

# 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 Baulingenieurwesen

Preis des Jahrganges 10 R.-M. und Postgeld

2. Jahrgang

BERLIN, 15. November 1929

Heft 23

Alle Rechte vorbehalten.

### Abtragung des alten Tragwerkes der Augartenbrücke in Wien.

Von Oberingenieur Ludwig Ilsovai, Wien.

Das Stadtbauamt der Gemeinde Wien fährt in zielbewußter Weise fort, alle Verkehrswege der Bundeshauptstadt sämtlichen Erfordernissen eines modernen Großstadtverkehrs anzupassen. Zu den wichtigsten Aufgaben gehört es vor allem, die den Verkehr einschränkenden alten Brückentragwerke durch neue tragfähigere Bauwerke zu ersetzen.

Eines der ältesten Tragwerke über den Donaukanal im Zuge der Lastenstraße war die alte Augartenbrücke (s. Lageplan Abb. 1). Dieses im Jahre 1872, also noch vor der Wiener Weltausstellung entstandene Tragwerk hat seine Aufgabe durch fast 56 Jahre erfüllt. Die immer mehr anwachsenden Verkehrslasten und die Einschnürung des Straßenverkehrs auf der nur 11 m breiten Fahrbahn der Brücke haben schließlich das Schicksal dieses Tragwerkes besiegelt, eines Tragwerkes, das bei seiner Erbauung nur für leichten Pferdefuhrwerkverkehr bestimmt, schließlich neben zwei schwer belasteten Straßenbahngleisen auch noch zwei Lastkraftwagenreihen und zwei vollbesetzte Gehwege von je 4 m Breite getragen hatte. Im Einvernehmen mit der Aufsichtsbehörde mußten vom Wiener Stadtbauamt in den letzten Jahren Verkehrseinschränkungen vorgenommen werden. Das Stadtbauamt hat auch eine Verstärkung des alten Tragwerkes erwogen, welche durchaus im Bereiche der Möglichkeit gelegen wäre — da ja Stahltragwerke praktisch unverwüßlich sind —, doch hätte die nur 11 m breite Fahrbahn dem Straßenverkehr nur unzulänglich entsprechen können. Es wurde daher im Frühjahr 1928 der Entschluß gefaßt, die alte Brücke durch ein neues Tragwerk zu ersetzen.

Gelegentlich der Vorarbeiten wurde eine Verlegung des neuen Brückentragwerkes in die Achse der nahegelegenen Ringstraße (Abb. 1) erwogen, was eine Ablenkung des Lastenverkehrs aus der geraden Durchzugslinie zur Folge gehabt hätte. (Die Wiener Ringstraße selbst ist für den Schwerverkehr gesperrt.) Der Einspruch der beteiligten Kreise führte zum Entschluß, die Achse des neuen Brückentragwerkes mit der alten

Brückennachse zusammenfallen zu lassen. Da eine Ausschlebung des bestehenden Tragwerkes infolge seiner eigenartigen Lagerung auf hohen Steinylonen nicht ernstlich in Frage kam, mußte für die Zeit des Umbaus eine Hilfsbrücke neben der bestehenden Brücke geschaffen werden. Es hätte zwar auch im Bereiche der Möglichkeit gelegen, das neue Tragwerk neben dem bestehenden auf provisorischen Jochen zu errichten, dann den Verkehr auf dieses Tragwerk umzuleiten und nach Abtragung der Altbrücke bzw. Errichtung der endgültigen Unterbauten das neue Tragwerk in seine endgültige Lage einzuschleben. Da dies aber neben relativ hohen Kosten von vornherein eine Festlegung auf gewisse Brückenformen und vor allem auch von vornherein den Ausschluß von Eisenbetontragwerken, infolge der Unmöglichkeit ihrer Ein- und Ausschlebung, bedingt hätte und außerdem die Einengung des Verkehrs durch das alte Tragwerk tunlichst bald behoben werden sollte, wurde die Errichtung einer Hilfsbrücke für relativ schwere Lasten beschlossen. Die oberhalb des alten Tragwerkes errichtete Hilfsbrücke (Abb. 2 u. 3) gestattet mit ihrer viergleisigen Fahrbahn den Verkehr der gleichen Regellasten, wie die im Jahre 1926 dem Verkehr neu übergebene stromaufwärts gelegene Friedensbrücke.

Ursprünglich wurde als Tragwerk der Hilfsbrücke die Wiederverwendung des im Jahre 1926 abgetragenen Tragwerkes der alten Brigittabrücke über dem Donaukanal erwogen. Im Sommer des Jahres 1928 gelangte jedoch eine provisorische Blechträgerbrücke mit oberliegender Holzfahrbahn zur Ausführung. Die Planung und Ausführung des auf eigenartigen Flußjochen gelagerten Hilfsbrückentragwerkes wurde den Brückenbauanstalten der Wagner-Biró A. G. (Wien-Graz) übertragen. Bei der Errichtung der Landjoche und der starken turmartigen Flußjoche der Hilfsbrücke zeigte sich die schlechte Beschaffenheit des Flußgrundes in ganz besonderer Weise, da die starken Pfähle der Joche in den normalen Eindringungstiefen keinen Halt fanden. Es mußten besondere Vorsichtsmaßnahmen

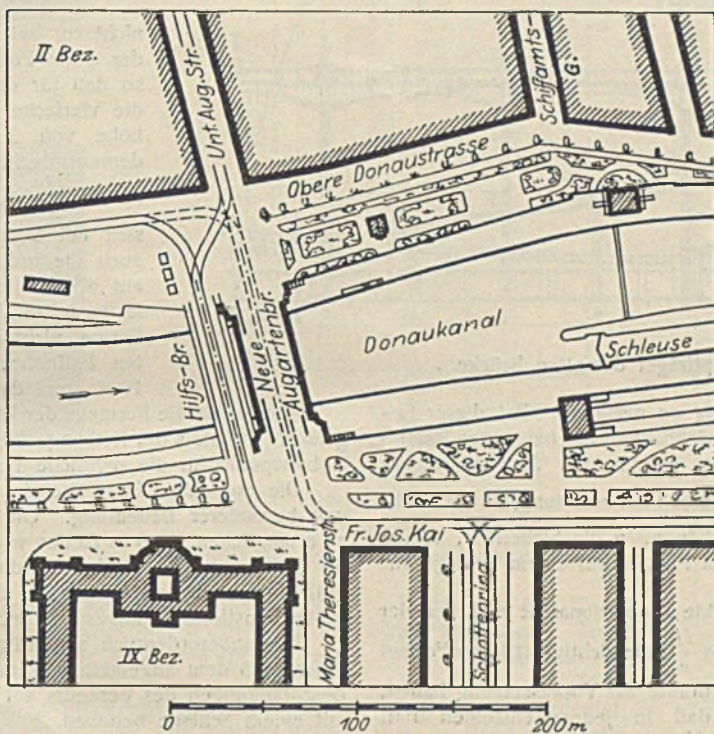


Abb. 1. Lageplan der Augartenbrücke.

über dem Donaukanal erwogen. Es mußten besondere Vorsichtsmaßnahmen

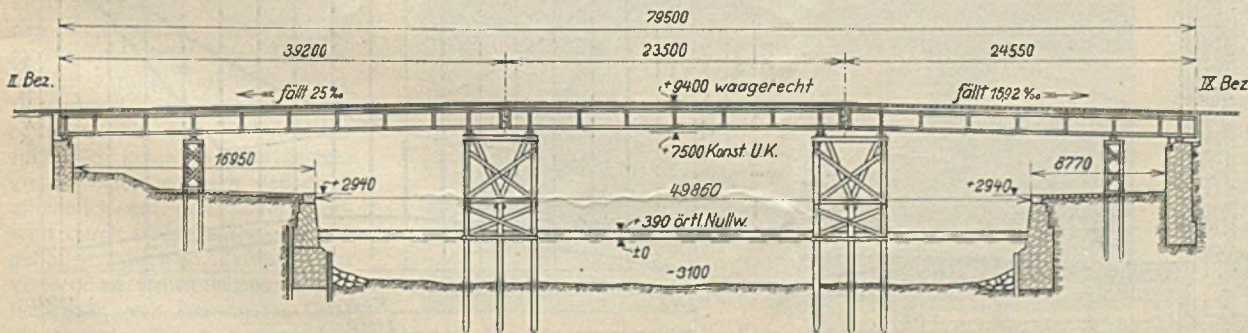


Abb. 2. Ansicht der Hilfsbrücke.

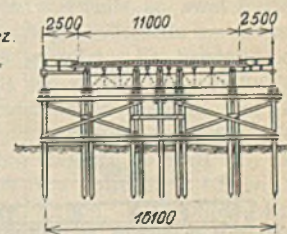


Abb. 3. Querschnitt der Hilfsbrücke.



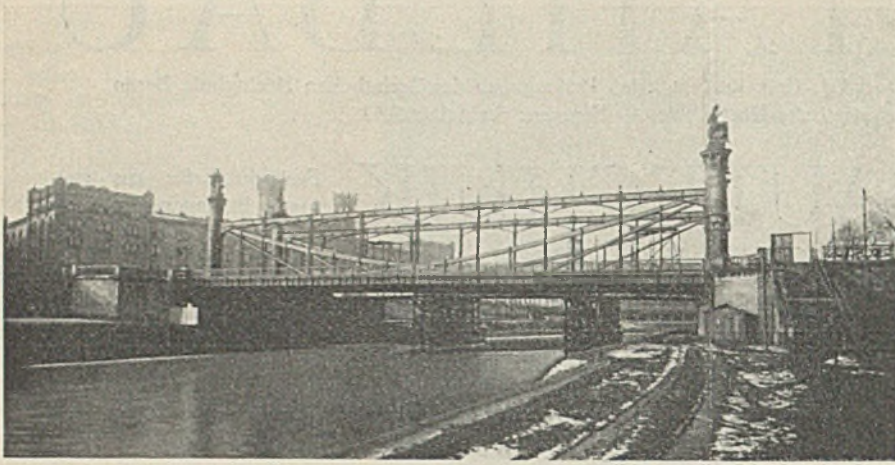


Abb. 4.  
Ansicht der alten Augartenbrücke.

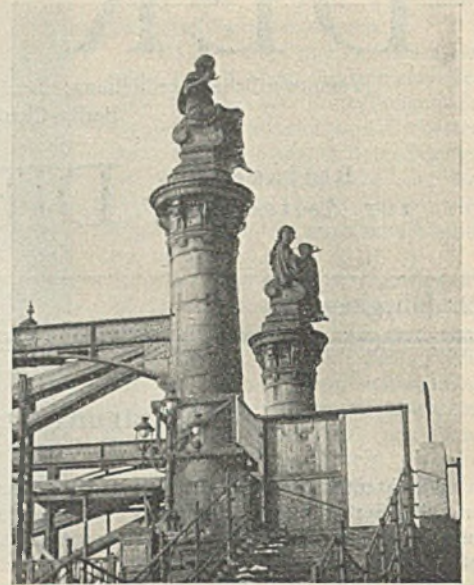


Abb. 5. Pylonen der alten Brücke.

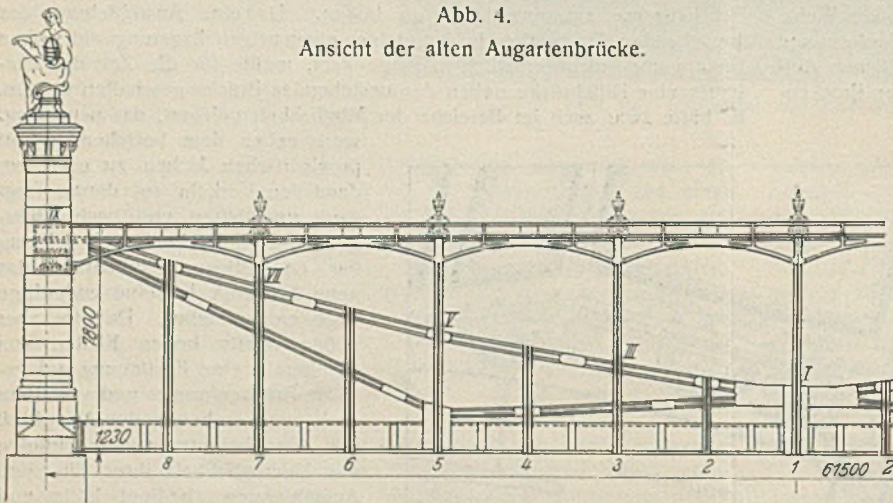


Abb. 6. Hauptträger der alten Brücke.

getroffen werden, um die Joche tragfähig zu gestalten. Bei dieser Gelegenheit sei auf die vollkommene Unverlässlichkeit der bekannten Rammformeln hingewiesen, welche folgenden allgemeinen Aufbau zeigen:  $K = \frac{l}{n} F(P, Q, L) \frac{H}{e}$  (wobei  $K$  die zulässige Pfahlbelastung,  $P$  das Pfahlgewicht,  $Q$  das Bärgewicht,  $L$  die Pfahlänge,  $n$  die Sicherheit,  $H$  die Fallhöhe und  $e$  die Eindringungstiefe des Pfahles bei einem Schläge aus der Höhe  $H$  bedeuten).

Alle diese Formeln zeigen die direkte Proportionalität zwischen der Tragfähigkeit  $K$  und dem Längenverhältnis  $\frac{H}{e}$ ; die Richtigkeit dieser Formel

müßte zur Voraussetzung haben, daß in jedem einzelnen Fall  $\frac{H}{e}$  ein von der Fallhöhe unabhängiger konstanter Wert sei. Nun trifft dies aber absolut

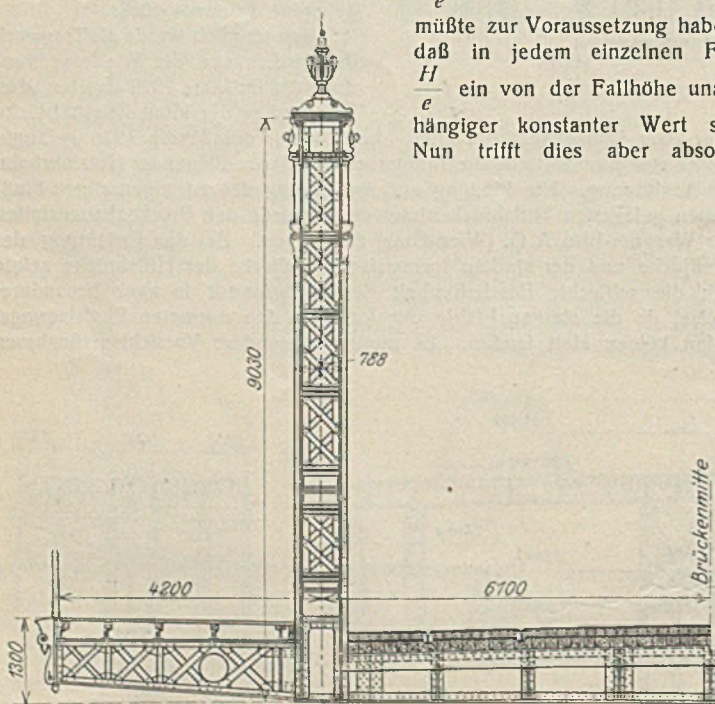


Abb. 7. Querschnitt der alten Brücke.

nicht zu, bei steigendem  $H$  wächst  $e$  stärker als mit der ersten Potenz von  $H$  (manchmal sogar quadratisch, so daß für denselben Pfahl bei 4 m Fallhöhe sogar die vierfache Eindringungstiefe gegenüber einer Fallhöhe von 2 m Höhe festgestellt werden konnte; dementsprechend sank bei 4 m Fallhöhe das Verhältnis  $\frac{H}{e}$  bis auf die Hälfte des Wertes herab, der sich bei 2 m Fallhöhe ergeben hatte, damit sank auch die indizierte Tragfähigkeit bis 4 m Fallhöhe auf die Hälfte des Wertes bei 2 m Fallhöhe). Der festgestellte Wert der Tragfähigkeit ist nach dieser Formel nicht unabhängig von der willkürlich gewählten Fallhöhe, die Abweichungen betragen bis zu 100% und darüber.

Aber auch die Formeln der Pfahlbelastung nach Dörr können mangels genauer Kenntnis der Reibungsziffern des Baugrundes keinen hinreichenden Anhaltspunkt für die wirkliche Tragfähigkeit des Pfahles geben.

Die aufgelöste Bauweise der Fundamente in Einzelpfähle ist sicher von besonderer Bedeutung. Um die Wirtschaftlichkeit dieser Bauweise zu ermöglichen, muß es zu den wichtigsten Aufgaben eines jeden Institutes für Erdbaumechanik gehören, die Frage der Pfahlbelastung einer endgültigen Klärung zuzuführen, da die bekannten Formeln nicht einmal als grobe Faustformeln angesehen werden können.

Die außerordentlich sorgfältig fundierte Hilfsbrücke wurde im Oktober 1928 dem allgemeinen Verkehr übergeben, damit waren sämtliche Beschränkungen des Verkehrs auf dieser Brücke im Zuge der Lastenstraße mit einem Schläge behoben.

Nun schritt die Gemeindeverwaltung an die Abtragung des bestehenden Tragwerkes, welches sie nach einem Wettbewerbe ebenfalls der Waagner-Biró A.G. als Bestbieterin übertragen hatte.

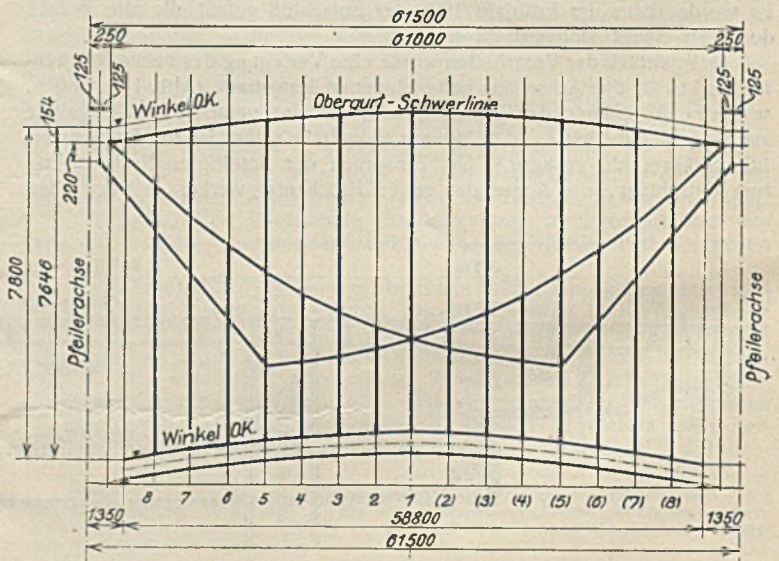


Abb. 8. System des Hauptträgers der alten Brücke.



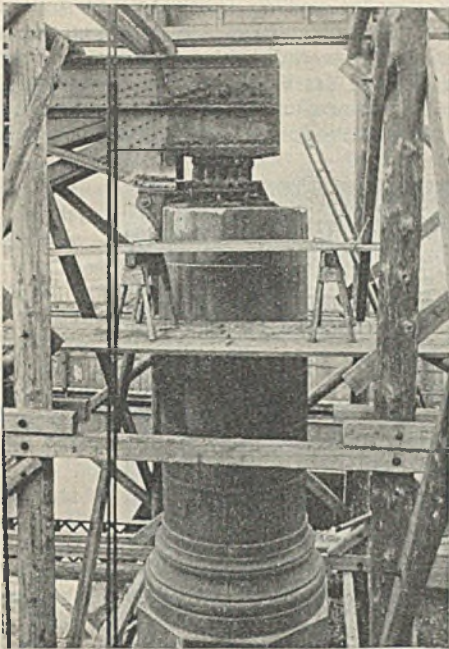


Abb. 9.  
Bis zum Lager abgetragener Pylon.

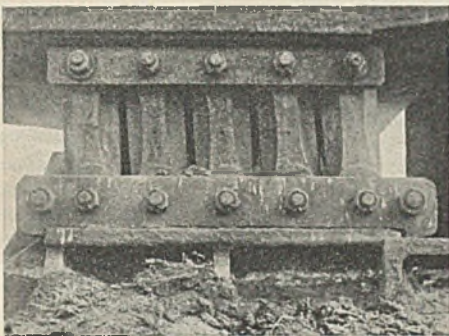


Abb. 10.  
Freigelegtes Brückenlager.

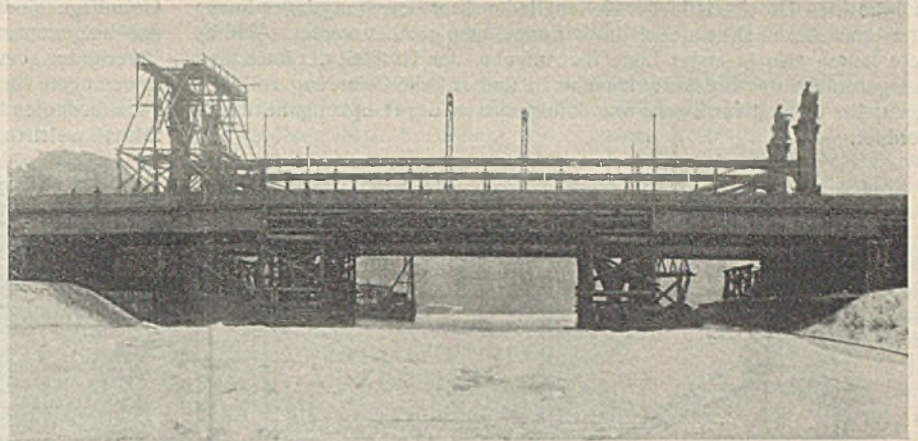
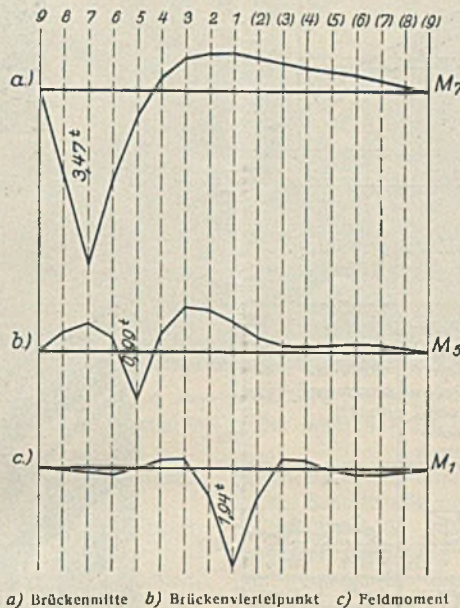
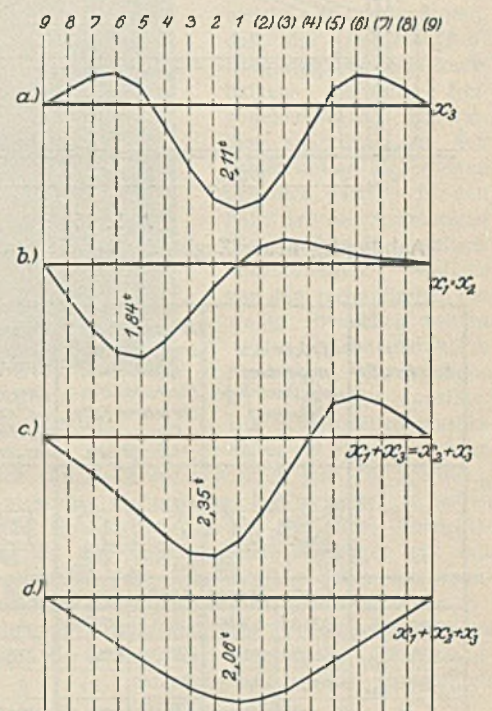


Abb. 13. Zugefrorener Donaukanal mit der Hilfsbrücke. Im Hintergrund das Gerüst zum Abbau der Pylonen.



a) Brückennitte b) Brückenvertelpunkt c) Feldmoment  
Abb. 12.  
Einflußlinien der Momente der Streckbalken.



(Berechnung des Stadtbauamtes)  
a) obere Hauptkette waagerechte Komponente  $x_1$   
b) Nebenkette " "  $x_2$   
c) untere Hauptkette " "  $x_3$   
d) Drucklegelkraft  $x_1 + x_2 + x_3$

Abb. 11.  
Einflußlinie der überzähligen Kräfte.

Während die Abtragung eines gewöhnlichen Balkentragwerks wohl kein weiteres Interesse beanspruchen kann, mag sowohl die Beschreibung des bestehenden Tragwerks als auch die Art seiner Abtragung für die Fachwelt einige Beachtung verdienen.

Das im Jahre 1872 von der französischen Brückenbauanstalt Five-Lille errichtete Tragwerk hat bei seiner eigenartigen Form eine gewisse Schönheit und Eleganz der Linienführung aufgewiesen, während man über den künstlerischen Wert der auf den mächtigen Pylonen errichteten Figuren geteilter Meinung sein kann (Abb. 4 u. 5). Der Baustoff des alten Tragwerks ist Schweißeisen belgischer Herkunft. Das Eisen hat eine Festigkeit von 34 bis 36 kg/mm<sup>2</sup> bei einer Dehnung von nur 5% und einer Streckgrenze bis zu 31 kg/mm<sup>2</sup>. Die eigentliche Ursache der außerordentlich hoch liegenden Streckgrenze ist noch nicht festgestellt; Proben, welche den abgetragenen Bauteilen in großer Zahl entnommen wurden, werden darüber Aufschluß geben. Vorderhand kann man wohl annehmen, daß der Werkstoff ursprünglich keine so hohe Streckgrenze hatte, sondern daß diese allmählich auf den hohen Endwert durch Überbeanspruchungen gehoben worden ist. Trotzdem das verwendete Schweißeisen sicherlich nicht von besonderer Güte war, hat das Tragwerk durch fast sechs Jahrzehnte voll entsprochen.

In Abb. 6 u. 7 ist das bestehende Tragwerk dargestellt, in Abbild. 8 ist das Tragwerksnetz angedeutet. Die Brücke hatte eine hölzerne Fahrbahn, welche ein Holzstöckelpflaster trug und

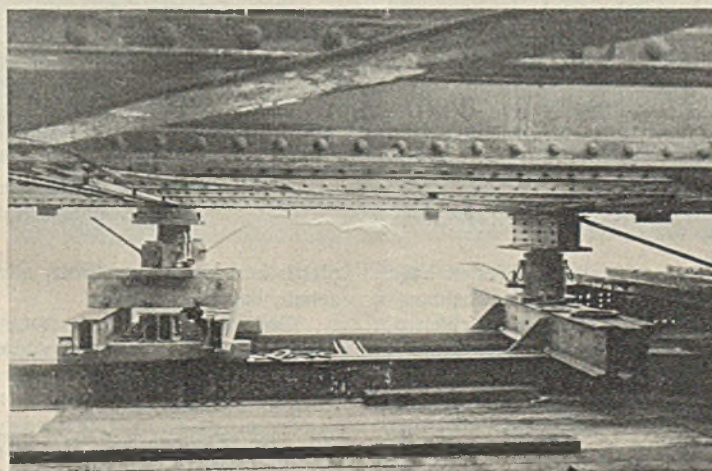


Abb. 14. Hauptjoche für die Brückendemontage mit 2 Wasserdruckpressen von je 300 t Tragkraft.

auf einem eisernen Längs- und Querträgergerippe aufruhte. Dieses Gerippe wurde von zwei Haupttragwänden gestützt. Jede Wand erhielt als eigentlichen Träger einen kastenförmigen Streckbalken (Hutform) mit nur 7 mm starken Stehblechen. Dieser Streckbalken ist in den Vierteln seiner Stützweite und an seinen Enden einerseits an zwei Ketten aufgehängt, andererseits am Widerlager gestützt. Es handelt sich somit um einen über vier Felder durchlaufenden Balken, der an den drei Aufhängungspunkten der Ketten elastisch gelagert ist. Die durch die lotrechten Lasten in den Ketten hervorgerufenen waagerechten Kräfte werden in einen oberen waagerechten Druckriegel geleitet und in diesem gegenseitig aufgehoben, während



die lotrechten Druckanteile der Kettenglieder über Bewegungslager knapp unter dem oberen Druckriegel in die Endpylonen geleitet werden (Abb. 9). Diese hatten also in erster Linie die Aufgabe, den Großteil der lotrechten Auflagerdrücke der Brücke aufzunehmen und auf die Gründung zu übertragen; ihr dekorativer Zweck war infolgedessen der Hauptaufgabe untergeordnet.

Grundlage sind auch die Kettenzüge und die Druckriegelbeanspruchung ermittelt worden. Diese im Sinne der Elastizitätslehre vollkommen falsche Berechnung des Tragwerkes und wahrscheinlich auch die unter Zwangspannungen vorgenommene Montage des Tragwerkes haben zu sicherlich ganz bedeutenden örtlichen Überanspruchungen im ganzen Tragwerk geführt, welchen das nicht besonders gute Schweißbleisen dank seines

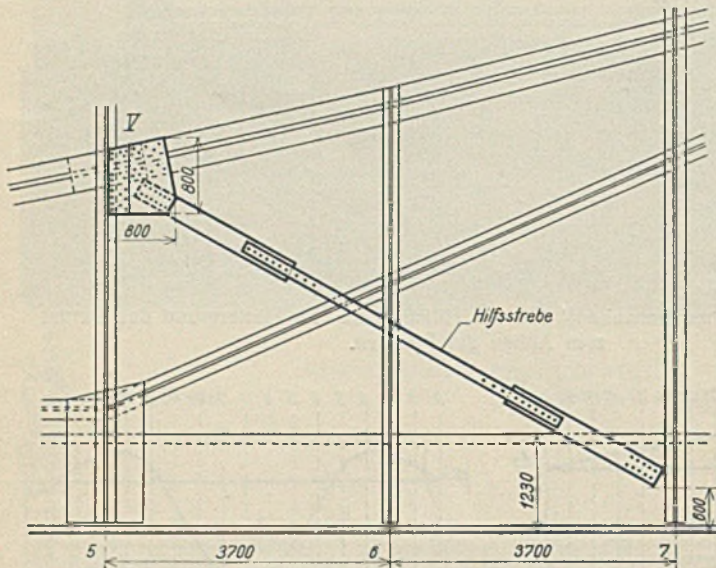


Abb. 15.

Anbringung neuer Zugbänder für die Streckbalkenversteifung.

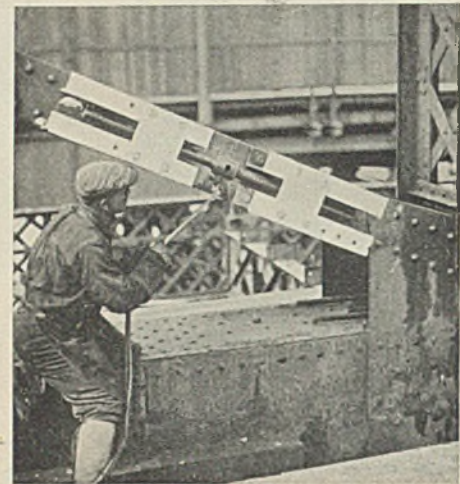


Abb. 16.

Spannschloßsicherung der Schnittstellen.

Belastungsfall	Brücke nicht angehoben, unter Demontagebelastung		Anheben mit 618 t bis untere Kette spannungslos, Durchschneiden der unteren Kette, Einbau der Hilfs-Strebe		Weiteres Anheben mit 618+346-964 t bis Sprengriegel 0, obere Kette 0, oberer Auflagerdruck 0, Durchschneiden des Sprengriegels		Weiteres Anheben mit 964+122-1086 t bis unterer Auflagerdruck 0	
	I		II		III		IIIa	
	Kraft	Spanng.	Kraft	Spanng.	Kraft	Spanng.	Kraft	Spanng.
Sprengriegel	-235,0 t	-408 <sup>kg</sup> /cm <sup>2</sup>	-83,0 t	-172 <sup>kg</sup> /cm <sup>2</sup>	0	0	0	0
ob. Kette S <sub>max</sub>	+146,0	+261	+92,0	+165	+37,0 t	+66 <sup>kg</sup> /cm <sup>2</sup>	+92,0 t	+165 <sup>kg</sup> /cm <sup>2</sup>
unt. Kette S <sub>max</sub>	+103,0	+355	0	0	0	0	0	0
Streckträger	M <sub>1</sub>	+30,0 tm ± 189	+27,5 tm ± 174	+79,4 tm	-581	-82 tm	-246	
	M <sub>2</sub>	+36,6 ± 317	+4,34 ± 375	+78,0	-781	+13,4	-370	
	M <sub>3</sub>	+24,9 ± 215	+26,2 ± 227	+36,6	-423	0	-254	
	M <sub>4</sub>	-4,3 ± 37	-21,0 ± 182	-38,3	-438	-42,0	-618	
	M <sub>5</sub>	-49,4 ± 257	-105,0 ± 546	-153,5	-874	-119,3	-796	
	M <sub>6</sub>	+27,6 ± 239	-21 ± 18	-60,9	-633	-89,0	-1024	
	M <sub>7</sub>	+52,0 ± 346	+41,5 ± 277	-38,1	-344	-128,5	-1057	
	M <sub>8</sub>	+46,6 ± 307	± 46,6 ± 308	+12,0	-80	-57,1	-381	
Vertikalen					M <sub>1</sub> -30,0	M <sub>2</sub> -524	M <sub>3</sub> -630	M <sub>4</sub> -1200
Auflager ob.	87,4 t		25,6 t		0		0	
Auflager unt.	21,2		21,2		122 t		0	
Neue Strebe	0	0	0	0	+43,0	+716	+1040 t	+1735
Hubkraft	0		618		964		1086	
Normalkraft im Streckbalk.	0		0		-381		-918	

Abb. 17. Zusammenstellung der Spannungen im Tragwerk während der Demontage und schematische Darstellung des Demontagevorganges.

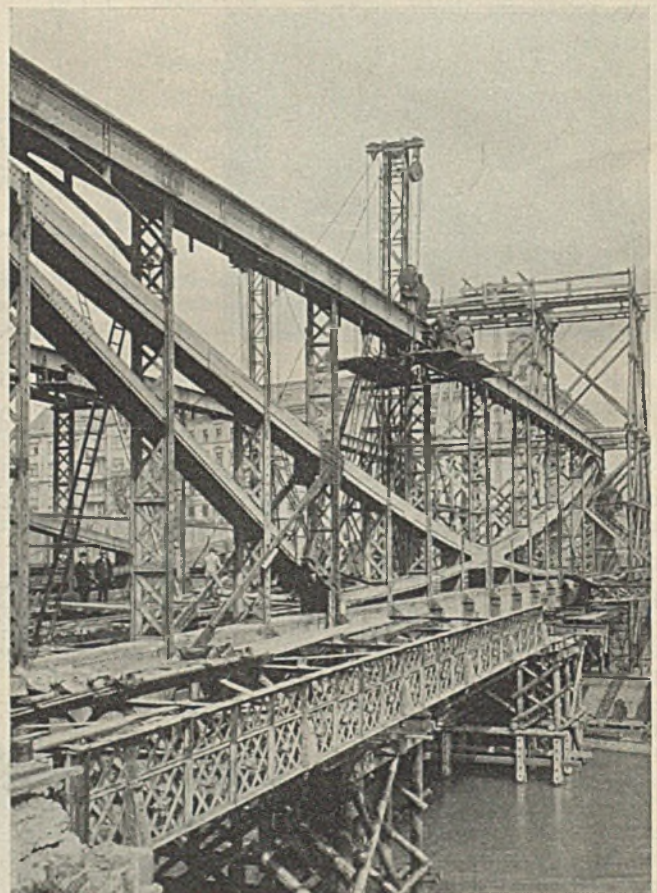


Abb. 18. Das provisorische Zugband ist eingeführt, die untere Kette ist durchgeschnitten.

Merkwürdigerweise hatte die Brücke überhaupt keine festen Lager. Dieser Mangel an festen Lagern hat auch zu Bewegungserscheinungen an den oberen Lagern der Brücke und damit der einzelnen Schichten des Pylonenmauerwerks geführt, welche erst durch besondere Maßnahmen zur Ruhe gebracht werden konnten. Bei der Demontage zeigte es sich auch, daß die Stelzen der oberen Pylonenlager eine bis zum Anliegen der Stelzen an das Mauerwerk gehende Schiefstellung aufwiesen (Abb. 10).

Es ist nicht uninteressant, daß dieses Tragwerk, welches von seiner ursprünglichen Belastung so stark abweichenden Beanspruchungen ausgesetzt war, bei der Errichtung der Brücke im Jahre 1872 als ein auf fünf starren Stützen ruhender Träger berechnet worden ist. Auf dieser

plastischen Verhaltens, trotz aller Lasterhöhungen im Laufe der Jahrzehnte begegnen konnte.

Daß dieses Tragwerk trotz der falschen Berechnung im Sinne der Theorie elastischer Tragwerke dennoch entsprochen hat, kann auch als praktischer Beweis des Satzes angesehen werden, daß es vollkommen hinreichend sei, ein statisch unbestimmtes Tragwerk für einen möglichen Gleichgewichtszustand ohne Berücksichtigung der elastischen Formänderungen genau zu bemessen; im plastischen Bereich wird sich der der Bemessung zugrunde gelegte Gleichgewichtszustand automatisch einstellen. Es kann also der tatsächliche Gleichgewichtszustand im elastischen Bereich



unter der oben angegebenen Voraussetzung von dem Zustand, nach dem die Bemessung erfolgt, grundverschieden sein, ohne die geringste Gefährdung der Sicherheit im Tragwerk herbeizuführen. Da aber für das Tragvermögen eben der plastische Bereich maßgebend ist und die zulässige Last einen bestimmten Bruchteil dieses Tragvermögens darstellt, muß für die Bemessung das Tragwerkverhalten im plastischen Bereich herangezogen werden. Es darf die Streckgrenze bei  $n$ -fach unbestimmten Tragwerken dabei ohne Weiteres an  $n$  Stellen lokal überschritten werden.<sup>1)</sup>

Im Jahre 1927 ist das Tragwerk, dessen Gewicht rd. 500 t betragen hatte, im technischen Büro der Waagner-Biró A.G. einer genauen Nachrechnung unterzogen worden, wobei der elastischen Stützung des Streckbalkens Rechnung getragen wurde. Das dreifach unbestimmte Hängewerk, als dessen Überzählige die Horizontalkomponenten der drei ideellen, übereinandergelagerten Ketten in die Rechnung eingeführt wurden, ergab keine Übereinstimmung mit den Ergebnissen einer Belastungsprobe. Erst die neuerliche Nachrechnung durch die Brückenbauabteilung des Wiener Stadtbauamtes bei gleichzeitiger Berücksichtigung der Biegefestigkeit des oberen Druckriegels zur Aufnahme der Querkräfte hat zu einer Übereinstimmung zwischen Rechnung und Messung geführt. Die charakteristischen Einflußlinien der überzähligen Größen und einiger Streckbalkenpunkte sind in Abb. 11 u. 12 ersichtlich.

Was nun die Abtragung des eigentlichen Brückentragwerkes anbelangt, so war diese durch folgende Momente bestimmt:

1. Es war für die Schifffahrt eine 25 m weite Öffnung frei zu halten.
2. Es sollte aus wirtschaftlichen Gründen ein Minimum an Gerüsten verwendet werden und die Zahl der zu schlagenden Pfähle auf ein Mindestmaß herabsinken. Leider hat die Erfüllung dieser Forderung nicht genügen können, den Wirkungen der schweren Unbilden des Winters 1928/29 mit seinen ungeheuren Schnee- und Eismassen zu entgehen. Die Umgebung der Baustelle und der Fluß boten zeitweilig den Anblick einer Polarlandschaft (Abb. 13).
3. Das Anheben des hochgradig statisch unbestimmten Tragwerkes bzw. seine Unterstützung in Zwischenpunkten durfte nicht beliebig häufig erfolgen, da eine genaue Kontrolle der Spannungen während der Demontage unbedingt geboten war und eine solche nur bei einer beschränkten Anzahl von Hubpunkten möglich war. Als Unterstützungspunkte kamen daher nur die Eckpunkte der Kettenpolygone, also nur die Viertelpunkte in Betracht, da die Brückenmitte wegen der Freihaltung der Schifffahrtöffnung ausscheiden mußte (Abb. 14).

<sup>1)</sup> Dieser Satz gilt in der obigen Form ohne Einschränkung für einen bestimmten Belastungszustand; bei veränderlicher Laststellung sind Wechselspannungen zu berücksichtigen. Der Knicksicherheit gedrückter Elemente muß auch besonders Rechnung getragen werden (s. Grüning, Kulka, Schachenmeier, Maier-Leibnitz, Kist u. a.).

Das Tragwerk wurde also in den beiden Viertelpunkten mit hölzernen Jochen unterfangen, auf welchen Wasserdruckpressen die Anhebung des Tragwerkes ermöglichten.

Der Demontagevorgang ging von dem Grundgedanken aus, durch allmähliche Entlastung das Gewicht der Brücke herabzusetzen und durch Ausschaltung bzw. Entlastung der einzelnen Kettenglieder die Brückenlasten in der Mittelöffnung endlich nur dem übrigbleibenden Streckbalken zu übergeben. Zu diesem Zwecke wurde durch allmähliches Anheben ein

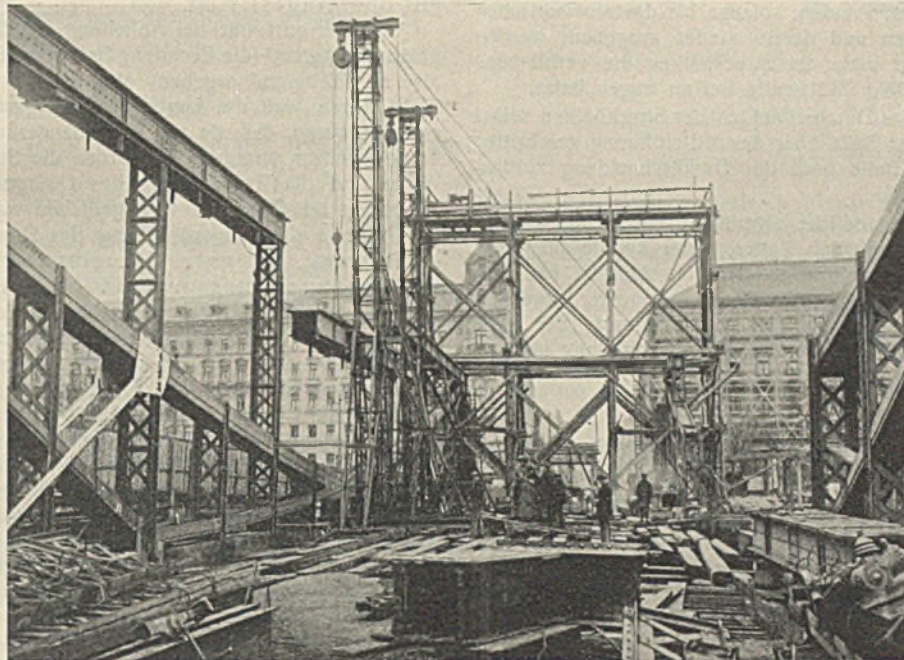


Abb. 19. Der Obergurt wird abgetragen, das provisorische Zugband ist weiß hervorgehoben, die Schnittstelle der unteren Kette ist angedeutet.

Kettenglied nach dem anderen spannungslos gemacht und im spannungslosen Zustand durchschnitten. Damit der Streckbalken nach Durchschneidung der oberen Kettenglieder zeitweilig auch noch das Gewicht des Obergurtes und der Ketten tragen könne, wurden provisorische kurze Streben eingeschaltet (Abb. 15), welche es verhinderten, daß der mittlere Aufhängungspunkt des Streckbalkens vorzeitig freigegeben werde. Es wurden außerdem an den Schnittstellen Sicherungen getroffen, damit — für den Fall, daß die Spannungen des hochgradig statisch unbestimmten Systems von den rechnerischen ein wenig abweichen sollten — das Zerschneiden keine ruckartigen Bewegungen im Tragwerke auslöse. Die Schnittstellen wurden daher mit Spanschlössern

gesichert, welche allmählich entlastet werden sollten, falls die Spannung an der Schnittstelle noch nicht den rechnerischen Nullwert erreicht haben sollte (Abb. 16). Es hatte sich später gezeigt, daß diese Vorsichtsmaßregel überflüssig war, da die rechnerischen Spannungen gut mit den gemessenen übereinstimmten, die Schnittstellen daher fast spannungslos und die Spanschlösser daher auch schlaff geblieben waren.

Den obigen Entwicklungen entsprechen fünf Arbeitsabschnitte des Trägers bei der Demontage, die in einer Rechnungstabelle (Abb. 17) zusammengefaßt und schematisch dargestellt sind.

I. Zu allererst mußte das Tragwerk von allen überflüssigen Bauteilen entlastet werden. Es wurden daher im Mittelteil zwischen den Unterstützungspunkten 5 und (5) die Gehwegkonsolen, der Fahrbelag und die Längsträger entfernt, so daß das Metergewicht für einen Hauptträger auf 3 t herabsank, während im Seitenteil ein Metergewicht von 4,5 t für einen Hauptträger vorhanden war. Diese Demontagebelastung charakterisiert den Arbeitsabschnitt I der Abtragung. Die unter dieser Demontagebelastung im unbestimmten Tragwerk wirksamen Kräfte und Spannungen sind in der Spalte I der Tabelle (Abb. 17) eingetragen.

II. Nun erfolgte das Anheben der Brücke auf den Jochen unter 5 und (5) bis zu einem Pressendruck

von 60 bis 65 t. Bei diesem Auflagerdruck mußte rechnerisch die in Abb. 6 ersichtliche Kette IX—5 spannungslos werden. In diesem Zustand wurde sie durchschnitten. Schon vorher wurden die provisorischen Zugbänder V—7 in ihren Anschlüssen in beiden Punkten vorbereitet (Abb. 19). Nach Durchschneiden der unteren Kette IX—5 wurde das neue provisorische Zugband V—7 ohne Spannung geschlossen (Abb. 18). Damit war der zweite Arbeitsabschnitt abgeschlossen.

III. Dann erfolgte ein weiteres Anheben in den Unterstützungspunkten 5 und (5) bis zu einem Pressendruck von 95 bis 100 t. Bei

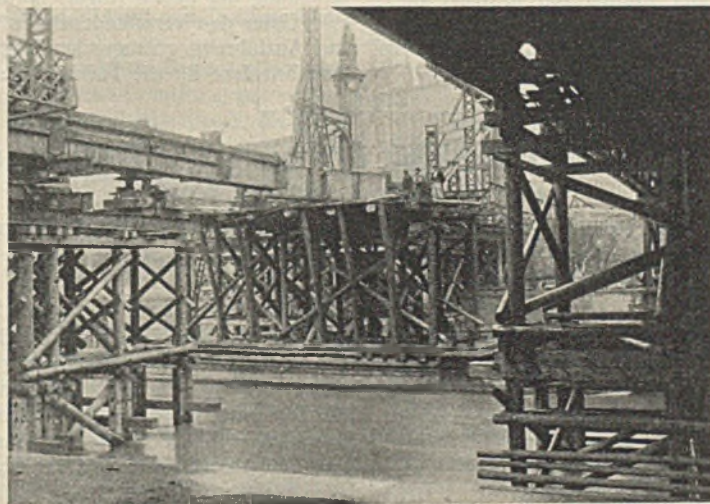


Abb. 20. Ausschwimmen der mittleren Streckbalkentelle.



diesem Auflagerdruck sollten sich die oberen Lager auf den Pylonen gerade lüften und damit einen spannungslosen Zustand des oberen Druckriegels IX—(IX) herbeiführen, so daß das Durchschneiden des Druckriegels leicht erfolgen konnte. Dieser Zustand ist gleich den anderen in Abb. 17 dargestellt.

IV. Es wurden hierbei die durchschnittenen Kettenglieder und Druckriegel entfernt, so daß nur das in der Spalte IIIa der Abb. 17 schematisch dargestellte Rumpfftragwerk übrigblieb.

V. Schließlich erfolgte in den Punkten 5 und (5) über den Jochen ein Nachlassen der hydraulischen Pressen, solange bis die provisorischen Zugbänder spannungslos wurden und damit wieder ausgebaut werden konnten, so daß schließlich nur mehr der Streckbalken die verbliebene relativ kleine Brückenlast auf 30 m Stützweite frei zu tragen hatte.

Nunmehr konnte auch an das Durchschneiden der Streckbalken selbst und an das Ausschwimmen ihrer Teile über der Mittelöffnung geschritten werden, während die Seitenfeldteile nach der Durchschneidung zurückgerollt werden konnten (Abb. 20).

Dieser scheinbar etwas umständliche eigentliche Demontagevorgang bis zur Durchschneidung aller tragenden Kettenglieder konnte für jeden Hauptträger in einem Tage durchgeführt werden. In Abb. 21 sind die Punkte ersichtlich, an denen zur Kontrolle Spannungsmesser angesetzt waren. Diese Instrumente zeigten bis auf den Obergurt, der auch Biegungsspannungen erhielt, fast vollkommene Übereinstimmung mit der Rechnung.

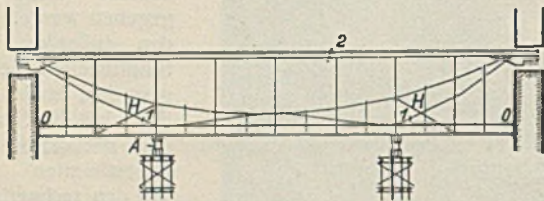


Abb. 21. Ansatzpunkte der Spannungsmesser.

Die für die Demontage verwendeten beiden Flußboje bleiben stehen und werden zum Zusammenbau des neuen Tragwerkes herangezogen.

Ziffernmäßig haben sich folgende Ergebnisse bei der Demontage gezeigt: Zuerst wurden die Wasserdruckpressen A angesetzt und der Untergurt an den Punkten 0 gelöst, da er in den Pylonen eingemauert war und die Brückenabhebung gehindert hätte. Dann wurde die Brücke in vier Punkten durch die Pressen A mit je 64 t angehoben, um die unteren Nebenketten zu entspannen und in den Punkten 1 durchschneiden zu können. Die Entlastung wurde an der flußabwärtigen Tragwand in den Punkten „1“ mit je einem und im Punkte „2“ mit vier Spannungsmessern beobachtet. Die Rechnung (Tafel 17) ergab für den Belastungszustand der Demontage in der unteren Nebenkette eine Zugspannung von 365 kg/cm<sup>2</sup>, welche bei Anhebung der Brücke mit vier Kräften von je 61,8 t auf 0 reduziert werden sollte und im Obergurt eine Druckspannung von 404 kg/cm<sup>2</sup>, welche bei einem Pressendruck von 61,8 t bis auf 172 kg/cm<sup>2</sup> abfallen und bei einem Pressendruck von 96,4 t ganz verschwinden sollte.

Die Messungen mit den Huggenbergschen Apparaten ergaben bei einem Pressendruck von ungefähr 64 t (also bei einem etwas höheren als den oben angeführten rechnerischen Werte) Druckspannungen von 351 kg/cm<sup>2</sup> bzw. 390 kg/cm<sup>2</sup> in den beiden Meßpunkten der unteren Nebenketten. Das Durchtrennen der Hängeketten selbst ging vollständig rucklos vor sich; beim Lockern der an den Schnittpunkten angebrachten Schraubenspindeln erfolgte weder eine Annäherung noch eine Entfernung der Schnittländer, was auf völlige Spannungslosigkeit der Zugketten schließen läßt. In diesen Gliedern haben also Rechnung und Messung gut übereingestimmt.

Im Obergurt trat bei Anhebung mit 64 t eine Entspannung um ungefähr 142 kg/cm<sup>2</sup> (die Rechnung hatte einen Abfall von 404 auf 172 kg/cm<sup>2</sup>, also rd. 232 kg/cm<sup>2</sup> ergeben) ein. Die Ursache dieser Differenz dürfte darin liegen, daß die Lager des Obergurtes so unbeweglich und festgerostet waren, daß sie der Längenänderung des Obergurtes Widerstand entgegenzusetzen konnten; es wurden die Steinpylonen ausgebogen, deren Widerstand die Zugspannung des Obergurtes herabsetzte. Erst als die Anhebung der Brücke so weit gediehen war, daß sich die oberen Lager lüfteten und die Längenänderung des Druckgurtes ungehindert vor sich gehen konnte, trat gute Übereinstimmung zwischen Rechnung und Spannungsmessung auf. Schließlich wurde die Brücke mit vier Kräften von je 141 t gehoben, also mit einem weiteren Druck von je 141 — 64 = 77 t; hierbei zeigten die Spannungsmesser am Obergurt Werte von 182, 200, 202 und 224 kg/cm<sup>2</sup>, während rechnermäßig bei einer Pressendrucksteigerung von 61,8 t auf 96,4 t, also um 34,6 t, eine Entspannung um 172 kg/cm<sup>2</sup> auf 0 hätte eintreten sollen. Nach Durchschneiden des Obergurtes und Nachlassen der Sicherheitsschraubenspindeln trat auch ein leichtes Klaffen des Schnittes ein, das zeigte, daß die Hebung zu weit getrieben worden war und der Obergurt Zug erhalten hatte.

Die gesamten Messungen wurden vom städtischen Bauleiter Herrn Bauoberkommissär Ing. O. Mermon der Mag.-Abt. 33 in umsichtiger Weise geleitet. Das Ergebnis der Messung wurde mir in dankenswerter Weise zur Verfügung gestellt.

Schlußwort: Nach den bisherigen Erfahrungen genügen Brückentragwerke nach 50 Jahren nicht mehr den Anforderungen des Verkehrs. Diese Tatsache wird bei den neueren Brückentragwerken um so mehr zutreffen, als die viel weitgehendere Ausnutzung des Baustoffes gegenüber den alten Tragwerken keine außerordentlichen Erhöhungen der Verkehrslasten gestattet. Dies gilt für Eisenbetonbrücken mit ihren bis aufs äußerste hinaufgeschraubten Beanspruchungen und ihrem spröden Baustoff trotz ihres etwas höheren Eigengewichts in höherem Maße als für zähe Stahltragwerke. Ein außerordentlicher Vorteil der Stahltragwerke liegt aber, wie auch in diesem Falle gezeigt worden ist, in der leichten Beseitigungsmöglichkeit solcher Tragwerke, wenn sie den Anforderungen des Verkehrs weichen sollen.

Es dürfte in Kürze auch von seiten des Wiener Stadtbauamtes die Veröffentlichung über das Ergebnis des scharfen Wettbewerbes für die Erbauung der neuen Augartenbrücke erfolgen.

Unter den verschiedenen Entwürfen wird auch die Beschreibung des zur Ausführung gelangenden Tragwerkes aus hochwertigem Baustahl St 44 von Interesse für die Fachwelt sein.

### Kann durch Zugabe von Material eine Erhöhung der Beanspruchung eintreten?

Alle Rechte vorbehalten.

Von Dipl.-Ing. Harry Gottfeldt, Berlin.

Wird bei der Bemessung von Bauteilen irgendwelcher Art die zulässige Beanspruchung um ein geringes überschritten, so versucht man, durch Zugabe von Baustoff die Spannung auf oder unter die zulässige Grenze herabzudrücken. Mitunter tritt hierbei jedoch die merkwürdige Erscheinung auf, daß trotz vergrößerten Querschnitts die Spannung nicht abnimmt, sondern wächst. Ein einfaches Beispiel hierfür gibt Abb. 1, eine Fundamentsohle darstellend; bei Vergrößerung der Grundfläche auf das 1 1/2 fache erhöht sich die Randspannung um 1/3.

Aus dem Stahlbau sind zwei Fälle ähnlicher Art bekannt, deren Untersuchung insofern von Wichtigkeit ist, als man sich ohne nähere Kenntnis der Bedingungen, unter denen diese Anomalie auftreten kann, meist zu einem langwierigen und dabei zwecklosen Suchen nach einem Rechenfehler veranlaßt fühlen wird. Der eine Fall betrifft die Verstärkung von Druckstäben, der andere die Verstärkung, insbesondere die einseitige Verstärkung von I-Profilen durch aufgelegte Gurtplatten, Kranschienen oder dergl.

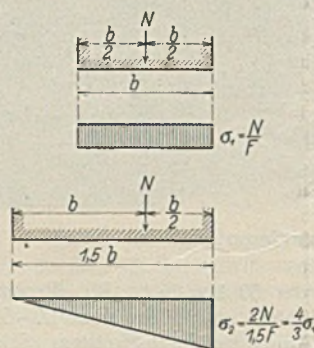


Abb. 1.

Die Knicksicherheit eines Druckstabes ist nach Euler

$$n_E = \frac{\pi^2 \cdot E \cdot J}{S \cdot s_k^2}$$

Der Wert  $n_E$  ist unabhängig vom Stabquerschnitt; da das  $\omega$ -Verfahren für  $\lambda > 100$  gleichbedeutend mit der Berechnung nach Euler ist, kann in diesem Bereich eine Spannungserhöhung durch Vergrößerung des Querschnittes nicht eintreten. Da mit zunehmendem  $F$  bei — im Grenzfall — gleichbleibendem  $J$  der Wert  $i$  kleiner,  $\lambda$  also größer wird, besteht jedoch die Möglichkeit, daß durch Vergrößerung des Querschnittes der zulässige Grenzwert  $\lambda = 150$  überschritten und der Stab auf diese Weise un verwendbar wird.

Für  $\lambda < 100$  (und St 37) ist

$$(1) \quad \omega = \frac{1000}{1000 - 0,0577 \lambda^2} \quad 1)$$

$$= \frac{1000}{1000 - \frac{0,0577 s_k^2 \cdot F}{J}}$$

$$\sigma = \frac{\omega \cdot S}{F} = \frac{1000 S}{1000 F - \frac{0,0577 s_k^2 \cdot F^2}{J}}$$

1) Vgl. den Aufsatz des Verfassers: „Kritik einiger Knicknomogramme“, Bauingenieur 1927, Heft 42, in dem auch ein einfaches Verfahren zum Ablesen der  $\omega$ -Werte auf dem Rechenschieber angegeben ist.



Wir setzen

$$1000 F - \frac{0,0577 s_k^2 F^2}{f} = 1000 (F + \Delta F) - \frac{0,0577 s_k^2 (F + \Delta F)^2}{f}$$

und finden als Bedingung für ein Anwachsen der Spannung bei wachsendem  $F$

$$(2) \quad \Delta F = F \cdot \xi = F \cdot \left( \frac{17330}{\lambda^2} - 2 \right).$$

Für kleine Werte  $\lambda$  wird  $\xi$  sehr groß, für  $\lambda < 93$  hingegen sogar negativ; für  $\lambda = 90$  ist  $\xi = 0,14$ . Nur in dem ungefähren Bereich  $90 < \lambda < 100$  kann daher die zur Erörterung gestellte Möglichkeit tatsächlich eintreten, wie auch das folgende Beispiel zeigt:

$$S = 102 \text{ t}, \quad s_k = 7,3 \text{ m}.$$

Gewählt:

$$\text{IP 30}, \quad J_y = 9010 \text{ cm}^4, \quad F = 154 \text{ cm}^2, \quad i_y = 7,65 \text{ cm},$$

$$\lambda = \frac{730}{7,65} = 95,4, \quad \omega = 2,139, \text{ (nach „Eisen im Hochbau“, 7. Aufl., S. 149).}$$

$$\sigma = \frac{2,139 \cdot 102 \cdot 1000}{154} = 1417 \text{ kg/cm}^2 > \sigma_{zul}.$$

Verstärkung durch zwei auf den Steg gelegte Platten 200 · 8.

$$J_y = 9010 + 34 = 9044 \text{ cm}^4, \quad F = 186 \text{ cm}^2, \quad i_y = \sqrt{\frac{9044}{186}} = 6,97 \text{ cm},$$

$$\lambda = \frac{730}{6,97} = 104,7, \quad \omega = 2,595,$$

$$\sigma = \frac{2,595 \cdot 102 \cdot 1000}{186} = 1423 \text{ kg/cm}^2 > 1417 \text{ kg/cm}^2!$$

Diese Erscheinung findet ihre Erklärung darin, daß beim  $\omega$ -Verfahren für  $0 < \lambda < 100$  der Sicherheitsgrad nicht konstant ist, sondern mit zunehmendem  $\lambda$  wächst, und zwar am stärksten in der Nähe von  $\lambda = 100$ . In dem vorstehenden Zahlenbeispiel zeigt also die Spannungserhöhung nicht etwa eine Verringerung des vorhandenen, sondern vielmehr eine Vergrößerung des erforderlichen Sicherheitsgrades an.

Neben dieser rechnerischen Eigentümlichkeit weist das  $\omega$ -Verfahren in seiner üblichen Anwendungsweise auch noch eine Ungenauigkeit auf, die ebenfalls zu dem Eintreten einer Spannungserhöhung beitragen kann. Diese Ungenauigkeit besteht in der allgemein üblichen geradlinigen Interpolation zwischen den für  $\lambda = 10, 20, 30 \dots$  errechneten  $\omega$ -Werten. Auch dieser Fehler ist am stärksten in dem Bereich  $90 < \lambda < 100$ . So ist z. B. für  $\lambda = 95,4$  nach Gl. (1) der richtige Wert  $\omega = 2,106$  gegenüber dem in dem Zahlenbeispiel angegebenen  $\omega = 2,139$ . Richtig müßte es dort also heißen

$$\sigma = \frac{2,106 \cdot 102 \cdot 1000}{154} = 1395 \text{ kg/cm}^2 < \sigma_{zul}.$$

Eine Verstärkung des betreffenden Stabes ist also überhaupt nicht erforderlich; die Differenz zwischen genauem und genähertem Wert in Höhe von 22 kg/cm<sup>2</sup> kann bei engherziger Betrachtung immerhin bereits zur Wahl eines stärkeren Profils und damit zu Materialverschwendung führen. Außerdem widerspricht diese Ungenauigkeit dem Grundsatz, daß die Genauigkeit einer Berechnung gleich der des Rechenschiebers sein soll; der richtige Wert 2,11 läßt sich von dem falschen 2,14 auf dem Rechenschieber noch sehr wohl unterscheiden.

Bei zukünftigen Neuauflagen des Taschenbuches „Eisen im Hochbau“ und ähnlicher Werke dürfte sich also eine genaue Ermittlung der  $\omega$ -Werte auf zwei Dezimalstellen empfehlen. Ganz verfehlt ist natürlich die jetzige scheinbare Genauigkeit durch geradlinige Interpolation der  $\omega$ -Werte auf drei Dezimalstellen, wobei überdies die Ausgangswerte durchweg nur

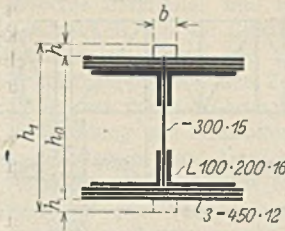


Abb. 2.

auf zwei Stellen ermittelt sind und die dritte Stelle fälschlich durch eine Null ersetzt ist.

Wir wenden uns nun dem zweiten Fall, der Verstärkung von Trägern in I-Form zu und betrachten zunächst eine beiderseitige Verstärkung (Abb. 2). Hierfür ist unter Vernachlässigung des auf die eigene Achse bezogenen Trägheitsmomentes der Verstärkungsteile:

$$J_0 = \frac{W_0 \cdot h_0}{2}$$

$$J_1 = J_0 + 2 b \cdot h \cdot \left( \frac{h_0 + h}{2} \right)^2$$

$$W_1 = \frac{2 J_1}{h_1} = \frac{W_0 h_0 + b \cdot h (h + h_0)^2}{h_1}$$

Setzt man diesen Ausdruck gleich  $W_0$ , so findet man als Bedingung dafür, daß das Widerstandsmoment des verstärkten Querschnittes nicht größer als das des unverstärkten ist

$$(3) \quad b \equiv \frac{2 W_0}{(h + h_0)^2}$$

Man erkennt, daß diese Bedingung vor allem bei kleiner Höhe  $h_0$  und verhältnismäßig großem  $W_0$  eintreten wird. Für den in Abb. 2 dargestellten Querschnitt ist z. B.

$$W_{0n} = 6029 \text{ cm}^3 \text{ („Eisen im Hochbau“, 6. Aufl., S. 290)} \\ h_0 = 37,2 \text{ cm}.$$

Wird als Verstärkung eine Kranschiene mit  $h = 3,0$  cm gewählt, so wird

$$b \equiv \frac{2 \cdot 6029}{40,2^2} = 7,46 \text{ cm}.$$

Gewählt:

$$b = 6,0 \text{ cm}$$

$$J_{1n} = \frac{6029 \cdot 37,2}{2} + 2 \cdot 6,0 \cdot 3,0 \cdot 20,1^2 \\ = 112 \ 139 + 14 \ 544 = 126 \ 683 \text{ cm}^4$$

$$W_{1n} = \frac{126 \ 683}{21,6} = 5865 \text{ cm}^3 < 6029 \text{ cm}^3.$$

Bei einseitiger Verstärkung läßt sich eine übersichtliche Bedingungs-gleichung für das Eintreten der Anomalie leider nicht aufstellen. Immerhin kann man annehmen, daß auch hier die Gefahr bei kleinem  $h_0$  und großem  $W_0$  am größten sein wird. Zum Beweis untersuchen wir das vorstehende Zahlenbeispiel nochmals für den Fall einseitiger Verstärkung.

$$F_0 = 551,8 \text{ cm}^2$$

$$F_1 = 551,8 + 18,0 = 569,8 \text{ cm}^2$$

$$x = \frac{18,0 \cdot 20,1}{569,8} = 0,635 \text{ cm}$$

$$J_1 = 126 \ 105 + 551,8 \cdot 0,635^2 + 18,0 \cdot 19,465^2 \\ = 126 \ 105 + 222 + 6820 = 133 \ 147 \text{ cm}^4$$

$$\Delta J_1 = 2 \cdot 2,6 \cdot 5,2 (16,635^2 + 15,365^2) = 13 \ 866 \text{ cm}^4$$

$$J_{1n} = 133 \ 147 - 13 \ 866 = 119 \ 281 \text{ cm}^4$$

$$W_{1n} = \frac{119 \ 281}{20,965} = 5690 \text{ cm}^3.$$

Hier ist also die Verringerung des Widerstandsmomentes, d. h. die Spannungserhöhung, noch weit größer als bei beiderseitiger Verstärkung.

Alle Rechte vorbehalten.

## Die neue Eisenbahnbrücke über die Lahn bei Obernhof.

Von Dipl.-Ing. Ernst Ackermann, Bochum.

Die alten, eingleisigen Trapezträgerbrücken über die Lahn bei Obernhof (Strecke Wetzlar—Niederlahnstein) genügten den gesteigerten Verkehrslasten nicht mehr und wurden daher Anfang dieses Jahres durch neue, zweigleisige Überbauten unter Benutzung der alten Widerlager und Pfeiler im Einschubverfahren ersetzt. Mit diesen zwar nicht durch ihre Größe, aber doch durch die Begleitumstände immerhin recht schwierigen Arbeiten betraute die Reichsbahndirektion Frankfurt a. M. die Fried. Krupp A.G., Friedrich-Alfred-Hütte in Rheinhausen.

Wie aus Abb. 1 hervorgeht, handelt es sich um zwei Parallelträgerbrücken von 45,0 m bzw. 48,0 m Stützweite mit 7,3 m Systemhöhe und 10,0 m Hauptträgerabstand; die Ausfachung besteht aus Strebenfachwerk mit Hilfsständern in 4,5 m bzw. 4,8 m Abstand (= Querträgerentfernung). Während die alten, eingleisigen Überbauten gerade und in der Längsrichtung gegeneinander versetzt waren, mußten die neuen, zweigleisigen Überbauten, um die alten Widerlager und Pfeiler wieder benutzen zu können, schief ausgebildet werden. Diese Schiefe kommt in der ungleichen Ausbildung der Hauptträger-Endfelder (Abb. 1) zum Ausdruck, während auf die Länge der übrigen acht Felder Symmetrie besteht. Das äußere Gleis des Überbaues von 48 m Stützweite liegt in einer Gleis-

krümmung von 4000 m Halbmesser, so daß die Längsträgerachsen 7 mal um je 30 mm gegeneinander versetzt werden mußten. Die Systemhöhe der Hauptträger gestattete die Anordnung eines oberen, über neun Felder durchlaufenden Windverbandes mit K-förmiger Ausfachung, der seine Kräfte mittels der in den vorletzten Knotenpunkten angeordneten Portale (Abb. 1) an den in der Fahrbahnebene liegenden, unteren Windverband abgibt. Die Schienen liegen auf hölzernen Schwellen; der Gleisabstand beträgt auf der Brücke infolge der Krümmung 5 m, die Bauhöhe 1920 mm. Die für den Lastenzug  $N$  berechneten beiden Überbauten sind in St 37 ausgeführt und haben ein Gesamtgewicht von rd. 670 t.

Das Einschleiben der neuen Brücken erforderte infolge der Schiefe und der zweigleisigen Ausbildung verschiedene Hilfsmaßnahmen; der Arbeitsvorgang war hierbei folgender:

1. Hochheben der beiden alten Überbauten des Gleises Niederlahnstein—Wetzlar auf besonderen, im Fluß geschlagenen Hochböcken (Abb. 2),
2. Abtragen der Widerlager und Pfeiler und Herrichten derselben für die neue Brücke,
3. Versetzen der Stahlgußböcke der vorhandenen Brücken auf dem Pfeiler, und zwar so, daß die nördliche Brücke beim späteren Absetzen



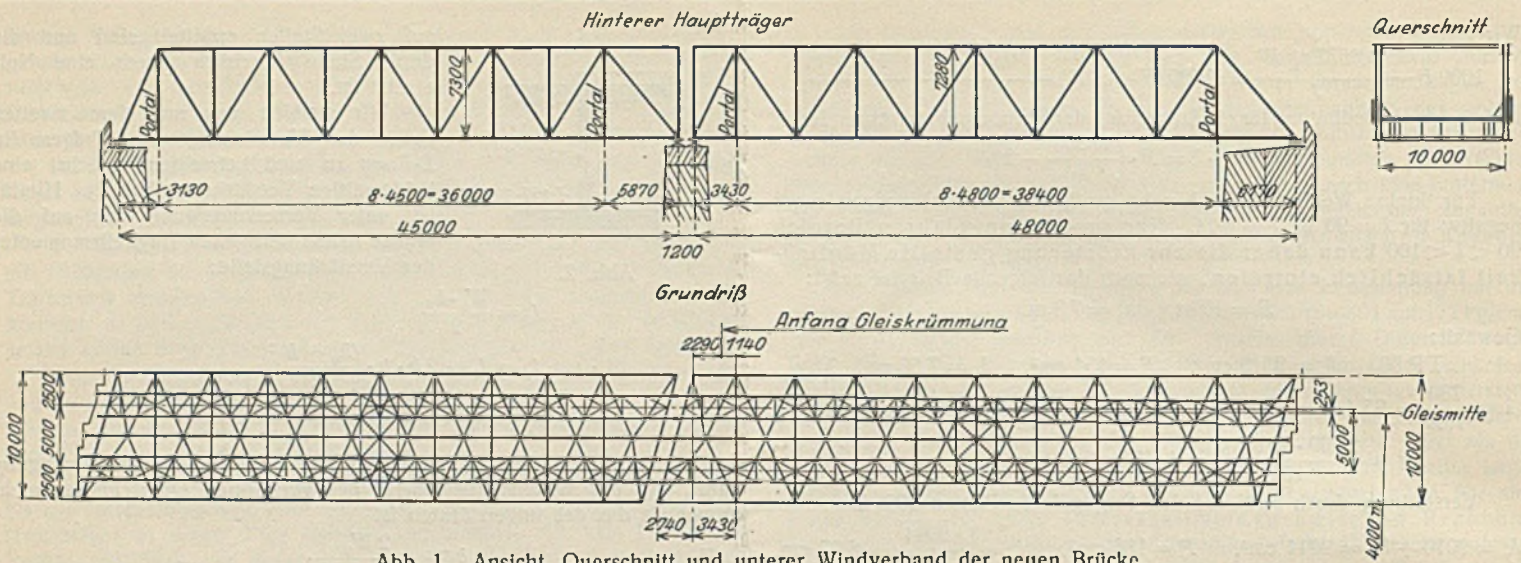


Abb. 1. Ansicht, Querschnitt und unterer Windverband der neuen Brücke.

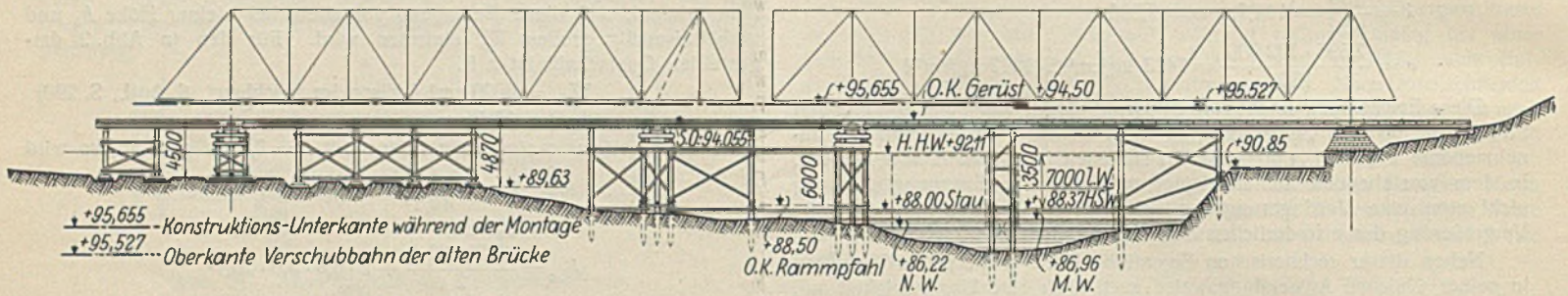


Abb. 2. Ansicht der Rüstung.

um 118 mm in der Richtung nach Wetzlar verschoben wird (diese Verschiebung ist erforderlich, um später für das schiefe Einschleiben des Überbaues der nach Niederlahnstein zu gelegenen Öffnung Platz zu schaffen).

4. Aufstelzen der Auflagerpunkte der hochgehobenen alten Brücken, 5. Absetzen der alten Überbauten in der Schienenhöhe der neuen Brücke und Aufnahme des Betriebes auf dem Gleis Niederlahnstein—Wetzlar,

6. Entfernen der Überbauten des Gleises Wetzlar—Niederlahnstein und Herrichten der Pfeiler und Widerlager auf diesem Teil für die neue Brücke,

7. Ausschleiben eines alten Überbaues des Gleises Niederlahnstein—Wetzlar und Einschleiben der neuen Brücke.

Das Ausschleiben eines alten, sowie Einschleiben und Absenken eines neuen Überbaues dauerte jedesmal rund vier Stunden und wurde in einer Zugpause von 23<sup>50</sup> bis 5<sup>25</sup> Uhr vorgenommen. Die über vier Stunden hinausgehende Zeit der Zugpause wurde zur Vervollständigung des Oberbaues benutzt. Sämtliche Arbeiten wurden bei beiden Überbauten ohne Überschreitung der vorgesehenen Zugpause vorschriftsmäßig ausgeführt.

Die Gesamtdauer der Arbeiten auf der Baustelle einschließlich Schlagens und späteren Entfernens der Gerüste für die alten und neuen Brücken, sowie Abbrechen der alten Brücken betrug rund sieben Monate.

Alle Rechte vorbehalten.

### Der Stahlfachwerkbau.

Von Stadtbaurat H. Ritter, Leipzig.

(Vortrag, gehalten am 3. September 1929 auf der Tagung der technischen Oberbeamten deutscher Städte in Mainz.)

Die wirtschaftliche Not unserer Zeit erfordert eine besonders enge Zusammenarbeit zwischen Behörde und freier Wirtschaft. Es ist nicht haltbar, daß, wie das früher mancherorts in Erscheinung trat, Behörde und Wirtschaft zwei Körper für sich darstellen und sich zum Teil befehlen. Es muß verlangt werden, daß beide Teile einander verstehen lernen, die beiderseitigen Nöte und Ziele erkennen und sich gegenseitig unterstützen. Man wird zu einer Verzahnung von Behörde und Wirtschaft gelangen.

Insbesondere ist es notwendig, daß die Bauämter sich mit den Erfindungen der Technik und der Entwicklung der Wirtschaft vertraut machen, einmal, um die Vorteile neuer Konstruktionen und Arbeitsweisen für das öffentliche Leben nutzbar zu machen, dann aber auch, um von behördlicher Seite aus die Entwicklung neuer und gesunder Gedanken im Bauwesen zu fördern und behördliche Hemmungen aus dem Wege zu räumen.

Eine dieser neuen Konstruktionen im Bauwesen, die das besondere Interesse der technischen Oberbeamten verdient, ist der Stahlfachwerkbau. Man trifft leider in Deutschland mancherorts private und beamtete Architekten und Ingenieure, die diese neue Materie noch nicht hinreichend beherrschen, und die Stahlindustrie beklagt sich, zum Teil nicht mit Unrecht, über Hemmungen, die ohne Not aus einer geringen Fühlungnahme der behördlichen Stellen mit dieser neuen Bauweise erwachsen. Es erschien deshalb dem Vorstand unserer Vereinigung zweckmäßig, dieses Thema zum Gegenstand einer Erörterung auf der diesjährigen Tagung zu machen. Es soll dabei zunächst über die Entwicklung des Stahlfachwerkbau, seine allgemeinen konstruktiven und wirtschaftlichen Seiten, über seine Vor- und Nachteile und über gewisse Erleichterungen gesprochen werden, die noch möglich sind.

Der Stahlfachwerkbau hat sich aus dem Eisenbau entwickelt, und dieser reicht bis ins 16. Jahrhundert zurück. Seine ursprüngliche Verwendung beschränkte sich auf gußeiserne, später auf schweißeiserne Stützen und Träger, vielfach auf Hilfskonstruktionen bei Holzbauten. Allmählich besann sich jedoch der Eisenbau auf seine viel weiterreichende Eigenbestimmung. So finden wir im 18. Jahrhundert bereits eiserne Brücken mit Spannweiten bis zu 30 m, und wir stehen im 19. Jahrhundert bewundernd vor technischen Großtaten auf dem Gebiete des Eisenbaues, wie 1873 vor der Rotunde in Wien, deren Zeltdach einen Durchmesser von 105 m aufwies, im Jahre 1889 vor der Firth of Forth-Brücke mit einer Spannweite von 530 m, 1899 vor der Maschinenhalle der Pariser Weltausstellung mit einer Länge von 420 m und einer Spannweite von 115 m, 1889 vor dem Eiffelturm mit einer bisher noch unerreichten Höhe von 300 m.

Einen ungeheuren Fortschritt in der Entwicklung des Stahlfachwerkbau brachte die Feststellung der Normalprofile. Die zunehmende Verwendung des Eisens und Stahls als Hauptkonstruktionsmaterial, die Wertsteigerung der in Stahlkonstruktion ausgeführten Gebäude und manche Rückschläge, die bei großen Brandkatastrophen eintraten, machten es notwendig, sich eingehend mit dieser neuen Bauweise zu befassen. Zum ersten Male wurden im Jahre 1904 von den drei Verbänden: Verein deutscher Ingenieure, Verband Deutscher Arch. und Ing. Vereine und Verein deutscher Eisenhüttenleute, gemeinsam mit den Vertretern der Berufsfeuerwehr, Richtlinien über die Forderungen des Feuerschutzes bei Stahlkonstruktionsbauten aufgestellt. Hierbei wurden u. a. folgende Feststellungen gemacht:

a) Eine Temperaturerhöhung gegen die Lufttemperatur um rd. 50° bringt einen kleinen Festigkeitsabfall,



- b) eine Temperaturerhöhung bis rd. 300° bringt eine Festigkeitserhöhung und gleicht den Abfall wieder aus,
- c) eine Temperaturerhöhung von 300 bis 500° bringt einen raschen Abfall auf rd. 50%,
- d) eine 3 bis 4 cm starke Ummantelung mit kräftiger Drahtgewebeeinlage bietet ausreichenden Feuerschutz,
- e) die Systemausbildung muß so sein, daß keine nachteiligen Verschiebungen durch die Wärmedilatation beim Brand erfolgen,
- f) ein Durchbrennen der Decken von oben infolge aufliegender glühender Massen ist zu vermeiden,
- g) isolierte Starkstromleitungen sollen min. 10 mm } Abstand von der  
 blanke „ „ „ 100 mm } Konstruktion  
 haben.

Es ist bemerkenswert, daß die damaligen Ergebnisse, die jetzt rd. 25 Jahre zurückliegen, heute noch im wesentlichen maßgebend sind, und daß wir heute lediglich unter dem Druck unserer wirtschaftlichen Lage uns gezwungen sehen, an der einen oder anderen Stelle Erleichterungen zu versuchen.

Vom Jahre 1900 ab entstand dem Stahlbau im Eisenbetonbau ein scharfer Konkurrent, und aus dem Wettbewerb der beiden Richtungen erwachsen für beide Teile neue Gedanken und weitgehende Rationalisierungsmaßnahmen, bei denen die Gewichtsersparnis den Ausgangspunkt der meisten Versuche und Erfolge bildete. Am meisten wurde der Stahlskelettbau vor dem Kriege in Amerika verwandt. Diese rasche Entwicklung läßt sich durch folgende Zahlen kennzeichnen. In den Vereinigten Staaten wurde in den 70er Jahren der erste Hallenbau, in den 80er Jahren der erste Stahlskelettbau errichtet. Das Bankers Trustbuilding 1897 bis 1910 erreichte eine Höhe von 154 m. Das Woolworth Building 1910 bis 1913 wurde auf eine Höhe von 226 m getrieben. In den Vereinigten Staaten wurden im Jahre 1928 3,4 Mill. t Baustahl verbraucht, davon 75% für Stahlskelettbauten und hiervon abermals 70% für Wohnungsbau. In Deutschland wurden demgegenüber von der Gesamtstahlbauindustrie nur rd. 600 000 t Stahl verbraucht, zumeist aber für Brücken und andere Bauwerke.

In Deutschland hat der Krieg mit seinem ungeheuren Konsum an Eisen und Stahl die Entwicklung des Stahlfachwerkbaues unterbrochen. Die wirtschaftliche Not der Nachkriegszeit ließ diese Unterbrechung anfänglich nur schwer überwinden, dann aber rollte sie das Problem in verstärktem Maße auf. Die zurückgehenden Aufträge für Kriegsrüstungen veranlaßten die Stahlindustrie, sich nach neuem Absatzgebiet umzusehen; sie wandte dem Stahlbau erneut und in erhöhtem Maße ihr Interesse zu. Man sagte: die Stahlindustrie liegt darnieder, die Bauwelt hat Hochkonjunktur, also bauen wir Stahlhäuser. Hinzu trat als wesentliches Agens die allgemeine wirtschaftliche Notlage, verbunden mit der Verteuerung aller Gesteinskosten im Bauwesen. Sie forderte eine vermehrte Ausnutzung aller Baustoffe, größte Gewichtsersparnis bei gleicher Widerstandsfähigkeit, schnellste Ausführungszeit, Verteilung der Bauarbeiten auf das ganze Jahr und größte Anpassungs- und Umstellungsfähigkeit unserer Neubauten. Dazu kam das Verlangen nach größerer Zufuhr von Luft und Licht in unseren Fabriken und Anstalten, Forderungen, die vom Stahlfachwerkbau in weitem Maße erfüllt werden konnten, und die ihm eine rasche Verbreitung in einigen deutschen Großstädten sicherten.

Das Wesen des Stahlfachwerkbaues besteht ähnlich wie dasjenige des Holz- und Eisenbetonfachwerkbaues darin, daß die doppelte Aufgabe, die von den Wänden unserer Bauwerke erfüllt wird, die Aufgabe des Tragens und die Aufgabe des Schutzes gegen Witterungseinflüsse und Schallübertragung, nicht mehr von einem homogenen Mauerkörper übernommen wird, sondern daß diese zweifache Funktion auf zwei verschiedene Materialien übergeht, nämlich die Aufgabe des Tragens auf das Stahlskelett und die Aufgabe des Schutzes gegen Witterung und Schallübertragung auf irgend ein Füllmaterial.

Das Verwendungsgebiet des Stahlfachwerkbaues ist schon heute ein außerordentlich vielseitiges. Von den großen Hallen für Luftschiffe, Flugzeuge, von den Bahnhofs- und Garagenbauten angefangen, über die Kontor- und Geschäftshäuser, über Messepaläste und Kirchen, Museen, Schulen reicht das Verwendungsgebiet des Stahlfachwerkbaues bis zu den Wohnungssiedlungen, und seine Entwicklung scheint damit noch nicht völlig abgeschlossen.

Es liegt nahe, darauf einzugehen, welche Umstände diese rasche und weitgreifende Entwicklung begünstigt haben.

Wie schon hervorgehoben, verlangt man heute bei unseren Neubauten bei guter Ausführung möglichst geringe Baukosten. Bei beschränkter Grundfläche soll größte Nutzfläche erreicht werden. Die Flächen in den unteren Geschossen, vor allem im Erdgeschoß, sind meist die wertvollsten, und in Geschäftshäusern wird jeder gewonnene Quadratmeter Nutzraum wertvoll. Hieraus ergibt sich die Forderung nach möglicher Beschränkung des durch Außenmauern und Stützen verbrauchten Raumes. Man verlangt weiterhin weitgestellte Stützen, um möglichste Bewegungsfreiheit zu erlangen. Man verlangt eine bis in die letzten Einzelheiten vordringende

Montage normierter und typisierter Bauteile, geringe Verwendung von Feuchtigkeit, um die Bezugfertigkeit zu beschleunigen und nachträgliche Schäden auf Grund von Baufeuchtigkeit zu vermeiden. Man verlangt Unabhängigkeit von den Zufälligkeiten der Baustelle, von Unzuverlässigkeiten bei der Ausführung, von Witterungseinflüssen; man verlangt die Verwendung von Baustoffen möglichst geringen Gewichts, um Ersparnis an Fundament- und Transportkosten zu erzielen; man verlangt, daß beim Abbruch eines Gebäudes ein möglichst großer Teil der Baustoffe wieder verwandt oder verwertet werden kann. Unsere wirtschaftliche Notlage zwingt uns dazu, unsere Gebäude so zu errichten, daß sie ohne große Kosten und Schwierigkeiten der Entwicklung ihrer Bestimmung folgen können, damit die sogenannte „Überalterung“ vermieden wird, damit Erweiterungen oder Veränderungen ohne viel unproduktive Kosten und möglichst ohne Störung des Betriebes durchgeführt werden können. Unsere wirtschaftliche Notlage zwingt uns dazu, außerordentlich rasch zu bauen, um die teuren Bauzinsen auf das unbedingt nötige Maß zu beschränken. Sie zwingt uns dazu, scharf und zuverlässig zu veranschlagen und die Baetermine genau einzuhalten. Sie verlangt eine gleichmäßige Verteilung der Bauarbeiten auf das ganze Jahr. Ohne für den Stahlfachwerkbau voreingenommen zu sein, und ohne damit eine Kritik an den übrigen bewährten Bauweisen, auch an dem Eisenbetonskelett auszuüben, muß man gestehen, daß der Stahlfachwerkbau diesen Forderungen in weitgehendem Umfange gerecht wird.

Viele Beispiele zeigen nur, in welcher kurzer Zeit Stahlfachwerkbauten nach gründlicher Vorbereitung der Pläne und aller Einzelheiten hergestellt werden können, wie die Gründung der Fundamente, die Montage des Traggerüstes, die Verteilung und Abdeckung der Decken, der Einbau der eisernen Treppen, endlich das Aufbringen und Eindecken des Daches Schlag auf Schlag erfolgt, wie weitgehend die sämtlichen Bauteile in den Fabriken oder Werkbetrieben fertiggestellt und im Bau montiert werden, wie wenig der Ausbau durch Einflüsse der Witterung beeinflusst und wie wenig Feuchtigkeit bei dem Bau verwendet wird.

Gegenüber diesen Vorteilen des Stahlfachwerkbaues muß auf gewisse Momente hingewiesen werden, die Beachtung verdienen. An erster Stelle sind dabei die Gefahren zu erwähnen, die dem Stahlfachwerkbau aus einem Brand oder der Möglichkeit des Rostens erwachsen können, wenn diesen Erscheinungen zu wenig Beachtung geschenkt wird. Die Fragen der Feuersicherheit und Feuerbeständigkeit des Stahlbaues wurden bereits im Jahre 1904 behandelt, und die Forderungen, die man damals in dieser Richtung gestellt hat, werden zum größten Teil heute noch aufrecht erhalten. Auch in den Richtlinien über die neuen Bauerleichterungen bei Wohnungsbauten, auf die ich später noch zu sprechen komme, ist man von der Forderung der Ummantelung aller Stützen nicht abgegangen. Diese Ummantelung bietet gleichzeitig Gewähr gegen die Rostgefahr, denn die hierfür aufgestellten Vorschriften sorgen dafür, daß eine innige Verbindung zwischen dem Stahl und der Ummantelung hergestellt wird, daß das Rosten des Stahles nicht in Frage kommen kann.

Wie bei jeder neuen Bauweise, so müssen auch im vorliegenden Falle Erfahrungen gesammelt, müssen die Arbeiter mit dieser neuen Bauweise vertraut gemacht werden. Es erscheint geboten, bei erstmaligen Ausführungen von Stahlfachwerkbauten mit besonderer Vorsicht und Sorgfalt vorzugehen. Insbesondere muß folgendes beachtet werden:

Soweit die Stahlskelette für sich in voller Höhe montiert werden und die Ausführung der Wände und der Einbau der Decken dann erst erfolgt, muß die Standsicherheit des gegen Wind und seitliche Verschiebungen nicht ausgestellten Skeletts durch geeignete Montageverbände, Säulenverankerung und etwaige Abstiege sichergestellt werden.

Für die Konstruktion des Stahlgüsters wurde in Deutschland bisher vielfach das übliche I- und C-Profil verwandt. Es ergab sich hieraus meist ein unnötig hohes Stahlgewicht des Baues. Die Walzwerke sind deshalb dankenswerter Weise dazu übergegangen, besonders für den Stahlfachwerkbau geeignete Leichtprofile zu walzen, die bedeutend wirtschaftlicher sind. Besonders bei kleinen Häusern werden in letzter Zeit mit Erfolg normierte Rahmen aus Bandisen, die in Form von C-Profilen gewalzt sind, verwandt. Im Zusammenhang damit sei kurz auf den Stahllamellenbau hingewiesen, der zwar — streng genommen — nicht als Fachwerkbau angesprochen werden kann, der aber eine wertvolle Ergänzung vor allem für den Kleinhausbau darstellt und das Ziel des Stahlfachwerkbaues im Arbeitsvorgang: Fabrikation, Transport, Montage nahezu erreicht. Die Bauelemente bilden hier genormte Stahltafeln. Diese Tafeln bestehen aus 3 mm starken gekupfertem Thomasstahl-Blechtafeln. Sie sind allseitig gebordnet. Diese Borden dienen zur gegenseitigen Verbindung der Lamellen. Sie bilden das Auflager auf den Fundamenten und tragen die Deckenkonstruktion. Sie sind das einzige Versteifungsglied, und ein besonderes Fachwerk ist bei dieser Konstruktion nicht mehr nötig. Die Fensterlamellen werden in gleichen Abmessungen hergestellt und in die ausgeschnittenen Öffnungen werden die in der Werkstätte fix und fertig hergestellten Fenster eingeschraubt. Das Dach wird entweder ebenfalls aus Stahllamellen oder aus Holzsparren und Dachziegeln hergestellt. Selbstverständlich genügt die Stahllamelle nicht dazu, um der Außen-



wand die genügende Widerstandsfähigkeit gegen die Kälte und den Schall zu verleihen. In einem Abstand von etwa 8 cm wird eine Isolierwand von Leichtdielen hergestellt und diese verputzt. Der Wärmeschutz dieser Wand entspricht nach den bisherigen Beobachtungen demjenigen einer 51 cm starken Vollziegelmauer. Die Vermeidung des Schwitzwassers scheint wohl noch nicht völlig gelöst zu sein.

Mit dieser Isolierwand komme ich zu einer Frage des Stahlfachwerkbauwerks, die vielleicht noch nicht ganz gelöst ist und der man besondere Sorgfalt zuwenden muß, nämlich zur Ausfachung des Stahlskeletts. Es handelt sich dabei sowohl um die Wahl des geeigneten Ausfachungsmaterials im Hinblick auf Schutz gegen Witterungseinflüsse und gegen Schallübertragung, als auch um die Verbindung zwischen diesen Ausfachungsmaterialien und dem Eisengerippe. Ich komme damit zu dem Teil unseres Themas, das wohl am schwierigsten ist und das wohl am meisten die Gefahr in sich birgt, voreilige und ungerechte Urteile über das eine oder andere Material und damit über gewisse Erfinder und Unternehmer zu fällen. Wir befinden uns auf diesem Gebiete noch mitten in der Entwicklung, und man könnte im Zweifel darüber sein, ob es richtig ist, heute schon Erörterungen darüber anzustellen. Es besteht jedoch die Gefahr, daß auf diesem Gebiete, wie so vielerorts in Deutschland, eine unwirtschaftliche Zersplitterung in Versuchen erfolgt, und daß praktische Resultate, die wir dringend brauchen, damit verzögert werden. Man muß vermeiden, allgemein gültige Regeln für alle Städte Deutschlands aufzustellen, denn bei den Baustoffen spielen die Transportfragen und die klimatischen Verhältnisse eine starke Rolle. Gleichwohl mag es nützlich sein, kurz auf das Grundsätzliche in allen Versuchen mit Ausfachungsmaterialien einzugehen.

Wir unterscheiden dabei Materialien für Außenwände, Zwischenwände und Decken.

Die Außenwände werden bei dem Stahlfachwerkbau zum Teil zwischen die Stützen gestellt, d. h. das Traggerüst wird richtiggehend ausgefacht, zum Teil hängt man die Außenwände vor die tragenden Stützen in der Weise, daß sie von Stockwerk zu Stockwerk abgefangen werden, und daß das Traggerüst mit seiner Ummantelung dann im Innern des Hauses in Erscheinung tritt. Bei den Außenwänden wird heute verschiedenes Material verwandt: Ziegelvoll- und Ziegelhohlmauerwerk mit Außen- und Innenputz, Klinker- oder Hausteinkerlebung, dahinter Vollmauer in Ziegel- oder Leichtbeton oder ein Luftraum mit anschließender Isolierwand. All diese Bauweisen haben sich hinsichtlich ihres Schutzes gegen Witterungseinflüsse meist bewährt, jedoch erweisen sich manche als zu schwer und erfordern unverhältnismäßig schwere Stahlkonstruktionen. Wirtschaftlicher haben sich deshalb erwiesen Ausfachungen in Bims- und Leichtbeton mit vor- und dahinterliegendem Putz. Der Bims, sei er in abgebundenen Werkstücken von größerem oder kleinerem Format, sei er als Beton in Schalung angebracht, hat sich wohl überall bewährt. Bei der Verwendung von Leichtbeton muß man noch die Erfahrungen einer längeren Zeit abwarten. Neben den homogenen Ausfachungen existieren eine Reihe Kombinationen, bei denen mehr oder weniger große Luftschichten und die verschiedensten Isolierplatten Verwendung finden.

Bei all diesen Ausfachungen besteht eine gewisse Gefahr darin, daß sich die Ausfachung infolge der Erschütterung durch starken Straßenverkehr oder infolge starker Windbeanspruchungen von dem Stahlgerippe löst und daß dann Risse in der Fassade entstehen. Solche Risse werden naturgemäß bei Außenputz stärker in Erscheinung treten als bei Verkleidung mit Klinkern und ähnlichem. Aus diesen Gründen ist man auch dazu übergegangen, die Außen- und Innenhaut völlig unabhängig von der Ausfachung herzustellen und geht damit mit der Verteilung der verschiedenen Aufgaben der Außenwand auf verschiedene Materialien noch weiter, als das bisher geschildert wurde. Man überweist die Tragfunktion dem Stahlskelett, den Schutz gegen Kälte einer Ausfachung mit Bimsbetonplatten, die zwischen den Trägern aufgestellt werden, den Schutz gegen Regen und Luftschall der Außenwand, die auf Streckmetall oder ähnlich geputzt werden, und den Abschluß der Konstruktion gegen den Innenraum abermals einer Putzwand, die in ähnlicher Weise wie die Außenwand hergestellt wird. Es ist klar, daß auf diesem Wege Risse in der Fassade oder im Innenraum kaum zu befürchten sind, dagegen erscheint der Arbeitsvorgang noch so kompliziert, daß seine Wirtschaftlichkeit erst nachgewiesen werden muß.

Bei Hohlräumen, die innerhalb der Außenwand entstehen, muß vermieden werden, daß warme Feuchtluft aus dem Innern des Hauses Eintritt erhält und dort zur Taubildung gelangt. Die Verbindung zwischen den ummantelten Stützen und der Ausfachung wird bei den verschiedenen Systemen verschieden gehandhabt. Alle Konstruktionen gehen dahin, Kältebrücken zu vermeiden und zu verhindern, daß sich die Ausfachung von den Stützen löst.

Während bei den Außenwänden der Schutz gegen Witterungseinflüsse und der Einbau der Fenster die Hauptmomente für die Auswahl der Baustoffe bilden, treten bei den Zwischenwänden verschiedene andere Gesichtspunkte in den Vordergrund:

genügende Standfestigkeit als „eingesetzte Wandfläche“,  
leichte und möglichst trockene Montage,  
Schwindsicherheit bzw. Reißfreiheit,  
möglichst großes eigenes Schalldämpfungsvermögen,  
leichte Schallsoliermöglichkeit.

Nach den Untersuchungen von Prof. Kreuger, Stockholm, sind besondere Schallsolierungsmaßnahmen nicht erforderlich, sobald das Wandgewicht etwa 170 bis 180 kg/m<sup>2</sup> beträgt.

Die Decken werden im Stahlfachwerkbau als geschlossene durchgehende Flächen hergestellt. Die unzähligen Konstruktionen, die man im Laufe der Jahre erfunden und zum Teil erprobt hat, hier darzustellen, würde zu weit führen. Es sei nur auf folgendes hingewiesen:

Ohne in den Streit zwischen Holzdecken und Massivdecken eingreifen zu wollen, möchte ich meine persönlichen Erfahrungen dahin zusammenfassen, daß die Holzdecke vielfach leichter und billiger ist und zur Ausführung in der Regel keiner Verwendung von Wasser bedarf, daß die Massivdecke in einzelnen Systemen sich den Preisen der Holzdecke nähert, im übrigen beim Stahlfachwerkbau eine Reihe Vorzüge aufweist: Aussteifung des Gerippes, größere Feuersicherheit, Unabhängigkeit von dem zum Teil ausländischen Holzmarkt.

Durch den Bedarf an Leichtwänden und Leichtdecken tritt bei dem Stahlfachwerkbau — im übrigen genau so wie bei dem Eisenbetonfachwerk — die Frage der Schallsolierung stärker in den Vordergrund. Früher wurde diese Frage verhältnismäßig wenig wissenschaftlich erforscht und behandelt. In den letzten Jahren wurde auf diesem Gebiete von den Laboratorien der technischen Hochschulen, dem Forschungsinstitut München und den verschiedenen Hochbauämtern wertvolle Arbeit geleistet. In letzter Zeit wurde in Anlehnung an das Materialprüfungsamt der Technischen Hochschule in Stuttgart, unter Leitung von Prof. Dr. Reiber eine besondere Anstalt zur Erforschung dieser Frage ins Leben gerufen. Bei den Versuchen, die im Hochbauamt Leipzig von Herrn Baurat Doorentz geführt wurden, konnten folgende Feststellungen gemacht werden:

Leichte Decken sind mehr gegen Luftschall, massive Decken mehr gegen Bodenschall zu isolieren. Türen und Fenster erfordern besondere Aufmerksamkeit, weil sie den störenden Geräuschen am meisten Eingang gewähren. Die eben noch durchhörbare Fallhöhe (Bodenschall) einer kleinen Stahlkugel von etwa 6,5 mm Durchmesser betrug:

bei einer nichtisolierten Massivdecke mit Walton-Linoleum 6 bis 7 mm,  
bei Massivdecken mit guter Schallsolierung

aber ohne Linoleum 32 bis 35 mm,  
bei guter Isolierung und Linoleum 34 bis 37 mm,

bei einer Leichtdecke eigener Konstruktion mit besonders  
schallsolierenden Maßnahmen ohne Linoleum 180 mm.

Das wichtigste Problem jeder neuen Bauweise ist seine Wirtschaftlichkeit. Aus den Erörterungen über die verschiedenen Vorteile, die der Stahlfachwerkbau bietet, ergibt sich ohne weiteres, daß man bei den Untersuchungen über den wirtschaftlichen Nutzen dieser Bauweise sich nicht auf die Gestehungskosten des Stahlgerippes und die Arbeitslöhne bei der Ausfachung beschränken kann, sondern daß man bei einer Vergleichsrechnung mit anderen Baustoffen den Gesamtnutzeffekt in Rechnung stellen muß, und daß man zu diesem Gesamteffekt nur durch sorgfältig angestellte Parallelversuche mit zuverlässiger Sicherheit kommen kann. Die Ergebnisse solcher Versuche werden naturgemäß bei verschiedenen Bauten und in verschiedenen Städten voneinander abweichen.

Bei solchen Betrachtungen darf man den Raumgewinn nicht außer Acht lassen, der durch die Verwendung des Stahlfachwerkbauwerks gegenüber normalem Ziegelbau erzielt werden kann, und mit 10 bis 12% angegeben wird, sowie der Zinsgewinn, der aus der früheren Fertigstellung von Stahlfachwerkgebäuden erzielt werden kann und je Monat früherer Fertigstellung etwa 0,8 bis 0,9% beträgt.

Nicht in Zahlen auszudrücken, aber bei dieser Vergleichsrechnung auf der positiven Seite zu erwähnen, ist die Unabhängigkeit von der Witterung und der Ausgleich der Saisonschwankungen in der Arbeitsbeschaffung für die Arbeiter. Wie Herr Dr. Kühn feststellt, gehen diese Saisonschwankungen im Baugewerbe mit den Temperaturschwankungen nahezu parallel: Mangel an geeigneten Arbeitskräften in der einen Jahreszeit, in der anderen Brachliegen vieler williger Hände.

Im Winter 1927/28 wurde der Ausfall an Arbeitsstunden für das Baugewerbe und die Baustoffindustrie auf 900 Millionen Arbeitsstunden ermittelt. Zum Ausgleich dieser Schwankungen und zum Vermeiden der daraus resultierenden ungeheuren Verluste der Volkswirtschaft wird empfohlen, die Stahlfachwerkbauten

zu planen im Sommer bis Herbst,  
zu finanzieren im Herbst,  
Vorbereitung und Herstellung des Gerüsts und sämtlicher  
übrigen Bauteile im Winter,  
Montage und sonstige Ausführung im Frühling.  
Innenausbau und Bezug im Sommer.

Eine wichtige Voraussetzung für den Erfolg bei Stahlfachwerkbauten ist das innige Zusammenarbeiten zwischen Architekt und Ingenieur. Dieses



Zusammenarbeiten erstreckt sich nicht nur auf die Gestaltung des Grundrisses, auf die Beratung der Installation, sondern auch auf die Auswahl und Aufteilung des Geländes und auf die Organisation des gesamten Baubetriebes. Der Architekt muß sich über die Möglichkeiten und Notwendigkeiten des Stahlfachwerkbaues unterrichten und sie bei der Einteilung seines Grundrisses, bei der Anlage von Ausgüssen, elektrischem Licht usw. berücksichtigen; der Ingenieur muß auf die Anregungen des Architekten über die Funktionen der verschiedenen Räume, über die wirtschaftlichen Fragen des Grundrisses, über künstlerische Fragen der Massengestaltung und Einzeldurchbildung eingehen.

Eine weitere Voraussetzung, für die Einführung des Stahlfachwerkbaues ist eine wesentlich gründlichere Bearbeitung unserer Projekte. Es genügt nicht, daß man, wie es bisher vielfach geschehen ist, die Baupolizeizeichnungen anfertigt und dann sofort zu bauen anfängt. Wir müssen auf dem Gebiete des Stahlfachwerkbaues wie auch im übrigen Bauwesen uns daran gewöhnen, die Zeichnungen bis zum letzten Nagel vorzubereiten und dann erst mit dem Bau zu beginnen. Nur auf diese Weise werden die vielfachen Änderungen während des Baues vermieden und eine rasche zinsparende Ausführung erreicht.

Die Ausführungen großer Stahlfachwerkbauten haben ergeben, daß eine wirtschaftliche Verwendung dieser neuen Bauweise vielfach dadurch in Frage gestellt wird, daß die Forderungen der Baupolizei hinsichtlich des Feuerschutzes und der Beanspruchung mancherorts außerordentlich weitgehend sind. Insbesondere zeigt es sich beim Wohnungsbau, daß an eine Verwendung des Stahlfachwerkbaues nur dann in größerem Umfange mit Aussicht auf wirtschaftlichen Erfolg herangegangen werden kann, wenn bestimmte Forderungen der Baupolizei eine Erleichterung erfahren.

Es war eine dankenswerte Tat der Reichsforschungsgesellschaft, daß sie im Frühjahr ds. Js. die an dieser Frage interessierten Kreise der Industrie und die Baupolizeibehörden zu einer Besprechung einlud und in rasch aufeinanderfolgenden Tagungen Richtlinien herausbrachte, die beim Wohnungsbau bis zu 5 Geschossen eine nicht unwesentliche Herabsetzung der Maßnahmen für Feuerschutz und der Forderung der Standsicherheit auf das unbedingt nötige Maß herbeiführten. Die wesentlichsten Erleichterungen beziehen sich

1. auf eine Anpassung der Belastungen an die tatsächlichen Verhältnisse des Wohnungsbaues.

Dabei werden künftig in Rechnung gestellt:

Nutzlast für Wohnräume  $200 \text{ kg/m}^2$ , Nutzlast für Treppen und Balkone  $350 \text{ kg/m}^2$ , Wandlasten für Zwischen- und Trennwände werden durch Zuschläge zur Last abgegolten, Wände in den Umfassungen ohne Öffnungen tragen sich selbst. Die Nutzlast der gesamten auf einer Stütze ruhenden Nutzlast wird mit der Stockwerkzahl steigend ermäßigt. Windlasten bleiben unter bestimmten Voraussetzungen unberücksichtigt.

2. auf eine Änderung der Berechnungsweise, insbesondere für kontinuierlich durchgehende Träger und Unterzüge, sowie für Stützen,
3. auf eine Erhöhung der Beanspruchung des Stahls auf  $1400 \text{ kg/m}^2$  und Mindeststärken für Außenwände, Brandmauern und Treppenhauseinfassungen.

Die Reichsforschungsgesellschaft hat diese Richtlinien an das Arbeitsministerium weitergeleitet, und dieses beabsichtigt, sie den nachgeordneten Behörden zur Berücksichtigung zu übergeben. Zwei deutsche Großstädte, Leipzig und Hamburg, haben Anfang dieses Sommers bzw. in diesem Herbst diese Richtlinien mit geringen Abweichungen in Form eines Ortsgesetzes erlassen. Eine Anzahl Exemplare des Leipziger Ortsgesetzes stehen zur Einsicht und evtl. Benutzung zur Verfügung<sup>1)</sup>.

Eine weitere Gewichtssenkung und Verbilligung des Stahlfachwerkbaues ist aus der Möglichkeit zu erwarten, die Stahlteile nicht wie bisher

<sup>1)</sup> Vgl. „Bauwelt“ Heft 16 vom 18. April 1929.

miteinander zu verschrauben oder zu vernieten, sondern durch Lichtbogenschweißung zu verbinden. Die Gewichtersparnis beträgt rd. bis 30%. Heute werden die Ersparnisse an Stahl durch die Mehrkosten des Schweißens zum größeren Teil noch aufgebraucht. Es steht aber zu erwarten, daß mit größerer Verwendung dieses neuen Verfahrens auch die Kosten herabgemindert werden. Ein großer Vorteil des Schweißens besteht auch darin, daß dabei elegantere Konstruktionen erzielt werden können, indem die Knotenbleche wegfallen. Neben anderen schweißtechnischen Probeausführungen wurden in Leipzig, um Erfahrungen in dieser Richtung zu sammeln, u. a. die 15,5 m weitgespannten Hauptträger der Luppenbrücke in Lichtbogenschweißung hergestellt. Die Gewichtersparnis betrug rd. 10% und die Kostenersparnis rd. 14%. Zur Zeit gestatten die Bestimmungen leider in Deutschland noch nicht, Konstruktionsteile 1. Ordnung zu schweißen. Es fehlt noch an der Zusammenstellung geeigneter Prüfungsverfahren zur Nachprüfung der Schweißnähte. Zur Zeit werden aber in der Dresdener Hochschule unter Herrn Prof. Dr. Gehler eingehende Untersuchungen in dieser Richtung angestellt. Als Ergebnis vieler Versuche kann heute schon mitgeteilt werden, daß eine Bruchlast pro cm guter Schweißnaht mit 1600 bis 2200 kg angenommen werden kann. Die Tragkraft beträgt daher bei 4 bis 5facher Sicherheit rd. 400 kg/cm. Solche Beanspruchungen sind selten. Es schweben bereits Verhandlungen mit den sächsischen Baupolizeibehörden, auf Grund dieser Untersuchungen Erleichterungen bei der Durchführung von Stahlfachwerkbauten auf dem Wege des Schweißens durchzuführen.

Der durchschnittliche Stahlverbrauch bei ausgeführten Stahlhochbauten konnte, soweit eine Nachrechnung der zur Verfügung stehenden Daten möglich war, pro  $\text{m}^3$  umbauten Raumes auf 26 bis 34 kg, in außergewöhnlichen Fällen mit 52 kg festgestellt werden. Das Hochhaus Laveyer Building Chicago, 25 Stock, erforderte  $27,8 \text{ kg/m}^3$ . Durch Schweißung wurde bei einem Hotel von 11 Stockwerken in Hot Springs dieser Bedarf um 11% gedrückt.

Bei Wohngebäuden in Leipzig (3 Geschosse) wurden  $11,4 \text{ kg/m}^3$  und bei Schulbauten ebenda (3 Geschosse) wurden  $9 \text{ kg/m}^3$  erforderlich.

Eine Verbilligung des Stahlfachwerkbaues wird durch Verkleinerung des verbrauchten Stahlgewichtes, durch größere konstruktive Einfachheit und durch weitestgehende Normalisierung anzustreben sein, eine Gewichtssenkung durch Einführung von Leichtdecken.

Noch ein kurzes Wort zur Formgebung der Stahlfachwerkbauten, über die in letzter Zeit eine etwas unfruchtbare Auseinandersetzung in den Fachblättern erschienen ist. Die architektonische Durchbildung der Fachwerkbauten wird durch die strengen Linien des Stahlgerippes bestimmt. Sie muß, wenn sie sich folgerichtig aus dem Baustoff entwickelt, streng und sachlich sein. Sie braucht aber dabei nicht in Nüchternheit zu verfallen. Viele ausgeführte Stahlfachwerkbauten zeigen, daß es durchaus möglich ist, bei sachlicher Behandlung der Stahlfachwerkbauten die persönliche Eigenart des Künstlers zum Ausdruck zu bringen.

Zum Schluß möchte ich betonen, daß meine Ausführungen über den Stahlfachwerkbau in keiner Weise eine Propaganda für diese Bauweise sein sollen, und ich damit keine abfällige Kritik an dem altbewährten Ziegelbau oder dem Eisenbetonskelettbau ausüben will. Jede dieser Bauweisen hat sich auf ihrem Gebiet bewährt und wird dort, wo sie richtig angewandt wird, niemals zu verdrängen sein. Ein Werturteil über die eine oder andere Bauweise wäre völlig abwegig. Insbesondere wäre es falsch, bei den Skelettkonstruktionen der Großbauten sich einseitig für Stahlfachwerk oder Eisenbeton zu entscheiden. Die Erfahrungen in Leipzig haben gezeigt, daß technisch und wirtschaftlich beide Konstruktionen durchaus konkurrenzfähig sind. Es wurden dort zwei Hochhäuser, die in einer Entfernung von etwa 100 m voneinander errichtet wurden, auf Grund schärfster Kalkulation und Konkurrenz, das eine in Eisenbeton, das andere in Stahlfachwerkkonstruktion zur Durchführung gebracht.

## Verschiedenes.

**Straßenbahn-Wagenhalle in Düsseldorf.** Im Jahre 1925 hat die Rheinische Bahngesellschaft an der Münsterstraße in Düsseldorf eine Wagenhalle erbaut, beachtenswert durch die Größe des Bauwerks, die Eigenart der Konstruktion und nicht zuletzt durch eine sachliche, völlig aus der Konstruktion entwickelte Architektur (Abb. 1). Die Halle hat 130,6 m Länge und 53,7 m Breite, die durch



Abb. 1. Straßenbahn-Wagenhalle in Düsseldorf.

eine in den First fallende Stützenreihe in zwei gleiche Schiffe unterteilt ist (Abb. 2). 14 Einfahrtgleise führen durch den in die Breitseite der Halle liegenden Torgiebel, davon sind 12 auf die ganze Hallenlänge durch Revisionsgruben unterkellert. Zu den an einer Längswand angeordneten Nebenräumen, deren Zweckbestimmung aus der Grundrißzeichnung (Abb. 3)



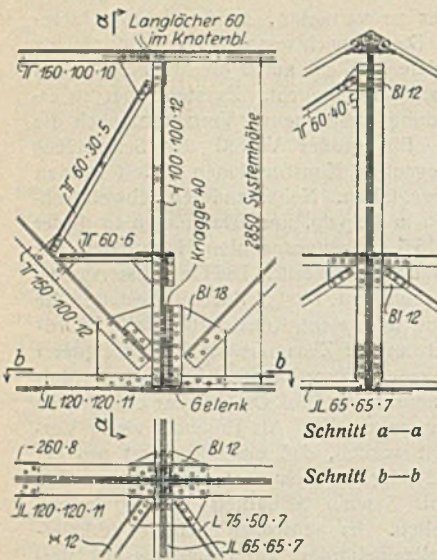


Abb. 5. Binder-Gelenkpunkt.

Die an den Traufen in flache Mansarden auslaufenden Fachwerkbinder liegen in Abständen von 15 m. Der Binder ist in statischer Hinsicht ein Dreigelenkbogen mit pendelnder Mittelstütze und somit ein einfach statisch unbestimmtes System. Zwischen den Bindern sind Gitterpfetten eingebaut (Abb. 4), zu denen quer Walzträgerrippen in Wipprägeranordnung liegen (Abb. 4). Die gegen die Gebäudetraufen zu abgewalmten Ober-

hervorgeht, gehört auch ein Versuchsraum. Das in den Versuchsraum einmündende Gleis, wie auch das den Nebenräumen vorliegende ist nicht unterkellert; letzteres schon darum nicht, weil die Zugänge zu den Nebenräumen frei zu halten waren.

ihn in der Mitte durch zwei zwischen den Mittelstützen liegende Portale, an den Längswänden durch Kreuzverbände in die Fundamente. Die eigentlich einfach statisch unbestimmten Portale sind einfachheitshalber als Dreigelenkbogen berechnet, so daß für die jeweilige Windrichtung immer nur die Portalstrebe als vorhanden betrachtet wird, die durch die Schubkraft Zug erhält.

In Abb. 5 sind die konstruktiven Einzelheiten des Binderteiles zu sehen, wo sich das Gelenk befindet. Am umgeklappten Untergurt sind die Anschlüsse des Querverbandes sichtbar. Der rechts von der Stütze liegende Kragarm trägt das Gelenk. Es besteht aus zwei übereinanderliegenden, parallel zur Gurtung gefrästen Knaggen, die untere an den Kragarm, die obere an die Bogenscheibe angeschlossen. Die Seitensteifigkeit des Knaggengelenks wird durch die über die Untergurtwinkel gekröpften Winkelvertikalen erreicht, darüber hinaus durch die Gitterpfetten und die Dachverbände. Der dem Gelenk gegenüberliegende blinde Obergurtstab ist in Langlöchern an das Knotenblech angeschlossen.

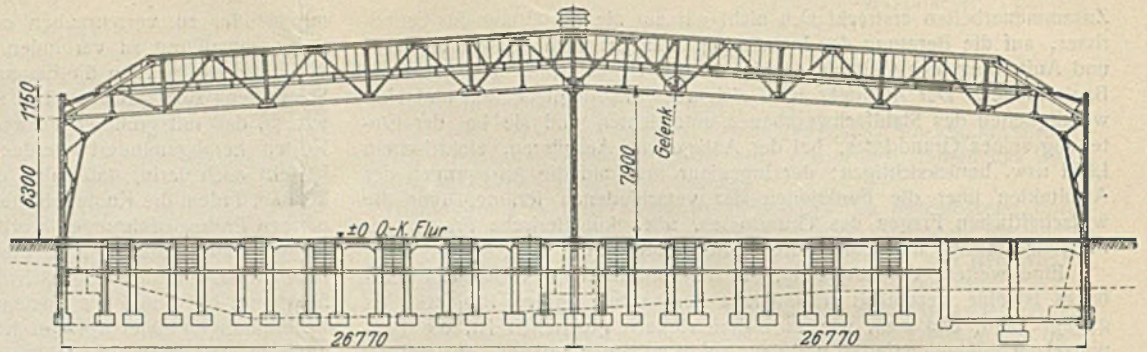


Abb. 2. Querschnitt durch die Halle.

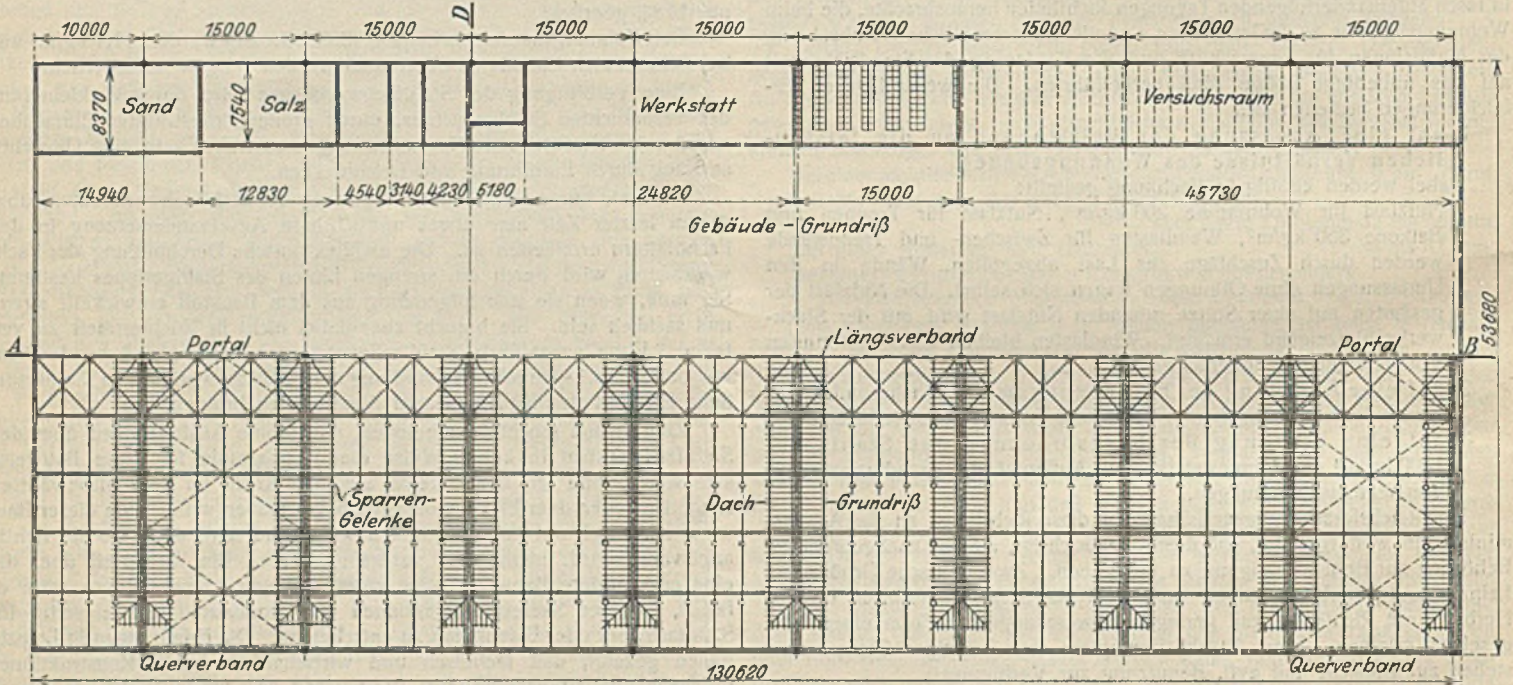


Abb. 3. Grundriß.

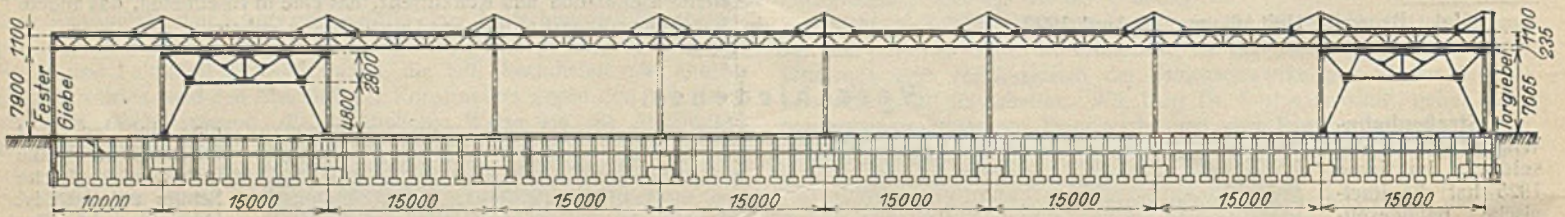


Abb. 4. Längsschnitt durch die Halle.

lichte liegen über den Bindern, so daß deren First mit den Binderobergurt zusammenfällt. Die Knicksicherheit der Binderobergurte wird durch seitliche Absteifungen gegen die Gitterpfetten erreicht (Abb. 5).

Der aus dem Dachgrundriß (Abb. 3) ersichtliche durchgehende Längsverband dient zum Halten der gegen die Gitterpfetten abgestellten Binderuntergurte und zum Übertragen des die Längswände treffenden und durch die Sparren fortgeleiteten Windes auf die Binder und liegt in Höhe des Obergurt der Gitterpfetten. Da die Kraftebene dieses Verbandes mit keiner der beiden Binderuntergurte zusammenfällt, war am Binderfirst das Einschalten des aus dem Querschnitt (Abb. 2) ersichtlichen Zwischensystems notwendig. Den giebelseitig einwirkenden Wind nehmen zwei in der Binderuntergurtenebene liegende Querverbände (Abb. 3) auf und leiten

Abb. 5 zeigt im Längsquerchnitt durch den Gebäudefirst die Einzelheiten der Gitterpfetten und der Oberlichtanschlüsse. Die Dacheindeckung besteht aus Stegzementdielen. — Entwurf und Ausführung der in der Gesamtanordnung wie in den Einzelheiten im besten Sinne des Wortes sparsamen und wirtschaftlichen Konstruktion lagen der Hein, Lehmann & Co. AG. in Düsseldorf ob. Czech.

INHALT: Abtragung des alten Tragwerkes der Augartenbrücke in Wien. — Kann durch Zugabe von Material eine Erhöhung der Beanspruchung eintreten? — Die neue Eisenbahnbrücke über die Lahn bei Obernhof. — Der Stahlfachwerkbau. — Verschiedenes: Straßenbahn-Wagenhalle in Düsseldorf.

Verlag von Wilhelm Ernst & Sohn, Berlin W8.  
 Druck der Buchdruckerei Gebrüder Ernst, Berlin SW 68.