DER STAHLBAU

Schriftleitung:
Dr.-Ing. A. Hertwig, Geh. Regierungsrat, Professor an der Technischen Hochschule Berlin, Berlin-Charlottenburg 2, Technische Hochschule
Fernsprecher: C 1 Steinplatz 0011
Professor W. Rein, Breslau, Technische Hochschule. — Fernsprecher: Breslau 421 61

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

Preis des Jahrganges 10 RM und Postgeld

5. Jahrgang | BERLIN, 4. März 1932 | Heft 5

Probebelastung des Dachbinders vom Kino Mainzer Landstraße 155 in Frankfurt a. M.

Alle Rechte vorbehalten.

Von Dr.-Ing. Petermann, a. o. Professor a. d. Techn. Hochschule Berlin.
(Mitteilungen aus der Versuchsanstalt für Statik der Baukonstruktionen.)

I. Vorbemerkungen.

In den Prozessen, die der Einsturz des Kinos Mainzer Landstraße 155 in Frankfurt a. M. vom 21. Februar 1927 zur Folge hatte, waren sich die Sachverständigen nicht einig in der Frage, ob die Schwäche der Binderkonstruktion als Ursache des Einsturzes zu betrachten sei oder nicht. Das Gericht stellte sich in erster Instanz auf den Standpunkt, daß das erstere der Fall sei, nahm in zweiter Instanz eine „Wechselwirkung" zwischen der schwachen Binderkonstruktion und den schwachen Mauern als Einsturzursache an und verurteilte außer dem bauleitenden Architekten auch den Oberingenieur der Firma, welche die Binderkonstruktion geliefert hatte, zu Gefängnis. Dieses Urteil ist, wie erinnerlich, in weiten Kreisen der Fachwelt als Fehlurteil betrachtet worden.

Um die umstrittene Frage der Tragfähigkeit des Binders noch nachträglich zu klären, wurde auf Veranlassung der damaligen Sachverständigen, Baurat Dr.-Ing. Bernhard und Geheimen Regierungsrat Professor Dr.-Ing. Hertwig, und des Deutschen Stahlbau-Verbandes am 4. September 1931 ein Binder, der dem eingestürzten Binder nachgebildet war, einer Probebelastung unterworfen, über die im folgenden berichtet werden soll.

II. Versuchsanordnung.

Der Binder nach Abb. 1 war von der Firma Steffens & Nölle Aktiengesellschaft, Berlin-Tempelhof, aus Material, das dem Lager entnommen wurde, nach der alten Werkzeichnung angefertigt worden und wurde auf dem von einem Kran bestrichenen Lagerplatz der Firma aufgestellt. Die Art der Aufstellung zeigt Abb. 2. Der Binder war mit dem linken Auflager auf einem räumlich festen Bock gelagert, mit dem rechten auf einer Stütze, die als Pendelstütze anzusehen ist. Die nach vorn auskragenden Pfetten I P 28 (Pos. 1) über den drei mittleren Knotenpunkten I, II und I' waren in gleiche Höhe gelegt und mit dem hinteren Ende auf einen Träger I 45 gelagert, der an die Stützen der Kranbahn angeschlossen war. Zwischen diesem Träger und dem Binder war ein leichter waagerechter Verband eingebaut, in dem die Pfetten die Pfosten bildeten, und der den Obergurt gegen Ausknicken sichern sollte. Die beiden Untergurtknotenpunkte I und I' waren durch waagerecht liegende Winkel, die an den Kranstützen angeschlossen waren, gegen seitliches Ausweichen gesichert.

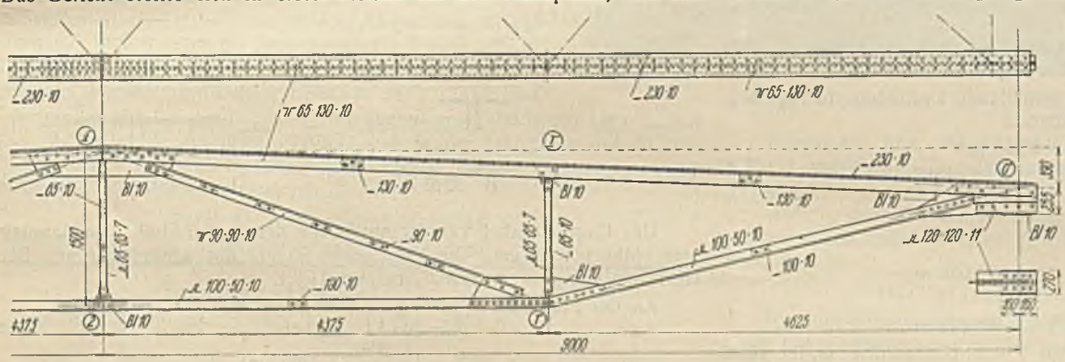

Abb. 1. Rechte Binderhälfte. Linke Binderhälfte durchweg genietet.

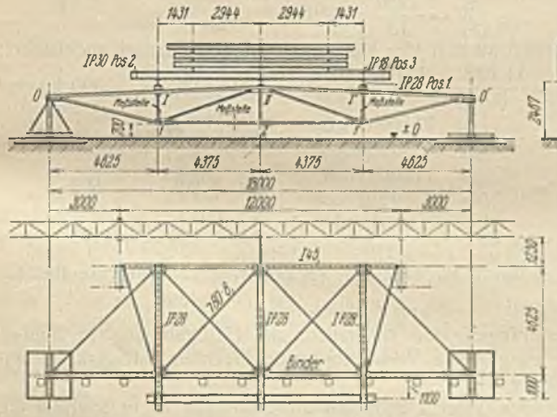

Abb. 2. Aufstellung des Binders.

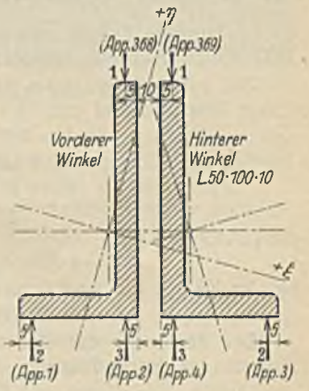

Abb. 4. Untergurtstab 4. Lage der Meßstellen.

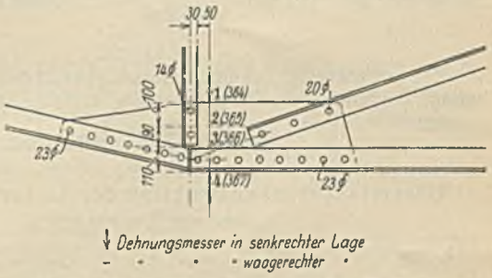

Abb. 3. Knotenblech 1. Lage der Meßstellen.

Auf die Pfetten wurden parallel zum Binder und symmetrisch zur Binderebene zwei Trägerpaare I P 30 (Pos. 2) gelegt, deren Stoß in Bindermitte nicht gedeckt war, so daß sie zur Erzielung einer klaren Lastverteilung auf die Knotenpunkte nicht als durchlaufende Träger, sondern als einfache Balken wirkten. Über die Träger Pos. 2 wurden dann zwei Querträger I P 18 (Pos. 3) gelegt, deren Abstand von Bindermitte so bemessen wurde, daß die auf sie aufgebrachte Auflast sich auf die drei mittleren Knotenpunkte ebenso verteilte wie die Dachlast des Bauwerks. Die Belastung wurde auf die drei mittleren Knoten beschränkt, weil eine Belastung der Endknoten die aufzubringende Last nur unnötig erhöht hätte.

Unter den überkragenden Enden der drei Pfetten wurde ein kräftiges Abfangegerüst aufgestellt, um beim plötzlichen Bruch des Binders ein

Herabfallen der Auflast zu verhindern. Auf diesem Gerüst waren unter den Pfettenenden hydraulische Pressen aufgestellt, deren Kolben bis dicht unter die Pfetten — Spielraum etwa 10 mm — hochgefahren wurden. Sie hatten außer der Verringerung der Fallhöhe beim Bruch den Zweck, den Binder gegebenenfalls durch Anheben der Pfetten zu entlasten.

Die Auflast wurde in Form von Trägern aufgebracht, die einzeln gewogen und symmetrisch zur Binderebene und zur Bindermitte in mehreren Lagen auf die Querträger Pos. 3 gelegt wurden.

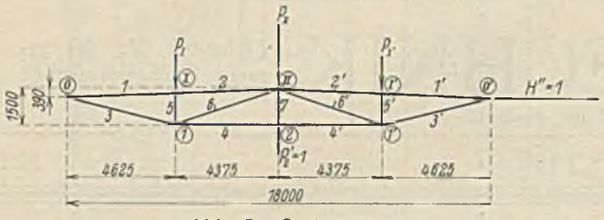

Abb. 5. Systemskizze.

Gemessen wurden mit Hilfe von Huggenberger-Tensometern und Apparaten der Firma Staeger & Co. am linken Knotenblech 1 die Dehnungen an Oberkante und Unterkante und an zwei waagerechten Fasern etwa in den Drittelpunkten der Knotenblechhöhe (s. Abb. 3 u. 7), ferner am rechten Knotenblech 1' die Dehnungen an Ober- und Unterkante in demselben Querschnitt und am Untergurtstabe 4 (s. Abb. 5) im rechten Viertelpunkt der Stablänge die Dehnungen an den sechs Kanten des aus zwei ⌊-Profilen bestehenden Querschnitts (s. Abb. 4). An lotrechten Senkungen wurden gemessen die der beiden Endknoten und die des mittleren Knotens mit Hilfe von Skalen und Ablesefernrohren.

III. Die Lasten und die zu erwartenden Spannungen und Formänderungen.

Die auf den Binder im Bauwerk entfallende Dachfläche beträgt bei 4,95 m Binderabstand und 18,0 m Stützweite

$$F = 4{,}95 \cdot 18{,}0 = \mathbf{89{,}10\ m^2}.$$

Auf die Knotenpunkte I und I' wirkt je eine Dachfläche

$$F_1 = \frac{4{,}625 + 4{,}375}{2} \cdot 4{,}95 = 22{,}275\ m^2,$$

auf Knotenpunkt II:

$$F_2 = 4{,}375 \cdot 4{,}95 \ldots = 21{,}656\ m^2,$$

auf die Knoten I, II und I' zusammen

$$F' = 2 \cdot 22{,}275 + 21{,}656 = \mathbf{66{,}206\ m^2}.$$

Der Abstand c der Querträger Pos. 3 von Bindermitte ergibt sich hiernach aus der Bedingung

$$\frac{F'}{2} \cdot \frac{c}{4{,}375} = F_1$$

zu

$$c = \frac{2 \cdot 4{,}375 \cdot 22{,}275}{66{,}206} = \mathbf{2{,}944\ m}.$$

Lasten.

Eigengewicht. Bei einem Gesamtgewicht des Binders von ∼ 1800 kg beträgt die entsprechende gleichmäßig verteilte Belastung durch Eigengewicht

$$g_1 = \frac{1800}{89{,}10} = \mathbf{20{,}2\ kg/m^2}.$$

Unterstützungskonstruktion der Auflast.

Last am Knotenpunkt I.

1. von Pos. 1 — I P 28, Länge 6,51 m,	$113 \cdot 6{,}51 \cdot \frac{3{,}21}{4{,}63}$	= 510 kg
2. von Pos. 2 — I P 30, Länge 5,55 m,	$2 \cdot 121 \cdot 5{,}55 \cdot \frac{2{,}78}{4{,}38}$	= 850 „
3. Verbände, Bleche, Anschlußkonstruktion		180 „
		1540 kg

Last am Knotenpunkt II.

1. von Pos. 1 wie oben		510 kg
2. von Pos. 2	$4 \cdot 121 \cdot 5{,}55 \cdot \frac{1{,}6}{4{,}38}$	= 980 „
3. Verbände usw.		90 „
		1580 kg

Die Querträger Pos. 3 — I P 18 — wiegen 205 und 207 kg.

Die gesamte Unterstützungskonstruktion belastet danach den Binder mit

$$2 \cdot 1540 + 1580 + 205 + 207 = 5072\ kg,$$

und die dementsprechende gleichmäßig verteilte Belastung beträgt

$$g_2 = \frac{5072}{66{,}206} = \mathbf{76{,}6\ kg/m^2}.$$

Die gesamte Anfangsbelastung aus Eigengewicht und Unterstützungskonstruktion beträgt hiernach

$$g = g_1 + g_2 = 20{,}2 + 76{,}6 = \sim \mathbf{97\ kg/m^2}.$$

Auflast. Die Auflast wurde in Form von zwei Lagen, bestehend aus I P 22 von 7,45 m Länge, und einer dritten Lage aus vorwiegend I 26 von verschiedenen Längen symmetrisch zu beiden Grundrißachsen in zehn Belastungsstufen aufgebracht. Die entsprechende gleichmäßig verteilte Belastung ergibt sich jeweils zu

$$p = \frac{Q}{66{,}206}\ kg/m^2.$$

Stabkräfte und Spannungen.

Für eine gleichmäßig verteilte Belastung $p = 100\ kg/m^2$ wurden für den Binder (Systemskizze s. Abb. 5) die Stabkräfte und Spannungen ermittelt. Sie sind in Tafel 1 zusammengestellt. Die Knotenlasten betragen

$$P_1 = P_{1'} = 0{,}1 \cdot 22{,}275 \sim 2{,}23\ t,$$
$$P_{II} = 0{,}1 \cdot 21{,}656 \sim 2{,}17\ t.$$

Tafel 1. Statische Berechnung für $p = 100\ kg/m^2$.

Nr. des Stabes	Stabkräfte S t	Stablänge s cm	Querschnitt	F cm²	F_n cm²	J_x cm⁴	i_x cm	λ_x	ω	σ kg/cm²
1	— 11,7	463,0	230·10 / 65·130 ·10	60,2	—	1022	4,12	112	2,97	— 578
2	— 11,7	437,9	„	60,2	—	1022	4,12	106	2,66	— 518
3	+ 12,1	475,6	⌊ 50·100 ·10	28,2	23,6	—	—	—	—	+ 513
4	+ 13,4	437,5	„	28,2	23,6	—	—	—	—	+ 568
5	— 2,23	131,0	⊓ 65·65·7	17,4	—	66,8	1,96	67	1,351	— 173
6	— 1,80	462,5	⊓ 90·90 ·9	31,0	—	232	2,74	169	6,754	— 392
7	0,0	150,0	⊓ 65·65·7							0

Das Knotenblech 1 von 10 mm Stärke hat an der Stelle der Messung eine Höhe von 30 cm. Die Kraft greift 50 mm über Unterkante an. Die Horizontalkomponente von S_3 beträgt 11,7 t.

An der Stelle der Messung ist (ohne Nietabzug)

$$F = 30 \cdot 1{,}0 = 30\ cm^2,$$
$$J = 1 \cdot \frac{30^3}{12} = 2250\ cm^4,$$
$$W = \frac{2250}{15} = 150\ cm^3$$

und die Spannungen an den vier Meßstellen betragen danach angenähert:

Meßstelle 1: $\sigma_1 = \frac{11\,700}{30} - \frac{11\,700 \cdot 10}{150} = + 390 - 780 = - 390\ kg/cm^2$

„ 2: $\sigma_2 = + 390 - \frac{11\,700 \cdot 10 \cdot 5}{2250} = + 390 - 260 = + 130$ „

„ 3: $\sigma_3 = + 390 + \frac{11\,700 \cdot 10 \cdot 4}{2250} = + 390 + 208 = + 598$ „

„ 4: $\sigma_4 = + 390 + \frac{11\,700 \cdot 10}{150} = + 390 + 780 = + 1170$ „

Dieses Knotenblech ist also der am höchsten beanspruchte Bauteil.

Formänderungen.

An Formänderungen sind untersucht die Durchbiegung in Bindermitte und die waagerechte Verschiebung des rechten Auflagers, gleichfalls für $p = 100\ kg/m^2$.

In der folgenden Tafel 2 bedeuten die Stabkräfte S' in Spalte 5 die Spannkräfte infolge einer am mittleren Untergurtknoten angreifenden lotrechten Last 1, die Spannkräfte S'' in Spalte 7 diejenigen infolge einer am rechten Auflager angreifenden, nach rechts gerichteten waagerechten Last 1.

Tafel 2.

1	2	3	4	5	6	7	8
Nr. des Stabes	S t	s	F	S'	$\frac{S S' s}{F}$	S''	$\frac{S S'' s}{F}$
1	— 11,7	463,0	60,2	— 1,77	+ 159	+ 0,85	— 76,5
2	— 11,7	437,9	60,2	— 1,77	+ 151	+ 0,85	— 72,5
3	+ 12,1	475,6	28,2	+ 1,82	+ 372	+ 0,16	+ 32,7
4	+ 13,4	437,5	28,2	+ 3,00	+ 624	+ 0,26	+ 54,1
5	— 2,23	131,0	17,4	0,0	0	0,0	0,0
6	— 1,80	462,5	31,0	— 1,31	+ 35	— 0,12	+ 3,2
7	0,0	150,0	17,4	+ 1,00	0	0,0	0,0
					+ 1341		— 59,0

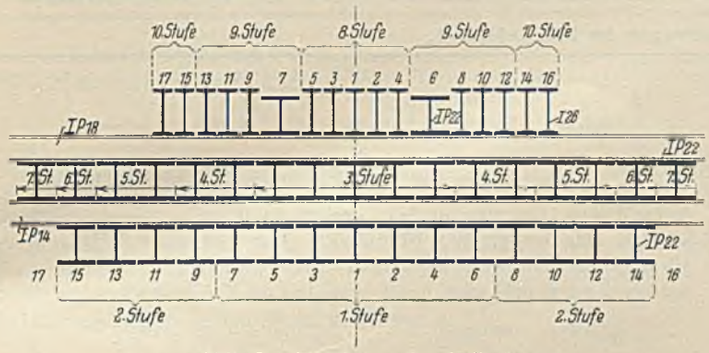

Abb. 6. Anordnung der Auflast.

Die lotrechte Verschiebung des mittleren Untergurtknotens ergibt sich danach zu

$$\delta_2 = \frac{2 \cdot 1341}{2100} = 1{,}28 \text{ cm},$$

die waagerechte Verschiebung des rechten Auflagers zu

$$\delta_h = -\frac{2 \cdot 59}{2100} = -0{,}056 \text{ cm}.$$

Die letztere ist sehr gering und nach innen gerichtet, womit die Behauptung widerlegt ist, der Binder hätte durch seine Formänderung die Mauern nach außen gedrückt.

IV. Ausführung des Versuchs und Ergebnisse der Messungen.

Die Belastung erfolgte, wie schon erwähnt, in zehn Laststufen durch Träger, die in drei Lagen aufgebracht wurden. Abb. 6 zeigt die Anordnung der Träger, die in den einzelnen Lagen in der Reihenfolge, in der sie aufgebracht wurden, fortlaufend beziffert sind; die untere Ziffernreihe gilt für die beiden ersten Lagen. In Tafel 3 sind die Gewichte zusammengestellt, und in der letzten Spalte ist die entsprechende Stabkraft S_4 im stärkst beanspruchten Untergurtstabe 4 eingetragen. Sie betrug beim Bruch 60,7 t.

Tafel 3. Auflast und Stabkraft S_4.
Anfangsbelastung $g = 97$ kg/m²

Laststufe	Gesamte Auflast P kg	p kg/m²	$g+p$ kg/m²	S_4 t
0	—	—	97	13,0
1	3 698	55,9	152,9	20,5
2	7 987	120,5	217,5	29,2
3	10 918	165	262	35,1
4	13 094	198	295	39,6
5	15 244	230	327	43,8
6	16 362	247	344	46,1
7	17 813	269	366	49,0
8	19 463	294	391	52,4
9	22 451	339	436	58,4
10	23 588	356	453	60,7

Nach Erreichen der Laststufe 2 wurde durch Hochfahren der Pressen der Binder entlastet, um die Anzeigen der Dehnungsmesser am Knotenblech 1', die zu hoch erschienen, zu prüfen. Die Pressendrücke konnten bei der Kleinheit der Kräfte durch die Manometer nicht genügend genau festgestellt werden, es wurde daher bis zum nahezu vollständigen Rückgange der Durchbiegung entlastet. In den Knotenblechen 1 und 1' wurden dabei bleibende Formänderungen festgestellt, da die Spannungen an der Unterkante bereits im Bereiche der Streckgrenze oder nahe daran lagen. Die entsprechende bleibende Durchbiegung dürfte größer gewesen sein als die nach der Entlastung gemessene, womit das Auftreten von Druckkräften S_p in Stab 4 (s. Tafel 6, Spalte 8) zu erklären ist.

Nach Senken der Preßkolben wurde weiter belastet, bis bei Stufe 9 die mittlere Pfette auf der Presse bei tiefster Kolbenstellung auflag. Gleichzeitig wurde im Knotenblech 1' an der Unterkante ein feiner Riß festgestellt, und zwar in der Nähe des ersten Anschlußniets des Stabes 3', von Knotenmitte aus gerechnet. Um weiter belasten zu können, wurde der Binder durch Hochfahren der seitlichen beiden Pressen entlastet, bis die mittlere wieder frei war; dann wurde diese seitlich verschoben und an ihre Stelle ein niedrigerer Trägerstapel gelegt. Nach Senken der seitlichen Pressen wurde weiter belastet, bis sich die rechte Pfette auf ihre Presse legte. Dabei hatte sich der Riß bis ans Nietloch fortgesetzt (s. Abb. 11). Eine weitere Steigerung der Belastung bis zur völligen Zerstörung des Knotenbleches war leider nicht möglich, da der Hub der Presse erschöpft war und weitere Senkungen nicht zuließ.

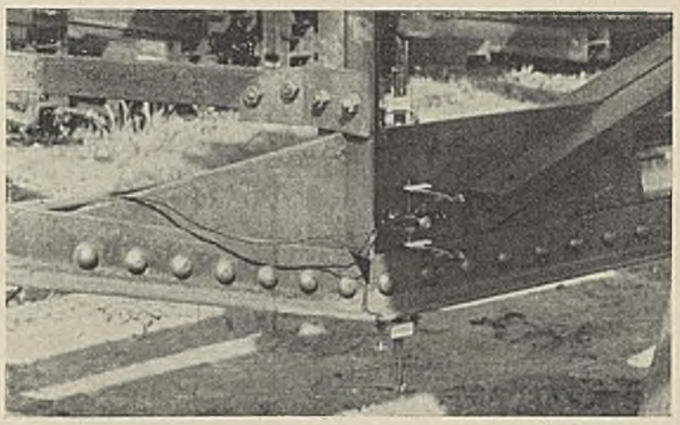

Abb. 7. Knotenpunkt 1 mit den Meßinstrumenten.

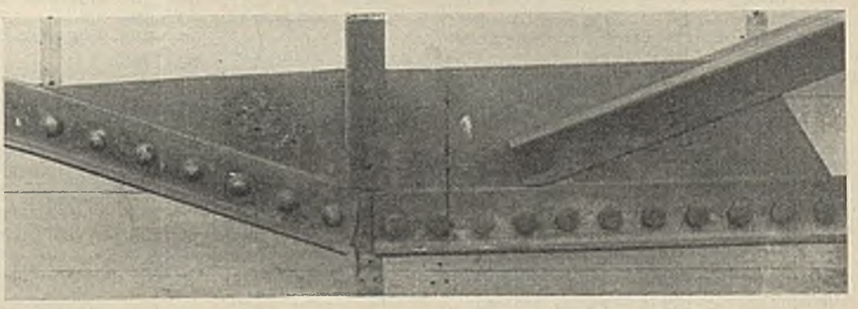

Abb. 8. Rückseite des Knotenpunktes 1' nach dem Bruch.

Schon bei den ersten Laststufen hatte an den Anschlüssen der Stäbe 3 und 4 bzw. 3' und 4' an den Knotenblechen 1 und 1' ein Gleiten begonnen, dessen Maß bei Laststufe 7 bereits 2 bis 4,5 mm betrug.

Abb. 7 zeigt den Knotenpunkt 1 mit den Meßinstrumenten nach Erreichen der 5. Laststufe; Abb. 8 zeigt den Knotenpunkt 1' von rückwärts nach dem Bruch.

Die Messungen am Knotenblech 1.

In Tafel 4 (Seite 36) sind die Ergebnisse der Messungen am Knotenblech 1 zusammengestellt: die gemessenen Dehnungen ε_p, die daraus nach dem Hookeschen Gesetz ermittelten Spannungen $\sigma_p = \varepsilon_p E$ mit $E = 2\,100\,000$ kg/cm², die Summen σ_{g+p} aus dem errechneten σ_g und dem σ_p der vorhergehenden Spalte — also gewissermaßen die „gemessene" Gesamtspannung — und die nach der statischen Berechnung errechnete Gesamtspannung

$$\sigma' = \sigma'_{100} \cdot \frac{g+p}{100}.$$

Die Werte σ_{g+p} sind, soweit sie oberhalb der Proportionalitätsgrenze liegen, zu hoch, sie haben hier nur Vergleichswert, ihre wirkliche Größe ergibt sich aus der Gesamtdehnung $\varepsilon_{g+p} = \varepsilon_g + \varepsilon_p$ und der Spannungsdehnungslinie des Baustoffs (s. Abb. 15). Der Wert ε_g ist, da er nicht gemessen werden konnte, aus der errechneten Spannung σ_g ermittelt.

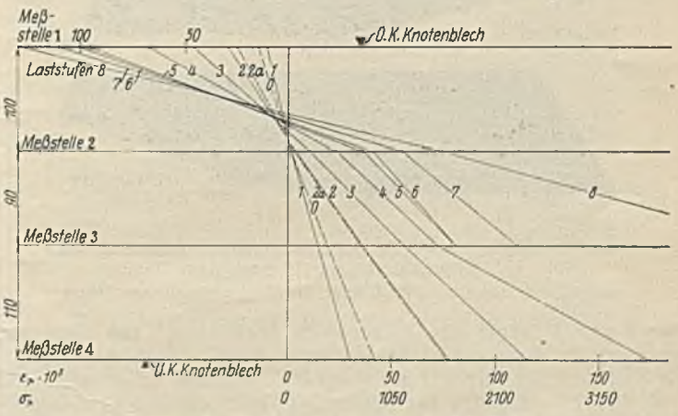

Abb. 9. Dehnungen im Knotenblech 1.

Die bei den einzelnen Laststufen gemessenen Werte ε_p sind in Abb. 9 aufgetragen, soweit sie durch die Messung festgestellt werden konnten. Diese Abbildung ist sehr lehrreich, sie zeigt, wie sich die Nullinie immer mehr nach oben verschob, und gibt Aufschluß darüber, wie sich allmählich ein Spannungsausgleich vollzog. Sobald die untere Randspannung σ_4

Tafel 4. Dehnungen und Spannungen im Knotenblech 1.

1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15	16	17	18	19	20	21	22	23	24
Laststufe	Belastung		Meßstelle 1 Apparat 364 Dehnung $\varepsilon_p = \frac{A}{200 \cdot 1027} = 0{,}487 \cdot 10^{-5} A$ Spannung $\sigma_p = \frac{2\,100\,000\,A}{200 \cdot 1027} = 10{,}22\,A$ Sollwert für $p = 100$ kg/m $\sigma'_{100} = -390$ kg/cm² Aus Eigengewicht $\sigma_g = 97 = -378$ kg/cm² $\varepsilon_g = -18{,}0 \cdot 10^{-5}$						2 365 $\varepsilon_p = \frac{A}{200 \cdot 1052} = 0{,}475 \cdot 10^{-5} A$ $\sigma_p = \frac{2\,100\,000\,A}{200 \cdot 1052} = 9{,}98\,A$ $\sigma'_{100} = +130$ kg/cm² $\sigma_g = 97 = +126$ kg/cm² $\varepsilon_g = +6{,}0 \cdot 10^{-5}$					3 366 $\varepsilon_p = \frac{A}{200 \cdot 995} = 0{,}503 \cdot 10^{-5} A$ $\sigma_p = \frac{2\,100\,000\,A}{200 \cdot 995} = 10{,}56\,A$ $\sigma'_{100} = +598$ kg/cm² $\sigma_g = 97 = +580$ kg/cm² $\varepsilon_g = +27{,}6 \cdot 10^{-5}$					4 367 $\varepsilon_p = \frac{A}{200 \cdot 1019} = 0{,}491 \cdot 10^{-5} A$ $\sigma_p = \frac{2\,100\,000\,A}{200 \cdot 1019} = 10{,}30\,A$ $\sigma'_{100} = +1170$ kg/cm² $\sigma_g = 97 = +1135$ kg/cm² $\varepsilon_g = +54{,}1 \cdot 10^{-5}$					Bemerkungen
	p kg/m²	$g+p$ kg/m²	Ablesung A	$\varepsilon_p \cdot 10^5$	σ_p kg/cm²	σ_{g+p} kg/cm²	σ' kg/cm²	A	$\varepsilon_p \cdot 10^5$	σ_p kg/cm²	σ_{g+p} kg/cm²	σ' kg/cm²	A	$\varepsilon_p \cdot 10^5$	σ_p kg/cm²	σ_{g+p} kg/cm²	σ' kg/cm²	A	$\varepsilon_p \cdot 10^5$	σ_p kg/cm²	σ_{g+p} kg/cm²	σ' kg/cm²	
0	0	97	0	0	0	−378	−378	0	0	0	126	126	0	0	0	580	580	0	0	0	1135	1135	
1	55,9	152,9	−21	−10,4	−215	−593	−596	+3	1,4	30	156	199	+29	14,6	306	886	915	+62	30,4	639	1774	1790	
2	120,5	217,5	−60	−29,2	−613	−991	−849	+7	3,3	70	196	283	+71	35,7	750	1330	1300	+159	78,1	1640	2775	2545	
0	0	97	−30	−14,6	−307	−685	−378	+3	1,4	30	156	126	+38	19,1	402	982	580	+86	42,2	887	2022	1135	Entlastung
2a	120,5	217,5	−51	−24,8	−522	−900	−849	+6	2,85	60	186	283	+70	35,2	740	1320	1300	+157	77,1	1620	2755	2545	
3	165	262	−94	−45,8	−961	−1339	−1022	+23	10,9	230	356	341	+112	56,3	1184	1764	1565	+236	116	2430	3565	3070	
4	198	295	−138	−67,2	−1410	−1788	−1150	+49	23,3	489	615	384	+144	72,5	1520	2100	1760	+356	175	3670	4805	3450	
5	230	327	−196	−95,5	−2000	−2378	−1275	+76	36,1	758	884	425	+161	81,0	1700	2280	1955					3830	
6	247	344	−207	−100,6	−2120	−2498	−1340	+86	40,8	858	984	447	+161	81,0	1700	2280	2060					4030	
7	269	366	−227	−110,4	−2320	−2698	−1426	+116	55,1	1158	1284	476	+221	111	2340	2920	2190					4280	
8	294	391	−264	−128,4	−2709	−3178	−1525	+156	74,1	1557	1683	509	+481	242	5090	5670	2340					4580	
9	339	436																				5100	
10	356	453																				5300	

die Proportionalitäts- und später die Streckgrenze erreichte, wuchs sie nur langsam weiter, während die Spannungen der darüber liegenden Fasern sich ihr fortschreitend näherten. Der lineare Spannungsverlauf hatte aufgehört, das Spannungsbild nahm etwa die Form der nebenstehenden Abb. 10 an.

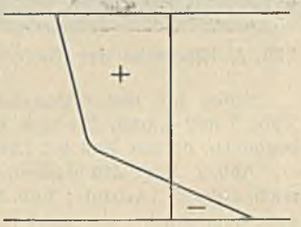

Abb. 10. Spannungsverlauf nach Überschreiten der P-Grenze.

Infolge der starken Streckung der unteren Fasern drehte sich dabei der linke Teil des Knotenbleches 1 gegen den nahezu festliegenden rechten (s. Abb. 11, die die ausgebauten Knotenbleche 1 und 1′ zeigt nebst den Umrißlinien ihrer ursprünglichen Form). Dabei bildete sich am Anschlußpunkt des Stabes 3 ein Knick aus. Bei Knotenblech 1′ und Stab 3′ (s. auch Abb. 8) ist diese Erscheinung noch deutlicher zu erkennen. Infolge dieser Formänderungen verschoben sich die Schwerachsen von

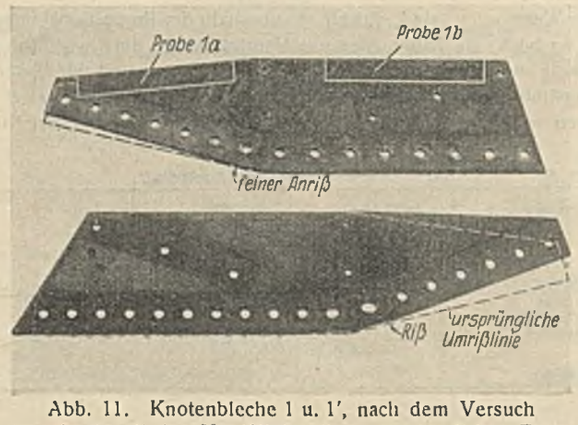

Abb. 11. Knotenbleche 1 u. 1′, nach dem Versuch ausgebaut, mit den Umrißlinien ihrer ursprünglichen Form.

Stab 3 und 3′ gegen die Knotenbleche nach oben. Das hatte eine günstigere Belastung des Knotenbleches zur Folge, da die Richtungslinie der Kraft dem Schwerpunkt des Knotenblechschnittes näher rückte. Es fand also ein Ausgleich der Spannungen statt, der eine Erhöhung der Tragfähigkeit gegenüber der rechnungsmäßigen zur Folge hatte, eine Erscheinung, die bei Baustoffen mit ausgeprägter Streckgrenze stets zu beobachten ist und einen unzweifelhaften Vorzug dieser Baustoffe darstellt. Der Bruch begann an Knotenblech 1′ bei einer rechnungsmäßigen Zugspannung $\sigma_4' = 5100$ kg/cm², während die Bruchfestigkeit des Baustoffes nach der Untersuchung zweier, dem Knotenblech 1 nach dem Versuch entnommenen Proben im Mittel nur 3775 kg/cm² betrug.

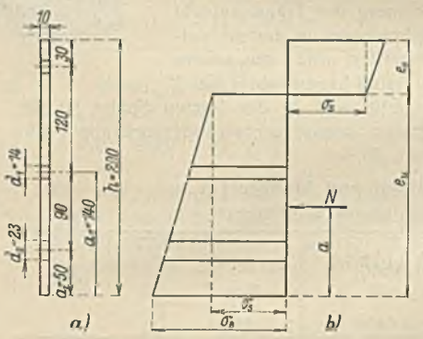

Abb. 12a bis b. Gefährlichster Querschnitt von Knotenblech 1; Spannungsverlauf beim Bruch.

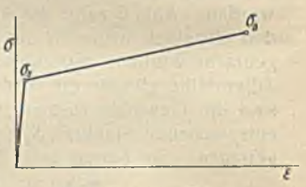

Abb. 13. Idealisierte Spannungsdehnungslinie.

Es sei hier noch das Ergebnis einer Berechnung mitgeteilt, die unter Verwendung und Erweiterung der neueren Verfahren[1]) zur Untersuchung des Verhaltens im plastischen Bereich durchgeführt wurde.

Der gefährlichste Querschnitt des Knotenbleches 1 geht durch die beiden Anschlußniete des Pfostens und den ersten Niet von Stab 3; er hat abgewickelt etwa die Abmessungen der nebenstehenden Skizze (Abb. 12a). Bei der Berechnung wurde das oberste Nietloch vernachlässigt, weil es im Bereich der Druckzone anzunehmen ist.

Als Spannungsdehnungslinie des Baustoffes wurde die idealisierte Form der Abb. 13 angenommen. Für das Spannungsbild im untersuchten Querschnitt ergibt sich danach die in Abb. 12b dargestellte Form, entsprechend der Tatsache, daß in der Unterkante die Bruchspannung σ_B erreicht wird. Aus den Gleichgewichtsbedingungen erhält man für eine Blechstärke von 1 cm die beiden Gleichungen

$$\text{I.} \quad N = \int \sigma \, dF = 2\,\sigma_S e_u - \sigma_S (h + d_1 + d_2) + \Delta\sigma\,(h - d_1 - d_2) - \Delta\sigma \left(\frac{h^2}{2} - d_1 a_1 - d_2 a_2\right) \frac{1}{e_u},$$

worin

$$\Delta\sigma = \sigma_B - \sigma_S.$$

$$\text{II.} \quad N(e_u - a) = \int \sigma v \, dF = \sigma_S e_u^2 - [\sigma_S (h + d_1 + d_2) - \Delta\sigma\,(h - d_1 - d_2)]\, e_u + \sigma_S \left(\frac{h^2}{2} + d_1 a_1 + d_2 a_2\right) - 2\,\Delta\sigma \left(\frac{h^2}{2} - d_1 a_1 - d_2 a_2\right) + \Delta\sigma \left(\frac{h^3}{3} - d_1 a_1^2 - d_2 a_2^2\right) \frac{1}{e_u}.$$

[1]) Prof. Dr. Fritsche, Die Tragfähigkeit von Balken aus Stahl mit Berücksichtigung des plastischen Verformungsvermögens. Bauing. 1930, Heft 49.

Aus I. und II. ergibt sich

III. $$N\,a = \sigma_S e_u^2 - \sigma_S\left(\frac{h^2}{2} + d_1 a_1 + d_2 a_2\right) + \Delta\sigma\left(\frac{h^2}{2} - d_1 a_1 - d_2 a_2\right) - \Delta\sigma\left(\frac{h^3}{3} - d_1 a_1^2 - d_2 a_2^2\right)\frac{1}{e_u}.$$

Die mittlere untere Streckgrenze σ_S betrug nach zwei dem Knotenblech entnommenen Proben (s. Abschn. V) 2330 kg/cm², die mittlere Bruchgrenze σ_B 3775 kg/cm². Unter Einführung dieser Größen ergab die Auflösung der Gl. I. und III. für steigende Werte von e_u die in der folgenden Tafel 5 zusammengestellten Werte von N und a.

Tafel 5.

e_u	N	a
cm	t	cm
23	43,08	5,88
24	48,76	7,86
25	54,36	9,49
26	59,89	10,89
27	65,35	12,12

Die Stabkraft S_3 betrug bei Laststufe 10

$$S = 12{,}1 \cdot \frac{453}{100} \sim 54{,}8 \text{ t}.$$

Dieser Kraft würde ein Wert a von 9,6 cm entsprechen. Aus Abb. 11 läßt sich dieses Maß auf etwa 7 cm für Knotenblech 1 und auf 11 cm für Knotenblech 1′ schätzen. Der Mittelwert von 9 cm würde danach ziemlich gut mit der Rechnung übereinstimmen. Einwenden ließe sich dagegen allerdings, daß der große Wert von a bei Blech 1′ zum Teil durch den starken Riß der unteren Fasern verursacht ist und erst nach Ausbildung dieses Risses seinen hohen Wert erreicht hat. Dem steht aber gegenüber, daß der rechte Teil von Blech 1 und der linke von 1′ ihre relative Lage zum Trägernetz nicht genau beibehalten, sondern sich auch um einen geringen Winkel gedreht haben werden, was eine Vergrößerung des Maßes a zur Folge haben würde.

Die Messungen am Untergurtstabe 4.

Die am Untergurtstabe 4 im rechten Viertel der Stablänge gemessenen Spannungen sind in Tafel 6 zusammengestellt, beim vorderen Winkel bis Laststufe 9, beim hinteren bis Stufe 4. Bei letzterem war der an der oberen Faser angesetzte Apparat bei Stufe 4 abgenommen und an die Unterkante des Knotenbleches 1′ angesetzt worden, da der dortige Apparat nicht richtig zu arbeiten schien.

Aus den gemessenen Spannungen sind zum Vergleich mit der rechnungsmäßigen Stabkraft für jeden Winkel besonders die zugehörige Normalkraft N ermittelt worden und zur Bestimmung der Außermittigkeit des Kraftangriffs die auf die beiden Hauptachsen des Querschnitts bezogenen Momente M_ξ und M_η und die entsprechenden Hebelarme η_0 und ξ_0 der Kraft. Die Normalkräfte weichen besonders im vorderen Winkel nur wenig von den rechnungsmäßigen ab, und die Hebelarme sind durchweg gering, im allgemeinen unter 4 mm.

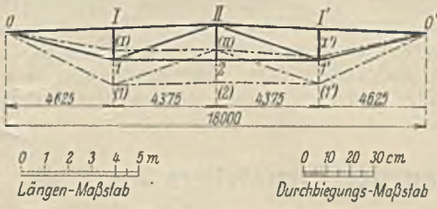

Abb. 14. Formänderung des Binders.

Die Durchbiegungen.

Die Durchbiegungen der Bindermitte sind in Tafel 7 zusammengestellt. Bei den ersten Laststufen stimmen sie mit den errechneten Durchbiegungen gut überein, bei den höheren nehmen sie zunehmend größere Werte an infolge des Einflusses des Gleitens der Stabanschlüsse an den Knoten 1 und 1′.

Nach Beendigung des Versuches wurden noch mit Hilfe einer Schlauchwaage die Durchbiegungen aller Knotenpunkte gemessen. Abb. 14 zeigt die ursprüngliche Binderform und die Form nach dem Versuch.

Tafel 6. Messungen am Untergurtstab 4.

1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12
Laststufe	p	σ	$\frac{S_{4p}}{2}$	Gemessene Spannungen			N	M_ξ	η_0	M_η	ξ_0
	kg/m²	kg/cm²	t	σ_1 kg/cm²	σ_2 kg/cm²	σ_3 kg/cm²	t	kgcm	cm	kgcm	cm
Vorderer Winkel.											
1	55,9	266	3,74	212	433	283	3,992	— 2416	— 0,605	— 535	— 0,134
2	120,5	573	8,10	474	738	553	7,843	— 2856	— 0,365	— 663	— 0,085
0	0	0	0,0	— 111	+ 128	— 39	— 0,512	— 2588	+ 5,06	— 598	+ 1,166
2a	120,5	573	8,10	454	726	553	7,709	— 3033	— 0,393	— 610	— 0,079
3	165	785	11,05	615	951	784	10,589	— 3990	— 0,377	— 562	— 0,053
4	198	942	13,3	736	1150	925	12,617	— 4816	— 0,381	— 773	— 0,061
5	230	1093	15,4	837	1282	1079	14,460	— 5379	— 0,372	— 671	— 0,046
6	247	1174	16,5	907	1388	1181	15,741	— 5879	— 0,373	— 674	— 0,043
7	269	1280	18,0	978	1452	1258	16,764	— 5845	— 0,349	— 623	— 0,037
8	294	1396	19,7	1078	1547	1360	18,175	— 5808	— 0,319	— 596	— 0,033
9	339	1610	22,7	1190	1852	1568	20,848	— 8094	— 0,388	— 924	— 0,044
Hinterer Winkel.											
1	55,9	266	3,74	123	127	232	2,448	— 603	— 0,246	+ 433	+ 0,177
2	120,5	573	8,10	338	340	534	6,036	— 1036	— 0,172	+ 797	+ 0,132
0	0	0	0,0	— 154	— 41	— 197	— 2,164	— 824	+ 0,380	— 600	+ 0,277
2a	120,5	573	8,10	317	340	534	5,927	— 1339	— 0,226	+ 805	+ 0,136
3	165	785	11,05	451	466	800	8,649	— 1950	— 0,226	+ 1377	+ 0,159
4	198	942	13,3	512	617	988	10,550	— 3443	— 0,326	+ 1562	+ 0,148

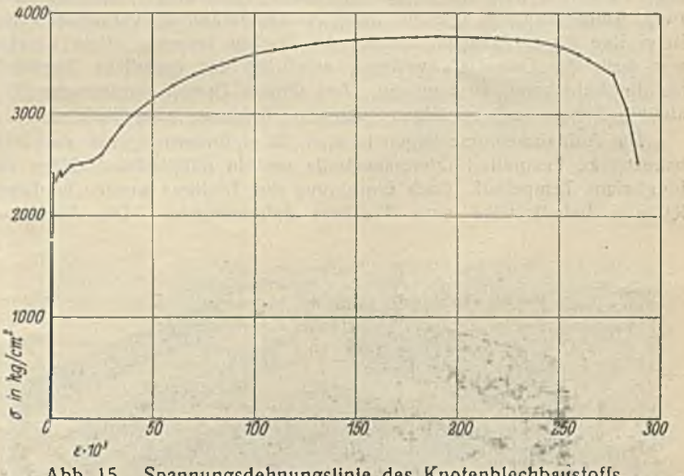

Abb. 15. Spannungsdehnungslinie des Knotenblechbaustoffs. Mittel aus Probe 1a und 1b.

Tafel 7. Durchbiegung des Binders.

1	2	3	4	5	6	7
Laststufe	p	$g+p$	Errechnet δ_p	Errechnet δ_{g+p}	Gemessen δ_p	Gemessen δ_{g+p}
	kg/m²	kg/m²	cm	cm	cm	cm
0	0	97	0	1,24	0	1,24*)
1	55,9	152,9	0,72	1,96	0,64	1,88
2	120,5	217,5	1,54	2,78	1,55	2,79
0	0	97	0	1,24	0,13	1,37
2a	120,5	217,5	1,54	2,78	1,60	2,84
3	165	262	2,11	3,35	2,26	3,50
4	198	295	2,54	3,78	2,96	4,20
5	230	327	2,94	4,18	3,89	5,13
6	247	344	3,16	4,40	4,31	5,55
7	269	366	3,44	4,68	5,23	6,47
8	294	391	3,76	5,00	6,18	7,42
9	339	436	4,34	5,58	8,49	9,73
10	356	453	4,56	5,80	—	—

*) Dieser Anfangswert ist errechnet.

V. Untersuchung des Baustoffes der Knotenbleche.

Um die Festigkeitseigenschaften des Baustoffes der Knotenbleche zu prüfen und die den gemessenen Dehnungen entsprechenden Spannungen oberhalb der P-Grenze ermitteln zu können, wurden aus Knotenblech 1 am oberen Rande zwei Proben 1a und 1b entnommen und in der 25 t-Zerreißmaschine der Versuchsanstalt geprüft. Abb. 15 zeigt die Spannungsdehnungslinie des Baustoffes als Mittel aus den beiden Versuchen. Die obere Streckgrenze lag bei 2480 und 2370, im Mittel 2425, die untere bei 2390 und 2270, im Mittel 2330 und die Bruchfestigkeit bei 3930 und 3620, im Mittel 3775 kg/cm². Die Bruchdehnungen betrugen 27,2 und 30,6 %. Bei Probe 1a erfolgte der Bruch 3 cm unter der oberen Endmarke, bei Probe 1b im oberen Drittelpunkte der Meßlänge von 20 cm.

VI. Schlußbemerkungen.

Der Versuchsbinder ist nicht bei der von einem Sachverständigen als Bruchspannkraft des Untergurtstabes 4 angegebenen Stabkraft von 49 t zerstört worden. Erst bei $S_4 = 58{,}4$ t begann sich im Knotenblech 1′ ein Riß zu bilden, der sich bei $S_4 = 60{,}7$ t bis zum nächsten Nietloch fortgesetzt hatte. Der Binder trug also auf dieser Laststufe etwa 24 % mehr. Ob noch eine weitere Steigerung der Belastung bis zur völligen Zerstörung des Knotenbleches erforderlich gewesen wäre, ließ sich aus den oben angegebenen Gründen nicht feststellen.

Der Versuch hat die Tatsache bestätigt, daß infolge der Eigenschaften des Baustoffes in gewissen Fällen ein Spannungsausgleich stattfindet, der zu Randspannungen führt, die geringer sind, als sie sich nach dem gebräuchlichen Rechnungsverfahren ergeben.

Der Umbau der Filmateliers 3 u. 4 der Universum-Film A.-G., Berlin-Tempelhof.

Alle Rechte vorbehalten.

Von Ing. **Otto Schumacher**, Berlin-Borsigwalde.

Die Umstellung der Filmindustrie von der Anfertigung stummer Filme auf die von Tonfilmen bedingte zwangsläufig die Schaffung neuer Aufnahmeräume, da die bisher für die Herstellung des stummen Films benutzten Ateliers für die Aufnahme von Tonfilmen, insbesondere in akustischer Hinsicht, sich als ungeeignet erwiesen. Um eine klare und von Nebengeräuschen wenig beeinflußte Tonaufnahme zu erzielen, war die Schaffung von Ateliers erforderlich, die in erster Linie das Eindringen eines jeden Geräusches von außen her unterbinden.

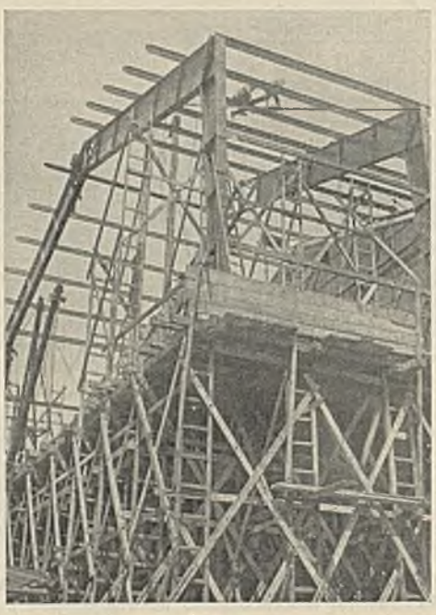

Abb. 1.
Montagebühne, als Leitergerüst ausgebildet.

Die Ufa hat bereits im Jahre 1929 auf ihrem Filmgelände in Neubabelsberg ein dieser Forderung in jeder Weise gerecht werdendes neues Tonfilmatelier in mustergültiger Form nach dem Entwurf und unter der Bauleitung des Herrn Architekten Otto Kohtz, Berlin, errichten lassen. Dieselbe Gesellschaft besitzt außerdem noch in Berlin-Tempelhof ein Filmgelände, auf dem zwei Ateliergruppen mit je zwei Aufnahmeräumen vorhanden sind. Beim Bau dieser Anlagen, die für das Drehen stummer Filme dienten, war noch der Grundsatz geltend, möglichst das natürliche Tageslicht für die Aufnahmen auszunutzen. Aus diesem Grunde wurden die Filmateliers damals auch im allgemeinen als Glashäuser ausgebildet.

Die Aufnahmeräume liegen in etwa 20 m Entfernung von der Ringbahnstrecke Tempelhof—Hermannstraße und in unmittelbarer Nähe des Flughafens Tempelhof. Nach Einführung des Tonfilms wurden in diesen Räumen behelfsweise auch Tonfilme aufgenommen. Die Aufnahme solcher Filme gestaltete sich aber einerseits durch die äußerst kurze und geräuschvolle Zugfolge der Ringbahn und andererseits durch das Propellergeräusch der an- und abfliegenden Flugzeuge derart schwierig, daß man dazu schreiten mußte, diese Ateliers für den Tonfilm zweckentsprechend umzugestalten. Die Ufa entschloß sich daher, vorerst eine der beiden Ateliergruppen mit den Gebäuden 3 u. 4 umzubauen. Die Ateliers 3 u. 4 sind durch das sogenannte Fundusgebäude miteinander verbunden. Das Glashaus 3 steht zur ebenen Erde, während das Atelier 4, das 40 m Länge und rd. 20 m Breite hat, in seinem unteren Teil bis zu etwa 8 m Höhe aus massivem Mauerwerk besteht. In diesem zweigeschossigen unteren Teil befinden sich die Aufenthaltsräume für die Regisseure, Architekten, Operateure, Schauspieler u. a. m. Der restliche Teil dient als Requisitenräume. Auf diesem massiven Unterbau erhebt sich der eigentliche Filmaufnahmeraum (Glashaus) von etwa 11 m Höhe. Dieser Aufbau besteht aus Stahlkonstruktion (Zweigelenkfachwerkrahmen mit Zugband) und ist sowohl an den Längs- und Giebelwänden als auch auf dem Dach vollkommen mit Glas bekleidet. Auf Grund der Tatsache, daß das Atelier filmtechnisch schon modernen Grundsätzen entsprach, und der Beobachtung, daß Glas eine besonders klare Tonaufnahme gewährleistete, nicht zuletzt aber auch zur Ersparnis von Zeit und Kosten konnte man sich nicht zu einem Abbruch des alten und Errichtung eines völlig neuen Gebäudes entschließen. Man kam daher auf den Gedanken, das vorhandene Gebäude mit einem neuen massiven zu umgeben, das den Zweck haben sollte, das Glashaus nach außen geräuschsicher abzuschließen.

Abb. 2. Ein Teil der Verschubbahn mit dem am Binderfuß befestigten Wagen.

Man ließ also das vorhandene Atelier in seinem ursprünglichen Zustand vollkommen bestehen und legte in etwa 1,50 m Abstand von den Grundmauern des alten die Fundamente für das neu zu errichtende Gebäude an. Da der untere massive Teil des Ateliers, wie bereits oben erwähnt, teilweise Büro- und Aufenthaltsräume enthielt, mußte das neue Gebäude bis zu dieser Höhe so ausgebildet werden, daß die natürliche Beleuchtung der Räume durch die Fenster keine Einbuße erlitt. Man

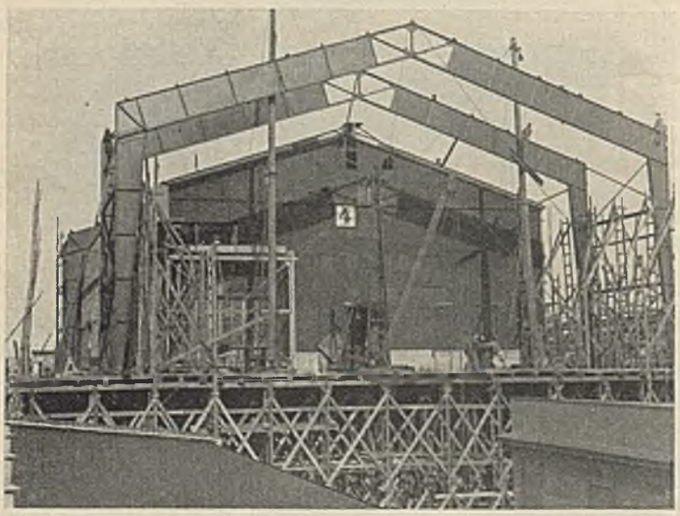

Abb. 3. Die Montagebühne am Giebel des alten Ateliers.
Binderfeld 1—2 bereits eingefahren, Binderfeld 3—4 wird auf der Bühne montiert.

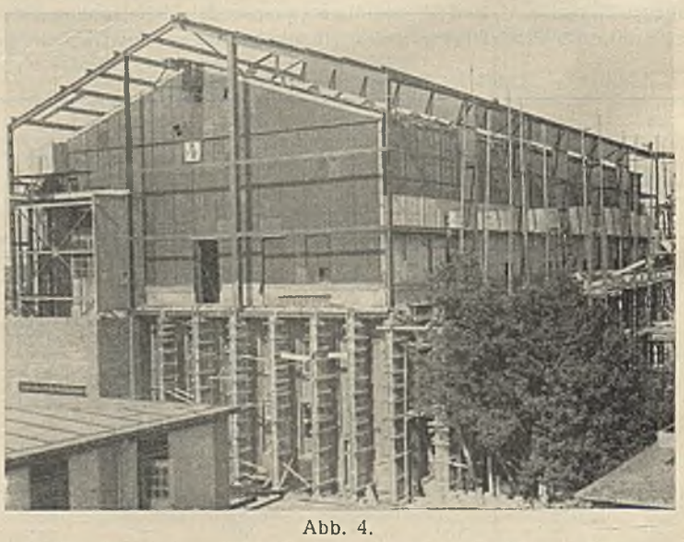

Abb. 4.
Atelier 4 nach beendeter Montage der neuen Dachkonstruktion.

stellte daher, wie aus den Abb. 3 u. 5 hervorgeht, rund um das Gebäude in etwa 2,10 m Entfernung Stahlstützen von etwa 8 m Höhe auf. In Höhe des Glashausfußbodens wurden auf diesen Stützen Unterzüge aufgebracht, die zur Aufnahme der Stahlkonstruktionen und des Mauerwerks für den oberen Teil des neuen, massiv auszubildenden Gebäudes dienen. Die Stützen wurden mit Beton ummantelt und in Höhe des Atelierfußbodens wurde zwischen dem alten Gebäude und den neuen äußeren Unterzügen eine Betondecke eingezogen. Als Binder für die Hallenkonstruktionen wählte man vollwandige Zweigelenkrahmen mit Zugband von etwa 23 m Stützweite und etwa 14 m Höhe. Den First der Binder mußte man jedoch zwecks Durchführung von Ent- und Belüftungskanälen fachwerkartig ausbilden. Die Binderentfernung beträgt 6,5 m. Die Pfetten wurden als Gerberträger, die beiden Giebelwände ebenso wie die Längswände als Stahlfachwerkwände ausgeführt. Die beengte Lage des Ateliers einerseits durch die umgebenden anderen Baulichkeiten, vor allem aber andererseits durch den in unmittelbarer Nähe liegenden Eisenbahnkörper mit seinen äußerst stark belasteten Gleisen verhinderten die Aufstellung von Hebezeugen. Der Montage der Hallenkonstruktionen stellten sich daher Schwierigkeiten entgegen, die man anfänglich kaum glaubte meistern zu können. Der einzige Platz, der für die Montage der Binder nutzbar gemacht werden konnte, lag am Westgiebel des Ateliers. Dieser Platz mußte jedoch auch noch teilweise frei gehalten werden, da sich hier der Filmschuppen befindet, wo die Lieferwagen der Ufa jederzeit ungehindert an- und abrollen mußten. Nachdem die Stützen und Unterzüge rund um das Gebäude bis zu 8 m Höhe aufgestellt bzw. verlegt waren, wurde auf dem Platz vor der westlichen Giebelwand des Ateliers ein stabiles Leitergerüst mit einer Arbeitsbühne in 8 m Höhe errichtet. Auf diesem Gerüst, dessen Breite 9,50 m und dessen Länge etwa 26 m betrug, wurden zuerst mittels Standbäumen die beiden Zweigelenkbinder 1 u. 2, die je in vier Einzelteilen zur Anlieferung gebracht wurden, mit den dazugehörigen Pfetten, Windverbänden und Längswänden aufgestellt (Abb. 1). Die Stöße an den Rahmenecken und am First mußten geschraubt werden, da aus feuerpolizeilichen Gründen das Schlagen von Nieten auf der Baustelle nicht gestattet war. Die Rahmen wurden nunmehr auf Wagen gestellt, für die auf den bereits verlegten Unterzugsträgern der Längswände eine provisorische Verschubbahn aus Breitflanschträgern angelegt war (Abb. 2). Nachdem nun das Binderfeld 1—2 auf der Leiterrüstung komplett mit Pfetten, Verbänden und Längswänden, jedoch ohne die Zugbänder an den Bindern, fertiggestellt war, wurde dieses in der Längsrichtung verschoben. Der neue Binder umspannte das alte Glashaus so knapp, daß sogar — um das Einfahren überhaupt zu ermöglichen — die Dachrinne des alten Gebäudes entfernt werden mußte und zwischen Innenkante Riegel des neuen Binders und Oberkante des alten Glasdaches nur einige Zentimeter Spiel zur Verfügung standen. Als das Binderfeld bis zu seinem endgültigen Standort am Ostgiebel eingeschoben war, wurden die Wagen wieder ausgebaut, die Konstruktion abgesenkt und die Zugbänder der einzelnen Binder, die unter den Fußboden des alten Ateliers zu liegen kamen, eingebaut.

In derselben Weise wurden die Binder 3 u. 4 auf der Bühne der Leiterrüstung montiert (Abb. 3) und erst um etwa 7 m eingefahren, um dadurch noch Platz für die Montage des letzten Binders Nr. 5 auf der Leiterrüstung zu erzielen.

Nachdem dieser letzte Binder montiert und wieder Pfetten, Verbände und Längswandkonstruktion eingebaut waren, wurden diese drei Binder zusammen an den Füßen verbunden und so wieder als vollständiger Teil der Halle in der Längsrichtung bis zum endgültigen Standort der einzelnen Binder verschoben. Das Einfahren der Binder einschließlich Ausbau der Wagen und Absenken dauerte 6 Stunden. Nachträglich wurden nun die Pfetten und Längswände zwischen den Bindern 2 u. 3 an Ort und Stelle eingebaut und die beiden Giebelwände aufgestellt (Abb. 4). Die Montage der gesamten Dachkonstruktion im Gewicht von 110 t wurde in elf Arbeitstagen fertiggestellt. Dabei muß berücksichtigt werden, daß die Montagearbeiten auf der Baustelle möglichst geräuschlos durchgeführt werden mußten, da in den in der Nähe liegenden Ateliers 1 u. 2 ständig Tonfilmaufnahmen gemacht wurden.

Abb. 5. Tonfilm-Atelier im fertigen Zustand.

Nach Fertigstellung der Eisenkonstruktionen wurden die Längs- und Giebelwände 51 cm stark vollwandig ausgemauert und das Dach mit Stegzementdielen und mehrfachen Schallisolierungsschichten eingedeckt. — Der Umbau des Ateliers 3 gestaltete sich wesentlich einfacher. Das unmittelbar auf dem Boden stehende Glashaus wurde ebenso mit massivem Mauerwerk umgeben. Die Montage der Bockbinder, die aus schweren Normalprofilträgern bestanden, wurde mittels Schwenkmastes ausgeführt.

Die Gesamtumbauarbeiten der beiden Ateliers wurden in der äußerst kurzen Zeit von zwei Monaten restlos fertiggestellt. — Das so entstandene Tonfilmatelier (Abb. 5) wird vom filmfachmännischen Standpunkt als in jeder Hinsicht mustergültig bezeichnet und dürfte als Beispiel für eine zweckentsprechende Umgestaltung alter Filmateliers gelten.

Der Umbau wurde nach dem künstlerisch interessanten Entwurf und unter der Bauleitung des Herrn Architekten Otto Kohtz, Berlin, ausgeführt. Die statischen Unterlagen lieferte das Ingenieurbüro Zucker, Berlin. Die Lieferung und die oben ausführlich beschriebene Montage der Stahlkonstruktionen des Ateliers 4 wurde durch die Firma Thyssen Eisen- und Stahl-Aktiengesellschaft, Abt. Eisenbau, Berlin-Borsigwalde, ausgeführt, während die des Ateliers 3 durch die Firma H. Gossen, Berlin-Reinickendorf-Ost, erfolgte.

Verschiedenes.

Das höchste Bauwerk der Welt. Am 1. Mai 1931 wurde das höchste Bauwerk der Welt, das Empire State Building in New York der Öffentlichkeit übergeben (Abb. 1). Damit schloß eine plötzlich einsetzende Jagd, auch auf diesem Gebiet Weltmeister zu sein, ab. Eine große Anzahl riesiger Wolkenkratzer wuchs aus dem Boden heraus und änderte, wie nachstehender Vergleich zeigt, die „Skyline" Manhattans innerhalb zweier Jahre ganz wesentlich.

Jahr der Erbauung	Name	Stadt	Höhe	Stockwerke
1912	Woolworth	New York	241 m	58
1930	Bank von Manhattan	„	282 „	71
1930	Chrysler	„	319 „	73
1931	Empire State	„	381 „	86

Noch sieben andere Hochhäuser überschreiten die 200 m-Grenze, wovon fünf allein in New York und fast alle in den letzten zwei Jahren errichtet sind. Doch nicht nur in bezug auf die Höhe sind hier Höchstleistungen vollbracht worden. Bei solch gewaltigen Millionenunternehmen gilt es, das investierte Kapital in kürzester Zeit zu verzinsen. Dies ist beim Empire State-Gebäude in geradezu unglaublich kurzer Zeit dank einer bis ins kleinste durchgeführten Organisation geschehen. Nur einige wenige Daten legen Zeugnis davon ab:

30. August 1929 Veröffentlichung der Baupläne.
1. Oktober 1929 Beginn der Abtragung des großen und berühmten Waldorf-Astoria-Hotels.
12. März 1930 Abtragung des Hotels beendet.
17. März 1930 Setzung der ersten Stücke der Stahlkonstruktion.
5. Juni 1930 Der Ausbau des Stahlgerippes beginnt in den unteren Stockwerken und folgt stetig dem hochwachsenden Stahlbau.
15. September 1930 Das Stahlskelett ist innerhalb sechs Monaten mit dem 86. Stockwerk fertiggestellt.
13. November 1930 Das Mauerwerk ist fertiggestellt.
1. Mai 1931 Übergabe des Gebäudes an die Öffentlichkeit nach Fertigstellung des Ausbaues und des Turmaufbaues, der an Höhe weiteren 16 Stockwerken entspricht und als Ankermast für Zeppeline gedacht war.

Was in dieser kurzen Zeit für den mehr als 200 Mill. RM kostenden Bau geleistet worden ist, erhellen einige weitere Zahlen:

2500 Menschen waren im Durchschnitt täglich am Bau beschäftigt,
welcher rd. 1 000 000 m³ Rauminhalt umfaßt.
60 000 t Stahl,
10 000 000 Ziegel,
6 400 Fenster
und rd. 5 150 km Telephon- und Telegraphendrähte wurden zu dem Bau benötigt.
Er enthält 63 Personen- und 4 Frachtaufzüge, die mit einer Geschwindigkeit von etwas mehr als 6 m/sek betrieben werden können.
750 Personen sind notwendig, um das Gebäude in Betrieb zu halten.
25 000 Angestellte können untergebracht werden.

Abb. 1. Ansicht des Empire State Building, New York.

Abb. 2. Vorrichtung zur Beobachtung seitlicher Turmbewegungen.

Abb. 3. Optische Methode zur Beobachtung seitlicher Turmbewegungen.

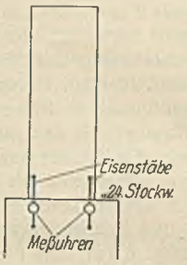

Abb. 6. Vorrichtung zur Messung der im Fuße d. Turmes auftretenden Spannungen.

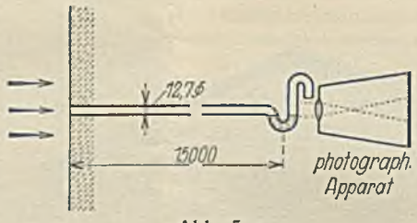

Abb. 5. Winddruckregistrierung.

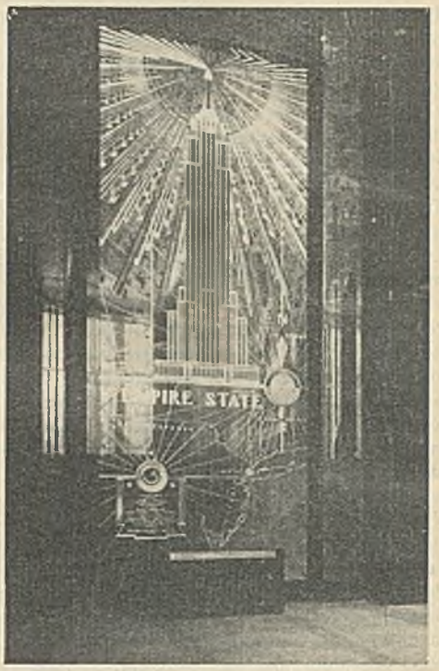

Abb. 4. Instrumente zum Ablesen von Windrichtung und -geschwindigkeit in der Eingangshalle.

Die ungewöhnlichen Ausmaße des Gebäudes ließen natürlich verschiedene Fragen in bezug auf seine Standfestigkeit auftauchen.

Einfach war die Gründung auf dem gewachsenen Felsen, der schon in geringer Tiefe ansteht, so daß die Gründungssohle nur rd. 10 m unter der Straße liegt. Trotzdem ist das Gewicht des ausgeschachteten Materials so groß, daß es $^3/_4$ der 303 000 t Auflast entspricht und der Untergrund nur $^1/_4$ als Überlast zu tragen hat. Schwieriger und nicht so einfach zu beantworten war die Frage, wie sich die Windkräfte bei dieser bislang nicht erreichten Höhe auf den massiven Turm auswirken werden. Da dem Ingenieur für solche Höhen die Erfahrungen fehlen und die Berechnungen deshalb nur auf mehr oder weniger alten Annahmen beruhten, hat man zahlreiche Meßvorrichtungen im Turm eingebaut. Berichte mit Maßen und Einzelheiten werden erst später von den amerikanischen Ingenieuren, die die Untersuchungen überwachen, veröffentlicht, wenn genaue Werte vorliegen. Hier sollen nur die Grundgedanken wiedergegeben werden. — Der eigentliche Turm beginnt vom 24. Stockwerk an aufwärts. Der Unterbau ist so massiv, daß darin keine übermäßigen Spannungen oder Bewegungen entstehen können. — Die Messungen erstrecken sich auf Vibrationen, Windgeschwindigkeit, Winddruck und Druck oder Zug in der Bodenfuge des Turmes.

Vibrationen.

1. Durch den ganzen Turm oberhalb des 24. Stockwerkes ist in einem besonderen Schacht ein schweres Gewicht an einem dünnen Draht aufgehängt (Abb. 2). Bewegt sich nun das Gebäude seitlich, so bleibt der Faden in seiner senkrechten Lage, während die Spiraldrähte in verschiedenen Höhen des Schachtes dabei meßbar gedrückt oder gezogen werden.

2. Auf der Sohle des Meßschachtes ist ein einfaches Meßinstrument angebracht, mit dessen Hilfe an einer Skala in der Spitze des Turmes seine seitlichen Bewegungen abgelesen werden (Abb. 3).

3. Auf den Fußboden oder einen Tisch in der Spitze des Turmes wird ein Wägelchen aufgestellt, darauf ist ein Stab starr befestigt, um den sich an zwei ganz leichten Stäben eine verhältnismäßig schwere Kugel nahezu reibungslos dreht. Bewegt sich nun das Gebäude und mit ihm der Wagen, so bleibt die Kugel doch nahezu in Ruhe, so daß die Schwankungen meßbar sind[1]).

Alle drei Methoden sollen miteinander ausprobiert, die entsprechenden Fehlerquellen festgestellt und bei den zukünftigen Messungen berücksichtigt werden. Bislang fand man zehn Vibrationen in der Minute, wobei sich größte Bewegungen von rd. 15 cm nach jeder Seite ergaben. Das sind unerwartet kleine, bei der großen Höhe kaum merkbare Werte, die vermutlich auf die Starrheit der ausgemauerten Wände zurückzuführen sind. Wie weit sich der Einfluß des Mauerwerkes bei der Verformung des Turmes auswirkt, wie groß die Werte bei starkem Sturm sind und ob diese Werte noch fehlerhaft sind, werden die weiteren eingehenden Versuche ergeben. Rechnerisch hat man festgestellt, daß ohne Mauerwerk das Stahlgerippe ungefähr 75 cm nach jeder Seite ausschlagen würde.

Windgeschwindigkeit.

Auf dem Turm ist ein Windmesser angebracht, der wie gewöhnlich aus drei Schalen besteht. Die Windrichtung wird durch einen Wetterhahn angegeben. Interessant ist die Übertragung beider Messungen nach der Eingangshalle (Abb. 4), so daß man unten in Straßenhöhe auf einem Zifferblatt jederzeit Windrichtung und Windgeschwindigkeit in Meilen/Std. ablesen kann.

[1]) Vgl. auch Stahlbau 1931, S. 237, Abb. 1.

Winddruck.

In drei verschiedenen Höhen sind an den vier Seiten 1,27 cm starke Rohre eingelassen (Abb. 5). Je nach der Stärke des Winddruckes wird der Flüssigkeitsstand in dem Rohr geändert und die Differenz von der Ruhelage photographisch gemessen, woraus dann der Winddruck berechnet werden kann.

Um den Druck oder Zug im Fuße des Turmes im 24. Stockwerk festzustellen, sind an allen vier Ecken eiserne Stäbe in das Mauerwerk eingebaut, die durch eine Meßuhr unterbrochen werden (Abb. 6). Zusammendrücken oder Auseinanderziehen wird an der Uhr in Längeneinheiten abgelesen, aus denen wiederum die Spannungen errechnet werden können.

Hans Kulka, Regierungsbaumeister.

Zur Verstärkung genieteter Stahlkonstruktionen durch Lichtbogenschweißung. Einige mit Hilfe von Lichtbogenschweißung verstärkte stählerne Straßenbrücken, die nicht den Beifall von Anhängern der Schweißtechnik gefunden haben, geben Veranlassung zu nachstehenden kritischen Betrachtungen, zumal man sich des Eindrucks nicht erwehren kann, daß man hier alles geschweißt hat, nur um zu schweißen.

Die Frage, ob eine genietete Stahlkonstruktion mittels Lichtbogenschweißung oder wieder mittels Nietung zu verstärken ist, läßt sich nicht allgemein beantworten.

Gegen zu schweißende Verstärkungen, die sich einwandfrei berechnen lassen und eindeutig den anfallenden Spannungsanteil aufnehmen, ist natürlich nichts einzuwenden. Dagegen wäre besonders bei Anschlußverstärkungen, bei denen die Kräfte nach einem mehr oder weniger willkürlich gewählten Schlüssel auf die alten Niete und die neuen Schweißungen verteilt werden, zu erwägen, ob nicht eine Verstärkung durch Niete wegen der mit der einheitlichen Anschlußart verbundenen klaren Kraftübertragung vorzuziehen ist. Ebenso wie bei Neubauten wird man prüfen müssen, ob dieser Anschluß besser zu schweißen, jener wieder zweckmäßiger zu nieten bzw. zu schrauben ist. Schweißverstärkungen bedingen fast ausnahmslos Baustellenschweißungen mit verhältnismäßig viel Überkopfschweißungen. Dieser Umstand sollte bei Entscheidungen ebenso berücksichtigt werden wie Wirtschaftlichkeit und statische Klarheit.

Selbstverständlich müssen auch bei Schweißverstärkungen die Grundsätze für bauliche Durchbildung von Stahlbauwerken (G E) sinngemäß Anwendung finden, ebenso auch das, was etwa über Verstärkung stählerner Brücken in den Reichsbahnvorschriften (B E) gesagt ist.

Ein anderer, nicht zu vernachlässigender Punkt ist der ästhetische. Man soll ansehnliche und sich in die Landschaft einfügende Brücken nicht derart verstärken, daß sie sich als geflickte Bauwerke darbieten. Dieser Eindruck tritt bei den eingangs erwähnten Brücken durch die nicht zu billigende technische Ausführung der Schweißarbeit deutlich in Erscheinung. Auch aus diesem Grunde schien es im Interesse der Schweißtechnik geboten, dagegen Stellung zu nehmen.

Ingenieur Fitz, Dresden.

INHALT: Probebelastung des Dachbinders vom Kino Mainzer Landstraße 155 in Frankfurt a. M. — Der Umbau der Filmateliers 3 u. 4 der Universum-Film A.-G., Berlin-Tempelhof. — Verschiedenes: Das höchste Bauwerk der Welt. — Zur Verstärkung genieteter Stahlkonstruktionen durch Lichtbogenschweißungen.

Für die Schriftleitung verantwortlich: Geh. Regierungsrat Prof. A. Hertwig, Berlin-Charlottenburg.
Verlag von Wilhelm Ernst & Sohn, Berlin W 8.
Druck der Buchdruckerei Gebrüder Ernst, Berlin SW 68.