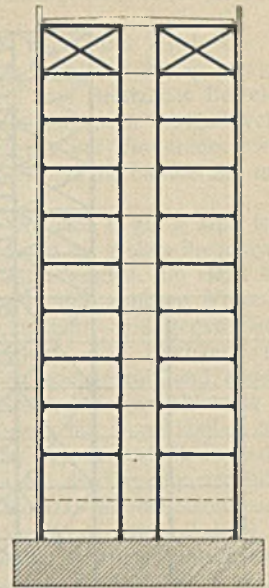


Abb. 18.
Rahmen 1.

gewöhnlicher Spannweite ausgeführt worden sind. Hätte man dementsprechend auch hier die Aussteifungsträger zwischen den Stützen als Deckenträger ausgebildet, so würde sich nach einer besonderen Untersuchung ein Mehrverbrauch an Stahl von etwa 410 t ergeben und das Gewicht für 1 m³ umbauten Raum auf 20,5 kg/m³ erhöhen.

Auch diese Zahl ist im Vergleich mit ähnlichen Bauwerken, die zum Teil das doppelte Gewicht und mehr aufweisen, außerordentlich gering. Die Ursachen liegen teilweise in der Grundrißlösung des Baues, die in statischer und konstruktiver Hinsicht sehr günstig ist, hauptsächlich aber auch in der Ausbildung der Umfassungswände in massivem Mauerwerk, die zur Aussteifung mit herangezogen werden konnten. Die Ausführung der gesamten Stahlkonstruktion war der Vereinigte Stahlwerke A.G., Dortmunder Union, Dortmund, übertragen. Die Montage ging programmgemäß und ohne Unfall vorstatten.

Dem Verfasser war die Beratung in konstruktiver und statischer Beziehung, vor allem in bezug auf die Aussteifungskonstruktion übertragen, sowie die Prüfung der statischen Berechnungen aller tragenden Teile.

3. Hochhaus der Magdeburgischen Druckerei- und Verlags-Gesellschaft m. b. H. (Faber-Verlag) in Magdeburg.

Um die Betriebstätten und die Räume der Verwaltung der Bauherrin auf dem in der Bahnhofstraße gelegenen, verhältnismäßig engen Grundstück zusammenzufassen, wurde im Jahre 1930 nach dem Entwurf von

Regierungsbaumeister a. D. Schaeffer-Heyrothsberge, Architekt B. D. A., das erste Magdeburger Hochhaus errichtet. Es wurde nach dem Vorschlag des Verfassers als Stahlskelettbau ausgeführt, da diese Bauweise die Schwierigkeiten bei der Fundierung besser zu überwinden zuließ und auch den Eigenarten des Zeitungsbetriebes eher gerecht werden konnte als ein Eisenbetonbau.

Nach den Abb. 22 bis 24 liegt das Bauwerk mit einer Frontbreite von 14,13 m an der Straße und reicht in einer Länge von ~32 m in das Grundstück hinein. Das ebenfalls in Stahlskelett errichtete Treppenhaus ist in der Flucht der Hoffront seitlich angefügt. Das Gebäude hat in der gesamten Fläche des Grundrisses fünf Geschosse, die alle dem Betriebe des Zeitungsdruckes dienen. Das erste Geschoß ist mit dem Keller-geschoß zu einem Raum für die Rotationsmaschinen vereinigt worden. Der zur Straße gelegene Teil des Baues erhält für die Verwaltungsräume in einer Tiefe von 16 m sechs weitere Geschosse. Ein für die Wetterwarte vorgesehener Aufbau vereinigt sich mit dem ebenfalls so hoch geführten seitlichen Treppenturm. Die Anordnung des Turmbaues im Grundriß läßt die Abb. 24 erkennen. Die architektonische Gesamtwirkung zelgen die Abb. 25 u. 26.

Der Verfasser wurde damit betraut, die günstigste Lösung für die konstruktive Gestaltung des Tragwerkes und der Fundierung festzustellen und die statischen und Massenberechnungen hierfür anzufertigen. In Anbetracht der durch den im Baugrund vorgefundenen „Magdeburger

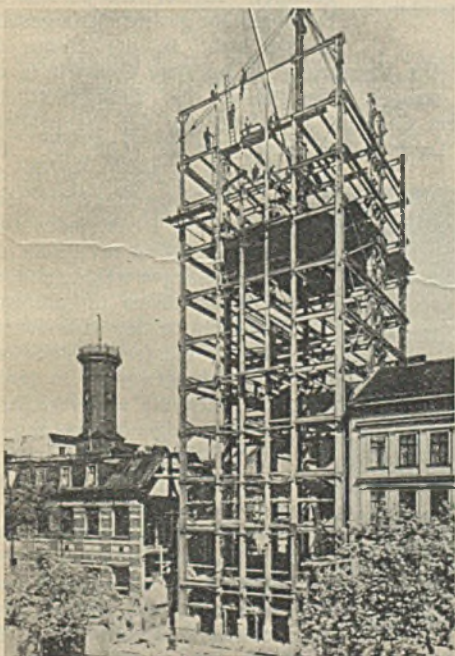


Abb. 33. Stahlskelett-Montage.



Abb. 25. Frontansicht.



Abb. 26. Rückansicht.

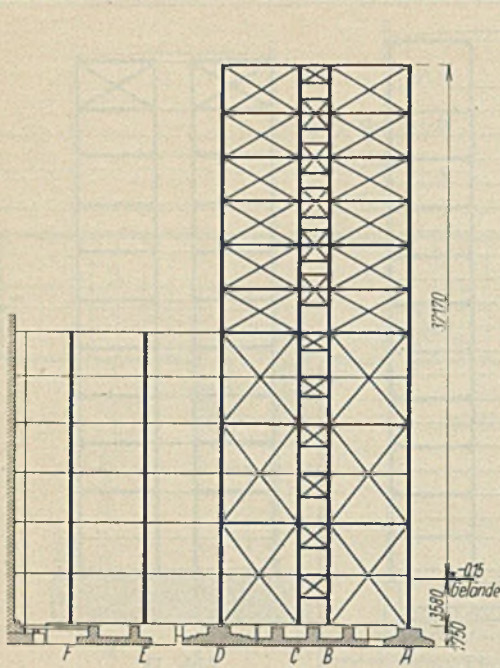


Abb. 30. Fachwerkscheibe 1.

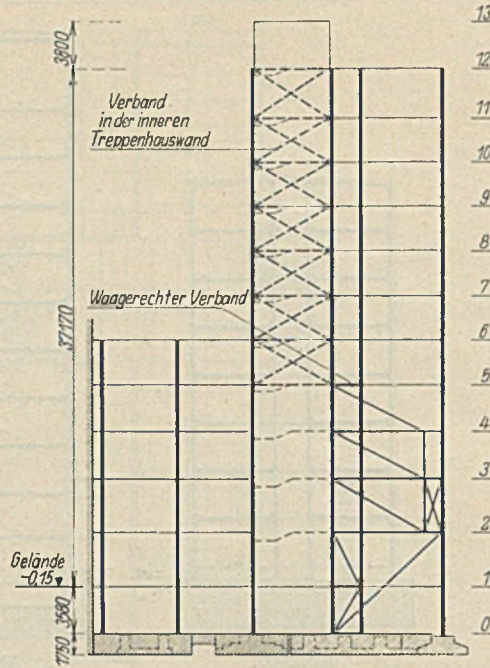


Abb. 29. Fachwerkscheibe 6.



Abb. 27. Rahmen B, C u. D.

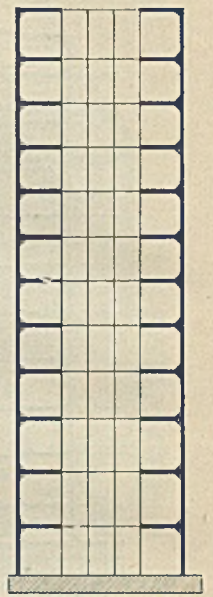


Abb. 28. Front-Rahmen A.

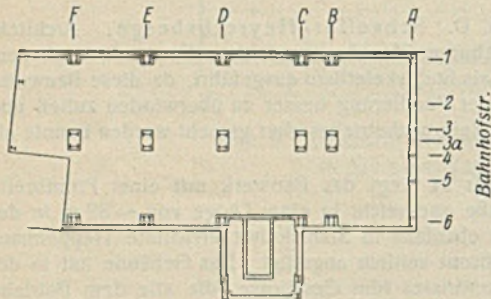


Abb. 22. Ebene O.

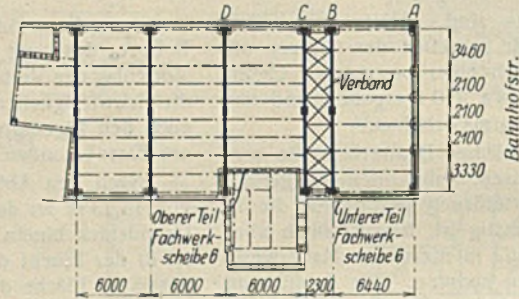


Abb. 23. Ebene 5.
Gesamtmaß $\approx 30\ 000$.

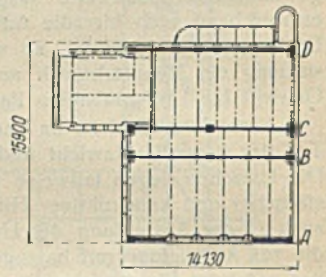


Abb. 24. Ebene 11.

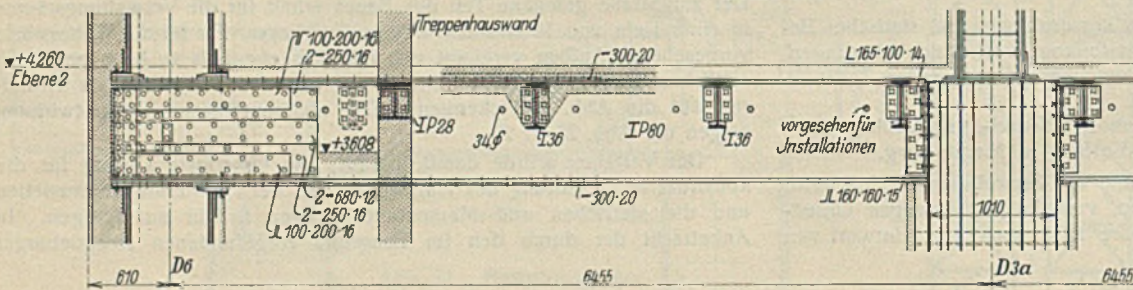


Abb. 32. Konstruktive Durchbildung des untersten Riegels des Rahmens „D“.

grünen Sand“ und der notwendigen Unterfahrung der Wände der Nachbargebäude zu rd. 4 m in der ganzen Gebäudetiefe von 32 m besonders gebotenen Vorsicht bei der Wahl der Fundierung und mit Rücksicht auf den Stand des Grundwassers zur Zeit der Ausführung entschied man sich für parallel zur Straßenfront angeordnete Stockwerkrahmen mit einer Mittelstütze.

In den Grundrissen Abb. 22 bis 24 sind die Rahmen A bis F kenntlich gemacht. Das System der Rahmen B, C und D zeigt die Abb. 27. Es handelt sich um je zwei einhäufige Stockwerkrahmen, die bei B, C und D 11geschossig und bei E und F 5geschossig ausgebildet sind. In der Frontwand A mußten die Riegel wegen der Fensterteilung kürzer gehalten werden, so daß zwei ebenfalls einhäufige Rahmen entstanden, die durch die entsprechende Ausbildung der Fensterträger gekuppelt wurden. Das System dieses Rahmens zeigt die Abb. 28. Sämtliche Rahmen A bis F leiten die

Fachwerkscheibe 6 liegen. Die Versetzung ist aus dem Grundriß in der Abb. 23 ersichtlich. Die waagerechten Pfosten der Fachwerkscheibe dienen gleichzeitig in jedem Geschöß als Abfangung der Treppenhauswand, da auch diese in Leichtsteinen ausgeführt ist (Abb. 32). Bemerkenswert ist noch, daß in der Ebene der Füllungsstäbe keine senkrechten Gurtungen vorhanden sind. Sie hätten sonst in der Höhe der Ebene 2 abgefangen werden müssen, da das Treppenhaus im untersten Geschöß nicht in den Raum hineinragen durfte. Die senkrechte Seitenkraft der Schrägen wird in jedem Geschöß durch die entsprechenden Rahmenriegel aufgenommen und auf die Rahmenstiele und die Mittelstützen übertragen. Dies läßt auch eine bessere Ausnutzung des Materials zu, da die Rahmenriegel bei dieser Windrichtung sonst durch Winddruck nicht beansprucht werden. In der Ebene 5 gibt die eben besprochene Fachwerkscheibe die Querkraft aus dem Winddruck an den zwischen den beiden Riegeln



Abb. 34. Das Hochhaus des Magdeburger Generalanzeigers im Magdeburger Stadtbild.

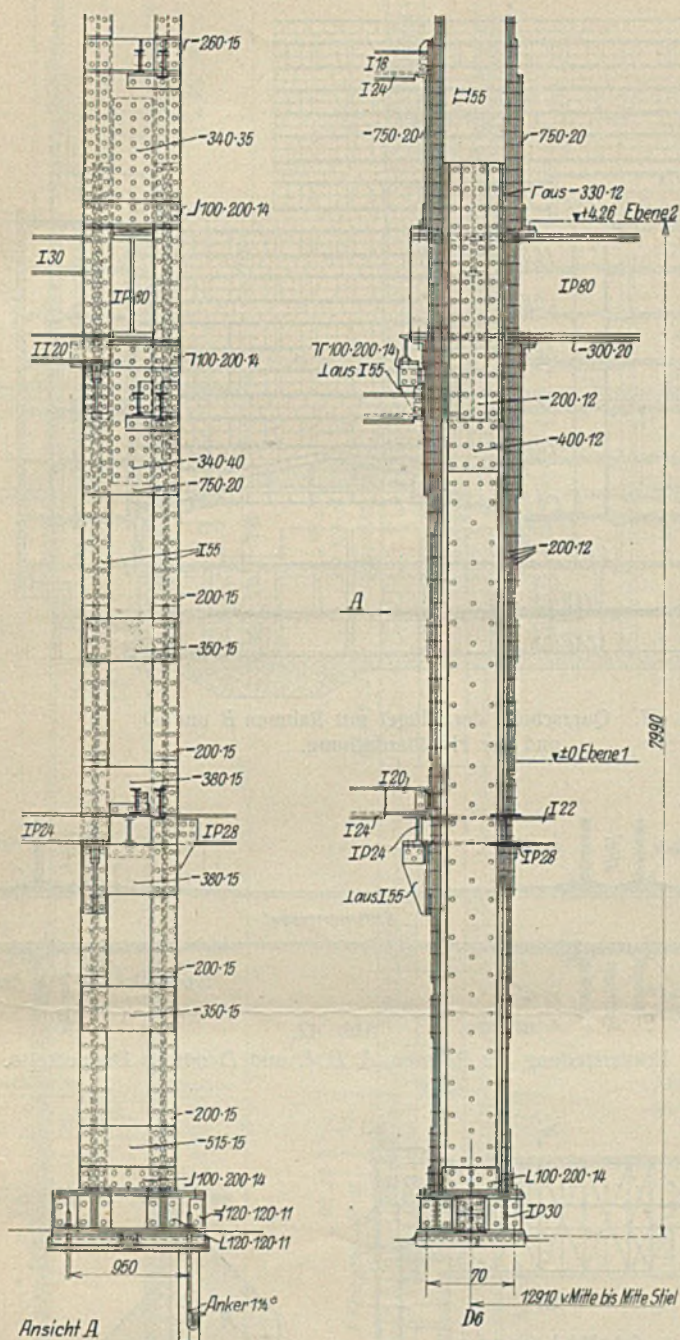


Abb. 31. Konstruktive Durchbildung des Rahmenstieles „D“.

der Rahmen B und C angeordneten waagerechten Verband ab, der die Auflagerdrücke in die Fachwerkscheiben 6 und 1 leitet (Abb. 23). Konnte die Turmwand in der Reihe 6 von der Ebene 5 ab nach oben wegen der normalen Fensterteilung nicht für die Unterbringung eines Verbandes benutzt werden, so war dies von der Ebene 5 ab nach unten möglich.

Abb. 29 zeigt die der Fensterteilung und den für die spätere Verbindung mit dem Gebäude des Bauabschnittes 2 erforderlichen Öffnungen angepaßte Systemführung. Der größte Teil der Stäbe mußte daher knicksicher ausgebildet werden.

In der Reihe 1 war es angängig, die Fachwerkscheibe 1 durch Anordnung von gekreuzten Schrägen zwischen den Rahmen A—B und C—D zu schaffen, wie es die Abb. 30 zeigt. Die Stiele B

und C wurden dann rahmenartig zusammengefaßt, wobei die Möglichkeit von Öffnungen vorzusehen war.

Auf diese Verbände werden die Windkräfte durch die massiven Deckenplatten übertragen. Das günstige Verhältnis der Spannweite dieser Scheiben zu ihrer Höhe ließ es zu, auf eine zusätzliche Bewehrung der Deckenplatten zu verzichten. Allgemein muß noch erwähnt werden, daß die Ausfachung der Wände zur Übertragung der Winddrücke nicht herangezogen werden konnte, da mit Rücksicht auf die Fundierung nur Leichtsteine verwendet werden konnten.

Für die unteren fünf Riegel der Rahmen B bis F sind wegen der erheblichen Nutzlasten dieser Geschosse und der großen Biegemomente aus dem Winddruck Peiner Träger gewählt worden, die meist ohne Verstärkung ausreichen. Alle Riegel sind in der üblichen Weise zwischen den beiden I-Profilen der Stützen eingeführt und gegen Druckbleche durch Flachkeile und Paßfutter festgelegt. Die Flachkeile sämtlicher Rahmen wurden einzeln auf guten Sitz nachgeprüft und abgenommen. Um von der Zuverlässigkeit der Arbeiter weniger abhängig zu sein, empfiehlt es sich, die bessere Ausführung mit Doppelkeilen zu wählen. Sie ist bei dem unter 4). beschriebenen Bau dargestellt und erläutert.

An einigen Einspannstellen wurden bei den Grundquerschnitten durch die großen Querkräfte die zulässigen Grenzen für die Schub- und Hauptspannungen überschritten. Sie sind daher in der ebenfalls im 4. Abschnitt genauer erörterten Weise verstärkt worden. Nähere Einzelheiten zeigen die Abb. 31 u. 32 mit den Konstruktionen des Rahmenstieles D und des untersten Riegels des Rahmens D. Der Rahmenstiel besteht aus II 55 mit entsprechenden Verstärkungen an den Einspannstellen, die bei dem Stiel D beiderseits je vier Gurtplatten 200 · 15 beträgt. Außerdem mußte dieser Stiel im untersten Geschos noch Stegbleche und an den Einspannstellen besondere Stegverstärkungen erhalten, da die äußeren Abmessungen begrenzt waren.

Der Rahmen A (Abb. 28) mußte innerhalb der Frontwand untergebracht werden. Daher sind hier auch die Stiele einwandig ausgebildet und die Riegel demgemäß mit oberen und unteren Ecken angeschlossen. Eine Ansicht des Stahlskeletts läßt in der Abb. 33 diese Einzelheiten erkennen, während Abb. 34 die Wirkung des Hochhauses im Magdeburger Stadtbild zeigt.

Das Gesamtgewicht der von der Fa. Aug. Klönne, Dortmund, ausgeführten Stahlkonstruktion beträgt 830 t.

4. Bürohaus Berlin der Rhenania-Ossag-Mineralölwerke A.-G., Hamburg.

Das von Professor Fahrenkamp, Düsseldorf, entworfene Gebäude befindet sich zur Zeit noch in der Ausführung. Es liegt mit einer Front an der Königin-Augusta-Straße am Landwehrkanal, in der Nähe der Potsdamer Brücke, mit zwei anderen Fronten an der Bendler- bzw. Regentenstraße und mit der vierten neben einem Nachbargebäude. Aus der Lichtbildaufnahme eines Modells (Abb. 35) ist der Aufbau zu ersehen. An der Königin-Augusta-Straße ist das Gebäude sowohl im Grundriß treppentartig angeordnet, als auch in der Höhe, indem die Geschoszahl von der Regentenstraße nach der Bendlerstraße zu ansteigt. Der Flügel an der Bendlerstraße selbst (vgl. Grundriß Abb. 36 und Querschnitt Abb. 37) hat auf etwa $\frac{2}{3}$ seiner Länge elf Geschosse über dem Bürgersteig und setzt dann nach dem Nachbargebäude zu mit vier Geschossen ab, damit der westliche Teil in gleicher Höhe mit der Traufe des Nachbargebäudes abschließt. Das ganze Gebäude ist vollständig mit zwei Geschossen unterkellert, wovon das untere als Lagerkeller und das obere als Garage dient. Auch das Untergeschoß dient mit seinen nach dem überdachten Hof zu gelegenen Räumen als Garage (s. Abb. 37).

Die Zu- und Ausfahrten erfolgen für die beiden Garageschosse von der Bendler- bzw. Regentenstraße.

Dem Verfasser wurde die Aufgabe gestellt, das gesamte Tragwerk einschließlich der Fundierung zu entwerfen und statisch zu berechnen.

Es konnte damit gerechnet werden, daß sich bei diesem Objekt zwischen der Stahl- und Eisenbetonbauweise nur geringe Kostenunterschiede ergeben würden. Die Bauherrin entschloß sich für die Ausführung als Stahlskelettbau.

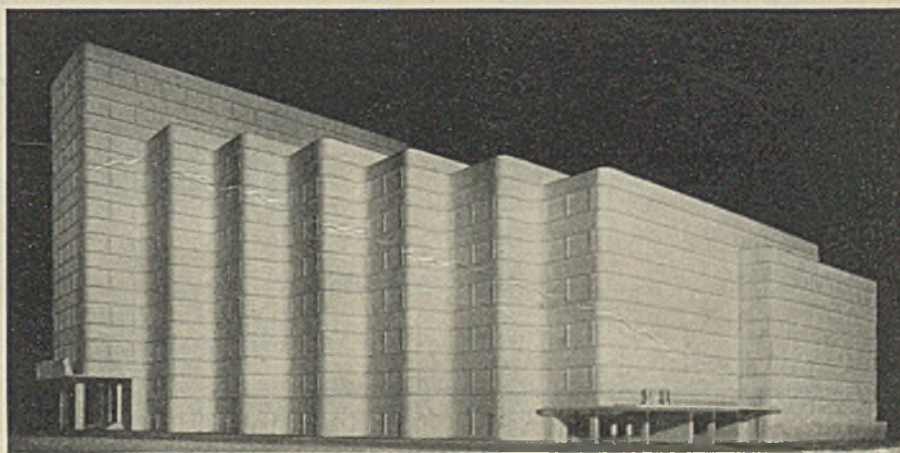


Abb. 35. Modell des Verwaltungsgebäudes der Rhenania-Ossag-Mineralölwerke A.-G. in Berlin.

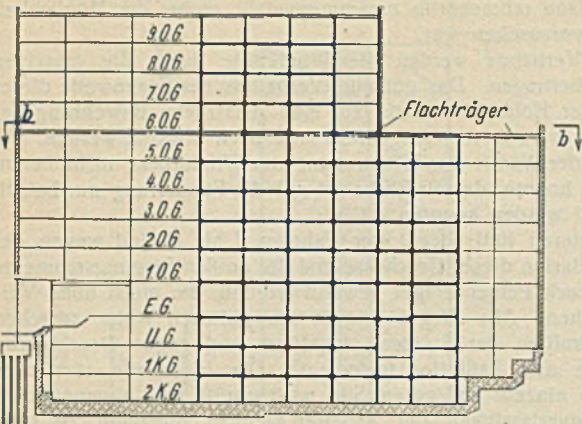


Abb. 40. Schnitt a-a in Abb. 36.

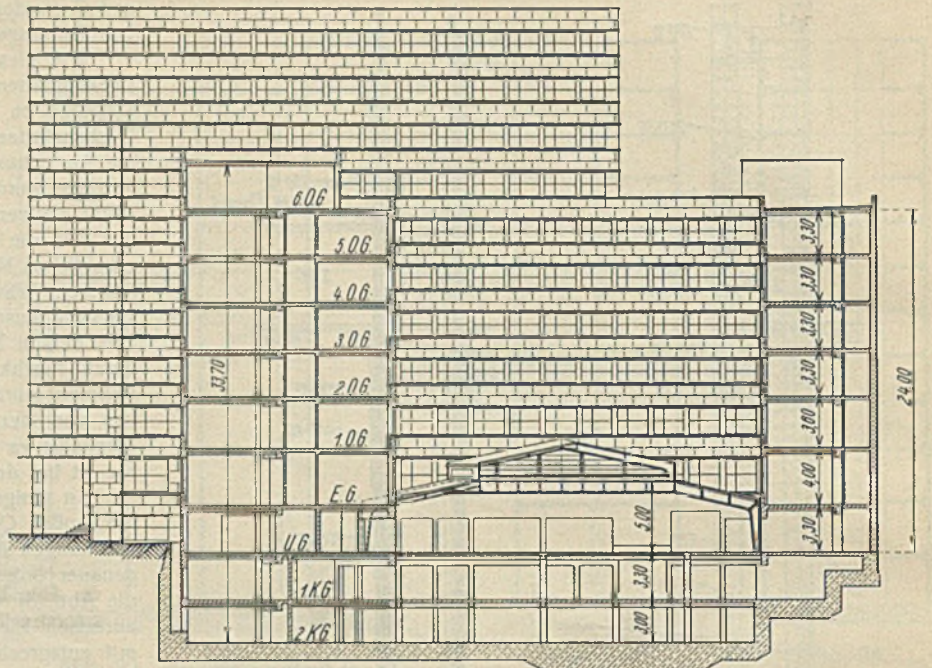


Abb. 37. Querschnitt der Flügel mit Rahmen B und D und der Hofüberdachung.

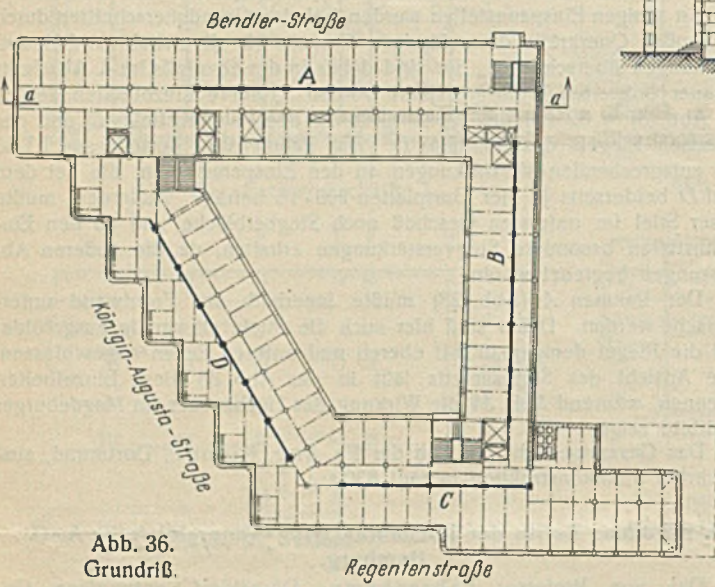


Abb. 36. Grundriß.

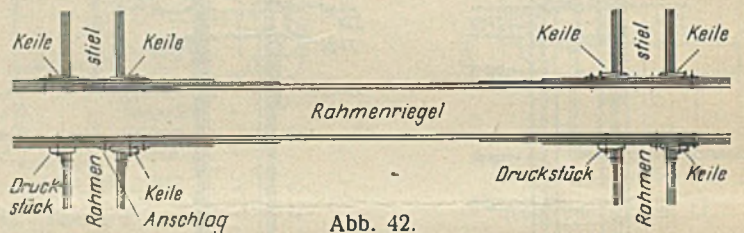


Abb. 42.

Eckversteifung der Rahmen A, B, C und D mittels Doppelkeile.

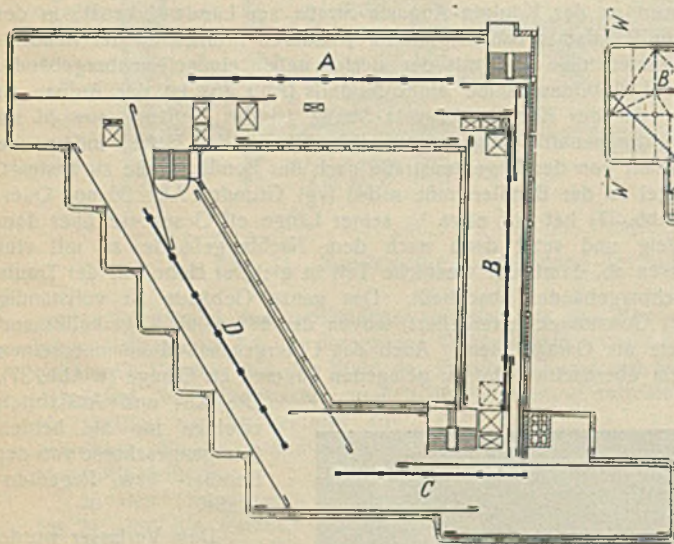


Abb. 38. Bewehrung der Geschosßdecken zur Übertragung der Windkräfte auf die Rahmenebenen A, B, C und D.

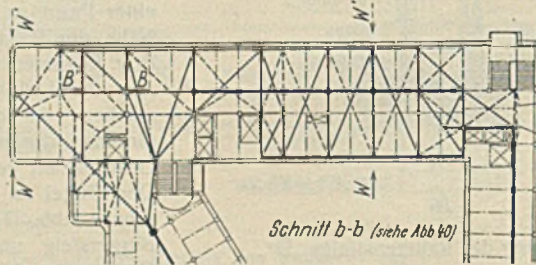


Abb. 41.

Flachträger über dem 5. Obergeschoß überträgt die Windkräfte des darüber gelegenen Gebäudeteiles auf die Rahmen B und D.

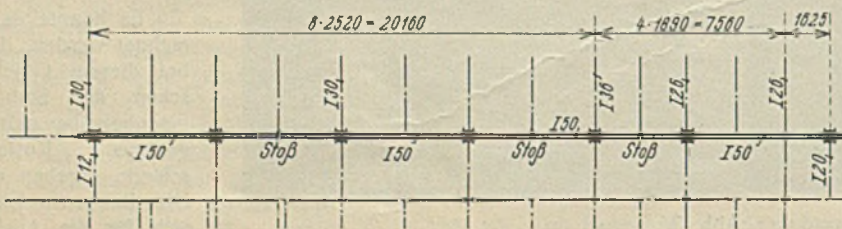


Abb. 44. Stoßanordnung in den Rahmenriegeln.

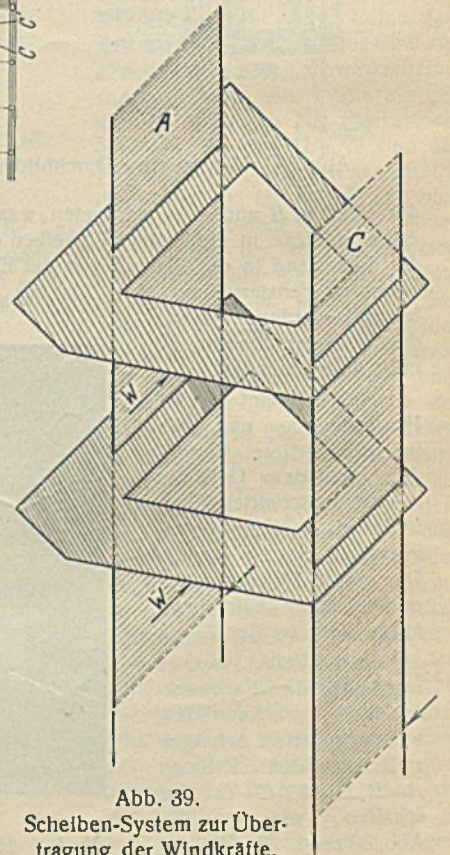


Abb. 39. Scheiben-System zur Übertragung der Windkräfte.

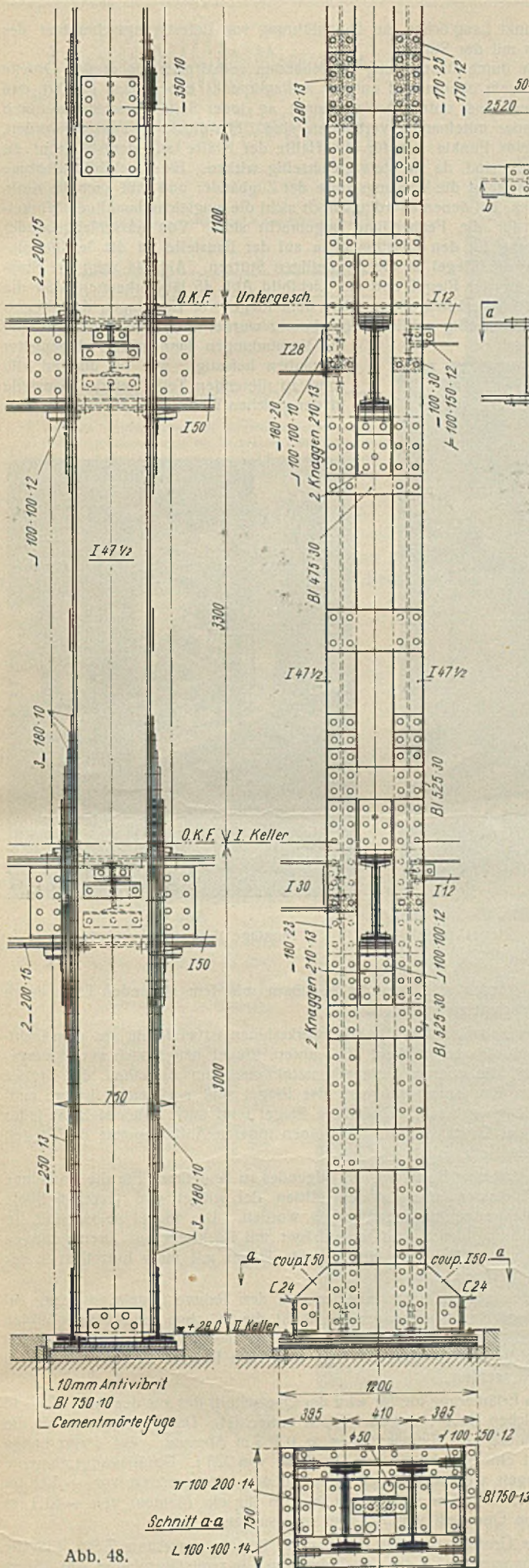


Abb. 48.

Konstruktive Durchbildung einer Stütze mit Riegeleinspannungen.

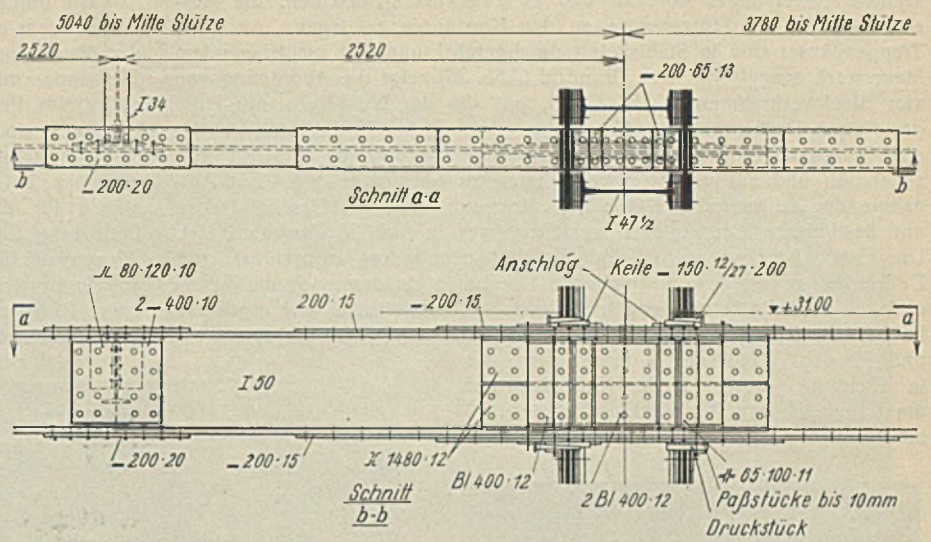


Abb. 47. Konstruktive Durchbildung eines Rahmenriegels.

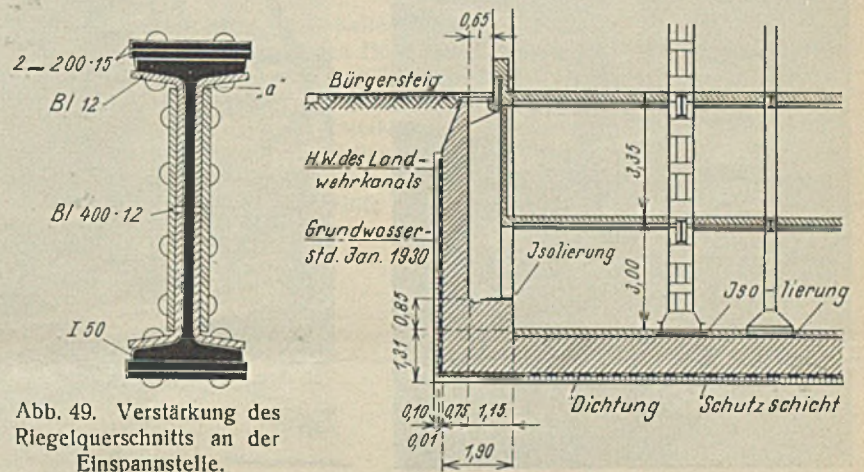


Abb. 49. Verstärkung des Riegelquerschnitts an der Einspannstelle.

Abb. 50. Isolierung des Gebäudes gegen Erschütterungen durch den Straßenverkehr.

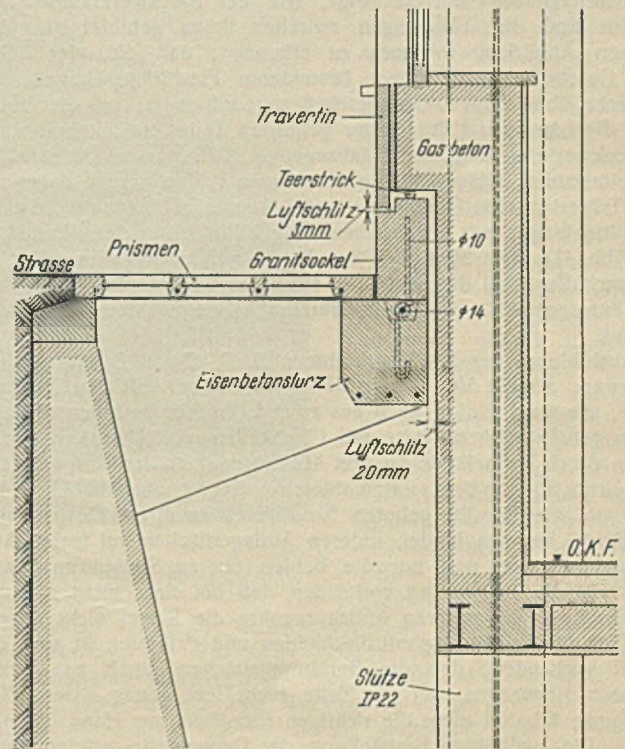


Abb. 51. Einzeldurchbildung der Erschütterungs-Isolierung.

Der architektonische Entwurf hatte die Stützenstellungen festgelegt und sah vor allen Dingen in den Fronten Fensterpfeiler mit verhältnismäßig kleinen Abmessungen vor, so daß es zweckmäßig erschien, die Aussteifungen in die Stützenreihe an den Korridoren zu legen. Auch die Treppenhäuser sind in Stahlskelett durchgeführt und mit nichttragendem Mauerwerk ausgefacht. Der Grundriß (Abb. 36) zeigt die Anordnung von vier Stockwerkrahmen *A—B—C—D*, auf die der Winddruck mit Hilfe der starren Deckenscheiben übertragen wird. Jede Geschoßdecke bildet eine Ringscheibe, die den Wind auf das entsprechende Geschoß aufzunehmen und auf die Stockwerkrahmen zu übertragen hat. Zur Aufnahme der auftretenden Kräfte und Momente sind die Geschoßdecken mit besonderen Eiseneinlagen versehen, was in Abb. 38 dargestellt ist. Die Geschoßdecken selbst sind als Steineisendecken ausgeführt, mit Dedecosteinen und einem tragenden Überbeton, in dem sich die Eiseneinlagen für die Windscheiben befinden. Die statische Wirkungsweise ist in Abb. 39 dargestellt. Danach haben z. B. die Stockwerkrahmen *A* und *C* den Winddruck aufzunehmen, der in Richtung dieser beiden Rahmen auf die Flügel *B* bzw. *D* wirkt. Die Abb. 40 stellt einen Längsschnitt durch den Flügel

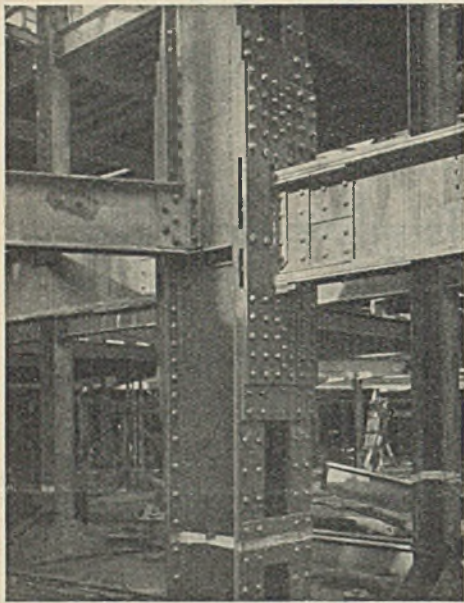


Abb. 43.
Eckversteifung mittels Doppelkeile.

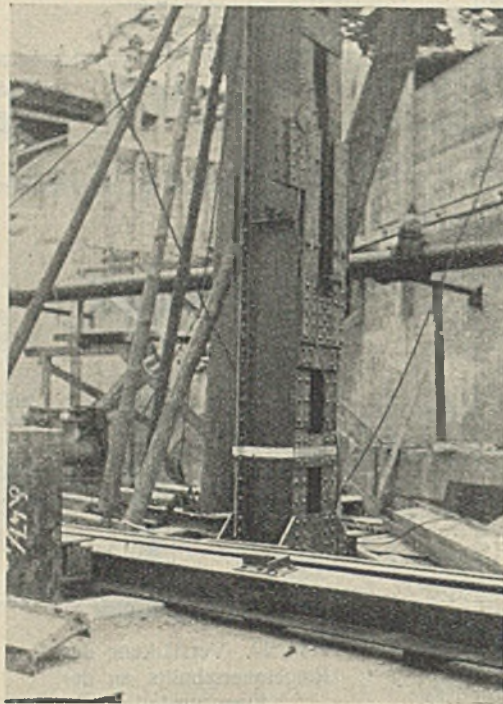


Abb. 45. Die obere Auflagerkonstruktion an den Stützen ist vor Einführung der Riegel behelfsmäßig seitlich angeschraubt.

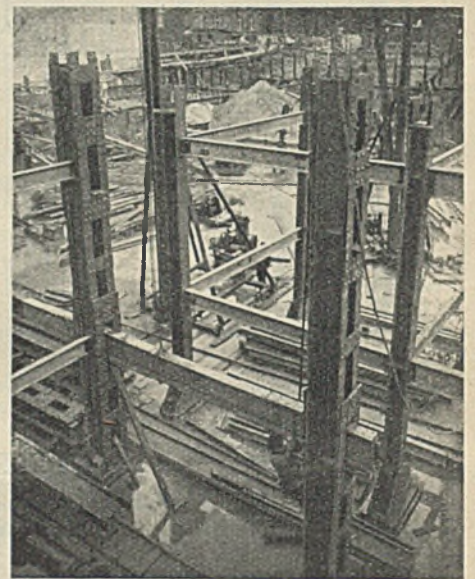


Abb. 46.
Montage der Stockwerkrahmen.

an der Bendlerstraße dar und zeigt, wie der Stockwerkrahmen aus den Stützen und den Unterzügen zwischen ihnen gebildet ist. Aus der gleichen Abbildung ist auch zu erkennen, daß die vier höher geführten Geschoße über einem besonderen Flachträger liegen, der in der Decke über dem 5. Obergeschoß angeordnet ist, um die Windkräfte auf die Längswand des höher geführten Teiles aufzunehmen und an die Stockwerkrahmen *B* und *D* abzugeben. Die massive Decke allein war nicht imstande, diese Kräfte aufzunehmen und es wurde daher mit Hilfe der Trägerlage des Geschoßes und besonderer Diagonalen, die für beide Windrichtungen aus Flachstäben ausgebildet sind, der Windträger gebildet (Abb. 41). Die Steifigkeit des höher geführten Teiles selbst ist dadurch geschaffen, daß die Stiele der schmalen Vorder- und Hinterfront mit den Fensterriegeln zu Stockwerkrahmen biegezugsfest verbunden worden sind.

Die Ausbildung der Stockwerkrahmen *A*, *B*, *C* und *D* ist insofern bemerkenswert, als die Verbindung der Rahmenriegel mit den Rahmenstielen, die, wie sonst üblich, auch aus zwei I-Profilen bestehen, nicht in der bisher gebräuchlichen Weise mit Flachkeilen und Paßfüßern erfolgt ist, sondern durch Doppelkeile an drei Auflagerpunkten der Einspannstelle und einem Druckstück an dem vierten unteren Auflagerpunkt (Abb. 42, 47, 48). Hierdurch wird die Gewähr geboten für eine einwandfreie Einspannung. Falls die Riegel auf den beiden unteren Auflagerflächen auf festen Auflagerpunkten aufliegen und nur die beiden oberen Stellen ausgekeilt werden, so ist die Möglichkeit vorhanden, daß bei einer nicht genauen gleich hohen Lage der unteren Auflagerpunkte die Riegel nicht überall anliegen. Bei der Ausführung mit Flachkeilen und Paßfüßern ist auch die Möglichkeit vorhanden, daß die Berührungsflächen durch zu starkes Antreiben zerstört werden oder die Keile nicht fest genug sitzen, falls der betreffende Arbeiter nicht die richtigen Paßstücke zur Hand hat und verwendet. Die endgültige Feststellung der Doppelkeile erfolgt durch besonders angepaßte Winkelstücke. Die Keile besitzen am unteren Auf-

lagerpunkt Langlöcher zur Durchführung von Befestigungsschrauben des Riegels mit der Stütze.

Die durch Einspannung entstehenden verhältnismäßig großen Drücke an je einem oberen und unteren Auflagerpunkt haben dazu geführt, daß der obere und untere Auflagerpunkt an jeder Seite einer Stütze durch Zugbänder miteinander verbunden sind. Hierdurch ist erreicht worden, daß beide Punkte nur für die Hälfte der Kräfte aus dem Moment zu bemessen sind, da sie stets gleichzeitig wirken. Eine Lichtbildaufnahme (Abb. 43) zeigt die Wirkungsweise der Zugbänder und läßt auch die Keile erkennen, bei denen allerdings noch nicht die ungleichschenkligen Winkelstücke für die Feststellung angebracht sind. Von ausschlaggebender Bedeutung für den Zusammenbau auf der Baustelle ist die leichte Einführung der Riegel in die zweiteiligen Stützen. Abb. 44 zeigt die Stoßanordnung der Riegel und das Lichtbild Abb. 45 läßt erkennen, daß die obere Auflagerkonstruktion über dem Riegel vor Einbringen des Riegels nur behelfsmäßig seitlich angeschraubt wurde. Vor dem Auskeilen sind die Verbindungen dann mittels eingepaßter Schrauben befestigt, wie im übrigen alle sonst zu nietenden Teile auf der Baustelle in der gleichen Weise trotz Mehrkosten aus-

geführt worden sind, um die Nachbarn mit dem störenden Lärm durch die Nietarbeit zu verschonen.

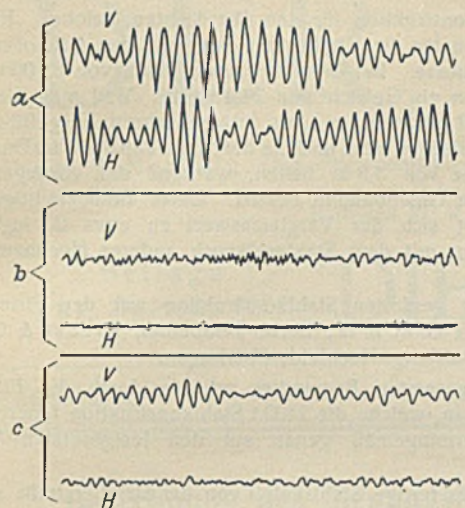
Der Zusammenbau der Stockwerkrahmen ist weiterhin aus dem Lichtbild (Abb. 46) zu ersehen. Der untere Riegel hängt noch am Montagekran und die oberen Auflagerkonstruktionen zur Aufnahme der Drücke aus dem Spannungsmoment der Riegel sind noch nicht in ihre endgültige Lage gebracht. Der obere Riegel fehlt noch. Man sieht an jeder Stütze das Druckstück für den einen unteren Auflagerpunkt der Riegel, der keine Keile erhält.

In statischer Beziehung ist folgendes zu bemerken: Für die Aufnahme von Windlasten sind in den Mitten der Riegel und Geschoß-Stiele Momentennullpunkte angenommen worden. Die Riegel selbst sind für die Belastung durch die Deckenträger mit Rücksicht auf ihren geringen Einfluß als seitlich starr eingespannte Träger mit einer Einzellast in der Mitte angesehen.

Besondere Aufmerksamkeit wurde den Rahmenriegeln in bezug auf Schub- und Hauptspannungen geschenkt, die zwischen den Auflagerpunkten an der Einspannstelle entstehen. An den meisten Einspannungspunkten mußten die Übergangsstellen vom Steg zum Flansch und die Stegmitten verstärkt werden.

Als Erläuterung hierfür wird der Querschnitt des aus den Abb. 47 u. 48 ersichtlichen Rahmenriegels kritisch betrachtet. Die Druckpunkte für die Einspannung des Riegels liegen in 0,565 m Abstand. Auf dieser Länge herrscht eine gleichbleibende Querkraft von 223 t. Die Biegemomente des Riegels wechseln jedoch zwischen den Druckpunkten von + 50,8 tm auf - 61,1 tm. Der Querschnitt ist also für ein Moment von - 61,1 tm und eine Querkraft von 223 t zu untersuchen.

Der Grundquerschnitt des Riegels besteht aus einem I 50. Für die Stützenmomente sind dann oben und unten je zwei Gurtplatten 200·15 zur Verstärkung angeordnet. Die für die Biegung erforderlichen Querschnitts-



V Vertikale Schwingungen. H Horizontale Schwingungen.
a) Bodenerschütterungen an der Grabenoberkante neben der Straße. b) Bodenerschütterungen im 2,4 m tiefen Graben. c) Bodenerschütterungen an der Grabenoberkante neben dem Gebüde.

Abb. 52a bis c. Schwingungsdiagramme.

flächen sind in der Abb. 49 schwarz ausgefüllt dargestellt. Hierfür ergeben sich an der Einspannstelle die größten Beanspruchungen zu:

$$\sigma_b = 1461 \text{ kg/cm}^2, \\ \tau_0 = 2595 \text{ kg/cm}^2.$$

Die zulässigen Höchstwerte betragen:

$$\sigma_b = 1600 \text{ kg/cm}^2, \\ \tau_0 = 1333 \text{ kg/cm}^2.$$

Der Steg des I 50 ist also in der Nulllinie zu schwach und mußte verstärkt werden.

Weiterhin war aber noch der Übergang vom Steg zum Flansch auf zusammengesetzte Festigkeit zu untersuchen. Das geschah nach der bekannten Formel:

$$\sigma_R = \frac{3}{8} \cdot \sigma_b \pm \frac{5}{8} \sqrt{\sigma_b^2 + 4\tau^2}.$$

In der Abb. 49 ist diese Stelle mit „a“ gekennzeichnet. Dort herrscht eine Hauptspannung von $\sigma_R = 3345 \text{ kg/cm}^2$. Hierfür ist aber nur $\sigma_R = 1600 \text{ kg/cm}^2$ zulässig. Es mußte also auch hier eine Verstärkung angenommen werden.

Zwischen den Flanschen und dem Stege sind geschmiegte Bleche von 12 mm Stärke angeordnet. Diese erstrecken sich der einfacheren Bearbeitung wegen nur auf die halbe Höhe. Die entsprechende Fuge wird dann besonders gedeckt. Diese Verstärkungsteile sind in der Abb. 43 schraffiert dargestellt. Für den verstärkten Querschnitt ergeben sich dann die folgenden Beanspruchungen:

In der Nulllinie

$$\tau_0 = 1248 \text{ kg/cm}^2,$$

am Übergang vom Steg zum Flansch

$$\sigma_R = 1532 \text{ kg/cm}^2.$$

Die Abb. 47 u. 48 zeigen die Einzelausbildung eines Rahmenriegels und einer Stütze.

Isolierungsmaßnahmen gegen Erschütterungen durch den Straßenverkehr.

Anschließend sei noch hingewiesen auf die Ausbildung der Stützenfußkonstruktionen in Abb. 48 mit Rücksicht auf eine Isolierung des ganzen Stahlskeletts gegen Erschütterungen von außen, vor allem durch den Straßenverkehr. Nachdem auf der 1 m starken Eisenbetonplatte unter

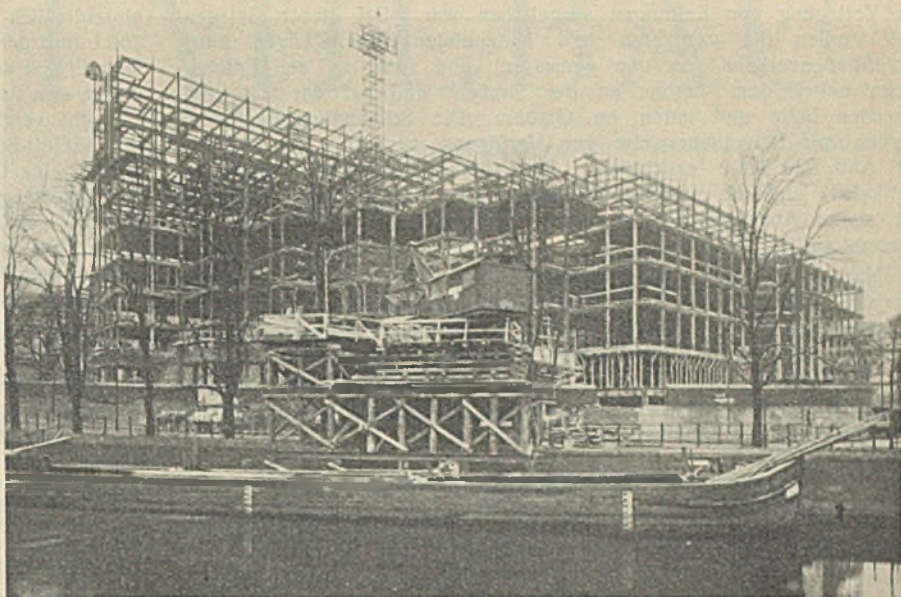


Abb. 54. Ansicht des fertiggestellten Stahlskeletts vom Landwehrkanal aus.

dem Fußboden des 2. Kellergeschosses etwa 5 cm hohe Sockel in Beton hergestellt waren, deren Höhe durch Nivellement genau festgelegt war, wurde auf diese eine Antivibrirplatte aufgebracht und darauf eine 10 mm starke Blechplatte gelegt (Abb. 50). Mit einem Abstand von etwa 2 bis 4 cm darüber lag dann die Unterkante der Stützenfußplatte. Der Zwischenraum wurde zunächst mit Keilen ausgefüllt, um die Höhenlage der Stützen nötigenfalls noch verändern zu können. Der Zwischenraum selbst wurde dann mit Beton mit Hilfe von Preßluftschlämmern ausgefüllt. Die vor-

erwähnte Maßnahme, zwischen die Fundamentplatte und die Fußplatten der stählernen Stützen eine Antivibrirplatte einzulegen, wurde vom Verfasser als nicht ausreichend angesehen, um so mehr, als in der Königin-Augusta-Straße ein besonders starker Straßenverkehr vorhanden ist. Deshalb wurde durch eine weitere bauliche Maßnahme danach gestrebt, die waagerechten Schwingungen, die in Höhe des Bürgersteiges das Stahlgerüst treffen würden, durch Anordnung eines um das ganze Gebäude herumlaufenden Luftschlitzes von diesem fernzuhalten.

Zu diesem Zwecke sind die gesamten Frontwandstützen in das zweite Kellergeschoß hinuntergeführt worden und stehen dort auf den bereits vorher erwähnten Antivibrirplatten.

Die Abb. 50 läßt erkennen, daß die Eisenbetonumfassungswände der Kellergeschosse in die Grundplatte eingespannt sind und an ihren oberen Enden waagerechte Auskragungen besitzen, die wiederum einen durchlaufenden Eisenbetonsturz tragen zur Erzielung des oben erwähnten Luftschlitzes. Dieser Luftschlitz verhindert die Übertragung der Schwingungen vom Straßenverkehr auf die Gebäudekonstruktion. Die Einzelheiten sind in der Abb. 51 dargestellt.

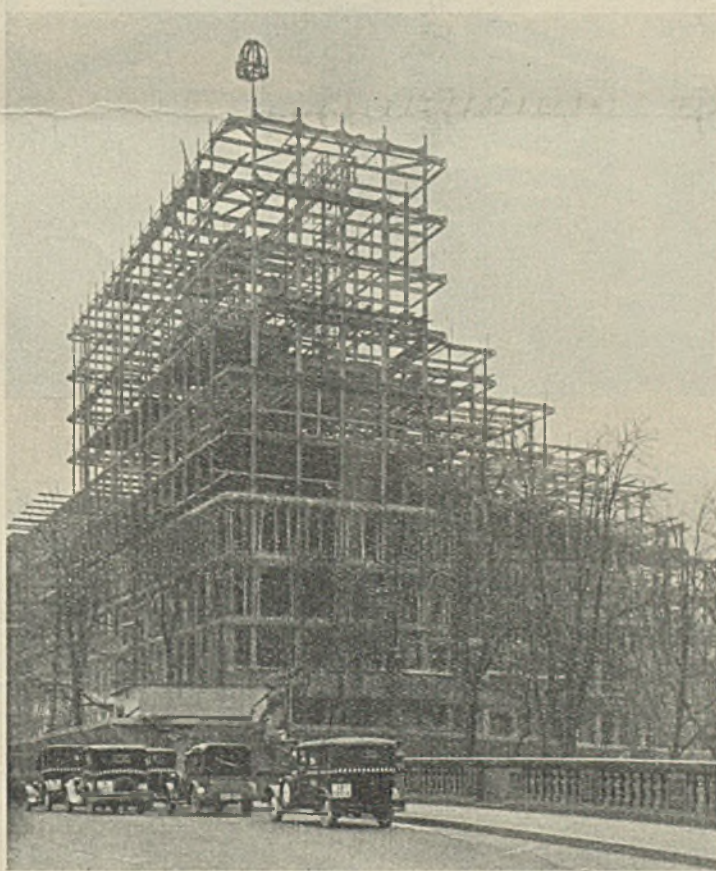


Abb. 53.

Das fertiggestellte Stahlskelett von der Bendlerstraße aus gesehen.

Angeregt wurde der Verfasser zu dieser baulichen Maßnahme durch einen Vortrag von Professor Dr.-Ing. Hort, Leiter der Abteilung für mechanische Schwingungen des Heinrich-Hertz-Instituts in Berlin. Professor Hort empfahl den Bauingenieuren zur Fernhaltung der Verkehrerschütterungen von Gebäuden, diese mit einem Luftgraben zu umgeben. Die praktische Wirkung war von ihm festgestellt worden, als in der Franklinstraße vor seinem Institut ein 2,4 m tiefer Graben

zur Verlegung von Leitungen ausgehoben war. Bei dieser Gelegenheit wurden die vertikalen und horizontalen Schwingungen durch den Straßenverkehr von ihm gemessen, und zwar an der Erdoberfläche neben dem Graben an der Straßen- und auf der entgegengesetzten Seite und unten im Graben. Die Schwingungsdiagramme wurden mir freundlicherweise zur Verfügung gestellt. Sie sind aus der Abb. 52a bis c ersichtlich. Die oberen Diagramme lassen die vertikalen, und die unteren die horizontalen Schwingungen erkennen. Die starke Abnahme der horizontalen Schwingungen fällt dabei besonders auf.

Nach Fertigstellung des Bauwerkes sollen besondere Messungen über die Wirkungsweise des Luftschlitzes vorgenommen werden.

Die Ausmauerung der Außenwände erfolgt durch 20 cm starke Gasbetonformsteine in den Brüstungen, während die Außenstützen seitlich mit 7 cm starken und nach außen mit 12 cm starken Gasbetonsteinen umkleidet werden. Die sichtbaren Flächen an den Fronten werden mit 3 cm starken Travertinplatten verkleidet.

Gewicht der Stahlkonstruktion.

Von Interesse dürfte noch das Gewicht der Stahlkonstruktion sein, bezogen auf 1 m³ umbauten Raum. Das Gesamtgewicht beträgt 2400 t

einschließlich der Dachkonstruktion für den überdachten Autohof. Etwa 250 t sind darin enthalten für die Möglichkeit einer späteren Aufstockung aller Flügel auf 11 Geschosse. Bei dem umbauten Raum von 88 000 m³ würde sich damit ergeben ein Gewicht von 24,4 kg/m³. Will man dieses Gewicht vergleichen mit anderen in den letzten Jahren ausgeführten Stahlskelett-Bürohochhäusern, so wäre noch zu beachten, daß diese im Durchschnitt eine Geschoßhöhe von 3,8 m haben, während das vorliegende fast durchweg nur 3,3 m Geschoßhöhe besitzt. Unter Berücksichtigung dieses Umstandes ergibt sich der Vergleichswert zu etwa 23 kg/m³. Diese Zahl ist, verglichen mit dem Stahlverbrauch anderer Hochhäuser, außergewöhnlich gering.

Die Ausführung der gesamten Stahlkonstruktion war den Firmen: Krupp-Druckmüller G. m. b. H., Berlin-Tempelhof, Breest & Co., Berlin, und Harkort, Duisburg-Hochfeld, übertragen.

Die Montage des gesamten Bauwerkes erfolgte durch die Firma Krupp-Druckmüller allein, welche die 2400 t Stahlkonstruktion innerhalb von 82 Arbeitstagen termingemäß genau auf den festgesetzten Tag aufstellte.

Die Abb. 53 zeigt das fertige Stahlskelett von der Bendlerstraße und Abb. 54 vom Schöneberger Ufer, der Straße jenseits des Landwehrkanals aus gesehen.

Alle Rechte vorbehalten.

Turnhalle der Marineschule in Friedrichsort.

Von Dipl.-Ing. Klee, Kiel.

Zahlreiche Versuche haben bewiesen, daß das Lichtbogenschweißverfahren mit Vorteil zur Herstellung von vollwandigen Querschnitten verwendet werden kann. Eine Reihe von ausgeführten geschweißten Stahlbauten mit vollwandigen Querschnitten haben die Versuche bestätigt.

Diese Ergebnisse veranlaßten die Baubehörde der Marine-Intendantur Kiel, die vollwandigen Binder für den Neubau einer Turnhalle zum Teil mittels Elektroschweißung herstellen zu lassen.

Das Gebäude hat 36,93 m Gesamtlänge und 16,5 m Breite. Die Höhe an der Traufe beträgt 5,6 m, am First 7,6 m.

Für die Dacheindeckung aus Doppelpappe auf Schalung mit hölzernen, unterwärts mit genuteter und gespundeter Schalung verkleideten Sparren ist einschließlich Schnee und Wind eine Belastung von 180 kg/m² in die Berechnung eingesetzt worden. Die gemauerten Außenwände bestehen aus zwei halbstarksten, durch einen Luftschlitz von 6 cm getrennten Mauern. Die äußere ist in roten Verblendsteinen ausgeführt und wird von der inneren als Stahlfachwand ausgebildeten Bimssteinwand gestützt. Ein durchlaufendes Fensterband von 1,6 m Höhe erstreckt sich über sämtliche Mittelfelder und erzielt eine reichliche Lichtfläche. Auf die hinter den Fenstern angebrachten Jalousien mußte bei der Ausbildung des oberen Stahlfachwerks gebührend Rücksicht genommen werden.

Die Dachhaut wird von Pfetten aus IP-Profilen getragen, welche auf den vollwandigen Zweigelenkrahmen ruhen. Diese Rahmen haben außerdem den Winddruck auf die Längswände aufzunehmen. Die bauliche Ausbildung geht aus Abb. 1 hervor. Die Binderriegel bestehen aus normalen I-Profilen, deren Mittelstoß und Anschlußstoß durch Nietung auf der Baustelle hergestellt wurden. Die Binderstiele bestehen, dem Momentenverlauf entsprechend, aus nach unten sich verjüngenden Stehblechen mit einfachen

Gurtplatten, welche durch ununterbrochene Kehlschweißnähte verbunden wurden. Das Gewicht eines Rahmens in genieteter Ausführung wurde zu rd. 2900 kg ermittelt, das des geschweißten beträgt rd. 2500 kg; somit ergab sich eine Gewichtsersparnis von etwa 14%. Diese verhältnismäßig geringe Gewichtsersparnis ist damit begründet, daß in beiden Fällen für die Riegelquerschnitte ein Walzprofil vorgesehen werden sollte. Wäre auch der Riegel aus Stehblech und Gurtplatten zusammenschweißt worden, so wären etwa 20 bis 25% an Gewicht gespart worden, allerdings unter Aufwand erhöhter Bearbeitungskosten. Ständige Kontrollen der mit der Anfertigung beschäftigten Schweißer und wiederholte Prüfungsversuche steigerten die Fertigungskosten naturgemäß erheblich, so daß der aufgewendete Gesamtlohn den der genieteten Ausführung erreichte.

Die auf die Giebelwände entfallenden Windlasten werden von Dachverbänden üblicher Ausführung aufgenommen, deren Auflagerkräfte durch Längsverbände in den Luftschlitzen der Längswand in die Fundamente geleitet werden.

Abb. 2 zeigt ein Gesamtbild der fertig aufgestellten Stahlkonstruktion.

Der Entwurf für den Turnhallenbau wurde von dem Marine-standortsbauamt Kiel aufgestellt. Die Anfertigung der Zeichnungen und Berechnungen sowie die Herstellung und Montage der Stahlkonstruktion wurden der Firma Gebrüder Andersen, Kiel, übertragen.

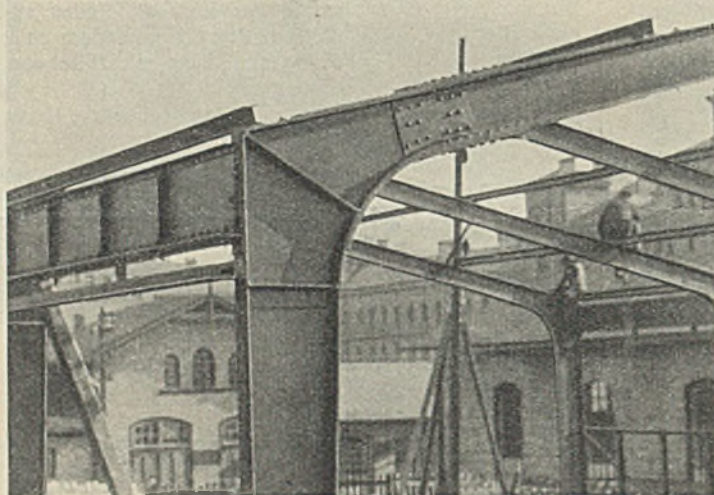


Abb. 1. Geschweißter Rahmenbinder.

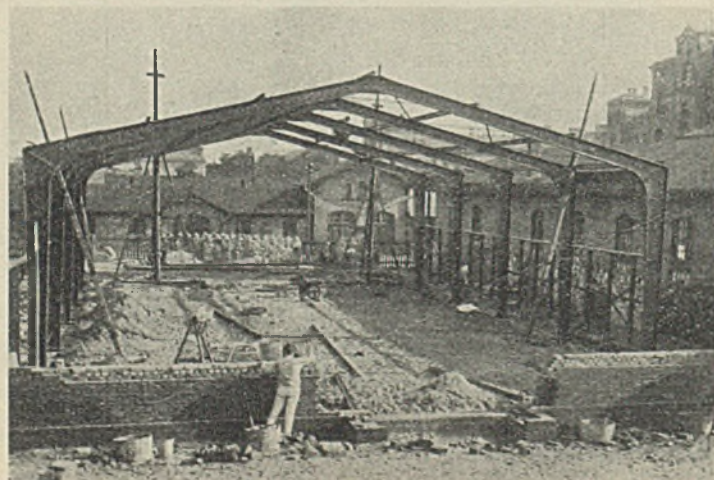


Abb. 2. Ansicht der Hallenkonstruktion.

INHALT: Die Aussteifung von Stahlskeletthochhäusern. — Turnhalle der Marineschule in Friedrichsort.

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.