

# DER STAHLBAU

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

Beilage  
zur Zeitschrift

## DIE BAUTECHNIK

Fachschrift für das ge-  
samte Bauingenieurwesen

Preis des Jahrganges 10 R.-M. und Postgeld

3. Jahrgang

BERLIN, 8. August 1930

Heft 16

Alle Rechte vorbehalten.

### Das Europahaus in Leipzig.

Von Oberingenieur Hans Rohrer, Burbach.

Die Stadtbilder einer ganzen Reihe deutscher Großstädte, wie Köln, Mannheim, Stuttgart, Aachen, Breslau usw., weisen bereits bemerkenswerte Hochhausbauten auf. Leipzig, die kontinentale Messestadt mit ihrem Bedarf an Räumen für Büro-, Ausstellungs- und Lagerzwecke, stand in dieser Hinsicht bis zum Jahre 1929 noch zurück. Der mit der Leipziger Messe verbundene bedeutungsvolle zwischenstaatliche Handelsverkehr ließ es angezeigt erscheinen, daß auch Leipzig mit einem Musterbeispiel des neuzeitlichen Bauwesens ein Hochhaus aufwies, das über die bisherige Bauhöhe von 5 bis 7 Stockwerken hinausging

und sich dem Vorgehen anderer deutscher Großstädte anschloß.

Im Jahre 1929 ließ die Familie Limburg-Hoffmann Erben in Leipzig in bevorzugter Lage, an der Ecke Roß- und Augustaplatz, ein bedeutungsvolles Bauwerk dieser Art, das Europahaus, mit 13 Stockwerken errichten. Hierbei entschied man sich nach dem Entwurf des auch mit der Bauoberleitung beauftragten Architekten Otto Paul Burghardt in Leipzig zur Anwendung der Stahlbeton-Bauweise des Architekten und Bau-meisters Frank in Stuttgart. Die Ausführung dieser Bauweise ist in Verbindung mit der üblichen Stahlskelettkonstruktion ohne weiteres möglich. Die Bauweise Frank (Abb. 1) sieht in den äußeren Abschlußwänden zweifellige Stützen vor, welche vom Sockel bis zum Hauptgesims durchlaufen und mit schwalbenschwanzförmigen Sonderprofilen

ausgestattet sind. Die Stützen dienen einerseits zur Aufnahme des Mauerwerks und andererseits zur Führung der konsolförmig ausgebildeten Arbeitsbühnen, ebenso auch zur Aufnahme etwa erforderlicher Schalungen. Je nach der Größe der Belastung können diese Stützen als einfache

Doppelstützen verwendet oder mehrere Paare zu leichten Fachwerkstützen vereinigt werden. Die Wand- oder Pfeilerkonstruktionen werden mit Blms- oder Kiesbeton ausgefüllt. Ihre Eigenlast überträgt sich nach dem Erhärten und Abbinden der tragfähigen Füllmasse unmittelbar auf die Grundmauern. Falls man genügend tragfähige Betonmischungen anwendet, können die Dach- und Deckenlasten ebenfalls durch diese Betonstahlkonstruktion aufgenommen und nach den Fundamenten abgeführt werden. Damit ergibt sich eine Ersparnis an Konstruktionsgewichten bei den Stützen und Wandunterzügen. Wie bei jedem Stahlskelettbau, liegt ein weiterer bedeutender Vorteil der Bauweise darin, daß die Umfassungs- und Innenwände, sowie die Decken in unmittelbarem Anschluß an die Aufstellung der tragenden Konstruktion ausgeführt werden können. Die Bauzeit kann dadurch ganz wesentlich abgekürzt werden.

Allerdings kann in Deutschland dieser letztgenannte Vorteil meistens nicht so weitgehend wie in den Vereinigten Staaten ausgenutzt werden. Die dort erreichten Rekordbauzeiten werden bei uns erst dann erzielt werden können, wenn sich die Entwurfsarbeiten in Deutschland weniger schwierig gestalten. Zunächst gehen die baupolizeilichen Vorschriften, namentlich hinsichtlich der Winddrücke,

welter als in Amerika, außerdem werden Grundriß- und Stützenstellungen nicht wie in Amerika einer weitgehenden Vereinfachung und Verbilligung der Konstruktion angepaßt. Dafür gibt das Europahaus in Leipzig ein

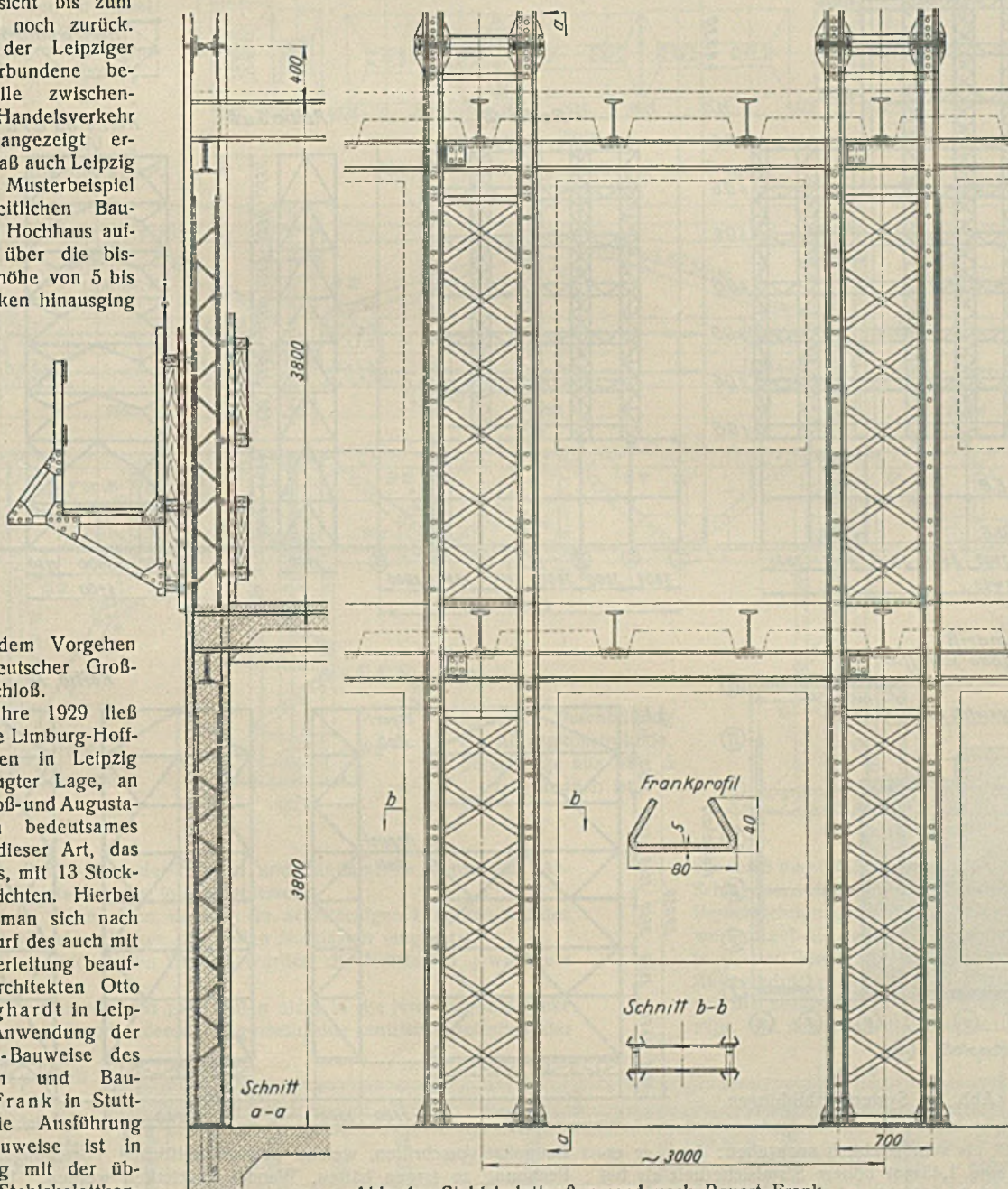


Abb. 1. Stahlskelettaußenwand nach Bauart Frank.



besonders bemerkenswertes Beispiel, da kaum eine Stütze der anderen gleicht, die Raumaufteilung in den Geschossen fortwährend wechselt, und da ferner Stützen durch schwere Kragträgerkonstruktionen abgefangen werden mußten. Hinzu kommt die große Zahl der für die Aufnahme der Windkräfte nach den deutschen Baupolizei-Anforderungen notwendigen Verbände, welche die Konstruktion nicht unwesentlich verteuern müssen. Die Entwurfsarbeit des amerikanischen Ingenieurs gestaltet sich in dieser Hinsicht viel leichter, denn namhafte Winddrücke hat er erst bei Gebäuden über 30,5 m Höhe zu berücksichtigen. Bei dem Europahaus in Leipzig wurde dagegen für den unteren, voll ausgebauten Gebäudeteil bis zum 6. Obergeschoß ein Winddruck von 125 kg/m<sup>2</sup> und darüber für den 45 m hohen Mittel-aufbau ein solcher von 140 kg/m<sup>2</sup> vorgeschrieben.

Nach dem Gutachten des ordentlichen Professors für Stahlbau an der Technischen Hochschule in Stuttgart, Herrn Dr. Maier-

vergleiche mit amerikanischen Hochhäusern gleicher Art sind daher nicht am Platze, zumal die Wirtschaftlichkeit des Stahlhochbaues durch die zeitraubenden Entwurfsarbeiten und die höhere Kosten verursachende Werkarbeit stark vermindert wird.

Hier muß im Interesse der Wirtschaftlichkeit des Stahlskelettbaues durch Aufstellung zweckdienlicher und für das ganze Reich geltender

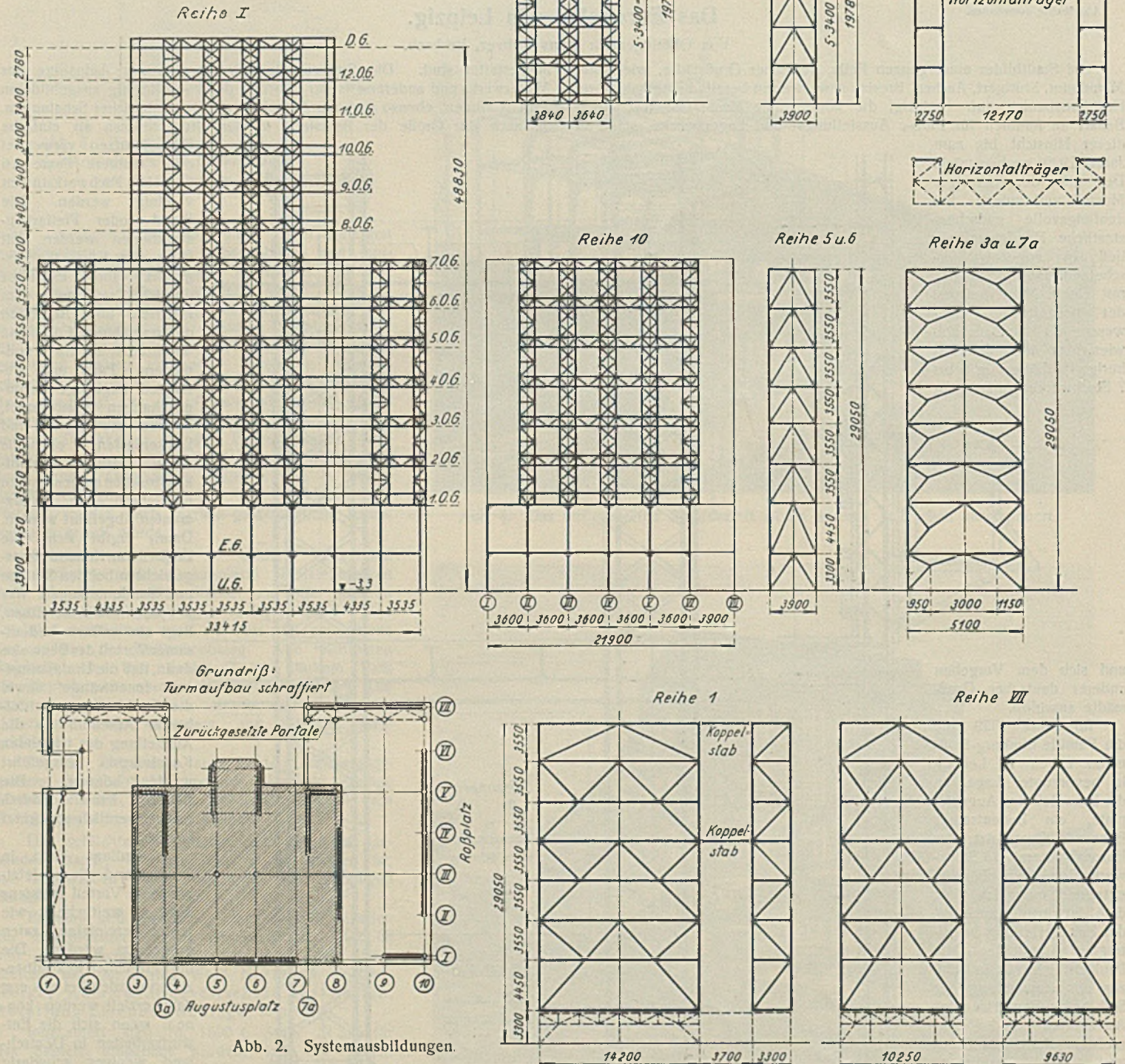


Abb. 2. Systemausbildungen.

Leibnitz, ist diese Vorschrift als sehr reichlich anzusehen; denn er errechnet für das Europahaus eine 1,45mal höhere Standsicherheit als bei einem entsprechenden amerikanischen Hochhaus. Die neuesten Vorschriften für New York verlangen für Gebäude über 100' Höhe (30,5 m) die Berücksichtigung einer Windbelastung von 97,65 kg/m<sup>2</sup>, und zwar ist für die Ermittlung der Windangriffsfläche nur die Höhe vom höchsten Gebäudepunkt bis zu 30,5 m Höhe in Rechnung zu setzen. Kosten- und Bauzeiten-

Baupolizeivorschriften, welche den neuzzeitlichen Forschungsergebnissen Rechnung zu tragen hätten, Wandel geschaffen werden. Insbesondere müßte auch gestattet sein, die scheibenartig wirkenden Decken- und Wandfüllungen zur Übertragung und Aufnahme der Windlasten heranzuziehen und dadurch teure und unbequeme Verbände zu sparen.

Für die statische Berechnung des Stahlskelettes waren die nachstehend angegebenen Daten für die Verteilung der senkrechten Lasten,



wie auch für die der Windkräfte, maßgebend. In Abb. 2 ist das Stahlskelett des Baues schematisch dargestellt, und insbesondere ist die Anordnung der Windverbände vollständig eingetragen.

Die Beanspruchung der Betonfundamente wurde mit 25 kg/cm<sup>2</sup>, die Beanspruchung des Baugrundes unter Einbeziehung der Windkräfte mit 2,5 kg/cm<sup>2</sup> angenommen.

**Belastungsannahmen.**

**I. Nutzlasten:**

- a) für das Dach . 250 kg/m<sup>2</sup>
- b) für alle Decken 500

**2. Eigengewichte:**

- a) Dach:
  - Bimsbeton zwischen I-Trägern einschl. des Gefällsausgleiches . . . 430 kg/m<sup>2</sup>
  - Papplage . . . 10
  - Schuttbimsbeton . . . 80
  - Plattenbelag (etwa 2 cm stark) 60
  - Deckenputz . . . 20
  - Trägereigen-gewicht . . . 20
  - zus. 620 kg/m<sup>2</sup>
- b) für die Decken im Mittel:
  - Bimsbeton zwischen I-Trägern . 250 kg/m<sup>2</sup>
  - Belag . . . 90
  - Putz . . . 20
  - Trägereigen-gewicht . . . 20
  - zus. 380 kg/m<sup>2</sup>.

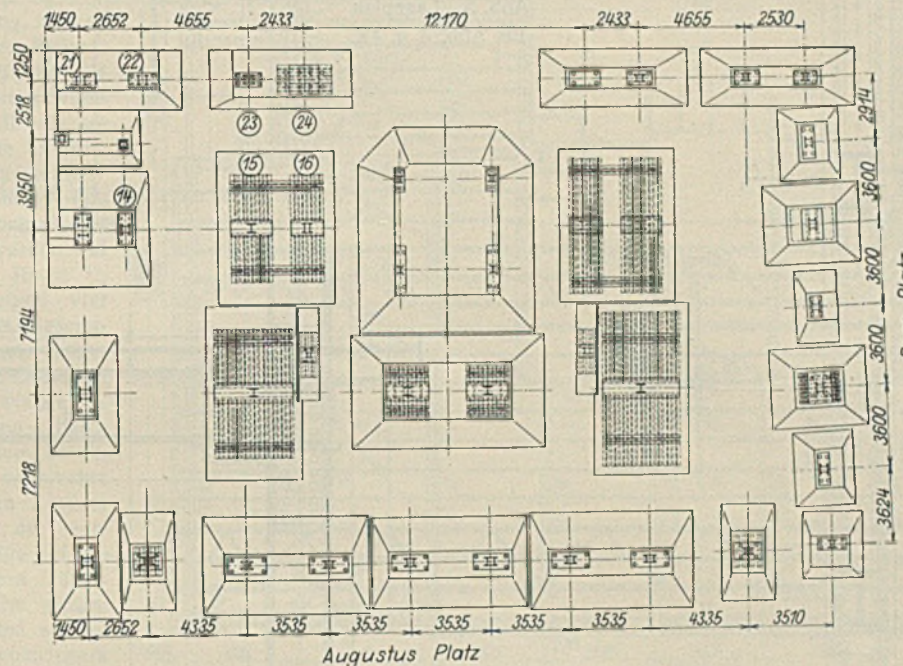


Abb. 3. Fundamentanordnung mit Trägerrost.

**3. Winddruck:**

für den Turm-aufbau . . . 140 kg/m<sup>2</sup>, für den Unterbau 125 kg/m<sup>2</sup>.

Die Windkräfte werden durch die als steife Scheiben wirkenden Decken in die aus Abb. 2 ersichtlichen Verbände und Aussteifungen übertragen.

Im einzelnen erfolgt die Übertragung auf die verschiedenen Aussteifenebenen wie folgt:

- a) Winddruck vom Augustusplatz (Wind in Querrichtung, Abb. 2).
  - α) Auf den Turmaufbau.

Zur Verfügung stehen die vier Aussteifenebenen 3, 5, 6 und 8. Die Aussteifenebenen 3 und 8 in den Außenwänden (Frankwänden) sind als Rahmenfachwerk ausgebildet. Die Aussteif-

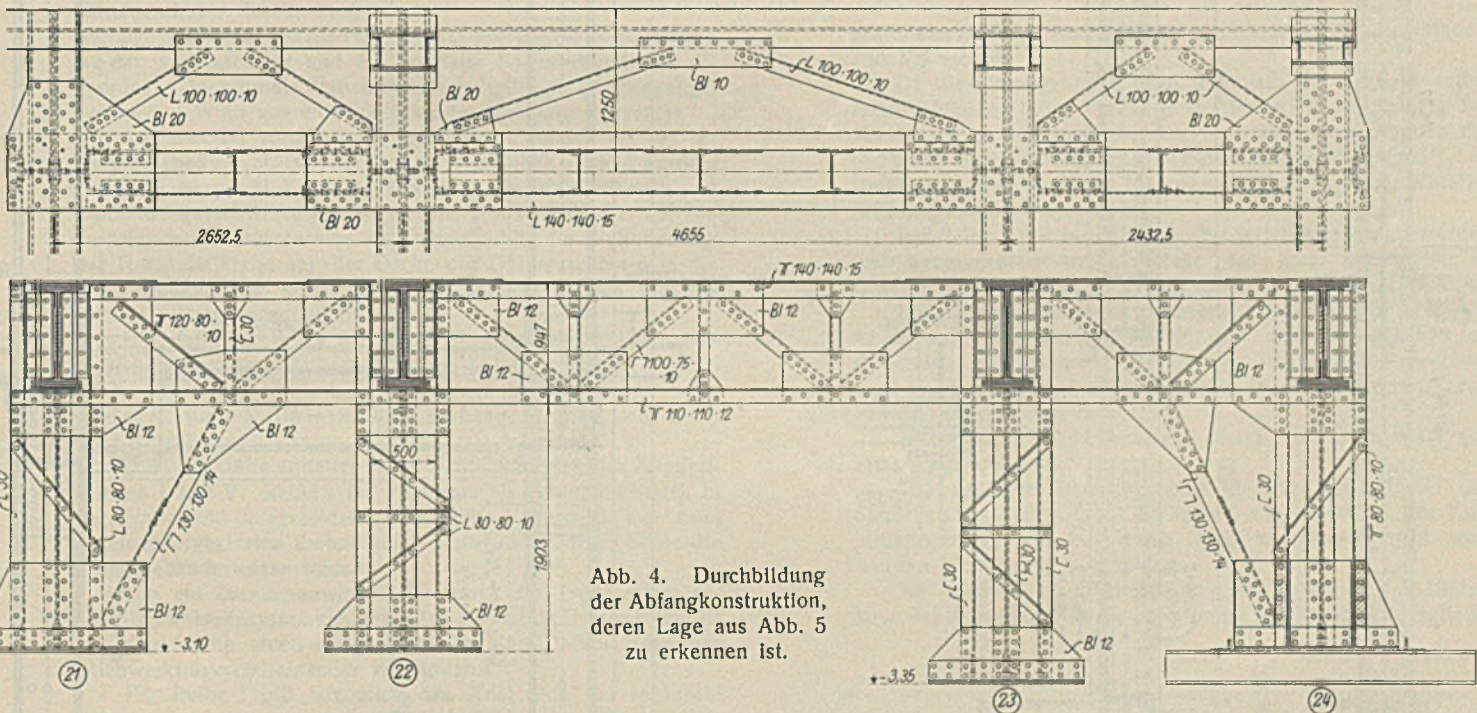


Abb. 4. Durchbildung der Abfangkonstruktion, deren Lage aus Abb. 5 zu erkennen ist.

Für die Berechnung der Stützen und Fundamente wurde eine Abstufung der Nutzlasten wie folgt zugelassen:

Sowohl im Turmaufbau als auch im achtstöckigen Unterbau wurden für die drei obersten Decken die vollen Nutzlasten eingesetzt.

Für die nachfolgenden Decken wurden die Nutzlasten jeweils um 10 % reduziert.

Da die Fundamente auf zwei Seiten nicht in die Nachbargrundstücke hineinragen durften und außerdem allgemein eine zentrische Belastung der Fundamente angestrebt wurde, mußten verschiedene Fundamente im Untergeschoß zurückgesetzt werden. Die vom Erdgeschoß aufgehenden Stützen sind in diesem Fall auf ausragende Blechträger aufgesetzt.

ebenen 5 und 6 bilden einen senkrechten Verband mit k-förmiger Schrägenanordnung. Aus Gründen der Sicherheit und unter Berücksichtigung der Steifigkeitsverhältnisse der einzelnen Reihen wurden auf die Reihen 3 und 8 je 3/8 und auf die Reihen 5 und 6 je 1/8 der Windkräfte wirkend angenommen. Die senkrechten Auflagerdrücke der Rahmen 3 und 8 werden in jedem Geschoß auf die ausragenden Deckenträger, von diesen auf die Unterzüge und damit auf die Hauptstützen übertragen.

Die waagerechten Auflagerdrücke aller vier Aussteifenebenen werden von der Decke des 6. Obergeschosses (Terrasse) auf die Aussteifenebenen des Unterbaues übertragen. Diese Decke ist durch waagerechtes

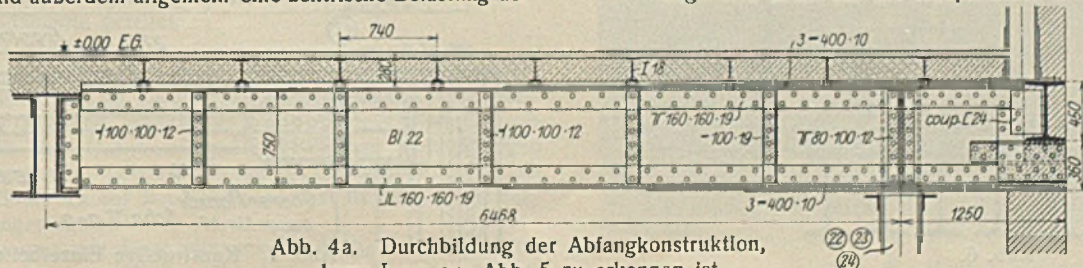


Abb. 4a. Durchbildung der Abfangkonstruktion, deren Lage aus Abb. 5 zu erkennen ist.



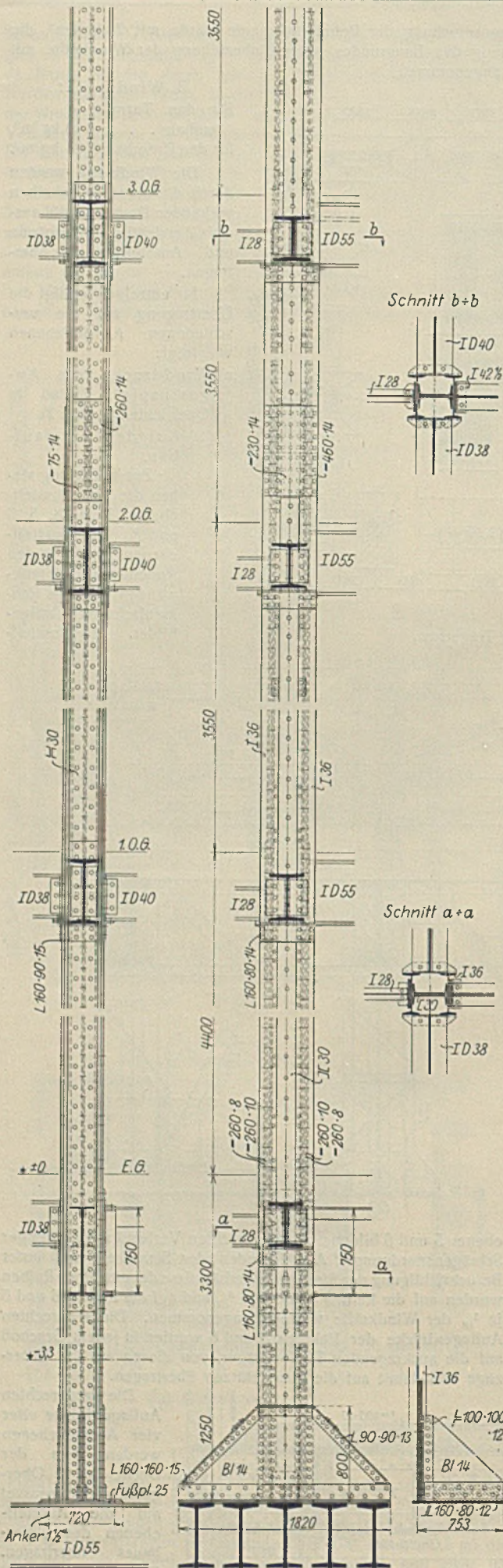


Abb. 6.

Konstruktive Durchbildung einer schweren Gebäudestütze.

Abb. 5. Lageplan für Abb. 4 u. 4a.

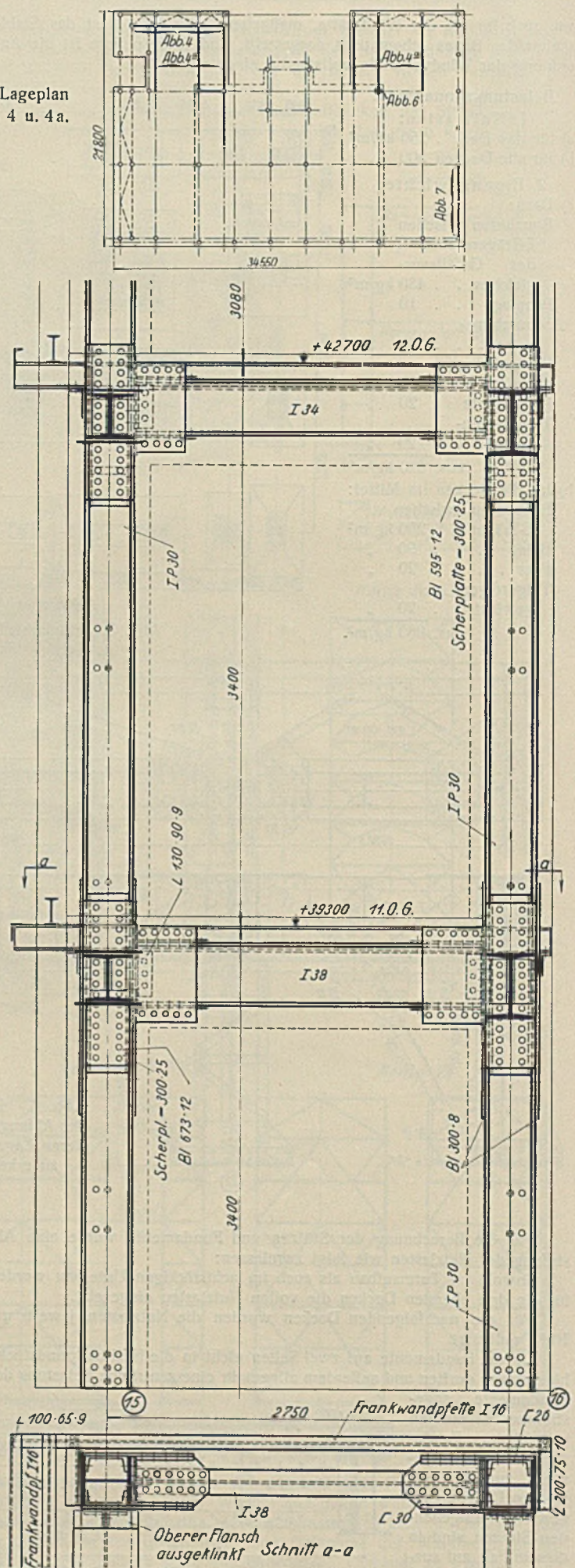


Abb. 7. Konstruktive Einzelheiten

der Stelframenkonstruktion (Reihe V der Abb. 2).



Stahlfachwerk in besonderem Maße ausgestellt.  
 β) Winddruck auf den Unterbau.

Zur Verfügung stehen sechs Aussteifenebenen, Reihe 1, 3a, 5, 6, 7a und 10, auf die die oben aufgeführten Windkräfte des Turmaufbaues sowie die Windkräfte auf den Unterbau selbst einwirken.

Aus den gleichen Gesichtspunkten, wie beim Turmaufbau erwähnt, wurden auf die Reihen I und 10 je  $\frac{1}{4}$  und auf die übrigen vier Reihen je  $\frac{1}{8}$  der Gesamtwindkräfte wirkend angenommen. Die Aussteifenebene 10 besteht wieder aus zusammenhängenden Fachwerkrahmen in den Frankwänden, deren senkrechte Auflagerdrücke in jedem Stockwerk durch die auskragenden Unterzüge auf die Hauptgebäudestützen übertragen werden. Die waagerechten Kräfte selbst werden durch das Rahmenfachwerk bis auf Höhe + 4,45 weitergeleitet und im Erd- und Untergeschoß durch vollwandige Steifrahmen in die Fundamente übertragen. — In Reihe I ist ein weitmaschiger und ein schmaler Fachwerkverband angeordnet. Der schmale Verband wurde lediglich als Übertragungssystem bei Wind aus entgegengesetzter Richtung betrachtet.

Aus den im vorstehenden erwähnten Gründen mußten im Untergeschoß die Stützen der Reihe I nach Innen gerückt werden. Durch auskragende Blechträger werden die Vortilkkräfte und durch waagerechte Aussteifungen die Horizontalkräfte auf die zurückgesetzte Stützenreihe übertragen. Für die Weiterleitung der Horizontalkräfte aus der Decke des Untergeschosses in die Stützenfundamente selbst ist in der zurückgesetzten Stützenreihe ein Portal vorgesehen.

Die Reihen 5, 6, 3a und 7a in großmaschigem Fachwerk-system geben ihre Auflagerkräfte unmittelbar an die Fundamente ab.

b) Winddruck vom Roßplatz (Wind in Längsrichtung).  
 α) Auf den Turmaufbau.

Die Windkräfte entfallen je zur Hälfte auf die beiden Aussteifenebenen I und V. Reihe I ist wiederum als Rahmenfachwerk in der Frankwand ausgebildet. Die Reihe V besteht aus zwei aufeinandergesetzten dreistöckigen Steifrahmen, deren Stiele die Hauptgebäudestützen bilden.

Um ein Zusammenwirken der durch das Treppenhaus getrennten Rahmensysteme zu erzielen, sind beide Systeme jeweils am Kopf durch einen waagerechten in den Decken liegenden Fachwerkträger miteinander verbunden.

Für Reihe I gilt bezüglich des Absetzens der senkrecht wirkenden Kräfte das unter a) „Aussteifenebene 10“ Gesagte. Die waagerechten Kräfte dieser Reihe werden unmittelbar vom Rahmenfachwerk I des Unterbaues übernommen und in Höhe + 4,45 zunächst in die vollwandigen Steifrahmen und von diesen in die Fundamente übertragen.

Für Reihe V gilt bezüglich der Weiterleitung der waagerechten Kräfte das unter a) „Terrasse“ Gesagte.

Die senkrecht wirkenden Kräfte dieser Reihe werden durch die nach unten durchgehenden Hauptgebäudestützen unmittelbar in die Fundamente geleitet.

β) Auf den Unterbau.

Zur Verfügung stehen die beiden Aussteifenebenen I und VII. Reihe I wurde wie im Turmaufbau als Rahmenfachwerk innerhalb der Frankwand ausgebildet. Die Reihe VII besteht aus zwei durch den Hof voneinander getrennten weitmaschigen Fachwerksystemen. Letztere wurden aus Gründen der Sicherheit für den Winddruck auf den Unterbau selbst als nicht zusammenwirkend angenommen.

Die waagerechte Kraft, die aus der Reihe 5 des Turmaufbaues in der ausgesteiften Terrasse (Decke des 6. Ober-

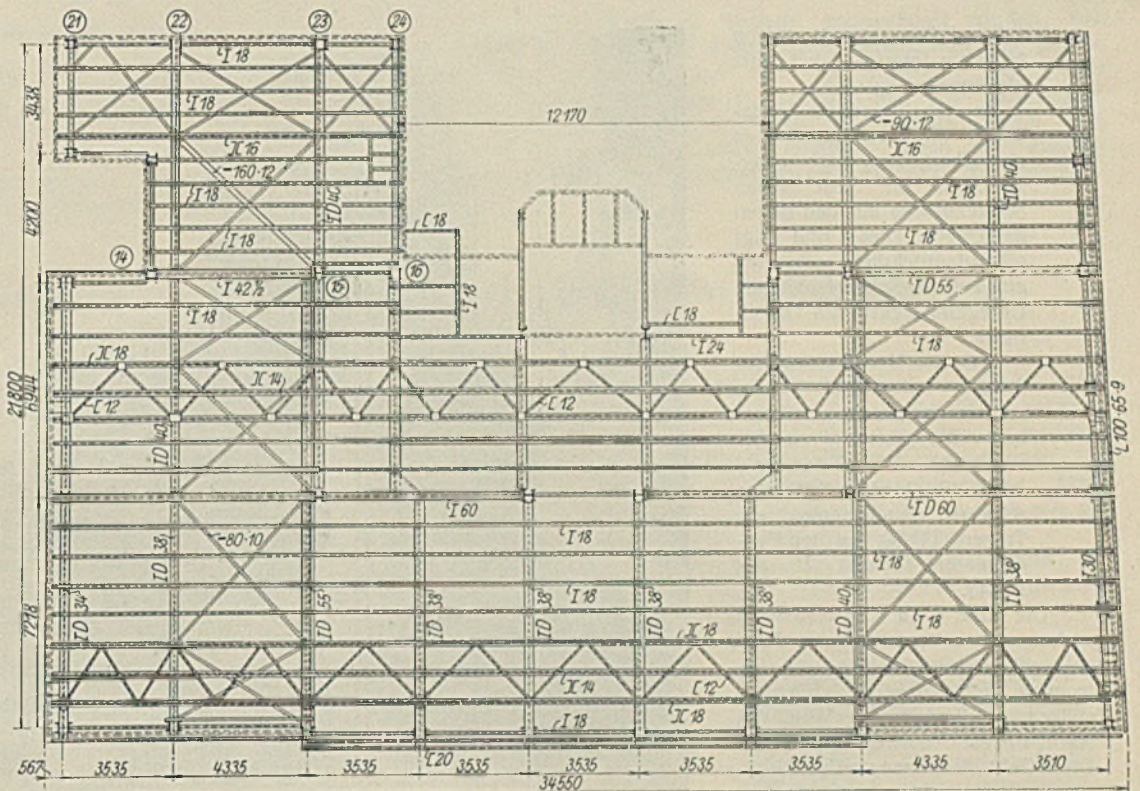


Abb. 8. Grundriß der Decke über dem 6. Obergeschoß mit Windverbandsanordnung.

geschosses) auftritt, wurde nach dem Hebelgesetz auf die Reihen I und VII verteilt.

Da diese waagerechte Kraft innerhalb der Terrasse selbst auftritt, könnten beide Verbände der Reihe VII gleichmäßig zur Mitwirkung herangezogen werden, doch wurde aus Gründen der Sicherheit angenommen, daß eine Beteiligung im Verhältnis  $\frac{5}{8} : \frac{3}{8}$  stattfindet, d. h. es wurde für jeden Verband  $\frac{5}{8}$  dieser Windlast (Richtungswechsel) eingesetzt.

Für Reihe I gilt bezüglich der Weiterleitung der senkrechten und waagerechten Auflagerdrücke das unter a) β) Reihe 10 Gesagte und für Reihe VII das unter a) β) Reihe I Gesagte.

Für die zuerst aufgeführte Windrichtung ergab sich beispielsweise unter Berücksichtigung der auf dem Gebäude zu erstellenden Lichtreklame allein für den Turmaufbau eine Windkraft von etwa 66 t; insgesamt waren in dieser Richtung etwa 188 t Windkräfte unterzubringen.

Als größter Fundamentdruck wurde eine Stützenlast von etwa 650 t ermittelt.

Die zulässige Beanspruchung für die Hauptglieder des Stahlskelettes wurde mit 1200 kg/cm<sup>2</sup> angenommen. Für Konstruktionsteile, die nur durch Winddruck beansprucht sind, wurden 1400 kg/cm<sup>2</sup> zugelassen.

Im Anschluß an die Klarlegung der statischen Verhältnisse bzw. der Annahmen für die Berechnung der Konstruktionsglieder

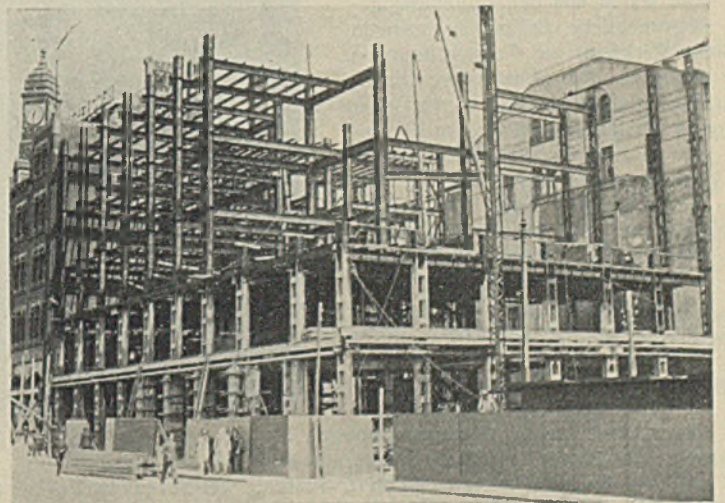


Abb. 9. Montagezustand.



soll auf diese, soweit sie von höherem Interesse sind, kurz eingegangen werden.

In Abb. 3 sind die Fundamente mit den Trägerrosten zur Übertragung der vorerwähnten, oft recht hohen Stützendrücke auf den Boden dargestellt. Dieses Bild zeigt schon deutlich die Verschiedenartigkeit der Stützen sowie die Unregelmäßigkeit des Grundrisses.

Für die Verankerung der Stützen mit den Fundamenten kamen Ankerschrauben von  $1\frac{1}{4}$  bis  $2\frac{1}{2}$ " zur Anwendung. Die Trägerroste selbst bestanden bei den schweren Fundamenten aus Trägern ID 50, bei den Fundamenten 15 und 16 aus ID 45.

Die Abb. 4, 4a u. 5 lassen die umfangreichen konstruktiven Maßnahmen erkennen, welche zur Abfangung der schweren Gebäudestützen in Reihe VII an der Wand des Nachbarhauses notwendig wurden. Diese Gebäudestützen sind auf Blechträgern abgesetzt, welche ihre Stützung rückwärts im Gebäude finden, zunächst an der Stützenreihe 21 bis 24 (Abb. 3) auf einer schweren Portalkonstruktion (Abb. 4) und weiter rückwärts an den Stützen 14, 15, 16 bzw. an einem schweren, zwischen den Stützen 14 und 15 gespannten Kastenträger. Die Gesamtanordnung dieser Abfangkonstruktion geht aus dem Grundrißschema Abb. 5 hervor.

Abb. 6 zeigt Querschnitte einer schweren Gebäudestütze. Zur Erzielung möglichst kleinen Stützenumfanges wurde der Stützenquerschnitt aus Breitflansch-, Normalträgerprofilen und Breitstahlplatten zusammengesetzt. Die Stützenquerschnitte sind jeweils durch zwei bis drei Geschosse unverändert durchgeführt und dann erst mit den darüber befindlichen Stützenquerschnitten gestoßen.

In Abb. 7 ist ein Teil der Steifrahmenkonstruktion zwischen dem 11. und 12. Obergeschoß der Reihe 6 und im Turmaufbau wiedergegeben. Hier waren von der Bauleitung geringstmögliche Breitenabmessungen mit Rücksicht auf Fensteröffnungen gefordert. Die konstruktive Durchbildung zeigt deutlich, wie weit man sich im Stahlskelettbau, im Gegensatz zu anderen Bauweisen, solchen Anforderungen anpassen kann. Die Schwierigkeiten lagen zur Hauptsache bei der konstruktiven Ausbildung der steifen Rahmenecken, d. h. in der Gewährleistung einer biegefesten Verbindung der Stützen mit den Riegeln. Diese Steifigkeit wurde durch kräftige, außen über die Stützen und Riegel gezogene Bleche mit rechtwinkligen Ausschnitten für die Öffnungen erzielt. Die Verbindung dieser Bleche mit den Riegeln erfolgte durch C-Profile, welche einerseits in die hochgehenden Breitflanschträgerprofile der Stützen eingesetzt und andererseits auf die oberen und unteren Flanschen der aus

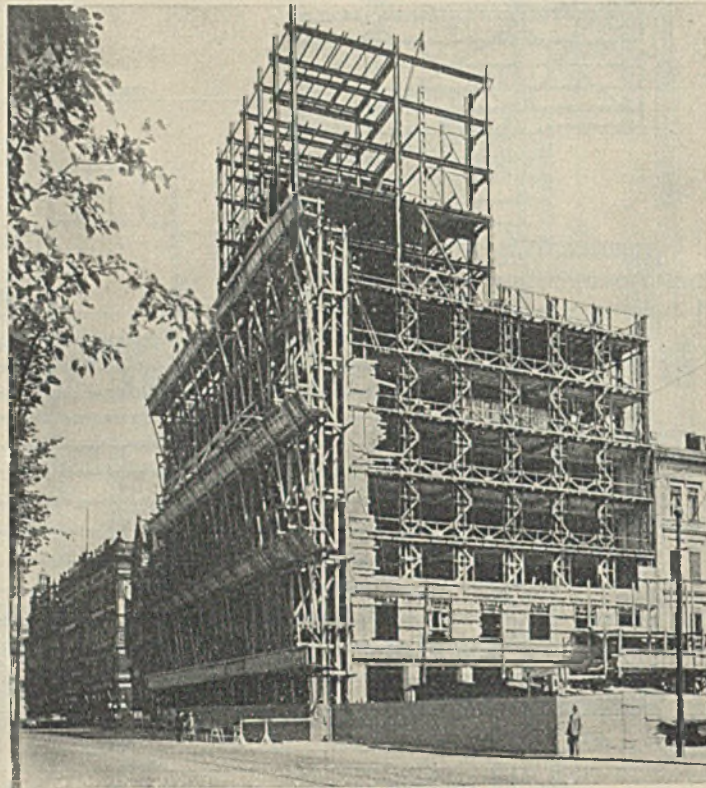


Abb. 10. Das Stahlskelett kurz vor der Vollendung.



Abb. 11. Europahaus Leipzig.

kräftigen Normalprofilen bestehenden Riegel aufgenietet wurden.

In anderen Wänden, wo die Anforderungen der Bauleitung nicht so weit gingen, wurden portalartige Verbände zwischen den Stützen eingebaut, welche für die vorzusehenden Türöffnungen usw. genügend freien Raum ergaben.

Die Abb. 8 zeigt den Grundriß der Decke über dem 6. Obergeschoß mit den Windverbänden, die teils zur Aufnahme der Windkräfte für den Haupt- sowie auch im wesentlichen für den Turmaufbau zur Anwendung kommen.

Der hier beschriebene Teil der Konstruktion, also die Stützen, Unterzüge und Deckenträger im Gesamtgewicht von 1153 t, wurden von den Vereinigten Hüttenwerken Burbach-Eich-Düdelingen, Abteilung Stahlkonstruktionen, Werk Burbach-Saar, geliefert. Die Stahlkonstruktionsfirma Arnoth & Bäcker in Saarbrücken lieferte die Rahmenkonstruktion für die Frankwände mit den Verbänden im Gewichte von etwa 257 t. Die statische Berechnung wurde von beiden Firmen gemeinsam aufgestellt. Die Montage wurde von der Firma Arnoth & Bäcker durchgeführt.

Die Verhältnisse an der mitten im Verkehr von zwei Hauptstraßen gelegenen Baustelle waren für die Montage sehr beengt, da für die Lagerung der Konstruktionsteile kaum Platz zur Verfügung stand. Man entschloß sich daher, von besonderen Montagegerüsten abzu- und nur mit einem einfachen gewöhnlichen Hilfsmast, der für sechs Stockwerke reichte, zu montieren. Der Hilfsmast war so aufgestellt, daß er die ganze Baustelle bestreichen konnte.

Da, wie schon früher erwähnt, die einzelnen Stützen durch drei Geschosse reichten, wurde jeweils das Geschoß am Stützenstoß als Plattform für die Aufstellung der Schwenkmaste für das Hochziehen der Konstruktionsteile benutzt.

Die Abb. 9 u. 10 zeigen den Montagevorgang. Aus Abb. 9 ist deutlich der große, für die Aufstellung benutzte Mast zu ersehen. Sobald die Konstruktion bis zum 6. Obergeschoß aufgestellt war, wurde mit den Betonierungsarbeiten und dem Einziehen der Decken begonnen. Abb. 10 läßt in den Außenwänden auch die hier angewendete Konstruktion der Frank-Bauweise erkennen, insbesondere die an den schwalbenschwanzförmigen Profilen angehängten Arbeitsgerüste. Die vorgesehenen Baustelleneinrichtungen hätten leicht die Möglichkeit gegeben, je Woche etwa 200 t Konstruktion einzubauen und das ganze Stahlskelett in etwa 8 Wochen hochzuführen. Insgesamt wurden aber 15 Wochen hierfür benötigt, weil während der Montage noch bauliche Änderungen vorgenommen wurden, für welche die baupolizeiliche Genehmigung eingeholt werden



mußte. Auch hier trat bei diesen Änderungen der Vorteil der Wahl der Stahlbauweise deutlich hervor.

Das vollendete Bauwerk ist aus Abb. 11 zu ersehen. Die ruhigen und vornehm gehaltenen Fassaden sind berechtes Zeugnis für die vortreffliche Anpassungsfähigkeit der Stahlskelettbauweise an die jeweils gewünschten Bauformen.

Bei diesem neuen, hervorragenden Beispiel eines Stahlskelettbauwerks konnten infolge der geschilderten Umstände nicht alle mit

der Stahlbauweise verbundenen Vorteile ausgeschöpft werden, insbesondere nicht die Möglichkeit weitgehender Zeitersparnis und größter Wirtschaftlichkeit. Trotzdem hat sich die Bauweise bei jedem einzelnen Bauvorgang hervorragend bewährt, und die Möglichkeit, solche Bauten in amerikanischem Tempo hochzuführen, wäre auch bei deutschen Stahlbauten durchaus gegeben, wenn die mannigfachen, sich entgegenstellenden Schwierigkeiten aus dem Wege geräumt werden könnten.

## Beitrag zur Beurteilung der Ausführung von Schallisierungen in Gebäuden.

Von Richard Doerrenz, Baurat, Leipzig.

(Fortsetzung aus Heft 15.)

Alle Rechte vorbehalten.

Nr. 11. Die späteren Ausführungen in der Quarantänestation.

Für die zu isolierenden Räume mit Bädern wurde Celotex in Asphalt verlegt und der Belag mit einem zweimaligen oberen Dichtungsanstrich versehen. Darauf wurden die Platten in einem ausreichenden Mörtelbett (mit Gefälle) verlegt.

In den anderen Räumen wurden die fünf anderen Ausführungsweisen hergestellt. Die Ausführungsarten sind aus den Abb. 19 bis 23 zu ersehen.

Oberflächenverkrümmungen, wie teilweise im Vorversuch beobachtet, kamen nicht mehr vor.

ersparnissen wurden u. a. weit gespannte „Leichtdecken“ von  $g = 180 \text{ kg/m}^2$  Gewicht bei rd. 6,5 m Stützweite verwendet. Die „Naßdecken“ und Flure bestanden aus massiven Stegzementdielendecken. Sie dienten mit ihrer Aufbetonierung gleichzeitig als durchgehende Horizontalaussteifungen. Die Klassenquerswände bestehen aus 25 cm starken Lochsteinwänden. Diese sind größtenteils in jeder Decke abgefangen, also nur so hoch wie das Geschoß, um Übertragungen weitestgehend zu vermeiden.

Der Deckenschnitt der Leichtdecken ist in Abb. 9 dargestellt; das Prüffeld ist in Abb. 24 gezeigt. Die schalltechnischen Prüfungsergebnisse sind in der folgenden Tabelle aufgeführt.

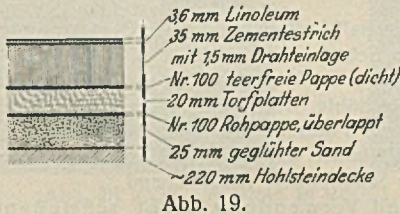


Abb. 19.

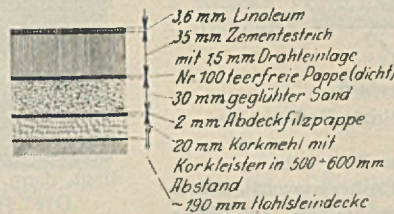


Abb. 20.

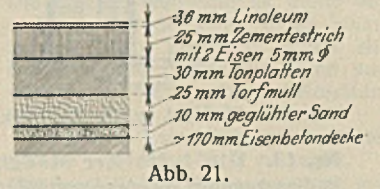


Abb. 21.

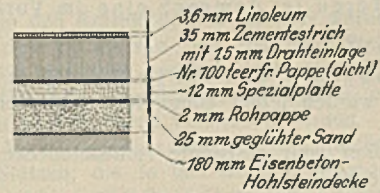


Abb. 22.

Abb. 19 bis 23. Verschiedene Deckenisolierungen.

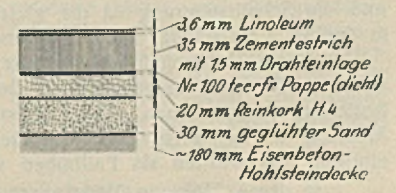


Abb. 23.

Die schalltechnischen Prüfungsergebnisse sind in nachstehender Tabelle aufgeführt.

Bezeichnung	Zimmer Nr.				
	54	58	61	80	74
Sprechen . . . . .	2	3-2	3-2	2	2-3
Gehen . . . . .	2	3-2	3-2	2	2-3
Rollen, $\phi$ 70 mm .	3	3-4	3-4	3	3
Fallen, $\phi$ 70 mm .	3-2	3	3	3-2	3-2
Stufenhammer . .	13	14	14	13	13
Falkugel $\left\{ \begin{array}{l} h_1 \\ h_2 \\ V \end{array} \right.$	7 mm 30 „ 23 „	7 mm 27 „ 20 „	5 mm 23 „ 18 „	5 mm 28 „ 23 „	5 mm 27 „ 22 „
Absolute Kosten .	8,20	9,65	7,45	10,75	11,10
St. G. F. H. $\left\{ \begin{array}{l} \alpha_0 \\ 100 n_0 \\ \alpha_2 \\ n_2 \\ p_2 \text{ ‰} \end{array} \right.$	6,30° 0,64 57,5° 0,463 1,38 ‰	6,30° 0,64 50° 0,357 1,79 ‰	6,30° 0,64 40° 0,234 2,73 ‰	6,30° 0,64 55° 0,426 1,50 ‰	6,30° 0,64 52,5° 0,391 1,63 ‰

Bemerkungen: Alle Räume sind voneinander verschieden. Die Ergebnisse können daher nicht ohne weiteres miteinander verglichen werden. Vielmehr ist durch jede Isolierung für sich die spezielle Eigenschaft des isolierten Raumes in der angegebenen Weise überdeckt worden. Zimmer 61 enthielt unten z. B. einen großen hohlen Raum.

Die Isolierungen hatten sich allem Anscheine nach gegenseitig erheblich mehr ausgeglichen als in den Vorversuchsräumen. Die starke hinzugekommene und durch das Gewicht der Auflagen gepresste Sandschicht hatte keine Änderung gebracht. Sie ist nicht zu empfehlen, besonders, weil sie große Nachteile bei späteren Rohrdurchbrüchen bringt (Auslaufen des Sandes usw.).

Nr. 12. Die 31. Volksschule in Probstheida.

Auf die Vorversuche unter Nr. 9 wird Bezug genommen.

Das innere Traggerüst der Schule und der Decken ist ein fast normalisiertes einfaches Stahlskelett. Zur Erzielung von Gewichts-

Zimmer 5 liegt unter Zimmer 1. Zimmer 6 und Zimmer 7 liegen übereinander wie Zimmer 1 und Zimmer 5, jedoch im anderen Flügel. Die Decke über Zimmer 7 und ihre Isolierung ist wie über Zimmer 5, nur ist über der Isolierung in Zimmer 6 ein Asphalt-Estrich mit hoher Festigkeit und über der Isolierung in Zimmer 1 ein Gips-Estrich mit verzinkter Drahteinlage vorhanden. Die Räume sind ohne Mobilien.

Bezeichnung	Z. 1/Z. 4 Fenster zu (Fall 1)	Z. 1/Z. 4 1 Seite Fenster auf (Fall 2)	Z. 1/Z. 2 = $W_1$	Z. 1/Z. 3 = $W_2$	Z. 1/Z. 5	Z. 5/Z. 7
	Sprechen . . . . .	2-3	4-5	2	2	1-2
Gehen . . . . .	—	—	—	—	2	1-2
Rollen, $\phi$ 50 mm .	—	—	—	—	2-3	1-2
Fallen, $\phi$ 70 mm .	—	—	—	—	2	1-2
Stufenhammer . .	—	—	—	—	10	8
Falkugel $\left\{ \begin{array}{l} h_1 \\ h_2 \\ V \end{array} \right.$	—	—	—	—	25 mm 83 „	25 mm 156 „ <sup>1)</sup>
Absolute Kosten .	—	—	—	—	9,95	10,00
Relative Kosten .	—	—	—	—	1,00	0,445
St. G. F. H. $\left\{ \begin{array}{l} \alpha_0 \\ 100 n_0 \\ \alpha_2 \\ n_2 \\ p_2 \end{array} \right.$	6° 0,55 47° 0,318 1,73 ‰ <sup>2)</sup>	6° 0,55 30° 0,134 4,1 ‰	6° 0,55 50° 0,357 1,54 ‰	6° 0,55 52° 0,384 1,43 ‰	6° 0,55 55° 0,426 1,29 ‰	6° 0,55 58° 0,470 1,17 ‰
Relative Kosten .	—	—	—	—	1,00	0,91

Bemerkungen. Beim Gehen im Hörzimmer verschwanden die dort wahrnehmbaren und vom Nachbarzimmer 4 kommenden Sprechgeräusche.

<sup>1)</sup> Fallhöhe bei  $\frac{1}{16}'' = 58 \text{ mm}$ . Umgerechnet nach der Tabelle für  $\frac{1}{4}'' = 156 \text{ mm}$ .

<sup>2)</sup> Der Unterschied  $p_2 = 1,73 ‰$  in Spalte 1 gegen  $3,1 ‰$  in Nr. 9, Spalte 2, beruht auf der versetzten Anordnung der untersuchten Klassen (wodurch ein größerer Teil der durchgelassenen Schallenergie seitlich in das Treppenhaus abgefließen ist) und der etwas steiferen Ausführung der Sprossen, die verschweißt waren.



Durch das Aufbringen des Korklinoleums wird die Körperschalldämpfung noch eine wesentliche Verbesserung erfahren. Bei den Glasgewänden am Korridor sind 2 Fälle untersucht. Fall 1 stellt den Normalfall dar, der während des Unterrichtes vorhanden ist. Fall 2 ist zum Vergleich der Luftschallübertragung durch die geöffneten Fenster (auf der Hörseite) mit untersucht. Die schalltechnischen Erfordernisse der Decken wurden dem Betriebsbedarf und der Bedeutung der Räume angepaßt. Z. B. wurden unterschieden:

- 5 mm Korklinoleum auf Steinholz (normale Räume),
- 7 mm " " " (höher beanspruchte Räume),
- 5 mm " " Estrich über der Schallisolation (höchstbeanspruchteste Räume).

Mit einer eigentlichen Schallisolation wurden (zur Bekämpfung des Luft- und Körperschalles) nur die schalltechnisch höchstbeanspruchtesten Klassenzimmer und gleichbeanspruchte Räume versehen. Deshalb konnte diese auch gut durchgebildet werden.

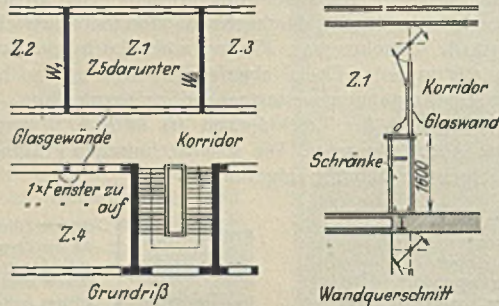


Abb. 24. Prüffeld in der 31. Volksschule in Leipzig-Probstheida.

**Nr. 13. Die 4. Höhere Mädchenschule in Plagwitz.**

In dieser wurde vor der Durchführung der Schallisolation mit darüber liegendem Asphalt-Estrich eine Probeausführung vorgenommen. Die Decke und die Schallisolation ist die gleiche wie zwischen Zimmer 6 und 7 in der 31. Volksschule, vgl. Nr. 12 und Abb. 9.

In der 4. Höheren Mädchenschule wurde nur eine Körperschallprobe und eine Einlenkungsmessung auf dem Asphalt-Estrich über der Schallisolation vorgenommen. Das Ergebnis ist nachstehend aufgeführt. Die Messung wurde durch Geräusche mehr als in der 31. Volksschule beeinflusst. Es wurden als Fallhöhen auf dem Asphalt-Estrich gefunden:

- in der 4. Höheren Mädchenschule bei  $\frac{5}{16}'' \phi = 68$  mm,
- in der 31. Volksschule bei  $\frac{5}{16}'' \phi = 58$  mm.

Der Gesamtverlauf der Meßergebnisse, auf gleiche Reizschwelle bezogen, ergibt eine gute Übereinstimmung.

- Kugeldurchmesser =  $\frac{1}{4}''$   $\frac{5}{16}''$   $\frac{3}{8}''$   $\frac{7}{16}''$   $\frac{1}{2}''$   $\frac{9}{16}''$
- Fallhöhe = — 68 27 12 6 — mm.

Die Festigkeitsproben des verwendeten Asphalt-Estrichs ergaben für diese erste Ausführung:

- bei  $22\frac{1}{2}^\circ = 41$  kg/m<sup>2</sup>
- bei  $40^\circ = 21$  kg/m<sup>2</sup>.

Das Festigkeits-Abfallverhältnis beträgt 49%.

Die (unter einer Punktlast von 146 kg auf 10/10 cm Stempelfläche) erzeugte Eindrückung betrug nach Abb. 25 nach 6 heißen Tagen am Fenster 2,30 mm. Die Probelastung ist auf den Abb. 6 u. 6a dargestellt. Die Eindrückung hatte ein leicht tellerförmiges Aussehen.

Durch Erhöhung der Estrichfestigkeit kann die Eindrückung vermindert werden. Der Belag wirkt außerdem noch ausgleichend. Die Prüfbelastung wird in normalen Fällen des Betriebes der Schule nicht erreicht. Große Einzellasten sind ferner schon zur Vermeidung von Eindrückungen im Linoleum auf Lastverteilungsschalen zu stellen, z. B. Klaviere usw.

Der Erhöhung der Asphaltfestigkeit wurde durch eingehende Versuche erhöhte Beachtung geschenkt. Vgl. Nr. 17.

**Nr. 14. Die 14. Volksschule in Reudnitz.**

Als Vergleichsmaßstab wurde eine ältere Schule untersucht, Die Wände bestehen aus Ziegelmauerwerk. Sie gehen von unten bis oben durch und bilden gleichzeitig die Deckenaufleger.

Die Decken sind massive Hohlsteindecken. Sie sind von der vorderen Frontwand über die beiden Korridorwände hinweg bis zur hinteren Frontwand gespannt und mit Waltonlinoleum auf unbekanntem Estrich belegt. Vermutlich ist Gips-Estrich als Unterlage vorhanden.

In den Klassen befand sich das Mobiliar.

Ferner wurde die 1,0/2,0 m große Verbindungstür zwischen der Klasse und dem Vorbereitungszimmer und eine 38 cm starke (von oben nach

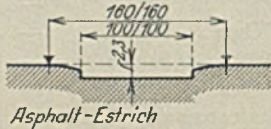


Abb. 25. Eindrückungsmessung.

unten durchgehende und Decken tragende) Klassentrennwand untersucht. Die Tür hatte 40 mm starke Rahmen und 18 mm starke Füllungen. Die Wand war geputzt.

Die Untersuchungsergebnisse sind in der nachstehenden Tabelle aufgeführt.

Bezeichnung	Z. 76/Z. 54 (Decke)	Z. 76/Z. 74 (Verb. Tür)	Z. 75/Z. 77 (38 cm Wand)
Sprechen . . . . .	3—2	6—7	2—3
Gehen . . . . .	4—3	—	—
Rollen, $\phi$ 50 mm . . . . .	4—3	—	—
Fallen, $\phi$ 70 mm . . . . .	3—4	—	—
Stufenhammer . . . . .	14	—	—
Falkugel $\left. \begin{matrix} h_1 \\ h_2 \end{matrix} \right\} \frac{1}{4}''$	6 mm	—	—
St. G. F. H. $\left. \begin{matrix} \alpha_0 \\ \alpha_2 \end{matrix} \right\} 100 n_0$	6°	6°	7°
512 Hertz $\left. \begin{matrix} n_2 \\ p_2 \end{matrix} \right\} 0\%$	0,55	0,55	0,75
	40°	13°	57°
	0,234	0,0256	0,455
	2,35%	21,4%	1,64%

Bemerkungen. Die schlechte Isolierwirkung gegen Körperschall deutet an, daß der Körperschallisolation bei Massivdecken eine erhöhte Bedeutung zuzumessen ist.

Die trotzdem gute Luftschall-Isolierwirkung der Decke beruht auf ihrer Schwere und geringen Schwingfähigkeit.

Die schlechte Isolierwirkung der Tür deutet an, daß der Ausbildung der Türisolierung eine erhöhte Bedeutung zuzumessen ist. Die Trennwände von Klassenzimmern dürfen nicht durch Türen unterbrochen werden. Wenn zwischen 2 Klassen dagegen ein Vorbereitungszimmer liegt, dann wirkt dieses als Schallpolster ausgleichend.

Die Herstellung und Verwendung dicht schließender, möglichst schalldichter Türen ist demnach eine im Vordergrund stehende Aufgabe.

**Nr. 15. Decke — Trennwand — und Tür im Stadthaus.**

Als Vergleichsmaßstab wurden ferner einige Konstruktionen im Stadthaus aufgefunden.

Die Decke ist eine rd. 5,5 m weit gespannte Hohlsteindecke mit Zement-Estrich und Waltonlinoleum.

Die untersuchten Türen sind 1,02/2,10 m groß, haben 40 mm starke Rahmen und 18 mm starke Füllungen.

Die untersuchte Trennwand ist 0,13 m stark und beiderseits verputzt. Sie dient als raumabschließende Füllung eines Stichbogens, ist 5,80 m lang und in der Mitte 4,55 m hoch.

Mobiliar war in den Räumen vorhanden. Die Prüfungsergebnisse sind in der nachfolgenden Tabelle verzeichnet.

Bezeichnung	0,13 m starke Zwischen- wand	Tür zwischen Z. 666 und dem Korridor	Decke zwischen d. Z. 718/667	Tür zwischen Z. 511/512	Decke zwischen d. Z. 511/410
Sprechen . . . . .	5—6	6—7	3—2	6—7	2—3
Gehen . . . . .	—	—	4—3	—	4—3
Rollen, $\phi$ 50 mm . . . . .	—	—	4—3	—	4—3
Fallen, $\phi$ 70 mm . . . . .	—	—	3—4	—	3—4
Stufenhammer . . . . .	—	—	14	—	14
Falkugel $\left. \begin{matrix} h_1 \\ h_2 \end{matrix} \right\} \frac{1}{4}''$	—	—	6 mm	—	8 mm
St. G. F. H. $\left. \begin{matrix} \alpha_0 \\ \alpha_2 \end{matrix} \right\} 100 \cdot n_0$	7°	6°	7°	15°	10,30°
512 Hertz $\left. \begin{matrix} n_2 \\ p_2 \end{matrix} \right\} 0\%$	0,75	0,55	0,75	3,41	1,68
	23°	13°	45°	33°	70°
	0,0795	0,0256	0,293	0,161	0,658
	9,4%	21,4%	2,55%	21,1%	2,54%

Bemerkungen: Die  $\frac{1}{2}$  Stein starke Wand ist wegen der großen überspannten Fläche ziemlich schalldurchlässig. Im Vergleich mit den Türen ist sie gut. Dort hat die Hauptbeobachtung einzusetzen. Die Decken sind hinsichtlich des Luftschalles gut, hinsichtlich des Körperschalles nach heutigen Ansprüchen nicht genügend.

**Nr. 16. Abhorchverhältnisse in der 31. und 55. Volksschule.**

Vgl. Abb. 23 in Nr. 12 und Abb. 26 u. 27.

Die Versuchsergebnisse werden durch einige Hinweise vorweg erläutert, um besser verstanden zu werden.

Die Stützen des Stahlskeletts sind in jeder Decke ausbetoniert und in jedem Geschoß rd. 4 cm stark ummantelt.

Die Abschlußstützen der Glasgewände nach den Türen zu sind Scheinstützen, die von Rabitz um das Abschlußrahmenwerk der Fenster- und Türgewände herum hergestellt sind.



Die 25 cm starken Klassentrennwände von Lochsteinmauerwerk sind in jeder Decke abgefangen.

Die Decken stehen auf Grund ihrer Konstruktionsausbildung nicht mit den Abschlußwänden in starrer Verbindung. Ihre Bohlen sind nur in den Wandträgern aufgelagert.

Sämtliche Träger liegen innerhalb der Deckenkonstruktion. Sie sind von der unteren Abschlußdecke durch eine rd. 2 cm starke Luftschicht getrennt.

Der Resonanz in den Hohlräumen der Decke wurde durch die gegenseitige Zukehrung der rauhen (gegenseitig wenig reflektierenden) Tektondielenseiten mit Erfolg entgegengearbeitet.

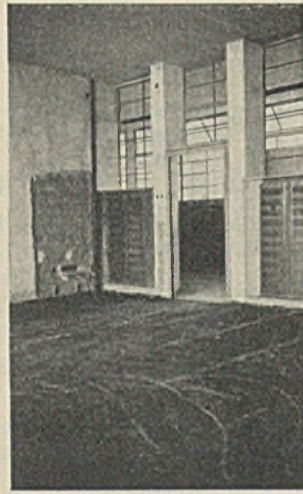


Abb. 26 u. 27. Prüffeld in der 31. Volksschule, Leipzig.

In den Korridordecken (massiv) wurde die obere Aschenbetonschicht mit dem Estrich von den tragenden Stegzementdielen durch eine rund 1 bis 2 cm starke Aschenschicht getrennt.

Die schalleitenden durchgehenden und starren Verbindungen sind daher weitestgehend vermieden worden.

Als einzige zusammenhängend durchgehende Verbindung erscheinen die Stützen, die in den Decken liegenden Trägerlagen und das Front- bzw. nicht vermeidbare Quer- und Längsaussteifungsmauerwerk.

Um einen Einblick zu erhalten, wie weit diese Maßnahmen schalltechnisch wirksam wurden, und ob im Hinblick darauf durch die wenigen restlichen direkten starren Leitstellen (Stützen und Mauerwerk) noch störende, vom Ohr wahrnehmbare Übertragungen von Geräuschen stattfinden, wurden mit Hilfe eines Horchapparates (Abb. 7) im Rohbau Abhörungen vorgenommen. Die Ergebnisse sind nachstehend aufgeführt.

Bezeichnung	Ergebnis
a) In der Nebenklasse.	a) In der Horchklasse nebenan.
1. Klopfen auf die Decke in der Nebenklasse.	1. Die Decke in der Horchklasse ist fast unbeeinflusst. Die Korridorgewände daselbst gleichfalls. Der Schallübergang erfolgt als Luftschall im wesentlichen durch die Trennwand der Klassen.
2. Klopfen in der Nebenklasse gegen die zwischen den Klassen liegende Trennwand.	2. Die Decke in der Horchklasse ist fast unbeeinflusst. Die Korridorgewände sind unbeeinflusst. Der Schallübergang erfolgt als Luft- und Körperschall fast ausschließlich durch die Trennwand.
3. Klopfen in der Nebenklasse gegen die Rabitzwand des Korridors.	3. Die Decke in der Horchklasse ist unbeeinflusst. Die Korridorgewände dortselbst sind fast nicht beeinflusst. Der Schallübergang erfolgt als Luft- und Körperschall durch den jetzt noch offenen Korridor.
b) In der darüberliegenden Klasse.	b) In der darunterliegenden Horchklasse.
1. Gehen auf der Decke.	1. Die umgebenden Wände des Horchraumes sind wenig, fast nicht beeinflusst. Die Schallübertragung erfolgt als Körperschall fast ausschließlich durch die Decke.
2. Scharren auf der Decke.	2. Wie unter 1.

Bezeichnung	Ergebnis
3. Klopfen auf die Decke.	3. Die umgebenden Wände sind fast nicht beeinflusst. Die Fortleitung durch die ummantelte Stütze ist schwach zu erkennen, wird aber nicht mit dem bloßen Ohr wahrgenommen. Das freistehende Wasserleitungsrohr ist der stärkste Leiter. Die fortgeleitete, mit dem unbewaffneten Ohr nur ganz schwach wahrnehmbare Übertragung wird nach Aufbringung der Schallisolierung und des Linoleumbelages verschwinden. Die mit dem unbewaffneten Ohr hörbare Schallübertragung erfolgt fast ausschließlich als Körperschall durch die Decke.
4. Klopfen gegen die obere Korridorwand.	4. Die untere Decke ist nicht beeinflusst. Die untere Trennwand ist fast nicht beeinflusst. Die ummantelten Stützen verhalten sich wie unter 3. gesagt. Die hörbare Übertragung erfolgt im teils noch offenen Bau durch Luftschall.
5. Klopfen gegen die obere Trennwand.	5. Die untere Trennwand ist wenig beeinflusst, weil die obere durch einen in der Decke liegenden Träger abgefangen und die untere Wand nur untermauert ist. Decke und Korridorwand sind fast nicht beeinflusst. Über das Wasserleitungsrohr ist das gleiche wie unter Nr. 3 zu sagen.
6. Klopfen auf die obere Decke in der Nähe der Stütze bzw. der Scheinstütze.	6. Ein wesentlicher Unterschied in der Schallübertragung durch die ummantelte Stütze und die gerabitzte Scheinstütze ist nicht zu erkennen. Für das bloße Ohr sind die Übertragungen nicht zu erkennen. Die mit bloßem Ohr hörbare Übertragung des Klopfens fand durch Luftschall und Körperschall statt.

Nr. 17. Die Estriche auf den Schallisolierungen.

Über die Anforderungen, die an den Estrich zu stellen sind, ist in großen Zügen bereits unter Nr. 10 berichtet. Der Einfluß auf die Erhöhung der Körperschall-Leitfähigkeit geht aus den unter Nr. 6 beschriebenen Vergleichsmessungen hervor.

Weiter sind die Kosten und die Abtrocknungszeit bis zur Verlegung des Linoleums von Einfluß auf die Wahl.

Hierüber ergibt nachstehende Zusammenstellung Aufschluß.

Estrichart	Kosten <sup>1)</sup> pro m <sup>2</sup>	Abtrocknungszeit
Zement-Estrich . . . . .	rd. 5,05 RM.	etwa 10 Wochen
Steinholz-Estrich . . . . .	„ 5,50 „	„ 2 „
Gips-Estrich . . . . .	„ 4,25 „	„ 5 „
Asphalt-Estrich. . . . .	„ 4,30 „	„ 3 Tage

Die angegebenen Kosten enthalten die Pappenlagen, Fugenherstellungen und Verschleißungen, Anschlüsse und Drahteinlagen mit.

Die Gegenüberstellung zeigt, daß als Estrich auf einer Schallsolierung nur ein treibfreier Gips-Estrich oder ein Asphalt-Estrich in Frage kommt.

Der Gips-Estrich ist mit rd. 1 mm starker verzinkter Drahteinlage bei 30/30 mm Maschenweite zu versehen. Er hat den Vorteil der größeren Festigkeit und Tragfähigkeit und den Nachteil der größeren Abtrocknungszeit.

Der Asphalt-Estrich hat den Vorteil der sofortigen Verlegungsreife und den Nachteil der kleineren Festigkeit. Letztere ist auch nicht gleichbleibend. Sie verändert sich mit der Lufttemperatur. Asphalt großer Festigkeit ist schwer streichbar. Bei zu kleiner Festigkeit entstehen unliebsame Eindrücke. Diese führen dann zur früheren Zerstörung des Linoleums. Die bisher üblichen Asphalt-Estrich-Festigkeits (vgl. Nr. 13) sind nicht ausreichend. Sie müssen gesteigert werden, um eine größere Verwendung des Asphalt-Estriches zu ermöglichen. Nach eingehenden Versuchen in dieser Richtung sind die Grundbedingungen für die Erzielung einer möglichst hohen Asphaltfestigkeit:

- a) Das Steingerüst des Estriches muß — wie beim Beton — von Grob bis Fein in sich ausgeglichen aufgefüllt und tragbar

<sup>1)</sup> Ausschreibungsergebnisse.



sein und aus einem festen und an der Oberfläche griffigen Material bestehen.

- b) Der Bitumengehalt darf nur so weit vorhanden sein, daß er für den Verband eben ausreicht, so daß der Porenfüllungsüberschuß so klein als möglich ist.
- c) Bei den Proben ergab die Verarbeitung von deutschem Asphaltmehl größere und regelmäßige Festigkeiten als die Verarbeitung von Asphaltmastix.
- d) Die Kochung muß genügend lange nach stets gleichbleibendem Rezept unter Gewährleistung gleichen Materials auf dem Platze des Werkes (nicht an der Baustelle) erfolgen. Von dort werden die Chargen in Maschinen zur Baustelle gebracht, eine Probe (aus der Mitte) zur Prüfung entnommen und dann verarbeitet. Die zu fordernde Festigkeit hängt von der Inanspruchnahme des Raumes ab, in dem der Estrich zur Verwendung gelangen soll.

Die ausgeführten Isolierungen erhielten teils Gips-Estrich mit verzinkter Drahteinlage, teils Asphalt-Estrich. Zur Feststellung der erforderlichen Festigkeitseigenschaften wurden für verschiedene Mischungsverhältnisse Proben hergestellt. Die Festigkeitsergebnisse sind in der nachstehenden Tabelle aufgeführt.

Nr.	Bezeichnung	Druckfestigkeit bei		Abfallverhältnis
		22 $\frac{1}{2}$ ° C	40° C	
1	Probeausführung	41 kg/cm <sup>2</sup>	21 kg/cm <sup>2</sup>	49 %
2	Probekörnung I	51 "	24 "	53 "
3	" II	72 "	34 "	53 "
4	" IIa	71 "	28 "	60,5 "
5	" III	— "	23 "	— "
6	" IV	57 "	32 "	44 "
7	" V	121 "	65 "	46 "

Die Probe V ist besonders eingehend nach den vorstehenden Grundsätzen hergestellt worden<sup>1)</sup>. Sie lieferte, wie erwartet, ein sehr gutes Resultat.

Um die Masse etwas streichfähiger zu machen, wurde später noch etwas mehr Mexfalt hinzugefügt, so daß der Gesamtbitumengehalt etwas höher wurde.

Derartig feste Asphalt-Estriche bilden (für die praktische Beurteilung am Bau) eine sehr formsteife Masse.

Zur Aufnahme der normal in Frage kommenden Belastungen müssen (für normale Temperaturen) zweckmäßig Festigkeiten von

45 bis 60 kg/cm<sup>2</sup> bei 22 $\frac{1}{2}$ ° C

und möglichst ein Abfallverhältnis von 50 bis 55% erreicht werden.

Es sind m. W. auch Versuche gemacht worden, Linoleum direkt auf Schallisierungen zu verlegen, z. B. auf abgeglichenen Korkflächen u. a.

Das dürfte wegen der verhältnismäßig großen Elastizität des Isolierkörpers unzuweckmäßig sein. Entweder ist der Isolierkörper tragfest (hart), dann isoliert er nicht; oder er ist zu weich, dann trägt er nicht.

**Nr. 18. Verschiedene Messungen an Einzelkonstruktionsteilen.**

Nr.	Versuchsgegenstand	Abmessungen	% Luftschalldurchlaß	mm Fallhöhe für 1/4" Kugeldurchmesser
1	Holzdecke mit fichtenem Holzfußboden. 16/22 Balken mit 15 cm Koksaschenausfüllung auf Fehlboden, unten verschalt und geputzt . . . . .	L. W. = 4,05 m	5	4
2	Massive Decke mit unterem Putz, bestehend aus: 3 cm Steinholzfußboden auf 10 cm Auffüllungsbeton über 8 cm Stegzementdielen . . . . .	L. W. = 1,60 m	2,5	8
3	Sperrholztür in eisernen Zargen	Größe: 95/216 Dicke: 4,2 cm	20	—
	a) ohne Schallschutz . . . . .			
	b) mit doppeltem Flauschvorhang an der Schallschattenseite . . . . .			
	c) mit doppeltem Flauschvorhang an der Schallquellenseite . . . . .	Größe: 1,30/2,50 m	10	—
			6	—

<sup>1)</sup> rd. 45% deutsches Asphaltmehl,  
 . 45% Zuschlagstoffe (scharfer feiner Sand und Steingrus),  
 . 9,9% Bitumen.

Nr.	Versuchsgegenstand	Abmessungen	% Luftschalldurchlaß	mm Fallhöhe für 1/4" Kugeldurchmesser
4	Gipsplattenwand von mörtellos ineinandergesetzten Formstücken von 10 cm Stärke mit beiderseitigem Tünchputz . . . . .	l = 5,40 m h = 3,25 m	16	—
5	Hohlziegelwand, lochporös, 13 cm stark mit beiderseitigem Putz . . . . .	"	7	—
6	Gipsplattenwand wie Nr. 4 mit einseitigem Celotexbelag, 11 mm stark . . . . .	"	9	—
7	Gipsplattenwand wie Nr. 4 mit einseitigem Insulitebelag, 11 mm stark . . . . .	"	9,8	—
8	Gipsplattenwand wie Nr. 4 mit einseitigem Upsonplattenbelag, 6 mm stark . . . . .	"	12	—
9	Gipsplattenwand wie Nr. 4 mit einseitigem Celotexbelag wie Nr. 6 und anderseitigem Celotexbelag mit hintergelegter Weco-R-Matte . . . . .	"	6	—
10	Eisenbetondecke, 10 cm stark, glatt abgezogen als Rohdecke	l = 2,50 m	—	5
11	Gipsplattenwand wie Nr. 4 mit beiderseitigem Insulitebelag mit hintergelegter Weco-R-Matte . . . . .	l = 5,40 m h = 3,15 m	4,9	—
12	Eisenbetondecke wie Nr. 10 mit unmittelbar darauf liegender Hartgußasphaltlage von 28 mm und 44 kg/cm <sup>2</sup> Festigkeit bei 40° C. . . . .	l = 2,50 m	—	23
13	Doppelwandige eiserne Tür, System Weco, sonst in den Abmessungen wie unter Nr. 3 angegeben: a) mit (nicht ganz abschließenden) Anschlagsstreifen von Filz . . . . . b) mit völligem Fugenschluß . . . . .	95/216 cm d = 42 mm	6	—
			2,75	—
14	Neuere Versuche mit Holzbalkendecken ohne Auffüllung von Koksasche oder dgl. in Anlehnung an die unter Abb. 9 dargestellte Leichtdecke (Neubau Arch. Brachmann in Leipzig). Balken 12/20 in 65 cm Abstand bei 3,60 m Spannweite zwischen den Trägern eines Stahlskelettes. Die Abdämpfung der Resonanz des Hohlraumes erfolgte durch die rauhe Seite der Tektonplatten der unteren Deckenschalung, vgl. Nr. 22a. Zur Herbeiführung der Gerüstfähigkeit wurden die Balken an der Oberseite sofort mit 22 mm Fehlboden dicht abgedeckt. Die Belagfolge ist nachstehend angegeben. a) Redpine-Fußboden über Weco-R-Matte auf Fehlboden 22 mm auf Balken 12/20 cm (in 65 cm Abstand). Unterer Abschluß: 3 cm Tektondielen mit 0,7 cm Putz . . . . . b) Parkett über Weco-R-Matte auf Blindboden 22 mm auf Balken usw. sonst wie a) . . . . .	l = 3,60 m	4,7	10
			4,1	10



Nr. 18. Verschiedene Messungen an Einzelkonstruktionsteilen. (Fortsetzung.)

Nr.	Versuchsgegenstand	Abmessungen	% Luftschalldurchlaß	mm Fallhöhe für 1/4" Kugeldurchmesser	Nr.	Versuchsgegenstand	Abmessungen	% Luftschalldurchlaß	mm Fallhöhe für 1/4" Kugeldurchmesser
(14)	c) Ausführung wie unter a) angegeben, jedoch an Stelle der Weco-R-Matte als Isolierung zwei Lagen Rohpappe Nr. 100 verlegt. Die Durchbiegungsfähigkeit der Decke wurde durch eine Wand parallel zu den Balken und durch eine gute Queraussteifung stark gehindert. Hierauf ist das günstige Luftschallergebnis zurückzuführen . . . . .	$l_1 = 5,0 \text{ m}$ $l_2 \approx 3,0 \text{ m}$	2,3	10	(14)	d) Parkett auf Blindboden. Der Blindboden auf 5 mm starke Korkolittstreifen auf den Balken verlegt. Stramm unter dem Blindboden waren auf Leisten an den Balken zwischen diesen 20 mm starke Torfocumplatten angebracht . . . . .	$l = 3,60 \text{ m}$	3,8	10

(Schluß folgt.)

Alle Rechte vorbehalten.

Turnhalle in Stahlskelettbauweise in Grünberg/Schl.

Von Dipl.-Ing. Siegart, Grünberg.

Ein schönes Beispiel, wie auch bei Bauvorhaben kleineren Umfanges der Stahlbau mit massiven Bauweisen erfolgreich in Wettbewerb treten kann, bildet die neue Turnhalle an der Lindenbergsstraße in Grünberg. Die Halle, die den modernen Sportbedürfnissen einer mittleren Provinzstadt entspricht, hat einen rechteckigen Grundriß von  $16 \times 34 \text{ m}$  mit Anbau für das Treppenhaus und für Nebenräume, und enthält im teil-

eine Gurtplatte  $300 \cdot 12$ , während die Riegel Stegbleche  $600 \cdot 12$  und ein bis drei Gurtplatten der gleichen Abmessung haben. Damit der von den Zweigelenrahmen ausgeübte Schub nicht auf das Mauerwerk des Sockelgeschosses übertragen wird, sind die in den Binderebenen liegenden Unterzüge des Hallenfußbodens mit den Rahmenfüßen verschraubt und bilden so einen Zuggurt. Im Mauerwerk sind daher nur kurze Anker zum Festhalten der Rahmen während der Aufstellung erforderlich. Besondere Aufmerksamkeit wurde der Ausbildung der Rahmenecken gewidmet, die bei aller Einfachheit der Ausführung allen statischen Ansprüchen genügt. In die Rahmenriegel sind die Deckenträger I 22 der Hallendecke, die als Fußboden des Gymnastikraumes eine Nutzlast von  $350 \text{ kg/m}^2$  aufzunehmen hat, eingebunden.

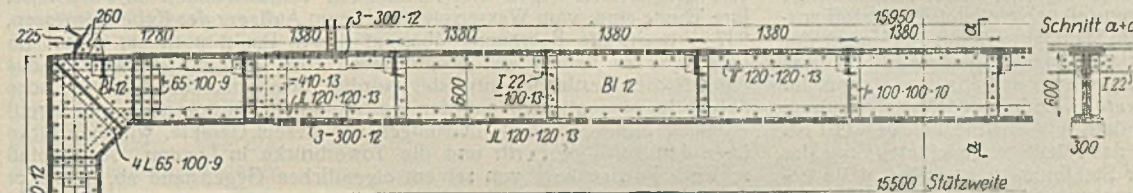


Abb. 2. Konstruktive Durchbildung eines normalen Zweigelenrahmens.

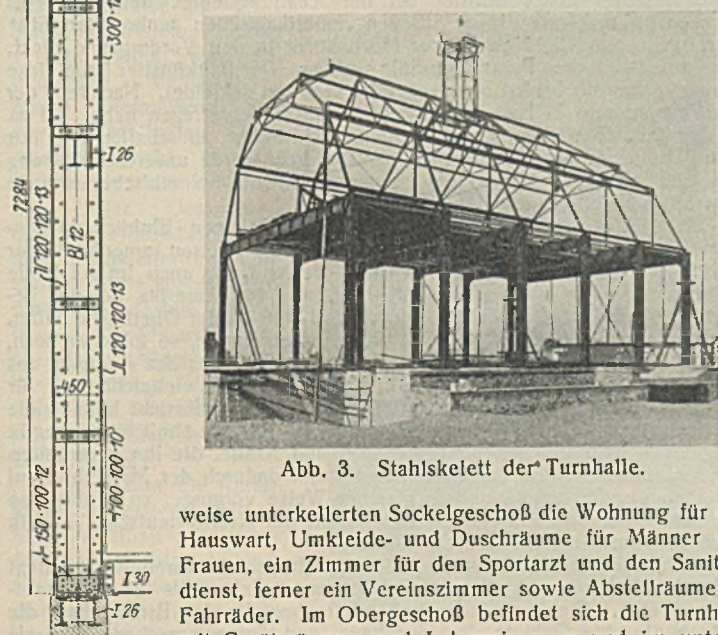


Abb. 3. Stahlskelett der Turnhalle.

weise unterkellerten Sockelgeschoß die Wohnung für den Hauswart, Umkleide- und Duschräume für Männer und Frauen, ein Zimmer für den Sportarzt und den Sanitätsdienst, ferner ein Vereinszimmer sowie Abstellräume für Fahrräder. Im Obergeschoß befindet sich die Turnhalle mit Geräteräumen und Lehrerzimmern und im unteren Teile des Steildaches ein Raum für Gymnastik mit den erforderlichen Nebenräumen. Mit der geplanten Aufteilung des Raumes war die konstruktive Gestaltung gegeben. Sie eignete sich in gleicher Weise für den Stahlskelettbau wie für Ausführung in Eisenbeton. Im Wettbewerb erwies sich der erstere als der wirtschaftlich günstigere. Man entschied sich daher für einen Stahlskelettbau auf gemauertem Sockelgeschoß mit Ausmauerung der Wände in Ziegelmauerwerk, Kleinscheiben Decken und mit Doppelkronendach als oberen Abschluß. Die unbelastete Decke über dem Gymnastikraum ist als Rabitzdecke ausgeführt.

Die Ausbildung des Stahltragwerks geht aus Abb. 1 hervor. In der Querrichtung des Gebäudes sind im Abstand von je  $4,72 \text{ m}$  sechs Binder errichtet, auf denen die Decken und die Dachpfetten ruhen. Der untere Teil der Binder ist als Zweigelenrahmen mit steifen Ecken ausgebildet (Abb. 2). Die Stiele sowohl wie der Riegel haben genieteten I-förmigen Querschnitt, und zwar besitzen die Stiele Stegbleche  $450 \cdot 12$ , Gurtwinkel  $120 \cdot 120 \cdot 13$  und, dem Momentenverlauf folgend, teilweise beiderseits

Der den Gymnastikraum umschließende Teil des Tragwerks ist facherkaltig ausgebildet. Auf die Enden der Rahmenriegel sind Dreieckstützen aufgesetzt, an die der Dachbinder mit Bolzenangeln anschließt. Dieser ist als Dreigelenkbinder ausgebildet, um die statische Unbestimmtheit des Tragwerks zu vermeiden, und es ist zu diesem Zweck der mittlere Untergurtstab als Blindstab beweglich angeschlossen. Da das Dach nach den Schmalseiten des Gebäudes abgewalmt ist, sind die beiden Endbinder als Krüppelbinder ausgebildet. Die Decke des Gymnastikraumes ist an die Binder angehängt und schmiegt sich der Form des Untergurtes an.

Das von einem Uhrtürmchen gekrönte Dach ist ein Mansardendach. Die aus I-Trägern gebildeten Pfetten stehen senkrecht zur Dachhaut. Der Dachschub wird durch die Dachhaut auf die Firstpfette übertragen.

Beim Bau der Halle (Abb. 3) ist einer der wesentlichsten Vorzüge der Stahlbauweise recht in Erscheinung getreten, insofern als das Tragwerk

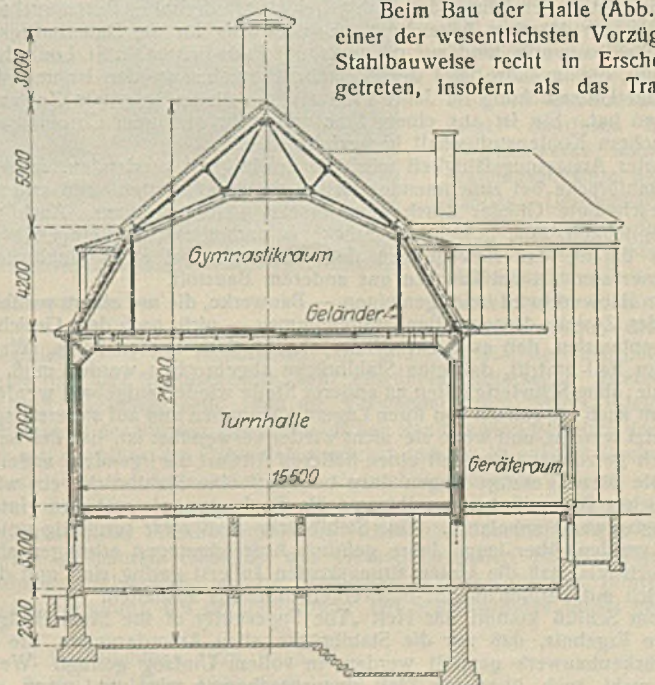


Abb. 1. Querschnitt durch die Turnhalle.



im Winter aufgestellt werden konnte, um mit den Maurerarbeiten bei Eintritt der gelindern Witterung sofort beginnen zu können. Durch besondere Verhältnisse wurde der Beginn der Maurerarbeiten dann noch etwas verzögert, was bei der Stahlbauweise völlig belanglos war.

Der Entwurf der Halle wurde im Stadtbauamt Grünberg unter Leitung von Herrn Stadtbaurat Ribbeck ausgearbeitet. Das Stahlskelett ist von der Firma Beuchelt & Co., Grünberg, entworfen und ausgeführt worden.

### Verschiedenes.

**Die Überlegenheit des Stahlbaus.** Das American Institute of Steel Construction, in dem die Brückenbauanstalten und ähnlichen Werke der Vereinigten Staaten nach Art des Deutschen Stahlbau-Verbandes zusammengeschlossen sind, gehört zwar seinem Namen nach zu den Verbänden, die zum Zwecke wissenschaftlicher Forschung ins Leben gerufen worden sind, denn „Institute“ nennen sich in England und Amerika im allgemeinen die Verbände, die die ihre Mitglieder berührenden Fragen wissenschaftlich erfassen wollen. Amerikanischem Geschäftsgeist entspricht es aber, daß dabei die Werbetätigkeit nicht außer acht gelassen wird. Sie äußert sich in der Veröffentlichung von Druckschriften, die zwar in das Gewand einer wissenschaftlichen Abhandlung gekleidet sind, aber doch deutlich erkennen lassen, daß ihr eigentlicher Zweck darin besteht, dem Stahlbau neue Freunde zuzuführen.

Eins dieser Hefte hat den Titel *The Superiority of the Steel Bridge*; es hebt die Überlegenheit des Stahlbaus in einer Weise hervor, die bei dem Zweck des Heftes durchaus verständlich ist, eine ähnliche deutsche Veröffentlichung würde aber doch wohl auch anderen Bauweisen mehr Gerechtigkeit widerfahren lassen. Das Heft beginnt mit der Darlegung, daß die Grundlagen der Zivilisation das Verkehrswesen und die Schaffung einwandfreier gesundheitlicher Verhältnisse sind, eine beachtenswerte Zusammenstellung. Für das Verkehrswesen ist eine der Hauptforderungen, daß durchgehende Verbindungen auf weite Entfernungen vorhanden sind, und dazu gehört, daß Flüsse und Gebirge kein Verkehrshindernis bilden, sondern auf Brücken überschritten und in Tunneln überwunden werden können. Die Brücke ist also ein höchst wichtiges Glied der Verkehrswege zu Lande. Zu einer Brücke muß ohne Vorurteil der geeignetste Baustoff ausgewählt werden, und das ist der Stahl. Ein Stahlbauwerk hat den Vorzug der Schönheit, der Festigkeit, der Dauerhaftigkeit, der Anpassungsfähigkeit, es kann abgebrochen und an anderer Stelle wieder aufgebaut oder auch im ganzen an eine andere Stelle gebracht werden, und alle die Vorzüge führen dazu, daß bei einem Stahlbauwerk die größte Wirtschaftlichkeit gewahrt ist.

Bemerkenswert bei dem stark auf das Nützliche gerichteten Sinn der Amerikaner ist, daß die Schönheit der Stahlbrücken an erster Stelle genannt wird. Um den Begriff des Schönen zu umreißen, wird das Zeugnis eines namhaften amerikanischen Baukünstlers, J. K. Pond, herangezogen. Stahl besitze die Schönheitsmöglichkeit in einem Maße wie kein anderer Baustoff, weil er in jede Form gebracht werden kann, ohne daß seine Festigkeit leidet. Außerdem kann man aber auch seine Farbe der Umgebung anpassen.

Was die Festigkeit anlangt, so hat Stahl vor anderen Baustoffen den Vorzug, daß bei ihm das Verhältnis von Eigengewicht zu Festigkeit am günstigsten ist. Er ist außerdem ein höchst zuverlässiger Baustoff, dessen Festigkeit von seiner Herstellung abhängt, also nach dem Willen des ihn verwendenden Ingenieurs beeinflusst werden kann. Er ist gegen Hitze und Kälte unempfindlich und nimmt, unterhalb der Elastizitätsgrenze beansprucht, nach der Entlastung seine alte Form wieder an. Ein Stahlbauwerk läßt sich mit größerer Sicherheit berechnen als ein Bauwerk aus irgendeinem anderen Stoff.

Ein ganz besonderer Vorzug des Stahls ist seine Dauerhaftigkeit. Mit einem dichten, gut unterhaltenen Farbanstrich versehen, bleiben seine Festigkeitseigenschaften unverändert, während andere Baustoffe im Laufe der Zeit durch äußere Einflüsse leicht an Festigkeit einbüßen können. Die sogenannte Ermüdung des Stahls bei oft wiederholter Beanspruchung wird als ein Märchen bezeichnet. Zum Beweis für die Dauerhaftigkeit eines Stahlbauwerks wird auf die bekannte Eads-Brücke in St. Louis hingewiesen, die im Jahre 1874 dem Verkehr übergeben worden ist und sich bei einer Untersuchung im Jahre 1928 als in vollständig gutem Zustande erwiesen hat. Sie ist aus einem Stahl mit sehr geringem Chromzusatz, aber hohem Kohlenstoffgehalt hergestellt.

Unter Anpassungsfähigkeit wird die Leichtigkeit verstanden, mit der eine Stahlbrücke bei zunehmenden Lasten verstärkt werden kann und mit der beschädigte Glieder durch neue ersetzt werden können. Auch auf die Möglichkeit, eine bestehende Brücke zu verbreitern, wird hingewiesen, ebenso darauf, daß Bewegungen der Widerlager bei einer Stahlbrücke harmloser sind als bei Brücken aus anderem Baustoff.

Ein Bauwerk wird im allgemeinen — Bauwerke, die nur einem vorübergehenden Zwecke dienen sollen, ausgenommen — nicht nach dem Gesichtspunkt entworfen, daß es leicht wieder abgebrochen werden kann. Wenn aber der Fall eintritt, daß eine Stahlbrücke abgebrochen werden muß, so kann sie ohne Schwierigkeiten an anderer Stelle wieder aufgebaut werden; sie kann auch im ganzen von ihren Lagern abgehoben und auf andere Lager abgesetzt werden, und wenn sie nicht wieder verwendbar ist, hat der beim Abbruch gewonnene Baustoff einen höheren Altwert als irgendein anderer.

Alle diese Vorzüge tragen dazu bei, daß eine Stahlbrücke ein wirtschaftliches Bauwerk ist, sowohl was die Baukosten, als was den Unterhaltungsaufwand anbelangt. Eine Stahlbrücke muß zwar sorgfältig unterhalten werden, über lange Jahre geführte Aufzeichnungen erbringen aber den Nachweis, daß die Unterhaltungskosten äußerst gering sind und den Vergleich mit vergleichbaren Bauwerken durchaus aushalten.

Zum Schluß kommt das Heft *„The Superiority of the Steel Bridge“* zu dem Ergebnis, daß nur die Stahlbrücke allen Anforderungen, die an ein Brückenbauwerk gestellt werden, in vollem Umfang genügt. Wenn damit wohl auch über das Ziel hinausgeschossen wird und wenn ein deutscher Fachmann, sei er auch auf den Stahlbau eingestellt, die ein-

schlägigen Fragen objektiver beurteilen und auch den anderen Baustoffen ihre Vorzüge zubilligen würde, so ist doch dieser Standpunkt bei dem Zweck, zu dem das Heft verfaßt ist, verständlich und verzeihlich.

Den Schluß des Heftes bilden ungefähr 50 wohlgelungene Aufnahmen von Stahlbrücken. Hier ist es wiederum bemerkenswert, daß in dem begleitenden Text immer wieder auf die Schönheit der Brücken hingewiesen wird. Die Beispiele beschränken sich nicht auf Amerika, an erster Stelle der Zahl nach stehen vielmehr neuere deutsche Brücken, auch österreichische und französische sind abgebildet. Die kritischen Worte, die die Bilder begleiten, bieten manches Reizvolle, es würde aber zu weit gehen, sie hier zu wiederholen.

Ein zweites Heft des American Institute of Steel Construction behandelt die Dauerhaftigkeit und Schönheit bei Stahlbrücken (*Endurance and Beauty in Steel Bridges*). Es ist von Ch. E. Fowler, einem beratenden Ingenieur, verfaßt. Es enthält im wesentlichen eine Geschichte des Eisen- und Stahlbrückenbaus, dargelegt an einzelnen Beispielen, denen ein kurzer Rückblick auf die Stein- und Holzbrücken vorausgeht. Beginnend mit der bekannten Brücke von Colebrookdale, den Pariser Brücken: Austerlitz, des Arts und Jardin du Roi führt der Verfasser den Leser bis zu den neuesten Großtaten des Brückenbaus. Ein von ihm selbst aufgestellter Entwurf einer Brücke über die Bai von San Francisco, der zum Schluß mitgeteilt wird, übertrifft an Kühnheit sogar die im Bau befindliche Brücke über den Hudson bei Fort Lee mit ihren 1067,5 m Mittelloffnung. Sie ist, wie es bei einer solchen Spannweite gar nicht anders möglich, ebenfalls eine Hängebrücke und hat eine Mittelloffnung von 1480 m; zwischen ihren vier Tragwänden liegen drei Fahrbahnen von zusammen 53,4 m Breite. Ihre Türme sind, vom Wasserspiegel bis zum Auflager der Kabel gemessen, 247 m hoch; die Bekrönung überragt diesen Punkt noch um 23 m. Im Gegensatz zu dem zuerst besprochenen Heft, das den Brückenbau des europäischen Festlandes ausgiebig würdigt, beschränkt sich die Fowlersche Arbeit im wesentlichen auf den amerikanischen Brückenbau und streift nur kurz einige englische Leistungen auf diesem Gebiete, wie die Brücke über den Firth of Forth und die Towerbrücke in London. Am Schluß schweift Fowler kurz vor seinem eigentlichen Gegenstand ab, indem er einen Blick auf den Stahlhochbau wirft, der, weil sowohl vom Standpunkt der Bautechnik wie auch der Baukunst reizvoll, hier wiedergegeben sei.

Der Ingenieur sei, so sagt Fowler, durch den Entwurf der Stahlgerippe für Hochhäuser der Vermittler bei der Schaffung eines neuen Baustils gewesen. Man könne diesen Stil den „amerikanischen senkrechten Stil“ oder, wenn man die New Yorker Hochhäuser in den Vordergrund rückt, den „amerikanischen Pyramiden-Stil“ nennen. Der Baukünstler habe diese Bauwerke in ein höchst ansprechendes Gewand gekleidet. Nachdem der Ingenieur so sein Teil zu einem neuen Baustil beigetragen habe, sei es an der Zeit, eine besondere „Ingenieur-Architektur“ zu schaffen und nur noch schöne Bauwerke zu errichten. Dadurch werde unsere Umgebung verschönt und der Stand des Ingenieurs sowohl in ethischer wie in materieller Richtung gehoben.

Beide hier besprochenen Hefte vermitteln einen Einblick in Anschauungen, die gewiß in höchst maßgeblichen Kreisen amerikanischer Technik vorherrschen, und es ist daher wertvoll, sie auch im Auslande zu kennen. Kann man auch nicht alles, was von Amerika bei uns bekannt wird und häufig von Kreisen, deren Urteil an der Oberfläche haftet, als vorbildlich hingestellt wird, auf Europa übernehmen, so lohnt es doch, die amerikanischen Unternehmen kritisch zu würdigen; das eine oder das andere, was dabei zu Tage kommt, eignet sich doch vielleicht auch für europäische, für deutsche Verhältnisse. In mancher Hinsicht können die amerikanischen Veröffentlichungen ein Vorbild für eine ähnliche werbende Tätigkeit in Deutschland abgeben. Stoff und Kräfte, die ihn verarbeitenden könnten, sind reichlich vorhanden, und wenn dadurch der Massivbau auf den Plan gerufen würde und in gleicher Weise vorgehe, so könnte das nur dazu dienen, im friedlichen Wettstreit der Kräfte deutsche Technik zu fördern und ihr Ansehen zu heben.

Außer den beiden vorstehend besprochenen größeren Heften liegt noch eine Reihe von kleinen Heftchen vor, die ebenfalls für den Stahlbau eintreten. Eins von ihnen behandelt ebenfalls den Brückenbau, die übrigen einzelne Gebiete des Hochbaus, und dementsprechend sind sie von einem Architekten, A. T. North, verfaßt. Besprochen werden Geschäftshäuser und Fabriken, Schulen, Krankenhäuser und Theater, Garagen, Flugzeughallen und Bauten für Sportzwecke, endlich Vielfamilienhäuser für höhere Ansprüche. Auf den Inhalt dieser Heftchen soll hier nicht näher eingegangen werden, bemerkt sei nur, daß sie einfach, aber würdig ausgestattet sind und in vornehmer Form die besondere Eignung des Stahlbaus für jede Art von Hochbauten darlegen. Geheimrat Wernecke, Berlin.

**Wertheimbau Breslau** (Heft 10, 1930). Die beratenden Ingenieure Kuhn und Dipl.-Ing. H. Schaim legen Wert auf die ergänzende Mitteilung, daß sie die Fundierung auf Grund von Versuchen auch statisch berechnet, daß sie die Zeichnungen nachgeprüft und die Ausführungen kontrolliert haben.

**INHALT:** Das Europahaus in Leipzig. — Beitrag zur Beurteilung der Ausführung von Schallschlierungen in Gebäuden. (Fortsetzung.) — Turnhalle in Stahlskelettbauweise in Grünberg/Schl. — Verschiedenes: Die Überlegenheit des Stahlbaus. — Wertheimbau Breslau.