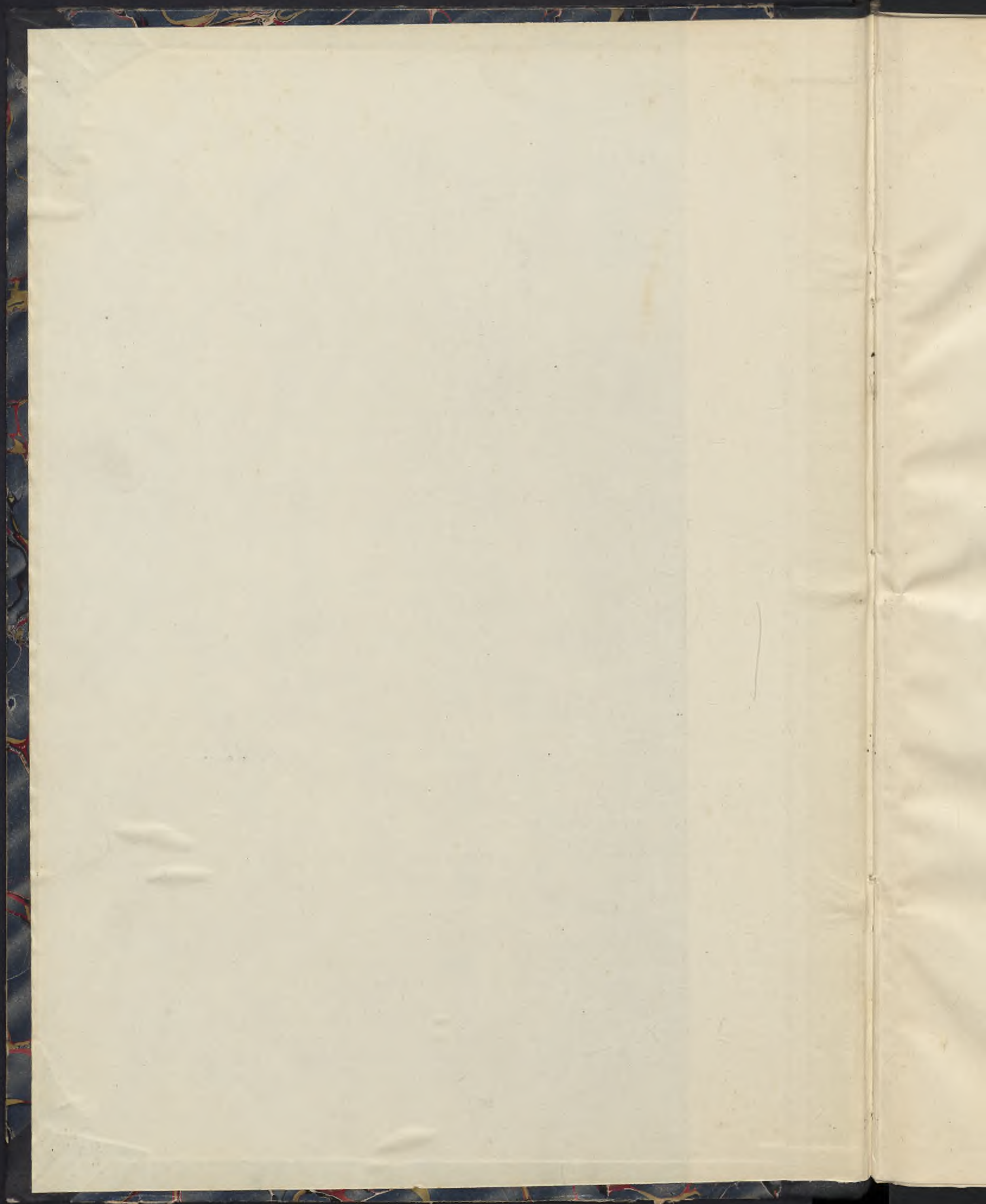


Der
Stahlbau

1932

678.



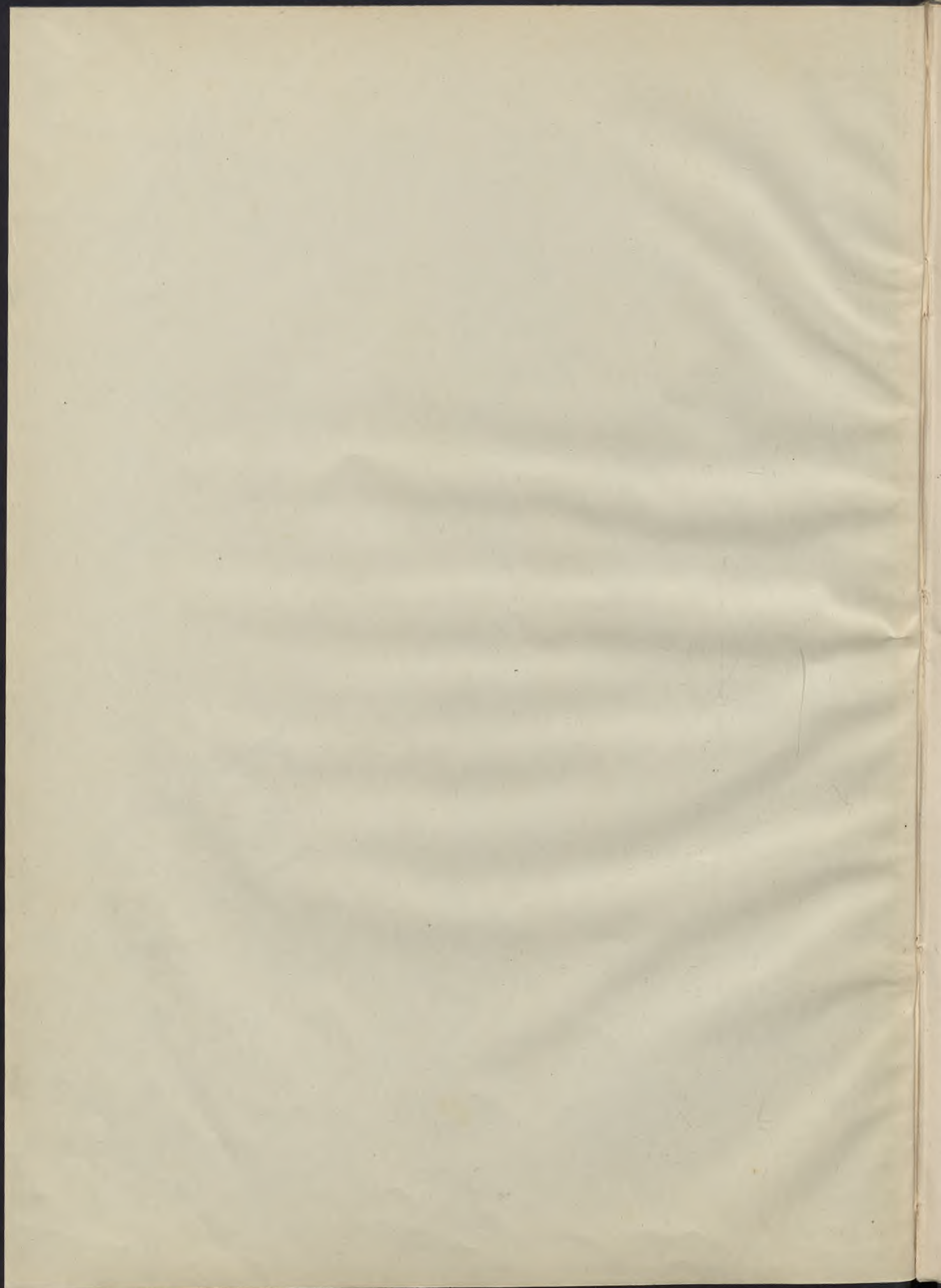
~~BIBLIOTEKA KATEDRY
ŻELBETNICTWA POLITECHNIKI
GDAŃSKIEJ~~

~~Nr. inw. III/678.~~

~~Techn.Hochschule
zu Danzig.~~

~~Lehrstuhl für Statik
und Eisenbetonbau~~

~~Inv. No. 171~~



III 0911

DER STAHLBAU

Beilage zur Zeitschrift

DIE BAUTECHNIK

Fachschrift für das gesamte Bauingenieurwesen

Schriftleitung:

Dr.-Ing. **A. Hertwig**, Geh. Regierungsrat, Professor an der Technischen Hochschule Berlin

Professor **W. Rein**, Breslau, Technische Hochschule

5. Jahrgang

1932

Mit 607 Textabbildungen

Alle Rechte vorbehalten — Nachdruck verboten

~~BIBLIOTEKA KATEDRY
ŻELBETNICTWA POLITECHNIKI
GDAŃSKIEJ~~

~~Nr. inw. III/678~~



~~Techn.Hochschule
zu Danzig.
Lehrstuhl für Statik
und Eisenbetonbau
Inv.No. B79~~

Berlin 1932

Verlag von Wilhelm Ernst & Sohn

Inhalts-Verzeichnis des 5. Jahrganges, 1932.

Sachverzeichnis.

	Seite		Seite		Seite
Bahnsteighalle , Eine geschweißte —	52	Fabrikgebäude , Bunker- und Stahlkonstruktion einer Erzzerkleinerungsanlage	167	Kranschiene , Eine neuartige —	120
Behälter , Stahlhochbehälter mit geringer Bauhöhe	182	— Die neue Fabrikanlage der Hille-Werke A.-G. in Dresden-Reick	202	Maste , Das schraubenförmige Knicken der Eckpfosten von Gittermasten	81
— Montage eines Wasserbehälterdaches mittels Schwimmkörper	128	— Die Stahlkonstruktion zum Neubau Peugeot in Paris-La Garenne (Automobilfabrik)	169	— Die Berechnung von rechteckigen Leitungsmasten auf Verdrehen	189
Biegung und Knickung , Näherungsverfahren für die — eines geraden Stabes bei Überschreiten der Eulerlast	155	— Neuere Stahlbauten in Frankreich	167	— Geschweißte Stahlrohrmaste	6
Brandversuche , Bericht über — mit ummantelten Stahlstützen und Stahlträgern	153	— Neues Kesselhaus einer Zellulosefabrik	31	Momentenausgleich , Der — in den Endfeldern von durchlaufenden Trägern	134
Brücken , Bogenbrücken mit mehreren Öffnungen und die Verwendung elastischer Zugbänder zur Entlastung der Zwischenpfeiler	97	— Tafelglasfabrik nach dem Fourcault-Ziehverfahren in Weiden (Oberpfalz)	46	Montagekran für das Schiffshebewerk Niederfinow	129
— Brückenverstärkung durch Lichtbogenschweißung	175	— Umbau eines Kesselhauses unter Aufrechterhaltung des Betriebes	87	Nietverbindungen , Dauerversuche mit —	65
— Die Eistalbrücke auf der Linie Enkenbach—Eisenberg	173	Feuersicherheit , Bericht über Brandversuche mit ummantelten Stahlstützen und Stahlträgern	153	Plastizität , Rechnerische Untersuchungen über die Größe des Fließbereiches in stählernen Durchlaufbalken unter Berücksichtigung des Momentenausgleiches	105
— Die ersten geschweißten Brücken in England	176	— Einige Bemerkungen zu der Frage der — von Stahlskelettbauten	60	— Berichtigung	160
— Die größte Straßenbrücke Griechenlands	192	Film- und Tonfilmateliers , Der Umbau der Filmateliers 3 und 4 der Universum-Film-A.-G., Berlin-Tempelhof	38	— Der Momentenausgleich in den Endfeldern von durchlaufenden Trägern	134
— Eine vollständig geschweißte Straßenbrücke in Pilsen	142	Fördergerüste , Statisch bestimmte und unbestimmte Fördergerüst-Konstruktionen	100	— Über die Auswirkung der „Selbsthilfe“ des Baustahls in rahmenartigen Stabwerken	121
— Geschweißte Blechträger-Straßenbrücke	89	Fundamente , Die Berechnung abgestufter Blockfundamente für Freileitungsmaste	149	Postgebäude , Geschweißte Stahlkonstruktion für eine Ortspackkammer	78
— Neubau der Oderdeichbrücke bei Fürstenberg	113	— Zur Frage der Berechnung abgestufter Blockfundamente	198	— Die Erweiterungsbauten der Reichspost in Berlin-Schöneberg	109
— Räumlich gekrümmte Stahlbrücken	130	Garagen , Großgarage der Wertheim-Grundstücks G. m. b. H., Berlin	103	Prozeßkosten , Wie spart man — ?	48
— Stahlbauten auf Bahnhof Neu-Bentschen	9	Gerichtskostenvorschuß , Befreiung vom —	152	Quersteifigkeit , Die — von Skelettbauten	17
— Werkstoffuntersuchungen an der Hamburger Baakenbrücke	193	Hallen , Die neue Hochspannungshalle der Technischen Hochschule Dresden	157	Rahmenstäben , Zur Berechnung von —	201
— Wiederherstellung einer gesprengten Straßenbrücke	80	— Neuere vollständig geschweißte Stahlkonstruktionen	23	Raumfachwerke , Zur Berechnung statisch unbestimmter — (Zellwerke)	1, 11
Bunker , Großbunkeranlage für 20000 t Kohle — und Stahlkonstruktion einer Erzzerkleinerungsanlage	17	— s. a. u. Kesselhäuser		Rostschutz , Rostfreier Stahl	64
Bürogebäude , Bemerkenswerte Londoner Stahlskelettbauten	88	Hochhäuser , Bemerkenswerte Londoner Stahlskelettbauten	88	Schiffshebewerk , Montagekran für das — Niederfinow	129
— Bürohaus Potsdamer Straße 141	175	— Das höchste Bauwerk der Welt	39	Schornsteine , Stählerne Fabrik- —	135
— Das Hochhaus der Allgemeinen Bankvereinigung in Antwerpen	112	— Das Hochhaus der Allgemeinen Bankvereinigung in Antwerpen	112	Schweißung , Aus Dauerversuchen mit Lichtbogenschweißungen	177
— Das neue Berliner Bürohaus der Iduna-Germania - Versicherungsgesellschaft, Stettin	91	— Die Wirkungen der Explosionskatastrophe im State Office Building in Columbus (Ohio, U. S. A.)	120	— Bemerkungen zu § 10/2 der neuen Schweißvorschriften	15
— Der Stahlbau des neuen Verwaltungsgebäudes der Allgemeinen Ortskrankenkasse in Berlin	73	— Schwingungserscheinungen an amerikanischen Hochhäusern	152	— Brückenverstärkung durch Lichtbogenschweißung	175
— Neubau des Geschäftshauses der Deutschen Bau- und Bodenbank AG., Berlin, Taubenstraße	96	— Viersseitige Rahmen für ein Hochhaus in Dayton, Ohio	208	— Das neue Normblatt DIN 1912 für schweißtechnische Zeichen	127
— Stahlskelett für den Geschäftshausneubau Jos. Schaefels, Krefeld	163	— Windversteifung und Windverteilung bei amerikanischen Wolkenkratzern	54	— Das Stahlskelett der Kreuzkirche in Osnabrück-Schinkel	205
— Stahlskelett für ein Hochhaus und Tonfilmtheater in Köln	185	Jugendheime , Das Heim der jüdischen Jugend in Essen	56	— Die ersten geschweißten Brücken in England	176
Dauerversuche mit Nietverbindungen	65	Kesselhäuser , Neues Kesselhaus einer Zellulosefabrik	31	— Eigenartige Stützenverstärkungen	168
D. H. V. , Das neue Verbandsheim des — in Essen	176	— Umbau eines Kesselhauses unter Aufrechterhaltung des Betriebes	87	— Eine geschweißte Bahnsteighalle	52
Empire State Building , Das höchste Bauwerk der Welt	39	Kirchen , Das Stahlskelett der Kreuzkirche in Osnabrück-Schinkel	205	— Eine neuartige Ausführung geschweißter Dachbinder	192
Erweiterungsbauten , Die — der Reichspost in Berlin-Schöneberg	109	Knickung , Näherungsverfahren für die Biegung und — eines geraden Stabes bei Überschreiten der Eulerlast	155	— Eine vollständig geschweißte Straßenbrücke in Pilsen	142
Explosion , Verhalten der Stahlkonstruktion und der Steineisendecken bei einer —	29	— Zur Berechnung von Rahmenstäben	201	— Entwurf eines geschweißten Rahmenbinders	165
Explosionskatastrophe , Die Wirkungen der — im State Office Building in Columbus (Ohio, USA.)	120	Krane , Montagekran für das Schiffshebewerk Niederfinow	129	— Geschweißte Blechträger-Straßenbrücke	89

B-ka GPG
 DIR-397/191
 5

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 ge-
samte Bauingenieurwesen

Preis des Jahrganges 10 RM und Postgeld

5. Jahrgang

BERLIN, 23. Dezember 1932

Heft 26

Alle Rechte vorbehalten.

Zur Berechnung von Rahmenstäben.

Von Dr.-Ing. Petermann, a. o. Professor an der Technischen Hochschule Berlin.

In einem unter gleicher Überschrift im Stahlbau 1931, Heft 19, erschienenen Aufsatz war für die größte Querkraft eines mit P einseitig belasteten zweiteiligen Druckstabes im Augenblick des Ausweichens die Formel (10) abgeleitet worden:

$$Q = (\sigma_S F - P) \frac{h}{l} \cdot \alpha \cdot \sin \alpha.$$

Hierin ist

σ_S die Streckgrenze,
 F der Gesamtquerschnitt des Stabes,
 h der Schwerpunktabstand der Gurtungen,
 l die Stablänge,
 $\alpha = \frac{\pi}{2} \sqrt{\frac{P}{P_E}}$,
 P_E die Eulerlast.

Vorausgesetzt war, daß die Last P an einem Hebelarm a angreift, der so groß ist, daß die Spannung des Einzelstabes in Stabmitte die Knickspannung erreicht. Für diese war in Anlehnung an die Knickspannungslinie der Reichsbahn die Streckgrenze eingeführt worden, da der Schlankheitsgrad des Einzelstabes in praktischen Fällen immer unter 60 liegt.

Die Querkraft ist eine Funktion von zwei Veränderlichen, der Last P und des Hebelarmes a , von denen die zweite mit Hilfe der Bedingung eliminiert wurde, daß die Spannung des Einzelstabes in Stabmitte die Knickspannung bzw. die Streckgrenze erreicht. Die Ermittlung des Größtwertes von $Q = f(P)$ auf analytischem Wege war nicht möglich, da die Nullsetzung des Differentialquotienten zu einer Gleichung führt, die nicht nach P auflösbar ist. Zahlenrechnungen für zwei Stäbe verschiedenen Schlankheitsgrades — $\lambda \approx 50$ und $\lambda \approx 100$ — hatten ergeben, daß Q_{\max} auftritt bei einer Last $P \approx 0,45 \sigma_S F$. Unter Einführung dieses Wertes waren dann die Formeln (13), (16) und (17) abgeleitet worden, die für Stäbe des unelastischen Bereichs brauchbare Werte liefern.

Für Stäbe des elastischen Bereichs führt aber die Annahme von $P = 0,45 \sigma_S F$ zu Werten, die sich mit steigendem Schlankheitsgrade der Eulerlast stark nähern und sie schon bei $\lambda = 140$ überschreiten, also unbrauchbar sind. Es empfiehlt sich deshalb nicht, P als Funktion von $\sigma_S F$ einzuführen, sondern als Funktion von P_{zul} , der zulässigen Belastung des Stabes.

Bezeichnet man in Übereinstimmung mit der Bezeichnung der Reichsbahn mit

λ_y den Schlankheitsgrad für die stofffreie Achse (früher mit λ_1 bezeichnet),
 λ_1 den Schlankheitsgrad des Einzelstabes (früher λ),
 $\lambda_i = \sqrt{\lambda_y^2 + \lambda_1^2}$ den „ideellen“ Schlankheitsgrad für die stofffreie Achse nach Engeßer (früher λ_0),

dann wird

$$P_E = \frac{\pi^2 E F}{\lambda_i^2}.$$

Setzt man nun

$$P = \mu P_{zul} = \mu \cdot \frac{F \sigma_{zul}}{\omega_i},$$

dann wird

$$\alpha = \frac{\pi}{2} \sqrt{\frac{\mu F \sigma_{zul} \lambda_i^2}{\omega_i \pi^2 E F}} = \frac{\lambda_i}{\sqrt{\omega_i}} \cdot \gamma,$$

mit

$$\gamma = \sqrt{\frac{\mu \sigma_{zul}}{4 E}}$$

und die Querkraft beim Bruch

$$Q_B = \left(\sigma_S F - \frac{\mu F \sigma_{zul}}{\omega_i} \right) \frac{h}{l} \cdot \alpha \cdot \sin \alpha.$$

Für $\frac{h}{l}$ kann man angenähert $\frac{2}{\lambda_y}$ setzen und erhält dann die Querkraft beim Bruch in Hundertteilen der zulässigen Druckkraft aus:

$$Q_B = \frac{p_B}{100} \cdot \frac{F \sigma_{zul}}{\omega_i}$$

zu

$$(I) \quad p_B = \frac{200}{\lambda_y} (\beta \omega_i - \mu) \alpha \cdot \sin \alpha$$

mit

$$\beta = \frac{\sigma_S}{\sigma_{zul}}$$

Diese Formel gilt, streng genommen, nur für Schlankheitsgrade, bei denen die Spannung des Einzelstabes die Streckgrenze erreicht. Bei höheren Schlankheitsgraden, bei denen das im Augenblicke des Ausknickens nicht der Fall ist, bewegt man sich bei ihrer Anwendung zweifellos auf der sicheren Seite.

Für den elastischen Bereich läßt sich der Ausdruck für α vereinfachen.

Hier ist

$$\begin{aligned} \alpha &= \frac{\lambda_i}{\sqrt{\omega_i}} \sqrt{\frac{\mu \sigma_{zul}}{4 E}} \\ &= \lambda_i \sqrt{\frac{\sigma_{zul}}{\sigma_S} \cdot \frac{\mu \sigma_{zul}}{4 E}} = \lambda_i \sqrt{\frac{\pi^2 E}{3,5 \lambda_i^2} \cdot \frac{\mu}{4 E}} \\ \alpha &= \frac{\pi}{\sqrt{14}} \sqrt{\mu} = 0,8396 \sqrt{\mu}. \end{aligned}$$

Zahlenrechnungen für St 37 und 52 und λ_i -Werte von 50, 75, 100 und 150 haben ergeben, daß max Q für $\lambda_i = 50$ etwa bei $\mu = 1$ auftritt, für höhere Schlankheitsgrade bei höheren μ -Werten.

Der Fall der achsrechten Belastung, der reine Knickfall, ist ein Stabilitäts- und kein Biegeproblem. Der Stab bleibt gerade bis zum Erreichen der Knicklast, und erst wenn diese überschritten wird, treten Durchbiegungen auf, die schon bei der geringsten Überschreitung der Knicklast sehr erhebliche Werte erreichen. Beim Beginn des Ausknickens ist der Stab noch gerade, die Querkraft also gleich Null. Man kann daher eigentlich nicht von einer „Querkraft beim Ausknicken“ reden und verlangen, daß die Theorie eine solche liefert. Man hat aber, wenn man zur Berechnung der Bindebleche eine Formel erhalten will, zwei Möglichkeiten: Man nimmt entweder einen Hebelarm von bestimmter Größe an und läßt die Kraft wachsen, oder man nimmt die Größe der Kraft an und läßt den Hebelarm wachsen, bis die Spannung des Einzelstabes die Knickspannung erreicht.

Hier wird der letztere Weg vorgeschlagen, da meist der Hebelarm der Last unbekannt ist, und empfohlen, die Last $P = P_{zul}$, also $\mu = 1$ zu setzen. Über den dieser Annahme entsprechenden Hebelarm muß man sich natürlich Klarheit verschaffen, um beurteilen zu können, ob er die in Wirklichkeit zu erwartenden Werte über- oder unterschreitet.

Mit $\mu = 1$ geht Formel I für das unelastische Bereich über in:

$$(II) \quad p_B = \frac{200}{\lambda_y} (\beta \omega_i - 1) \alpha_1 \cdot \sin \alpha_1$$

mit

$$\alpha_1 = \frac{\lambda_i}{\sqrt{\omega_i}} \gamma_1 \quad \text{und} \quad \gamma_1 = \sqrt{\frac{\sigma_{zul}}{4 E}}$$

Für das elastische Bereich lautet sie

$$p_B = \frac{200}{\lambda_y} (\beta \omega_i - 1) 0,8396 \cdot \sin 0,8396$$

$$(III) \quad p_B = \frac{125}{\lambda_y} (\beta \omega_i - 1).$$

Die Größen p_B stellen die Querkraft beim Bruch in Hundertteilen der zulässigen Druckkraft dar. Will man die Bindungen nach der zulässigen Spannung berechnen und nimmt man an, daß der Bruch beim Erreichen der Streckgrenze auftritt, dann erhält man die entsprechenden

Werte p_{zul} durch Multiplikation der p_B mit $\frac{\sigma_{zul}}{\sigma_S}$.

Tafel 1. p_B und p_{zul} für St 37.

λ_i	ω_i	$\lambda_1 = 30$		$\lambda_1 = 40$		$\lambda_1 = 50$		$\lambda_1 = 60$	
		p_B	p_{zul}	p_B	p_{zul}	p_B	p_{zul}	p_B	p_{zul}
40	1,102	1,56	0,91						
50	1,169	1,68	0,98	2,25	1,31				
60	1,262	1,96	1,15	2,28	1,33	3,08	1,80		
70	1,394	2,33	1,36	2,57	1,50	3,01	1,76	4,09	2,38
80	1,586	2,78	1,62	2,98	1,74	3,30	1,93	3,90	2,27
90	1,878	3,33	1,94	3,50	2,04	3,77	2,20	4,21	2,45
100	2,365	4,00	2,33	4,16	2,43	4,41	2,57	4,77	2,78
110	2,861	4,61	2,69	4,76	2,78	4,98	2,91	5,29	3,09
120	3,404	5,20	3,03	5,34	3,12	5,54	3,23	5,82	3,39
130	3,995	5,78	3,37	5,91	3,45	6,09	3,55	6,34	3,70
140	4,634	6,35	3,70	6,47	3,77	6,64	3,87	6,86	4,00
150	5,319	6,91	4,03	7,02	4,09	7,18	4,19	7,38	4,31
160	6,052	7,46	4,35	7,56	4,41	7,71	4,50	7,90	4,61
170	6,832	8,00	4,67	8,10	4,73	8,24	4,81	8,42	4,91
180	7,660	8,54	4,98	8,64	5,04	8,77	5,12	8,94	5,21
190	8,535	9,08	5,30	9,17	5,35	9,29	5,42	9,45	5,51
200	9,457	9,62	5,61	9,70	5,66	9,82	5,73	9,97	5,81

In Tafel 1 und 2 sind die Größen p_B und p_{zul} für St 37 und St 52 für Schlankheitsgrade λ_i des Gesamtstabes bis 200 und für Schlankheitsgrade λ_1 des Einzelstabes von 30, 40, 50 und 60 zusammengestellt.

Der Hebelarm δ_1 in Stabmitte ist beim Bruch

$$\delta_1 = \left(\sigma_S - \frac{P}{F} \right) \frac{W}{P}$$

und ergibt sich mit $P = \mu \frac{F \sigma_{zul}}{\omega_i}$ und $W = \frac{F h}{2}$

$$\delta_1 = \left(\frac{\sigma_S}{\sigma_{zul}} \omega_i - \mu \right) \frac{h}{2 \mu}$$

für $\mu = 1$ zu

$$\delta_1 = \left(\frac{\sigma_S}{\sigma_{zul}} \omega_i - 1 \right) \frac{h}{2}$$

Alle Rechte vorbehalten.

Die neue Fabrikanlage der Hille-Werke A.-G. in Dresden-Reick.

Von Dr.-Ing. e.h.r. Hans Schmuckler, Berlin-Frohnau, Beratender Ingenieur für Stahlbau und Schweißtechnik.

Allgemeines.

Die neue Fabrikanlage der Hille-Werke stellte für Bauherrn, Architekten und Bauingenieur insofern eine Aufgabe von besonderem Reiz dar, weil hierbei, aus dem Zweck heraus, eine Lösung erreicht werden konnte, die allen Anforderungen entsprach.

Nachdem die betriebs-technischen Vorstudien von dem Direktor der Hille-Werke, Herrn Dr.-Ing. Mehner, durchgeführt waren und der Maschinen-aufstellungsplan sowie der Fabrikationsvorgang in jeder Beziehung klar war, konnte in zwei eingehenden Besprechungen zwischen Dr. Mehner, dem Architekten Hans Richter, Dresden, und dem Verfasser der Entwurf der Hallenanlage festgelegt werden.

Die Fabrikanlage (vgl. Abb. 1) umfaßt im ersten Ausbau 14 500 m², wäh-

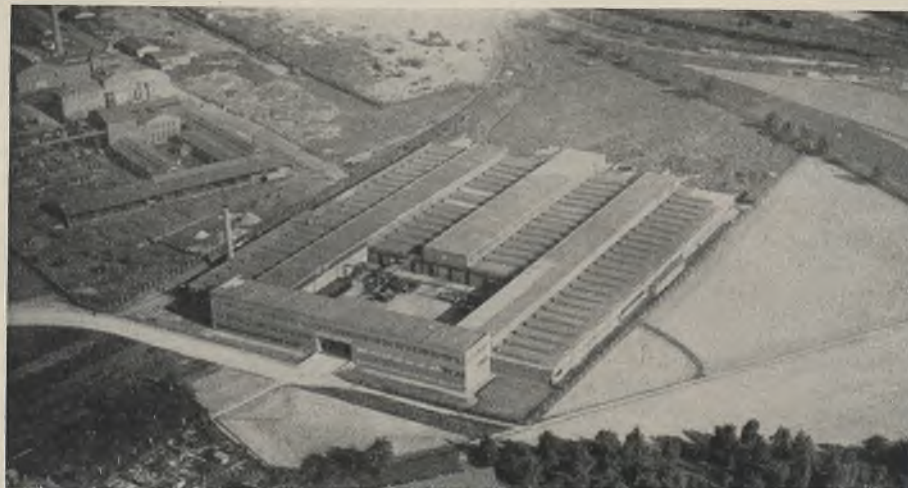


Abb. 1. Luftbild der Fabrikanlage mit Verwaltungsgebäude.

Tafel 2. p_B und p_{zul} für St 52.

λ_i	ω_i	$\lambda_1 = 30$		$\lambda_1 = 40$		$\lambda_1 = 50$		$\lambda_1 = 60$	
		p_B	p_{zul}	p_B	p_{zul}	p_B	p_{zul}	p_B	p_{zul}
40	1,130	2,36	1,38						
50	1,219	2,56	1,49	3,42	1,99				
60	1,349	3,01	1,75	3,49	2,04	4,71	2,74		
70	1,543	3,61	2,10	3,97	2,32	4,66	2,72	6,33	3,69
80	1,850	4,37	2,55	4,67	2,73	5,19	3,02	6,12	3,57
90	2,390	5,35	3,12	5,63	3,28	6,06	3,54	6,77	3,95
100	3,546	6,66	3,88	6,93	4,04	7,33	4,28	7,94	4,63
110	4,291	7,51	4,38	7,75	4,52	8,11	4,73	8,62	5,03
120	5,107	8,34	4,87	8,57	5,00	8,89	5,18	9,33	5,44
130	5,993	9,16	5,35	9,37	5,47	9,66	5,63	10,05	5,86
140	6,951	9,98	5,82	10,17	5,93	10,44	6,09	10,79	6,29
150	7,979	10,78	6,29	10,96	6,39	11,21	6,54	11,53	6,72
160	9,078	11,58	6,75	11,75	6,85	11,98	6,99	12,27	7,16
170	10,249	12,38	7,22	12,54	7,31	12,75	7,44	13,02	7,60
180	11,490	13,17	7,68	13,32	7,77	13,52	7,88	13,77	8,03
190	12,802	13,96	8,14	14,10	8,22	14,28	8,33	14,52	8,47
200	14,185	14,74	8,60	14,87	8,68	15,05	8,78	15,28	8,91

Der entsprechende Hebelarm am Stabende ist

$$a = \delta_1 \cdot \cos \alpha = \left(\frac{\sigma_S}{\sigma_{zul}} \omega_i - 1 \right) \frac{h}{2} \cdot \cos \alpha$$

$$= x \cdot h$$

mit $x = (\beta \omega_i - 1) \frac{\cos \alpha}{2}$.

Tafel 3. x -Werte für St 37.

λ_i	x	λ_i	x
40	0,39	130	1,95
50	0,42	140	2,32
60	0,45	150	2,71
70	0,50	160	3,13
80	0,59	170	3,58
90	0,73	180	4,05
100	1,02	190	4,55
110	1,30	200	5,08
120	1,61		

In Tafel 3 sind die Werte x für St 37 und Schlankheitsgrade bis 200 zusammengestellt. Für St 52 sind sie fast durchweg höher, im elastischen Bereich um $\sim 50\%$. Sie liegen zum großen Teile weit über den sonst bei Überschlags-rechnungen üblichen Annahmen, so daß die Rechnung nach den Formeln II und III durchaus sicher erscheint. Da die sich nach diesen Formeln ergebenden Werte p ferner niedriger sind als die, die sich nach einigen neueren Vorschlägen ergeben, dürfte es sich empfehlen, die Bindungen von Rahmenstäben nach ihnen zu berechnen.

Wünschenswert wäre die Prüfung der Formeln durch einige Druckversuche mit einseitiger Belastung, bei denen die auftretende Querkraft aus den Formänderungen zu ermitteln wäre.

Dadurch, daß bei diesem Bau Bauherr, Architekt und Bauingenieur vom ersten Zeichenstrich an zusammen arbeiten konnten, wurde eine Fabrikanlage geschaffen, die allen Anforderungen des Betriebes, der Wirtschaftlichkeit, der Bauerstellung, der Unterhaltung und den ästhetischen Anforderungen in jeder Beziehung genügt. Irgendwelche „künstlerischen“ Zugaben wurden ausgeschlossen. Die äußere Erscheinung, sowohl des Verwaltungsgebäudes als auch der Fabrikhallen, entspricht jedoch einer guten, neuzeitlichen Sacharchitektur.

Die Gestaltung des Querschnitts (Abb. 2) ergab sich zwangsläufig durch folgende Erwägungen:

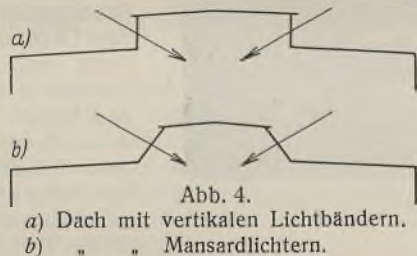
Alle Bearbeitungsmaschinen sollten jeweils in 20 m breiten Bearbeitungshallen zu beiden Seiten von Kranhallen angeordnet werden. In den Kranhallen erfolgt der Zusammenbau der Maschinen und deren Abtransport. Für die kleineren Bearbeitungsmaschinen wurde, soweit sie aus den alten Werkstätten übernommen worden sind, von unmittelbarem elektrischen Antrieb abgesehen und Gruppenantrieb mittels Transmission gewählt, welche letztere an die Dachkonstruktion der Bearbeitungshallen angehängt werden sollte. Damit ergab sich, um eine günstige Riemenlänge zu bekommen, für diese Hallen eine lichte Höhe von 4 m und eine günstige Binderteilung von 6 m.

Da in den Bearbeitungshallen eine Zwischenstützenreihe nicht störte, so konnte die Stützweite der Dachbinder mit je 10 m angenommen werden.

Die Hallen für den Zusammenbau mußten wegen der Laufkrane größere Höhen erhalten, und zwar wurden diese Höhen bei den 12 m-Hallen C-D und I-K mit 5,55 m, bei der 15 m-Halle F-G, die gleichzeitig als Verladehalle dienen sollte, mit 5,91 m bis Kranbahn-Oberkante festgelegt.

Belichtung.

Für die Belichtung ergaben sich in bezug auf die niedrigen Bearbeitungshallen, die zwischen den höheren Zusammenbauhallen gelegen sind, zwangsläufig sattelförmige Oberlichter, die in 3,4 m Breite in jedem zweiten Binderfeld angeordnet wurden, nachdem eingehende Studien diese Anordnung als ausreichend erscheinen ließen. Wie Abb. 3 zeigt, ergibt sich durch diese Anordnung trotz des verhältnismäßig großen Mittenabstandes der Oberlichter von 12 m eine gute Lichtverteilung und eine unmittelbare Belichtung sämtlicher Arbeitsplätze.



Für die Zusammenbauhallen verblieben oberhalb der Bearbeitungshallen genügend hohe vertikale Lichtbänder, welche gleichfalls nach eingehenden Studien als für die Belichtung ausreichend festgestellt wurden.

Bei diesen Zusammenbauhallen konnte demzufolge von der Anordnung besonderer Oberlichter Abstand genommen werden. Auf diese Weise ergab sich aus den Betriebserfordernissen heraus der Querschnitt der Hallenanlage gemäß Abb. 2, welcher auch den Wünschen des Architekten in jeder Hinsicht entsprach.

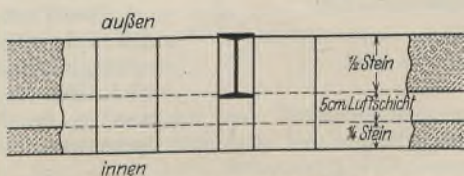


Abb. 5. Ausmauerung der Fabrikhallen.

Für die Bemessung der Größe der Lichtflächen spielte die Frage der Heizung eine große Rolle. Jede überflüssige Ausdehnung der Oberlichtanlagen mußte vermieden werden. In dieser Beziehung wird sowohl bei Fabrikhallen als auch bei anderen Anlagen häufig des Guten zuviel getan.

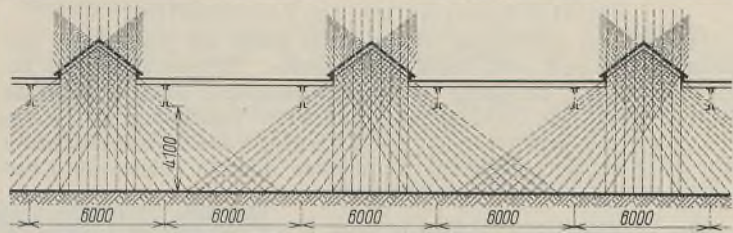


Abb. 3. Lichtverteilung in den Bearbeitungshallen.

Es kommt nicht allein auf genügend große Lichtflächen, sondern in gleichem Maße darauf an, daß diese richtig angeordnet werden. Häufig wird die Forderung einer gesamten Glasfläche von 45 bis 50% gestellt, die weit über das Maß des Erforderlichen hinausgeht. Bei richtiger Anordnung der Oberlichter genügen im allgemeinen bei nicht zu niedrigen Hallen 25%, die Verfasser auch für die Anlage der Hille-Werke in Vorschlag brachte. Zur Sicherheit wurden indessen vom Bauherrn 35% der Grundfläche in Aussicht genommen, die sich wie folgt verteilen:

sattelförmige Oberlichter der Bearbeitungshallen	2700 m ²
bei 9600 m ² Grundfläche der Bearbeitungshallen (d. i. 28%)	
vertikale Lichtbänder der Zusammenbauhallen	1840 "
bei 4900 m ² Grundfläche der Zusammenbauhallen (d. i. 37%)	
Lichtbänder in den Umfassungswänden	634 "
bei 14 500 m ² Hallengrundfläche	5174 m ² .

Der Durchschnitt der Lichtflächen ist demnach 35 1/2% der Hallengrundfläche. Lichtbänder und Oberlichter sind kittlos mit Glasdeckschienen (Eberspächer) ausgeführt und haben sich vorzüglich bewährt. Die Fabrikanlage ist seit 1928 im Betrieb, und die Belichtung hat sich als sehr reichlich erwiesen, so daß man mit 25% Oberlichtfläche hätte auskommen können. In bezug auf die vertikalen Lichtflächen wird von den Oberlichtfirmen häufig der Einwand gemacht, daß sie weniger wirksam seien als die sattelförmigen oder Lichtflächen in Dachwalmen, und es wird dabei auf theoretische Ermittlungen hingewiesen, welche diese Auffassung bestätigen sollen. Gegen diese Theorie sollen Einwände nicht erhoben werden, dagegen erscheinen die daraus gezogenen Schlußfolgerungen nicht richtig. Vielfach wird übersehen, daß es nicht allein auf das einfallende Himmelslicht ankommt, sondern, besonders bei den vertikalen Lichtbändern, auch auf das von der Unterseite der Dacheindeckungsfläche reflektierte Licht, dessen Wirkung durch Weißen der Dachunterseite noch erhöht werden kann. Ferner wird bei den theoretischen Betrachtungen übersehen, daß die schrägliegenden Oberlichtflächen durch Rauch und Ruß von innen und außen schnell verschmutzen und daß deren Lichtdurchlässigkeit ferner im Winter durch Schnee-Eindeckung stark beeinträchtigt werden kann. In dieser Hinsicht sind die vertikalen Lichtbänder den geneigten Oberlichtflächen weit überlegen. Außerdem können vertikale Lichtbänder von den massiven Dachflächen aus sehr leicht innen und außen gereinigt werden.

Der Verschmutzungsfaktor muß selbstverständlich bei Bemessung der Lichtflächen berücksichtigt werden. Saubere Betriebe in rußfreier Gegend können mit geringeren Lichtflächen auskommen als solche in rußhaltiger Luft und solche, bei denen der Betrieb verschmutzende Bestandteile absondert. Außerdem sei auf den Vorteil vertikaler Lichtflächen in ästhetischer Beziehung hingewiesen, ein Querschnitt nach Abb. 4a mit seiner klaren Umrißform ist zweifellos dem nach Abb. 4b vorzuziehen. Für die Richtigkeit des in bezug auf die vertikalen Lichtflächen Gesagten spricht nicht nur der Erfolg bei der Hilleschen Fabrikanlage, sondern auch die sehr gute Belichtung der Baumesshalle 19 in Leipzig¹⁾, die mit ihren ausschließlich vertikalen Lichtflächen allen anderen Leipziger Messhallen überlegen ist.

Dacheindeckung: Auch für die Dacheindeckung wurden zunächst mit verschiedenen Baustoffen Wirtschaftlichkeitsberechnungen über die Ausführungs-, Unterhaltungs- und Heizungskosten durchgeführt. Dabei waren, wie bei den Oberlichtern, die Heizungskosten ausschlaggebend, denn die große Dachfläche ist in bezug auf ihre wärmeableitende Wirkung von größerem Einfluß als die Umfassungswände. Alle Forderungen hinsichtlich der Dacheindeckung wurden von stahlarmierten Bimsbetonhohlplatten am besten erfüllt. Auch die Dachrinnen sind in Bimsbeton ausgeführt, und dadurch sind die Mängel vermieden, die bei Blechrinnen oft beobachtet werden. Das gesamte Gewicht der Dacheindeckung einschließlich Dachpappe ist 78 kg/m². Die Umfassungswände der Fabrikhallen sind in Stahlfachwerk mit 1/2 Stein starker Ausmauerung ausgeführt worden, welche innen zwecks besseren Wärmeschutzes und zur Abhaltung von Feuchtigkeit nach Abb. 5 eine zweite Wandschale von etwa 7 cm Stärke mit einem Luftzwischenraum von 5 cm erhielt.

¹⁾ Schmuckler, Z. d. VdI 1928.

Abb. 2. Querschnitt durch die Fabrikhallen.

Nach den sächsischen Gewerbeolizeivorschriften sind $\frac{1}{2}$ Stein starke Wände für Fabrikbauten wegen der Gefahr der Durchfeuchtung nicht zugelassen. Man kann dieser Forderung eine gewisse Berechtigung nicht absprechen.

Die Stahlkonstruktion der Fabrikhallen.

Zur Zeit der Ausführung dieses Baues waren die preußischen Vorschriften in Sachsen noch nicht angenommen. Bedauerlicherweise bestanden nicht nur sächsische Baupolizeivorschriften, sondern auch die einzelnen Städte, wie Dresden, hatten besondere Vorschriften für die Berechnung von Stahlkonstruktionen. Diese Verschiedenheiten sind inzwischen durch Annahme der preußischen Vorschriften vom 25. Februar 1919 verschwunden.

Eine Verständigung mit der Dresdener Baupolizei führte zu folgenden Annahmen:

- Windbelastung: 100 kg/m²,
- zulässige Beanspruchung: 1200 kg/cm²,
- Berechnung der Knickstäbe nach Tetmajer: mit $n = 3$ für einfache, mit $n = 3,5$ für mehrteilige Stäbe.

Die Dachpfetten sind als sogenannte Patentpfetten²⁾ (Abb. 6) ausgeführt worden. Abgesehen von dem geringen erforderlichen Stahlgewicht, bestehen deren Vorteile in einer großen Steifigkeit und daher geringen Durchbiegung, sowie einer sehr einfachen Bearbeitung, welche die An-

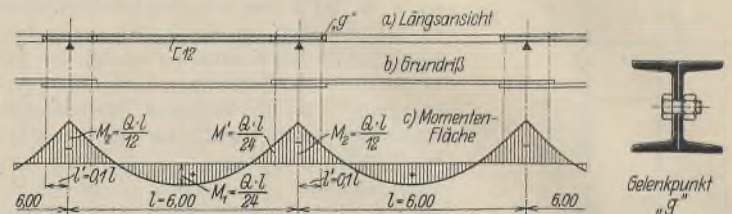


Abb. 6. Pfettenkonstruktion.

lieferung der auf Maß geschnittenen C-Profile vom Walzwerk unmittelbar zur Baustelle gestattet, da die wenigen Bohrungen an der Baustelle hergestellt werden können. Diese Pfetten haben gegenüber den Gerberpfetten noch den Vorteil, daß die Aufstellung der Dachkonstruktion von Feld zu Feld fortschreitend vorgenommen werden kann. Die Berechnung dieser Pfetten erfolgt nach dem Feldmoment $M_1 = \frac{Q \cdot l}{24}$. Über den Stützpunkten wird dem Stützmoment $M_2 = \frac{Q \cdot l}{12}$ entsprechend der Querschnitt in einfachster Weise verdoppelt, indem die vorgesehenen C-Profile Steg an Steg (□□) übereinandergreifen. Die Übergreifungslänge ergibt sich beiderseits der beiden Stützpunkte aus der Momentenfläche zu $l' = 0,1 l$ von Bolzen zu Bolzen.

Die Dachbinder der niedrigen Hallen sind einfache Fachwerkbalken von 10 m Stützweite.

Ihr Untergurt besteht aus: □□ 8, um die Anbringung der Transmissionsträger an jeder beliebigen Stelle zu ermöglichen.

Als Belastung durch die Transmission wurden 60 kg/m² zugrunde gelegt. Der Obergurt leitet die Windbelastung der Längswände bis zu den eingespannten Stützen der Hallen C—D bzw. I—K.

Die Dachbinder der hohen Hallen C—D, F—G und I—K sind Zweigelenkrahmen einfachster Bauart. Die senkrechten Rahmenstiele bestehen aus □□ 18, um für den Laufkran das erforderliche Lichtraumprofil freizulassen. Durch entsprechende Anordnung der Füllstäbe bleibt der Untergurt frei von Druckspannungen, bedarf also keiner besonderen Queraussteifung. Durch diese Rahmenbinder (Abb. 7) wird der quer zur Halle gerichtete Winddruck in Kranbahnhöhe auf die eingespannten Gitterstützen übergeleitet. Des einfacheren Transportes und der einfacheren Montage wegen ist der senkrechte Rahmenstiel sowohl an den Dachbindern als auch an den Stützen mittels 60 mm starker Gelenkbolzen angeschlossen.

Die eingespannten Stützen C, D, F, G, I, K übertragen sämtliche quergerichteten Windbelastungen; alle anderen Stützen sind als Pendelstützen, und zwar die Innenstützen aus IP 14, die Außenstützen aus □□ 14 ausgeführt worden. Auf diese Weise ist eine sehr einfache und sowohl bezüglich des Stahlgewichtes als auch der Herstellungskosten wirtschaftliche Stahlkonstruktion zur Ausführung gelangt.

Die Fachwerkgliederung der Längs- und Giebelwände ergibt sich aus Abb. 8.

Der Wind auf die Giebelwände wird durch Windträger im Dach und außerdem in den 12 und 15 m-Hallen durch Sprengwerke in Kranbahnhöhe unter Ver-

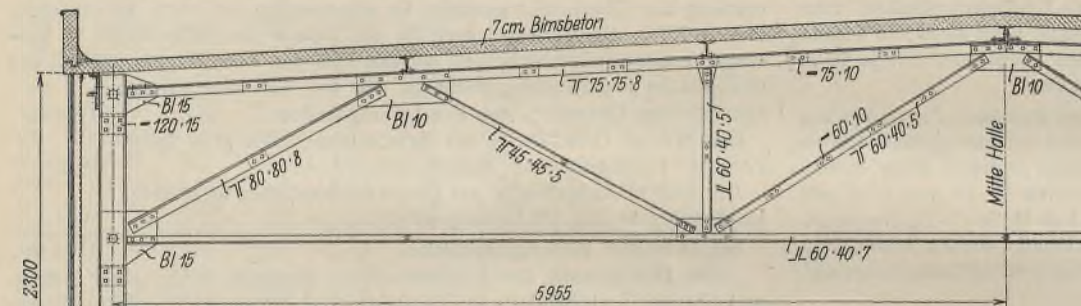


Abb. 7. Binder und Stütze der Hallen C—D und J—K.

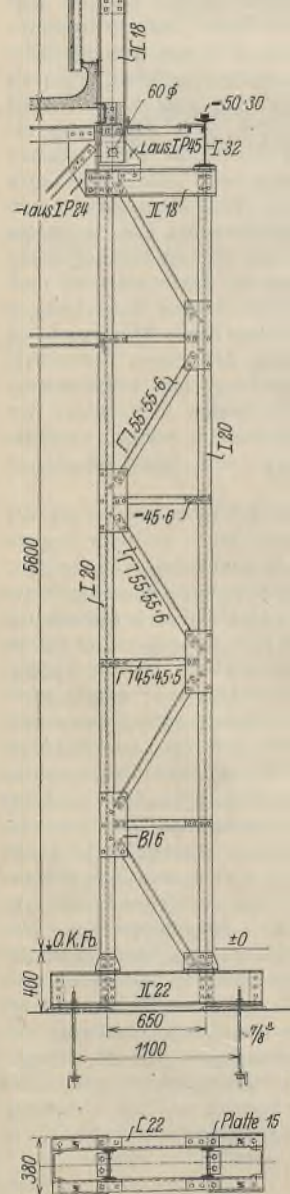


Abb. 8. Hof zwischen Verwaltungsgebäude und Fabrik.

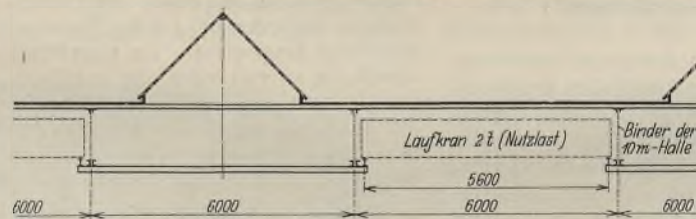


Abb. 9. Einbau von 2 t-Laufkränen in die Bearbeitungshallen.

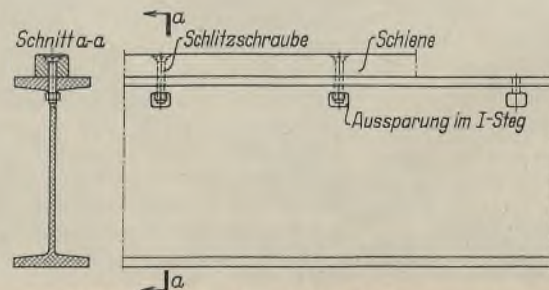


Abb. 10. Befestigung der Kranschiene.

²⁾ Das Patent ist erloschen.

mittlung der Kranbahnen in acht im Innern der Hallen angeordnete Längsportale abgeleitet.

Da die Kranbahnebene von der Portalebene waagrecht um 65 cm entfernt liegt, mußten in den Portalfeldern zwischen Kranbahnen und Portalriegeln waagerechte Verbände vorgesehen werden.

Nach Fertigstellung des Baues ergab sich in einzelnen Binderfeldern der Fabrikationshallen die Notwendigkeit, leichte Laufkrane von 2 t Tragfähigkeit, in Richtung der Binder laufend, zwischen diese Konstruktion zu bauen. Die Ausführung konnte ohne Verstärkung der Binder (weil in diesen Feldern die Transmissionsbelastung entfiel) nach Abb. 9 ausgeführt werden.

Die Ausführung der Kranbahn und ihres Anschlusses an die Stützen läßt Abb. 7 erkennen, während die Befestigung der Flachstahl-Kranschienen in Abb. 10 dargestellt ist.

Die Kranbahnen der 12 m-Halle sind für einen Kran von 3 t und einen von 5 t mit je 2 m Radstand als Träger auf drei

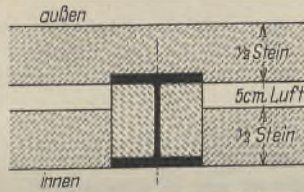


Abb. 11. Außenwände des Verwaltungsgebäudes.

Stützen berechnet worden (I 32). Ihre waagerechte Aussteifung erfolgt durch ein an den Kranträger angelegtes $\square 10$, welches für die geringen seitlichen Krankräfte genügt. In der 15 m-Halle laufen zwei Krane von 5 t bzw. 10 t Tragfähigkeit. Der über drei Stützen durchlaufende Kranträger dieser Halle besteht aus I 38 und ist gegen die waagerechten Krankräfte durch ein $\square 12$ ausgesteift worden, dessen Berechnung mit $H = \frac{1}{2} \cdot \frac{P}{10} = \frac{P}{20}$ je Rad erfolgte. Sämtliche elektrisch betriebenen Krane haben aus wirtschaftlichen Gründen keinen Führerkorb, sondern werden mit Zugketten vom Boden aus gesteuert und er-

sparen daher besondere Kranführer. — Die Fundamente der Hallen bestehen aus Beton 1:3:4.

Der Fußboden wurde aus 20 cm starkem Stampfbeton mit 3 cm starkem Zementestrich hergestellt. Die Hauptverbindungsgänge wurden mit Eisenklinkern ausgelegt.

Das Verwaltungsgebäude bildet mit der Fabrikanlage eine architektonische Einheit. Es ist als Stahlskelettbau mit Außen-Hohlwänden nach Abb. 11 ausgeführt.

Für den ersten Ausbau sind zwei Stockwerke mit 400 kg/m² Deckenlasten zur Ausführung gelangt; Stützen und obere Abschlußdecke entsprechen in ihrer Ausführung dem späteren Ausbau. Der Bau hat eine Tiefe von 13,6 m und wird von beiden Seiten durch große Lichtbandflächen sehr gut belichtet (Abb. 12).

Der Zugang zu den Fabrikräumen erfolgt durch die Einfahrt im Verwaltungsgebäude (Abb. 1 u. 12), die auch den Portierraum zum Zwecke der Arbeiterkontrolle aufnimmt.

Der zwischen Verwaltungsgebäude und Fabrik gelegene Hof (Abb. 8) dient der Abfertigung der ankommenden und ausfahrenden Lastwagen und zur Ausführung von Arbeiten im Freien. An den den Hof umschließenden Wänden der Fabrikhallen sind Glasvordächer von 4 m Breite zur späteren Ausführung vorgesehen, um damit regengeschützte Lager- und Arbeitsplätze zu schaffen.

Der Antransport der Roh- und Betriebsmaterialien erfolgt auf einem Gleisstrang an der Westseite der Fabrik zu einem Magazin; der Abtransport der Fertigware am rückwärtigen Nordgiebel erfolgt in der Verladehalle, indem die Haupthalle F-G um ein Feld von 8 m Länge vorgezogen ist, so daß das Gleis dort hindurchführt. Diese Anordnung hat gegenüber der Einführung der Anschlußgleise in die Hallen den Vorzug geringeren Raumbedarfes und erhöhter Übersichtlichkeit des Betriebes.

Die Stahlkonstruktion wurde von Breest & Co., Berlin, ausgeführt; die Firma Kelle & Hildebrand, Dresden, lieferte einen Teil derselben.



Abb. 12. Front des Verwaltungsgebäudes.

Das Stahlskelett der Kreuzkirche in Osnabrück-Schinkel. Eine geschweißte Konstruktion.

Alle Rechte vorbehalten.

Von H. Schmudde, Köln-Kalk.

Wenn auch die Kirchen stets höchste Ausdrucksformen der Kultur und Baukunst eines Volkes sind, sind sie nicht immer auch Ausdrucksform der Baukunst ihrer Zeit. Nirgendwo haben sich altüberlieferte Bauformen, zu deren Verwirklichung nur die Massivbauweise unter Verwendung gewaltiger Baustoffmengen notwendig waren, so lange gehalten als gerade im Kirchenbau. Hierbei haben Tradition, Ehrfurcht und Achtung vor den alten Bauformen, sicher aber auch etwas Furcht vor Profanierung des Sakralbaues, eine Rolle gespielt. Der unserer Zeit am meisten entsprechende Baustoff, der Stahl, in seiner Verwendung im Stahlskelettbau konnte noch bis vor ganz wenigen Jahren keinen Eingang im Kirchenbau finden, bis auch hier die eng gewordenen Grenzen unserer Wirtschaft eine Wandlung brachten.

Dieser Baustoff war dem Kirchenarchitekten fremd und zwang ihn, von den alten Bauformen und Bauregeln gänzlich abzuweichen und sich einer neuen Bau- und Raumgestaltung zuzuwenden. Die bei der alten Massivbauweise zum Tragen der schweren Kirchengewölbe und Decken notwendigen riesigen Wand- und Strebepfeiler wurden nicht mehr notwendig. Bei größtem Tragvermögen erfordert Stahl nur geringste Abmessungen. Leicht, frei und sicher überspannt der Stahl größte Weiten. Eine ganz neue Raumgestaltung mit vollkommener Sicht und Konzentration nach Altar und Kanzel wurde möglich. Der Stahl fordert aber, wenn seine Anwendung vollkommen und materialgerecht werden soll, vom Architekten ein großes statisches

und konstruktives Gefühl und enges Zusammenarbeiten mit dem Ingenieur. Die Voraussetzungen waren bei dem Kirchenbau, der im folgenden beschrieben werden soll, gegeben.

Die Kirche wurde nach einem Entwurf des Architekten Professor Dominikus Böhm, Köln, ausgeführt.

Abb. 1 gibt einen Lageplan dieser Kirche. Sie liegt an einer Straßenecke, mit der Stirn- und Haupteingangsseite an der Schützenstraße und mit einer Längsseite an der Wesereschstraße, von beiden Straßen so weit zurückgesetzt, daß je ein etwa 15 m breites Vorgelände verbleibt. Der Kirchturm ist vom Hauptbau losgelöst geplant und wird später dicht an der Schützenstraße errichtet und mit dem Hauptbau durch einen nur 3 1/2 m hohen Zwischenbau verbunden.

Der festliegende Bauentwurf enthielt keine Angaben über die Einordnung des Stahlskeletts, er war aber so geschaffen, daß die wirtschaftlichste Anordnung und Ausnutzung der Stahlbauweise möglich wurde.

In Abb. 2 ist eine Gesamtdarstellung des Stahlskeletts im Grundriß, Quer- und Längsschnitt gegeben. Haupt- und Nebenschiff haben eine Länge von 52,72 m.

Das Hauptschiff ist 19,84 m breit und 16,3 m hoch, das Nebenschiff 7,0 m breit und 3,5 m hoch. Am hinteren Ende des Nebenschiffes ist noch eine Bauerhöhung als Kapelle angeordnet. Innenraum von Haupt- und Nebenschiff sind miteinander verbunden, also nicht durch

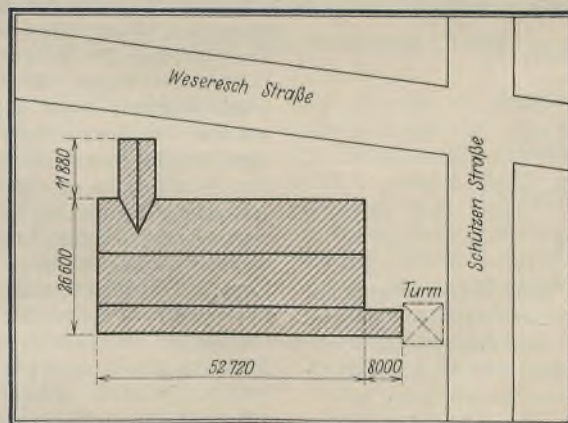


Abb. 1. Lageplan der Kirche.

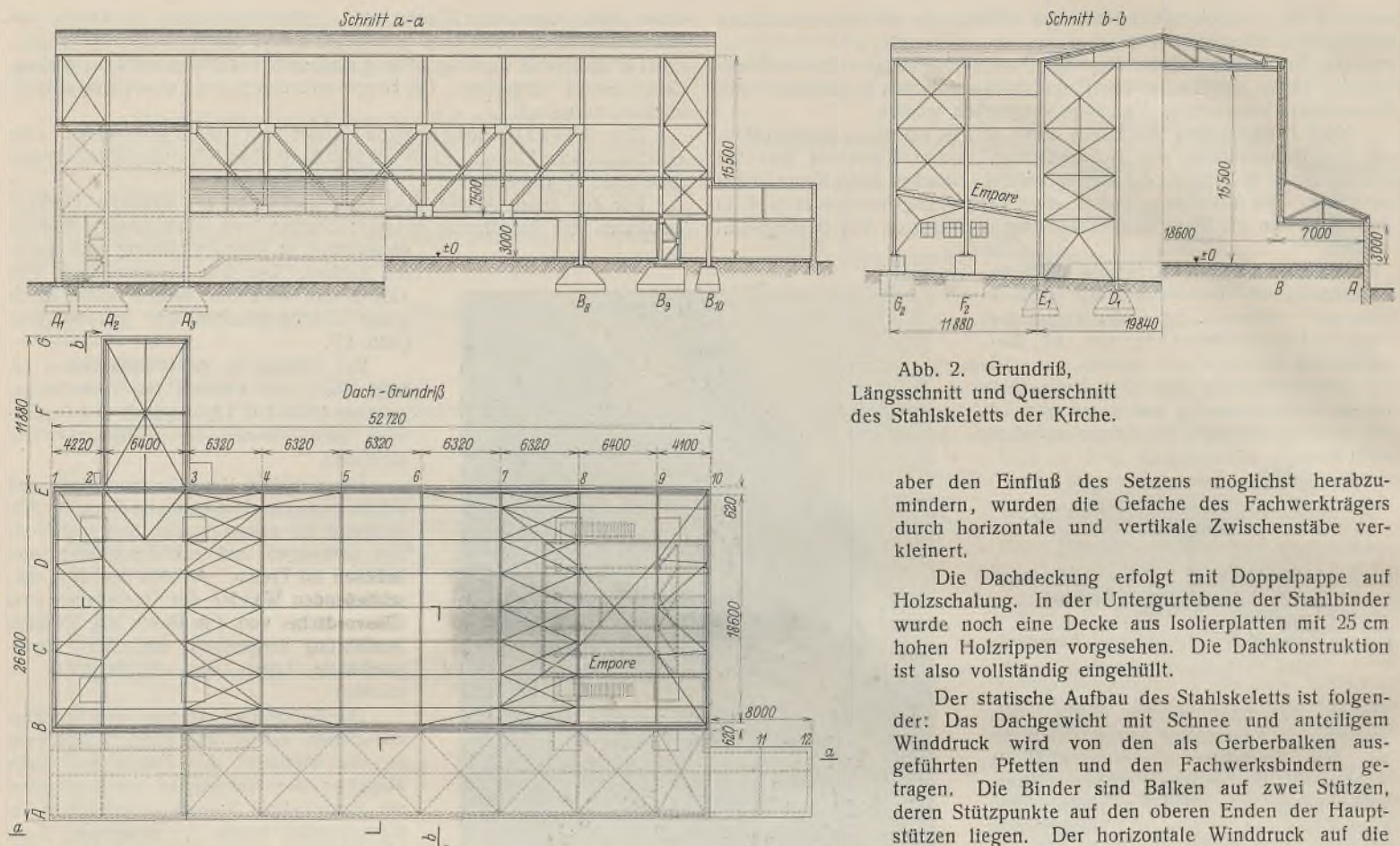


Abb. 2. Grundriß,
Längsschnitt und Querschnitt
des Stahlskeletts der Kirche.

aber den Einfluß des Setzens möglichst herabzumindern, wurden die Gefache des Fachwerkträgers durch horizontale und vertikale Zwischenstäbe verkleinert.

Die Dachdeckung erfolgt mit Doppelpappe auf Holzschalung. In der Untergurtebene der Stahlbinder wurde noch eine Decke aus Isolierplatten mit 25 cm hohen Holzrippen vorgesehen. Die Dachkonstruktion ist also vollständig eingehüllt.

Der statische Aufbau des Stahlskeletts ist folgender: Das Dachgewicht mit Schnee und anteiligem Winddruck wird von den als Gerberbalken ausgeführten Pfetten und den Fachwerksbindern getragen. Die Binder sind Balken auf zwei Stützen, deren Stützpunkte auf den oberen Enden der Hauptstützen liegen. Der horizontale Winddruck auf die Wände wird von dem mit Bandeisen armierten

Mauerwerk auf die Hauptstützen übertragen. Diese Stützen geben ihre Auflagerkräfte am Fuß auf Fundamente ab und am Kopf auf einen in der Binderuntergurtebene angeordneten Windträger. Von hier aus werden die Kräfte durch senkrecht stehende Verbände in den Wandebenen in die Fundamente geleitet.

Auf der Baustelle war eine große Masse von rohen unbehauenen Bruchsteinen vorhanden, die beim Bau soweit wie möglich verwendet werden sollten. Für die Wände waren diese Steine ungeeignet, so daß sie nur für die Fundamente Verwendung finden konnten. Da hiermit jedoch keine hoch zu beanspruchenden Fundamente hergestellt werden konnten, mußte von der beabsichtigten Einspannung der Stützenfüße Abstand genommen werden. Diese Einspannung wäre mit Rücksicht auf eine damit zu erzielende geringere Durchbiegung der Stützen sehr erwünscht gewesen und hätte außerdem für die langen Stützen leichte Querschnitte ergeben. Die Einspannung der Stützenfüße unterblieb, sie erhielten lediglich eine kleine Verankerung zur Aufnahme der Horizontalkräfte und zur einfacheren Montage. Die Fundamente konnten also klein und niedrig beansprucht ausgeführt werden.

Vom Architekten war als größte Mauerdicke 62 cm zugestanden. Ohne die $\frac{1}{2}$ Stein starke vorgesetzte äußere Schutzwand ergab sich für diese eine Höchststärke von 45 cm. Um nun die Abmessungen und die Durchbiegung der Stützen und deren Einfluß auf das Mauerwerk möglichst zu verringern, erhielten die Stützen der Längswände am Kopf nach innen kragende Arme, auf deren Enden die Binder liegen. Die Stützen müssen damit von innen nach außen wirkende Biegemomente und Durchbiegungen aufnehmen, die denen des von außen nach innen wirkenden Winddruckes entgegenwirken. Im Querschnitt in Abb. 2 ist die entsprechende Anordnung zu sehen. Bei den Stützen C und D der Giebelwände konnten keine Kragarme angeordnet werden. Für Giebelwand 10 ergab sich hierbei keine Schwierigkeit, da hier die Stützen außer am Kopf und Fuß auch noch gegen die Empore abgestützt werden konnten. In Giebelwand 1 sind die Stützen jedoch freistehend. Um deren Durchbiegung zu vermindern, sind sie am Fuße derart eingespannt, daß die Stiele unterhalb der Fußplatten verlängert und in die Fundamente einbetoniert wurden. Diese Fundamente sind nicht aus Mauerwerk, sondern aus eisenarmiertem Beton hergestellt.

Die Hauptstützen und Binder sind geschweißt. Die Binder wurden bei der Klöckner Werke A.-G., Osnabrück, Abtlg. Georgs-Marien-Hütte, hergestellt; die Stützen teilweise dort, teilweise bei der Humboldt-Deutzmotoren A.-G., Werk Kalk, von wo auch die übrigen Konstruktionen für die Emporen, Wände und Verbände geliefert wurden.

eine Wand voneinander getrennt. Der zusammenhängende Kirchen Grundriß hat damit eine Gesamtbreite von 26,6 m. In dem 6,8 m breiten, 11,88 m tiefen und 16,6 m hohen Anbau an der Wesereschstraße ist eine Empore eingebaut, unter der sich die Sakristei befindet. Auch im vorderen Teil des Hauptschiffes ist eine Empore vorgesehen. Die Decken der Emporen wurden aus Beton zwischen Stahlträgern hergestellt.

Um die Sicht vom Nebenschiff zum Hauptschiff möglichst wenig zu behindern, wurden zwischen beiden nur im vorderen und hinteren Ende zwei Stützen angeordnet; dazwischen wurden je zwei Endfelder von 4,16 und 6,4 m und ein Mittelfeld von 31,6 m Spannweite angeordnet. Die hochgehende Wand des Hauptschiffes an dem Nebenschiff wurde durch doppelwandige Träger abgefangen, die in den Endfeldern als Blechträger und im Mittelfeld als Fachwerkträger ausgebildet wurden.

Das Stahlskelett ist weder von außen noch im Innern der Kirche sichtbar. Das Mauerwerk der Wände liegt mit $\frac{1}{2}$ Stein außen vor der Stahlkonstruktion der Stützen, Unterzüge und Verbände. Die Stahlkonstruktion ist also den äußeren Witterungseinflüssen entzogen und zum weiteren Schutz noch mit einem Betonüberzug versehen (Abb. 3).

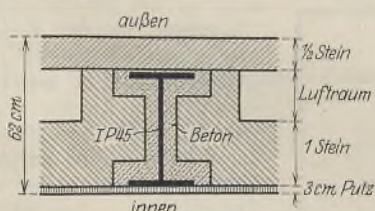


Abb. 3. Wandausbildung.

Die Wände sind innen und außen vollkommen glatt, doppelschalig mit Luftzwischenraum nur 50 und 62 cm stark und ohne Pfeilervorlagen ausgeführt. Das Mauerwerk ist nur Wand und Raumabschluß, tragende Konstruktion ist das Stahlskelett. Der Bau verkörpert also die Stahlskelettbauweise in reiner Form.

Die Verbände sind in dem Luftzwischenraum zwischen den beiden Mauerwänden untergebracht. Diese Anordnung wurde gewählt, damit Mauerwerk und Stahlkonstruktion sich möglichst unabhängig voneinander bewegen und setzen können und Rissebildung vermieden wird. Bei dem 31,6 m weit gespannten Mauerwerksunterzug in Reihe B ließ sich dieser Grundsatz für die innere $\frac{1}{2}$ Stein starke Mauerwandschale wegen der erforderlichen großen Stabquerschnitte leider nicht durchführen. Um hier

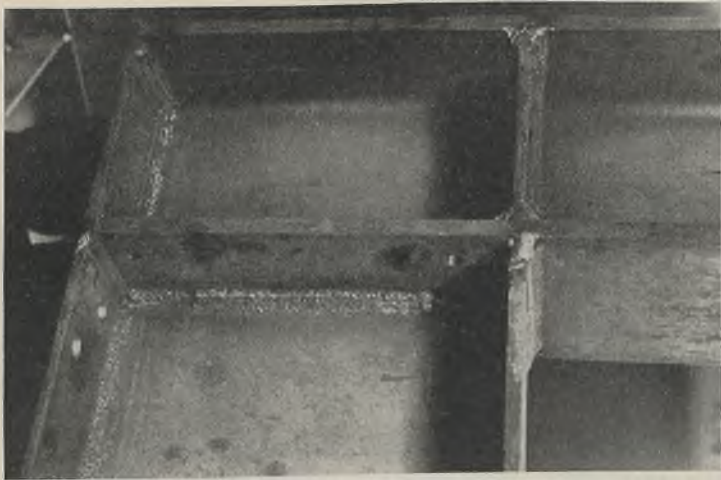


Abb. 4. Geschweißter Stützenkopf mit Eckversteifung.

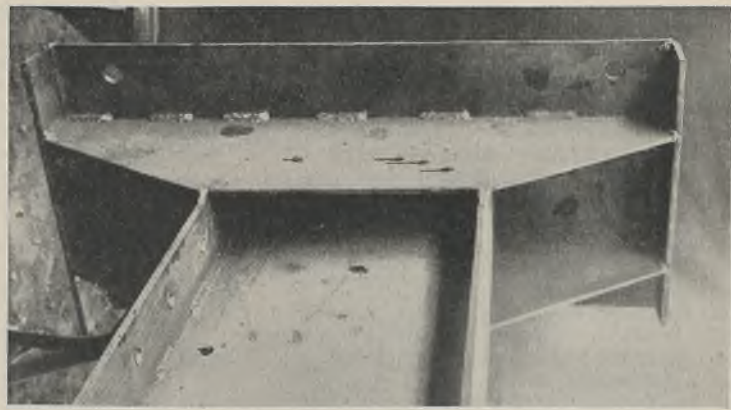


Abb. 5. Geschweißter Stützenfuß.

$$\rho = \sqrt{\frac{1830^2}{3110} + \frac{5,6^2}{196,8} + \frac{13,2}{196,8}} = 0,67 \text{ t/cm}^2.$$

Die Abb. 4 zeigt ein Lichtbild des Stützenkopfes, Abb. 5 ein Lichtbild des Stützenfußes.

Für die Schweißarbeiten wurden im Werk Kalk dünn ummantelte „Humboldt-Elektroden“ von 5 und 6 mm Durchmesser verwendet. Mit diesen Elektroden wurden auf Grund zahlreicher ZerreiBversuche, die sich über die Zeit vom Mai 1931 bis Juli 1932 verteilten, ZerreiBfestigkeiten bis 3800 kg/cm² erreicht und nachgewiesen. Die Durchschnittsfestigkeit ergab sich nach diesen Versuchen zu 3400 kg/cm². In den Georgs-Marien-Werken wurden blanke Elektroden eigener Herstellung mit 5 mm Durchmesser verwendet. Auch hierfür sind an Hand zahlreicher ZerreiBversuche Durchschnittsfestigkeiten von 3400 kg/cm² nachgewiesen. Die Festigkeiten liegen also bei beiden Werken weit über der vorgeschriebenen Mindestfestigkeit von 2400 kg/cm².

Der Querschnitt der normalen Längswandstützen ist I-förmig mit Stegblech 430 · 8 und je einer Gurtplatte 250 · 12. Die Schweißnähte sind unterbrochen ausgeführt mit $l = 60$ mm, $e = 160$ mm und $a = 7$ mm. Aus der größten auftretenden Querkraft ergab sich hierbei eine Schweißnahtbeanspruchung von $\rho = 250$ kg/cm². Durch Vergrößerung des Maßes e hätten die Schweißnähte besser ausgenutzt werden können, dies war aber nicht angängig, da dann die Gurtplatten auf der Länge e nicht mehr die nötige Knicksicherheit besessen hätten. Der Stegblechstoß liegt in einer Entfernung von rd. 12 m vom unteren Ende. Die Stoßverbindung geschah mittels durchgesteckter Lasche. Die Schweißnähte sind hier durchgehend mit $a = 8$ mm ausgeführt. Unter Berücksichtigung von

Moment und Normalkraft wurde hier $\rho = 480$ kg/cm². Die Gurtplattenstöße liegen 600 mm tiefer als der Stegblechstoß. Die Verbindung erfolgt hier durch Stumpfstoß mit einseitig aufgelegten Laschen mit Flankenschweißung. Hierbei wurde $\rho = 520$ kg/cm².

Der obere Kragarm der Stütze wurde aus IP 28 hergestellt. Da an der Innenseite der Stütze durch den Kragarm ein großer Druck auftritt, wurde hier die Gurtplatte auf 0,5 m Länge mit 15 mm Stärke ausgeführt und die Schweißnähte am Stützenkopf durchgehend ausgeführt bis 700 mm unterhalb Stützenkopf. Die außenliegende Gurtplatte von 12 mm Stärke ist bis Oberkante des Kragarmes hochgeführt. Über der inneren Gurtplatte ist der Steg des Kragarmes durch eingeschweißte Flacheisen ausgesteift. Hier sind anzunehmen: $M = 1830$ cm/t, $V = 13,2$ t, $Q = 5,6$ t. Der Schweißquerschnitt hat $F = 196,8$ cm², $J_x = 6943$ cm⁴, $W_{a-a} = 2960$ cm³, $W_{i-i} = 3110$ cm³. Damit ergibt sich für $i-i$

Der gewählte Stützenquerschnitt mußte bei den verhältnismäßig geringen Querkraften auch niedrige Spannungen am Übergang vom Stegblech zu den Gurtplatten ergeben, womit wieder geringe Schweißnähte erforderlich wurden. Die Voraussetzungen für geringstes Verwerfen und Schrumpfen waren also geschaffen. Trotzdem war man aber über das Ergebnis doch noch überrascht, da doch die Stützen bei einer Länge von 17,25 m nur eine Querschnittshöhe von 450 mm besaßen. Es wurden

sowohl im Werk Georgs-Marien-Hütte wie auch in Kalk einige Stützen genau kontrolliert. Ein Verwerfen wurde bei keiner Stütze festgestellt. Die Gurtplatten waren praktisch eben. Schrumpfungen wurden nur bis zu 3 mm gemessen bei einer größten Teillänge von 12 m. Auch die größte überhaupt meßbare Krümmung war nur 3 mm; hierbei kann nicht mit Sicherheit gesagt werden, ob die Krümmung überhaupt durch das Schweißverfahren entstanden ist. Die Anwendung des Schweißverfahrens und die gewählten Querschnitte haben sich hier also als besonders günstig erwiesen.

Bemerkenswert sind auch die Hauptbinder, die vollständig aus dünnwandigen I-Klöckner-Bauprofilen hergestellt wurden.

Die Herstellung der aus der Abb. 6 ersichtlichen Binder konnte ohne Verwendung von Knotenblechen erfolgen. Es wurde zuerst vermutet, daß die aus den I-Bauprofilen hergestellten Binder plump erscheinen

und schwerer als Binder aus L-Profilen werden müßten. Das ist jedoch nicht der Fall. Das Gewicht eines solchen Binders beträgt 1050 kg. Sie hätten noch leichter ausfallen können, wenn man für einzelne Füllstäbe T- oder L-Profile verwendet hätte. Der Vorteil der I-Klöckner-Bauprofile liegt hauptsächlich in ihrer Verwendung als Knickstäbe, da sie bei kleinem Querschnitt große Trägheitsmomente über beide Achsen besitzen. Gleichwertige Binder, hergestellt aus Winkelprofilen mit Knotenblechen, hätten 1200 kg je Stück gewogen.

Das Gesamtgewicht des Stahlskelettes beträgt rd. 150 t. Es ergibt sich hiermit ein Gewicht von nur 8 kg/m³ umbauten Raumes.

Abb. 6 zeigt eine Innenansicht des fertig montierten Stahlskelettes.

Die Ausarbeitung erfolgte durch die Humboldt-Deutzmotoren A.-G., Werk Kalk, welche auch die Gesamtmontage in nicht ganz sechs Wochen erledigte.



Abb. 6. Das Stahlskelett im fertigen Zustand.

Verschiedenes.

Vierseitige Rahmen für ein Hochhaus in Dayton, Ohio. Das Bürogebäude der „Mutual Home and Savings Association“ in Dayton (Ohio) enthält im Erdgeschoß eine 10,35 m hohe Halle von 18,2 m Breite und rd. 34 m Länge. Über dem vorderen Teil der Halle erhebt sich auf einer Grundfläche von 24 × 24 m ein 19 Stockwerke hoher Turm, dessen Lasten oberhalb des Saales abzufangen waren. Der übrige Teil der 60,65 × 24,5 m großen bebauten Fläche wird von einem Bau von 6 Stockwerken eingenommen, dessen innere Felder ebenfalls über dem Saal liegen. Zu beiden Seiten der Mittelhalle sind die Aufzug- und Lichtschächte, sowie die Treppen untergebracht (Abb. 1). Der Baugrund besteht aus wasserführendem, von schwachen Tonschichten durchsetztem Sand und Kies; Fels steht erst in 122 m Tiefe an.

Die Durchführung des Baues verlangte die Lösung einer Reihe schwieriger konstruktiver Fragen. Die Stützenlasten des Turmes waren über dem Erdgeschoß auf 18,9 m Breite abzufangen, da die Halle von Einbauten freigehalten werden sollte. Die Belastung der Abfangkonstruktion beträgt je Rahmen rund 3070 t. Außerdem haben diese 14,77 m hohen Rahmen eine waagerechte Windlast von 45 t in Höhe der Erdgeschoßdecke aufzunehmen (Abb. 2). Da eine Fundierung auf dem tief-

liegenden Fels unmöglich war, mußte eine gleichmäßige Übertragung der großen Stützendrucke auf den sandigen Untergrund angestrebt werden, um Setzungen zu vermeiden. Erschwerend kam hinzu, daß nicht, wie üblich, für die Abfangung ein durch mehrere Stockwerke hindurchgehender Fachwerkträger ausgebildet werden konnte, sondern daß für den Rahmenriegel nur das erste Stockwerk mit 3,061 m Höhe zur Verfügung stand. Dieses Maß reichte für die Abfangung der sechs rückwärtigen Geschosse vermittelt eines Fachwerkträgers aus, aber nicht für den Turm, da innerhalb dieser Höhe die Unterbringung der schweren Anschlüsse für die Füllungsstäbe unmöglich war. Infolgedessen mußte man einen Vollwandträger einziehen. Die Anlage durchgehender Bankette an den Längsfronten war ebenfalls undurchführbar, weil bei den hohen Stützendrücken und deren geringem Abstand von der Außenwand die erforderliche Bankettbreite von 9,15 m eine Exzentrizität von 1,95 m ergeben hätte. Man verband deshalb die Stützenfüße eines Rahmens durch einen vollwandigen Stahlfundamentbalken, der das Auflager für eine durchgehende Eisenbetonfundamentplatte bildete und eine möglichst gleichmäßige Übertragung der anfallenden Lasten auf den Baugrund gewährleisten sollte. Aus diesen Erwägungen entstand als zwangsläufig gegebene Konstruktionsform für die Hallenbinder der allseitig geschlossene, dreifach unbestimmte Rahmen mit beiderseitigem Kragarm (Abb. 2).

Die Zweckbestimmung der von den Blechträgern durchschnittenen Geschosse ist so getroffen, daß Beschränkungen in der Benutzung der Räume nicht eintreten. Der Tiefkeller, in dem die Fundamentträger liegen, enthält die maschinelle Ausrüstung des Hauses, das erste Obergeschoß Lagerräume, Aufenthaltsräume für die Angestellten, Kanäle für Rohrleitungen u. ä. Im ersten Keller entsteht eine ebenfalls 18,9 m breite, von allen Einbauten freie Halle, die als Garage dient. Zwischen den einzelnen Räumen des Tiefkellers und des ersten Obergeschosses mußten

Durchgangsmöglichkeiten geschaffen werden. Da die Rahmenriegel fast symmetrisch belastet sind (Abb. 2), treten in Trägermitte keine Schubkräfte auf. Infolgedessen kann man an dieser Stelle die Stegbleche fortlassen und einen Vierendeelträger schaffen, dessen einspringende Ecken zur Aufnahme der Momente durch Vouten verstärkt sind. Im oberen Riegel ist eine Öffnung von 2,45 × 2,3 m, im unteren eine solche von 6 m Breite freigelassen.

Besondere Vorkehrungen waren zu treffen, um den Übergang der waagerechten Windkräfte vom Versteifungssystem der Obergeschosse zu dem der Halle zu sichern. Wie Abb. 2 zeigt, tragen die Stützen 2 und 8 die Hauptlasten, während die Außenstützen nur zur Aufnahme des Erdgeschoßmauerwerks dienen und an den Riegelkragarmen hängen. Beide Stützen sind durch Winkelverstreben miteinander verbunden, und so wurde ein Querschnitt mit großem Trägheitsmoment geschaffen. Vier von den Hauptrahmen sind in Höhe der Keller-, Erd- und 1. Obergeschoßdecke durch waagerechte Fachwerkträger parallel zur Längsfront gegeneinander abgesteift; außerdem enthält die Eisenbetondecke über dem 1. Obergeschoß eine besondere Diagonalbewehrung — Schubbewehrung — zur Übertragung der waagerechten Windkräfte auf die Stützenköpfe und obige Gitterträger. Damit ist das Stahlskelett der Halle sowohl parallel als auch senkrecht zur Front genügend ausgesteift. Einige Zahlen mögen Aufschluß über die Größe der wirkenden Kräfte geben.

	Oberer Riegel	Unterer Riegel	Stütze
Scherkraft am Auflager	970 t	1190 t	16,2 t
Scherkraft im Kragarm	605 t	490 t	16,2 t
Scherkraft in der Mitte	2,7 t	0	265 tm bzw. 0
Endmoment	1440 tm	640 tm	133 tm
Mittelmoment	3350 tm	3150 tm	22,5 t
Scherkraft (Wind)	45 t		202 tm
Moment (Wind)	202 tm	202 tm	

Die Fundamentträger binden in eine 1,05 m starke doppeltarmierte Eisenbetondecke ein und sind mit den Umfassungswänden verankert. Umfassungswände und Grundplatte sind durch eine starke Bewehrung biegezugsfest miteinander verbunden. Man erwartet von dieser Maßnahme eine Entlastung des Kragarmes und eine Erhöhung des Mittelmomentes im Fundamentbalken, d. h. eine gleichmäßige Verteilung der Baugrundbelastung. Deshalb sind die Fundamentträger stärker als rechnerisch notwendig ausgeführt. Die an sich gegebene Durchbildung der gesamten Fundierung in Eisenbeton kam wegen der raumsparenden Wirkung der Stahlträger nicht in Betracht. (Aus Eng. News-Rec. vom 1. September 1932.)

Dipl.-Ing. Herz.

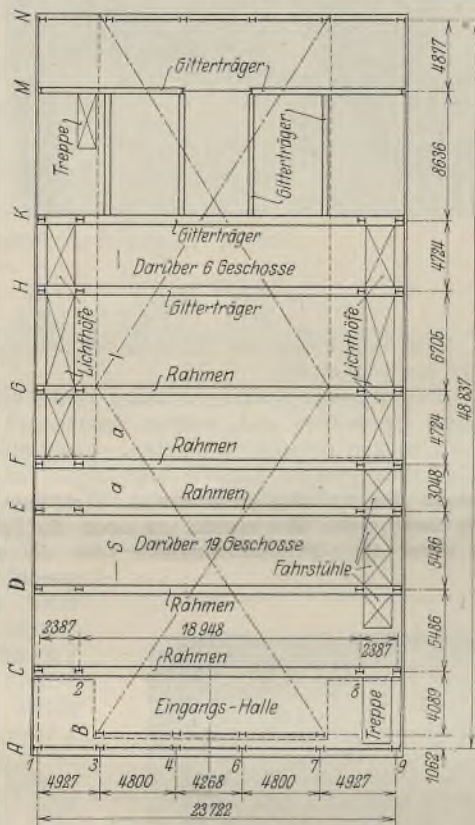


Abb. 1. Erdgeschoßgrundriß.

Zuschrift an die Schriftleitung.

Zuschrift zum Aufsatz Dr. Bernhard — Dr. Matting: „Prüfung von Schweißverbindungen durch Anfräsen oder Röntgenstrahlen“ in Nr. 15 des Stahlbau.

Ich muß darauf aufmerksam machen, daß das Anfräsen von Schweißnähten zum Zwecke der Güteprüfung vor meiner Patentanmeldung nicht bekannt war, was auch durch die Feststellungen des Reichspatentamtes und ausländischer Patentämter, sowie durch die vom RPA. erfolgte Abweisung der eingegangenen Einsprüche erhärtet wurde.

Das Anbohren mittels Preßluftbohrmaschine od. dergl. fällt, abgesehen davon, daß es eine einwandfreie Prüfung nicht ermöglicht, unter meine Patentschutzrechte, die sich auf das Prüfverfahren beziehen.

Die Anfräsungen stellen in keinem Falle eine Zerstörung, sondern nur eine Unterbrechung der Naht dar, deren Einfluß geringer ist als z. B. der der Kraterenden und m. E. vernachlässigt werden kann.

In besonderen Fällen, wo die Zuschweißung der Frässtelle als notwendig erachtet wird, läßt diese sich unschwer durchführen, und die Zuschweißung ergibt keine Mängel, wie durch zahlreiche Versuche der I. G. Farben Bitterfeld mit Hilfe von Schlibbildern an Querschnitten zugeschweißter Frässtellen erwiesen worden ist.

Bei der Schlachthofbrücke in Dresden (Elektroschweißung 1932/7) sind die Anfräsungen nur an wenigen, besonders stark beanspruchten Prüfstellen zugeschweißt worden. Irgendwelche Mängel haben sich nicht gezeigt.

Ich bin im übrigen der Meinung, daß der Schweißtechnik mehr gedient wird, wenn durch eine Dauerkontrolle der Schweißer während der Arbeit die Qualität der Schweißarbeit gehoben wird, als daß man am fertigen Stück auf die Fehlersuche geht.

Wird eine solche Dauerkontrolle, z. B. mit meinem Prüfverfahren, durchgeführt, so kann man sich am fertigen Bauwerk unbedenklich mit Stichproben begnügen, und es besteht auch die Möglichkeit, wie Dr. Reinhold in Elektroschweißung 1932/7 nachgewiesen hat, daß die 1/2-jährliche Wiederholung der Schweißprüfung nach Din 4100 fortfallen kann.

Berlin-Frohnau, den 9. 12. 1932.

Dr. Schmuckler.

Wir schließen hiermit die Aussprache.

Die Schriftleitung.

INHALT: Zur Berechnung von Rahmenstäben. — Die neue Fabrikanlage der Hille-Werke A.-G. in Dresden-Reick. — Das Stahlskelett der Kreuzkirche in Osnabrück-Schlunke. Eine geschweißte Konstruktion. — Verschiedenes: Vierseitige Rahmen für ein Hochhaus in Dayton, Ohio. — Zuschrift an die Schriftleitung.

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.

	Seite
Schweißung. Über das Zusammenwirken von Nietverbindung und Schweißnaht bei Verbindungen von Schweißbeisen mit Schweißbeisen oder Flußstahl . . .	145
— Über die Prüfung von Schweißverbindungen durch Anfräsen oder Röntgenstrahlen . . .	114
— Verstärkung einer Brücke durch Schweißung . . .	64
— Zug/Druck-Dauerversuche mit niedriger Frequenz der Krafrichtungswechsel . . .	161
— Zur Formgebung geschweißter Fachwerk-gurtungen . . .	79
— Zur Frage der Bedeutung und Erkennung von Anfangsspannungen in geschweißten Konstruktionen . . .	94
— Zur Verstärkung genieteter Stahlkonstruktionen durch Lichtbogen-Schweißung . . .	40
Schwenkabsetzer, Beitrag zur Berechnung von fahrbaren Portalen für — und Schwenkbagger . . .	195
Schwingungen. Schwingungserscheinungen an amerikanischen Hochhäusern . . .	152
— Das Schwingungsproblem des Stab-bogens . . .	76
Stabringes, Berechnung eines tangential und elastisch gestützten geschlossenen — . . .	41
Stahlbauauforschung in England . . .	103
Statik und Festigkeitslehre. Allgemeine Methode zur Darstellung der Einflußlinien von Balken und Rahmentragwerken . . .	137
— Beitrag zur Berechnung von fahrbaren Portalen für Schwenkabsetzer und Schwenkbagger . . .	195
— Berechnung eines tangential und elastisch gestützten geschlossenen Stabringes . . .	41
— Das schraubenförmige Knicken der Eckpfosten von Gittermasten . . .	81
— Der Momentenausgleich in den Endfeldern von durchlaufenden Trägern . . .	134
— Die Berechnung von rechteckigen Leitungsmasten auf Verdrehen . . .	189
— Die Quersteifigkeit von Skelettbauten . . .	17
— Näherungsverfahren für die Biegung und Knickung eines geraden Stabes bei Überschreiten der Eulerlast . . .	155
— Rechnerische Untersuchungen über die Größe des Fließbereiches im stählernen Durchlaufbalken unter Berücksichtigung des Momentenausgleiches . . .	105

	Seite
Statik und Festigkeitslehre. Über die Auswirkung der „Selbsthilfe“ des Baustahles in rahmenartigen Stabwerken . . .	121
— Zur Ausbildung und Berechnung stählerner Druckgurt-Windverbände . . .	57
— Zur Berechnung statisch unbestimmter Raumbauwerke (Zellwerke) . . .	11
— Zur Berechnung von Rahmenstäben . . .	201
Temperaturerhöhungen, Über den Gleitwiderstand und über — in Nietverbindungen, die oftmals wiederkehrenden Belastungen unterworfen wurden . . .	99
Tonfilmtheater. Stahlskelett für ein Hochhaus und Tonfilmtheater in Köln . . .	185
Treppen. Neuzeitliche stählerne Treppenkonstruktionen in der Massiv- und Stahlskelett-Bauweise . . .	158
Umbauten. Bürohaus in Berlin, Potsdamer Straße 141 . . .	175
— Der Umbau der Filmateliers 3 und 4 der Universum-Film-AG., Berlin-Tempelhof . . .	38
— Erweiterung des Kaufhauses Mathias Löwenthal in Aschaffenburg . . .	8
— Die Erweiterungsbauten der Reichspost in Berlin-Schöneberg . . .	109
— Umbau eines Kesselhauses unter Aufrechterhaltung des Betriebes . . .	87
Unfälle. Probelastung des Dachbinders vom Kino Mainzer Landstraße 155 in Frankfurt a. M. . . .	33
Verbandsheim, Das neue — des D.H.V. in Essen . . .	176
Verjähung, Vorsicht! — am 31. Dezember! . . .	200
Verstärkungen. Brückenverstärkung durch Lichtbogenschweißung . . .	175
— Eigenartige Stützenverstärkungen . . .	168
— Verstärkung einer Brücke durch Schweißung . . .	64
— Zur — genieteter Stahlkonstruktionen durch Lichtbogenschweißung . . .	40
Versuche. Aus Dauerversuchen mit Lichtbogenschweißungen . . .	177
— Bericht über Brandversuche mit ummantelten Stahlstützen und Stahlträgern . . .	153
— Dauerversuche mit Nietverbindungen . . .	65
— Geschweißte Stahlrohrmaste . . .	6
— Knickfestigkeit eingemauerter Stützen . . .	64

	Seite
Versuche. Probelastung des Dachbinders vom Kino Mainzer Landstraße 155 in Frankfurt a. M. . . .	33
— Über das Zusammenwirken von Nietverbindung und Schweißnaht bei Verbindungen von Schweißbeisen mit Schweißbeisen oder Flußstahl . . .	145
— Über den Gleitwiderstand und über Temperaturerhöhungen in Nietverbindungen, die oftmals wiederkehrenden Belastungen unterworfen wurden . . .	99
— Verhalten der Stahlkonstruktion und der Steineisendecken bei einer Explosion . . .	29
— Werkstoffuntersuchungen an der Hamburger Baakenbrücke . . .	193
— Zug/Druck-Dauerversuche mit niedriger Frequenz der Krafrichtungswechsel . . .	161
Verwaltungsgebäude. Der konstruktive Aufbau des Verwaltungs- und Geschäftshaus-Neubaus für den Württ. Sparkassen- und Giroverband, Stuttgart. Zeppelinbau . . .	49
— Der Stahlbau d. neuen Verwaltungsgebäudes d. Allgem. Ortskrankenkasse Berlin . . .	73
Warenhäuser. Der Neubau des Kaufhauses der E. Breuninger AG. in Stuttgart . . .	85
— Erweiterung d. Kaufhauses Mathias Löwenthal in Aschaffenburg . . .	8
— Erweiterungsbau des Warenhauses I der Konsumgenossenschaft für Berlin und Umgegend . . .	25
Werkstoffuntersuchungen an der Hamburger Baakenbrücke . . .	193
Windverbände, Zur Ausbildung und Berechnung stählerner Druckgurt- — . . .	57
Windversteifung und Windverteilung bei amerikanischen Wolkenkratzern . . .	54
Zellwerke, Zur Berechnung statisch unbestimmter Raumbauwerke (—) . . .	11
Zeppelinbau, Der konstruktive Aufbau des Verwaltungs- und Geschäftshaus-Neubaus für den Württ. Sparkassen- und Giroverband, Stuttgart. — . . .	49
Zuschrift zum Aufsatz: Allgemeine Methode zur Darstellung der Einflußlinien von Balken- und Rahmentragwerken . . .	140
— Geschweißte Stahlrohrmaste, v. Prof. Dr. Wanke, Prag . . .	104
— Prüfung von Schweißverbindungen durch Anfräsen oder Röntgenstrahlen . . .	208

Namenverzeichnis.

	Seite
Abisch, O., Dr.-Ing., Köln. Stahlskelett für ein Hochhaus und Tonfilmtheater in Köln . . .	185
Berghaus, H., Dipl.-Ing., Dortmund. Umbau eines Kesselhauses unter Aufrechterhaltung des Betriebes . . .	87
Bernhard, R., Dr.-Ing., Berlin, und Matting, Dr.-Ing., Wittenberge. Über die Prüfung von Schweißverbindungen durch Anfräsen oder Röntgenstrahlen . . .	114
Bierett, G., Dr.-Ing., Berlin-Dahlem. Zur Frage der Bedeutung und Erkennung von Anfangsspannungen in geschweißten Konstruktionen . . .	94
Bohny, F., Baurat, Dr.-Ing., Dr.-Ing. e. h., Lindau im Bodensee. Stahlhochbehälter mit geringer Bauhöhe . . .	182
Brunner, Dr.-Ing. e. h., Prof., Graz. Großbunkeranlage für 20 000 t Kohle . . .	17
Dörnen, Dr.-Ing., Dortmund-Derne. Zug/Druck-Dauerversuche mit niedriger Frequenz der Krafrichtungswechsel . . .	161
Dürbeck, A., Berlin-Pankow. Windversteifung und Windverteilung bei amerikanischen Wolkenkratzern . . .	54
Ebner, H., Dr.-Ing., Adlershof. Zur Berechnung statisch unbestimmter Raumbauwerke (Zellwerke) . . .	1, 11

	Seite
Eggenschwyler, A., Dr.-Ing., Lahr (Baden). Das schraubenförmige Knicken der Eckpfosten von Gittermasten . . .	81
Faltus, F., Dr.-Ing., Pilsen. Eine vollständig geschweißte Straßenbrücke in Pilsen . . .	142
— Neuere vollständig geschweißte Stahlkonstruktionen . . .	23
Frey, Dipl.-Ing., Kaiserslautern. Die Eistalbrücke auf der Linie Enkenbach-Eisenberg . . .	173
Gehlen, W. (s. unter Gottfeldt).	
Girkmann, K., Dr.-Ing., Wien. Über die Auswirkung der „Selbsthilfe“ des Baustahles in rahmenartigen Stabwerken . . .	121
Gottfeldt, H., Dipl.-Ing., Berlin. Entwurf eines geschweißten Rahmenbinders . . .	165
— Zur Formgebung geschweißter Fachwerk-gurtungen . . .	79
— und Gehlen, W., Berlin. Räumlich gekrümmte Stahlbrücken . . .	130
Graf, O., Prof., Stuttgart. Aus Dauerversuchen m. Lichtbogenschweißungen . . .	177
— Über den Gleitwiderstand und über Temperaturerhöhungen in Nietverbindungen, die oftmals wiederkehrenden Belastungen unterworfen wurden . . .	99

	Seite
Hajnal-Konyi, K., Dr.-Ing., Darmstadt. Der Momentenausgleich in den Endfeldern von durchlaufenden Trägern . . .	134
— Zur Frage der Berechnung abgestufter Blockfundamente . . .	198
Heise, W., Reg.-Baurat, Dresden. Die neue Hochspannungshalle der Technischen Hochschule Dresden . . .	157
Herbst, F., Dr.-Ing., Oberregierungs- und -baurat, Berlin. Der Stahlbau des neuen Verwaltungsgebäudes der Allgemeinen Ortskrankenkasse in Berlin . . .	73
Herz, S., Dipl.-Ing., Berlin-Tempelhof. Die Quersteifigkeit von Skelettbauten . . .	117
Hilpert, A., Prof., Dr.-Ing., Berlin. Das neue Normblatt DIN 1912 für schweißtechnische Zeichen . . .	127
Hoening, K., Dr.-Ing., Duisburg/Köln. Bogenbrücken mit mehreren Öffnungen und die Verwendung elastischer Zugbänder zur Entlastung der Zwischenpfeiler . . .	97
Ilg, W., Reg.-Bmstr., Stuttgart. Der konstruktive Aufbau des Verwaltungs- und Geschäftshaus-Neubaus für den Württ. Sparkassen- und Giroverband, Stuttgart, Zeppelinbau . . .	49

	Seite		Seite		Seite
Kann, F., Dr.-Ing., Braunschweig. Rechnerische Untersuchungen über die Größe des Fließbereiches in stählernen Durchlaufbalken unter Berücksichtigung des Momentenausgleiches . . .	105	Petermann, Dr.-Ing., a. o. Prof., Berlin. Probelastung des Dachbinders vom Kino Mainzer Landstraße 155 in Frankfurt a. M.	33	Schütte, H., Dipl.-Ing., Hamburg. Geschweißte Blechträger-Straßenbrücke	89
Kayser, H., Prof., Dr.-Ing., Darmstadt. Über das Zusammenwirken von Nietverbindung und Schweißnaht bei Verbindungen von Schweißisen mit Schweißisen oder Flußstahl	145	— Spannungsverteilung in einer Flankenschweißnaht	92	Schumacher, O., Ing., Berlin-Borsigwalde. Der Umbau der Filmateliers 3 und 4 der Universum-Film-AG., Berlin-Tempelhof	38
Kirsten, O., Dr.-Ing., Reg.-Baurat. Allgemeine Methode zur Darstellung der Einflußlinien von Balken und Rahmen-tragwerken	137	— Zur Berechnung von Rahmenstäben	201	Siegert, Dipl.-Ing., Grünberg i. Schlesien. Stahlbauten auf Bahnhof Neu-Bent-schen	9
Klöppel, K., Dipl.-Ing., Berlin. Einige Bemerkungen zu der Frage der Feuer-sicherheit von Stahlskelettbauten	60	Pfannmüller, H., Dr.-Ing., Aachen. Zur Aus-bildung und Berechnung stählerner Druckgurt-Windverbände	57	Stephan, P., Prof., Altona. Stählerne Fabrik-schornsteine	135
Knoche, H., Reg.-Bmstr. a. D., Berlin, und Wagener, W., Reg.-Bmstr. a. D., Berlin-Schöneberg. Die Erweiterungsbauten der Reichspost in Berlin-Schöneberg	109	v. Pistolkors, E., Professor, Kowno, Litauen. Das Schwingungsproblem des Stab-bogens	76	Steuere, M., Dresden. Neuzeitliche stählerne Treppenkonstruktion in der Massiv- und Stahlskelettbauweise	158
Krüger, L., Prof., Dipl.-Ing., Berlin. Bericht über Brandversuche mit ummantelten Stahlstützen und Stahlträgern	153	Pomp, A., Prof., Dr.-Ing., Düsseldorf. Werk-stoffuntersuchungen an der Hamburger Baakenbrücke	193	Stötzner, O., Dr.-Ing., Bad Oeynhaus. Die Berechnung abgestufter Blockfunda-mente für Freileitungsmaste	149
Martin, K., Berat. Ing., Berlin. Das neue Berliner Bürohaus der Iduna-Germania Versicherungsgesellschaft, Stettin	91	Rasper, Dr.-Ing., Lübeck. Beitrag zur Be-rechnung von fahrbaren Portalen für Schwenkabsitzer und Schwenk-bagger	195	Sudergath, Reg.-Bmstr., Mainz-Gustavsburg. Neues Kesselhaus einer Zellulose-fabrik	31
Massenberg, A., Berlin-Friedenau. Neubau der Oderdeichbrücke bei Fürstenberg	113	Rein, W., Professor, Breslau. Geheimrat A. Hertwig 60 Jahre alt	41	Teichmann, E., Obering., Duisburg. Eine geschweißte Bahnsteighalle	52
Matting, Dr.-Ing., Wittenberge, und Bern-hard, Dr.-Ing., Berlin. Über die Prü-fung von Schweißverbindungen durch Anfräsen oder Röntgenstrahlen	114	Salomonsen, M., Ziviling., Berlin. Erweite-rungsbau des Warenhauses I der Konsumgenossenschaft für Berlin und Umgegend	25	Ulbricht, R., Obering., Düsseldorf-Benrath. Geschweißte Stahlkonstruktion f. eine Ortspackkammer	78
Mensch, G., Berat. Ing., Berlin. Verhalten der Stahlkonstruktion und der Stei-erisendecken bei einer Explosion	29	Schaechterle, K., Dr.-Ing., Stuttgart. Dauer-versuche mit Nietverbindungen	65	— Stahlskelett für den Geschäftshausneubau Jos. Schaefels, Krefeld	163
Michnik, P., Berlin-Tempelhof. Berechnung eines tangential und elastisch gestütz-ten geschlossenen Stabringes	41	Schleusner, A., Charlottenburg. Näherungs-verfahren für die Biegung u. Knickung eines geraden Stabes bei Überschreiten der Eulerlast	155	Wagener, W., Reg.-Bmstr. a. D., und Knoche, H., Reg.-Bmstr. a. D., Berlin. Die Erweiterungsbauten der Reichspost in Berlin-Schöne-berg	109
Möckel, E., Oberingenieur, Saarbrücken. Die Stahlkonstruktion zum Neubau Peugeot in Paris-La Garenne	169	Schmitz, L., Dipl.-Ing., Köln. Statisch be-stimmte u. unbestimmte Fördergerüst-Konstruktionen	100	Wanke, J., Dr., o. ö. Prof., Prag. Geschweißte Stahlrohrmaste	6
— Tafelglasfabrik nach dem Fourcault-Zieh-verfahren in Weiden (Oberpfalz)	46	Schmuckler, H., Dr.-Ing. e. h., Berlin-Frohnau. Bemerkungen zu § 10/2 der neuen Schweißvorschriften	15	Wansleben, F., Ing., Rheinhausen. Die Be-rechnung von rechteckigen Leitungs-masten auf Verdrehen	189
		— Die neue Fabrikanlage der Hille-Werke A.-G. in Dresden-Reick	202	Weiss, W., Dr.-Ing., München. Der Neubau des Kaufhauses der E. Breuninger AG. in Stuttgart	85
		Schmudde, H., Obering., Köln-Kalk. Das Stahlskelett der Kreuzkirche in Osna-brück-Schinkel. Eine geschweißte Kon-struktion	205	Wüst, K., Reg.-Bmstr. a. D., Liepe. Mon-tagekran f. das Schiffshebewerk Nieder-finow	129

DER STAHLBAU

1

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 ge-
samte Bauingenieurwesen

Preis des Jahrganges 10 RM und Postgeld

5. Jahrgang

BERLIN, 8. Januar 1932

Heft 1

Alle Rechte vorbehalten.

Zur Berechnung statisch unbestimmter Raumfachwerke (Zellwerke).

Von Dr.-Ing. H. Ebner.

Übersicht: Bisher fehlte ein für die Praxis geeignetes Verfahren zur genauen Berechnung querversteifter Raumfachwerke, wie sie als Brücken, Pfeiler, Masten usw. Verwendung finden. Ein solches Verfahren für die gleichartigen Systeme des Flugzeugbaues wurde vom Verfasser in den Forschungsarbeiten der Deutschen Versuchsanstalt für Luftfahrt veröffentlicht¹⁾. Die folgenden Ausführungen geben einen Auszug dieser Veröffentlichungen und zeigen überdies die Anwendung des entwickelten Verfahrens und der daraus abgeleiteten Näherungsverfahren bei der Berechnung eines stählernen Brückenpfeilers.

1. Einleitung.

Die behandelten Raumfachwerke bestehen aus vier ebenen oder gebrochenen „Längswänden“, die durch einander parallele und rechteckige „Querwände“ ausgesteift sind (Abb. 1 bis 3)²⁾. Die genaue Berechnung

gestaltet sich ziemlich verwickelt. Die in der Praxis meist übliche Vernachlässigung der räumlichen Kräfteverteilung durch die Querwände kann bei größerer Exzentrizität der Quer- oder Längsbelastung zu beträchtlichen Fehlern führen. Andere Näherungsverfahren³⁾ geben nur in Sonderfällen ein zutreffendes Bild des Kräfteverlaufes. Das Ziel der vorliegenden Arbeit ist nun, zunächst die genaue Berechnung möglichst einfach und wenig fehlerempfindlich zu gestalten und danach die bei praktisch vorkommenden Systemen im allgemeinen zulässigen Vereinfachungen zu zeigen.

2. Statischer Aufbau und Lagerung.

Sind bei den Raumfachwerken in Abb. 1 bis 3 nur die Endquerwände ausgesteift, so bezeichnet man solche Systeme mit gelenkigen Knotenpunkten und aus Dreiecken zusammengesetzter Mantelfläche nach Föppl als „Flechtwerke“⁴⁾. Zum Unterschied von diesen besitzen die hier be-

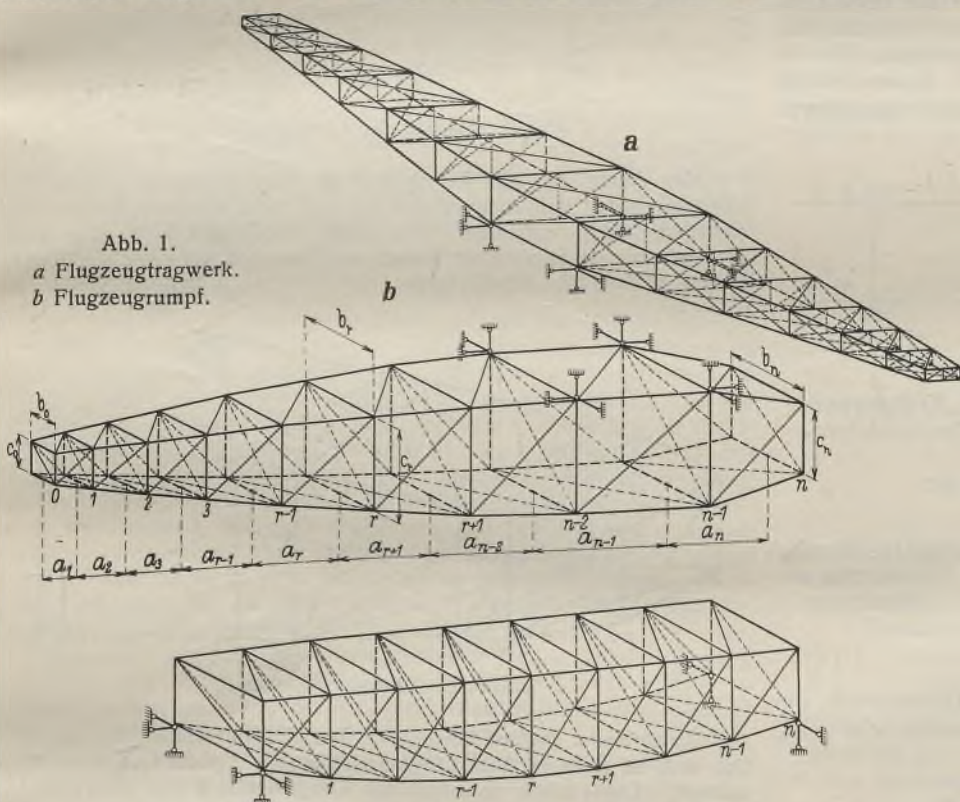


Abb. 1.
a Flugzeugtragwerk.
b Flugzeugrumpf.

Abb. 3. Fachwerkbrücke (Zellwerk mit zwei Stützquerwänden).

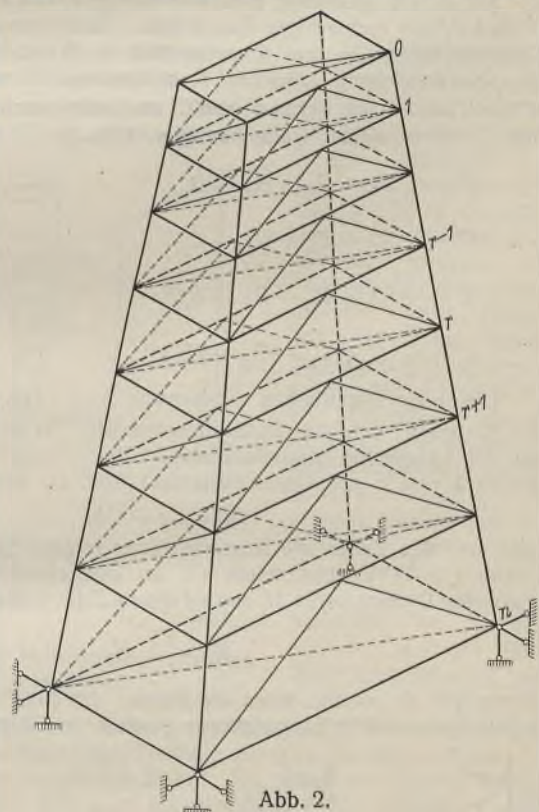


Abb. 2.
Turmpfeiler (eingespanntes Zellwerk).

solcher bei größerer Anzahl von Querwänden hochgradig statisch unbestimmter Raumfachwerke nach den allgemeinen Verfahren der Baustatik

¹⁾ H. Ebner, Zur Berechnung räumlicher Fachwerke im Flugzeugbau, 138. DVL-Bericht, Luftfahrtforschung, Bd. V, Heft 2 und Jahrbuch 1929 der Deutschen Versuchsanstalt für Luftfahrt e. V., Berlin-Adlershof; München, Oldenbourg. — H. Ebner, Die Berechnung regelmäßiger, vielfach statisch unbestimmter Raumfachwerke mit Hilfe von Differenzgleichungen, 235. DVL-Bericht, DVL-Jahrbuch 1931.

²⁾ Die Bezeichnung „Längs- und Querwände“ wird auch für die aufrechten und waagerechten Verbände der Turmpfeiler beibehalten.

handelten Raumfachwerke weitere Zwischenquerwände, die sie in „Zellen“ unterteilen; sie werden demnach sinngemäß als „Zellwerke“ bezeichnet.

³⁾ Vgl. u. a.: Engesser, Die Zusatzkräfte und Nebenspannungen eiserner Fachwerkbrücken, Berlin 1892, Springer. — Löschner, Beitrag zur Theorie der Balkenbrücken als räumliche Gebilde, Wittenberg 1913, Ziemsen & Herrosé. — Wagner, Über räumliche Flugzeugfachwerke (Zeitschrift für Flugtechnik und Motorluftschiffahrt 1928, H. 15), München, Oldenbourg.

⁴⁾ Föppl, Vorlesungen über technische Mechanik, 2. Band, Graphische Statik, S. 241, 7. Auflage. Leipzig, Teubner.

Flechtwerke sind statisch bestimmte Raumbachwerke. Jede statisch bestimmte Zwischenquerwand bedeutet für das viergurtige Raumbachwerk eine „räumliche“ statische Unbestimmtheit. Bei Ausbildung der Längs- oder Querwände als statisch unbestimmte Fachwerke oder Rahmen kommen deren „ebene“ Unbestimmtheiten noch hinzu. Viergurtige Zellwerke mit n Zellen und statisch bestimmten Längs- und Querwänden sind demnach innerlich $(n - 1)$ -fach statisch unbestimmt.

Die Lagerung der beschriebenen Systeme erfolgt meistens in der Weise, daß entweder die vier Eckpunkte einer Endquerwand (z. B. bei Turmpfeilern, Abb. 2) oder je zwei Eckpunkte von zwei Querwänden (z. B. bei Flugzeugen und Brücken, Abb. 1 u. 3) fest angeschlossen oder zwangsläufig geführt sind. Nach Art der Abb. 2 gelagerte Zellwerke werden als eingespannt bezeichnet.

Einer Lagerung in vier festen Punkten einer Ebene entsprechen zwölf Auflagerstäbe, und zwar acht in der Auflagerebene, vier senkrecht zu dieser. Von diesen sind nur sechs Stäbe — drei in der Auflagerebene, drei senkrecht zu dieser — statisch erforderlich. Ist das System wie in Abb. 1 oder 2 in vier benachbarten Knotenpunkten angeschlossen, dann können die fünf im Raumbachwerk unbeanspruchten Auflagerverbindungsstäbe oder — wenn man diese starr annimmt — die fünf überzähligen Auflagerstäbe in der Auflagerebene fortgelassen werden. Dann bleibt nur einer der vier Auflagerstäbe senkrecht zur Auflagerebene statisch überzählig. Eingespannte oder nach Abb. 1 (gegen den starr angenommenen Rumpf bzw. Flügel) abgestützte viergurtige Zellwerke mit n Zellen und für sich statisch bestimmten Längs- und Querwänden sind also n -fach statisch unbestimmt. Bei der üblichen Brückenlagerung (s. Abb. 3) fallen infolge der Längsbeweglichkeit der Lager an einem Ende zwei Auflagerstäbe in Längsrichtung fort; außerdem können die beiden Auflagerverbindungsstäbe in den Stützquerwänden oder zwei waagerechte Auflagerstäbe in Querrichtung fortgelassen werden. Dann bleiben vier Auflagerstäbe in der Auflagerebene und vier senkrecht zu dieser übrig. Außer dem überzähligen senkrechten Auflagerstab bleibt dann noch ein überzähliger Auflagerstab in der Auflagerebene.

3. Die äußere Belastung.

Als äußere Belastung wirken beliebige Kräfte P in den Ecken I, II, III und IV der rechteckigen Querwände. Diese lassen sich nach den drei Querwandachsen in drei Komponenten A, B und C zerlegen. Die in die Querwandebene fallenden Komponenten B und C lassen sich in symmetrische Kraftgruppen B' und C' und antisymmetrische Kraftgruppen \bar{B} und \bar{C} ordnen, deren Kräfte betragen (Abb. 4):

$$B' = \frac{1}{2} [B_I + B_{II} + B_{III} + B_{IV}]$$

$$C' = \frac{1}{2} [C_I + C_{II} + C_{III} + C_{IV}]$$

$$\bar{B} = \frac{1}{2} [B_I - B_{II} - B_{III} + B_{IV}]$$

$$\bar{C} = \frac{1}{2} [C_I + C_{II} - C_{III} - C_{IV}]$$

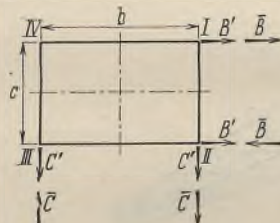


Abb. 4. Kraftgruppen in der Querwandebene.

Die antisymmetrischen Kräftepaare \bar{B} und \bar{C} lassen sich zu Drehmomenten M um die Längsachse zusammenfassen. Bezeichnen b und c die Querwandseiten (Abb. 4), dann ist:

$$M = \bar{B}c + \bar{C}b.$$

Gibt man den Zellen die Nummern ihrer rechten Querwand (Bezifferung s. Abb. 1 u. 2), so bestimmen die an den einzelnen Querwänden angreifenden Drehmomente M_i das auf die r te Zelle wirkende „Quermoment“:

$$\bar{M}_r = \sum_{i=0}^{r-1} M_i.$$

Dieses gilt als positiv, wenn die Summe der äußeren Drehmomente am linken Systemteil in Längsrichtung gesehen im Uhrzeigersinn wirkt.

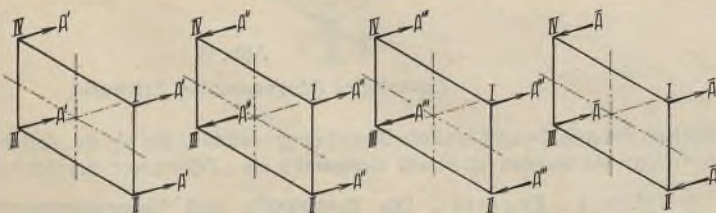


Abb. 5. Kraftgruppen senkrecht zur Querwandebene.

Die senkrecht zu den Querwänden in den Ecken angreifenden Längskräfte A_I, A_{II}, A_{III} und A_{IV} lassen sich in der Weise ordnen, daß vier Gruppen gleich großer, teils gleich gerichteter, teils paarweise entgegengesetzt gerichteter Kräfte entstehen (Abb. 5):

$$A' = \frac{1}{4} [A_I + A_{II} + A_{III} + A_{IV}]$$

$$A'' = \frac{1}{4} [A_I + A_{II} - A_{III} - A_{IV}]$$

$$A''' = \frac{1}{4} [A_I - A_{II} - A_{III} + A_{IV}]$$

$$\bar{A} = \frac{1}{4} [A_I - A_{II} + A_{III} - A_{IV}]$$

Davon ist die erste Gruppe zu beiden Querachsen symmetrisch, die zweite und dritte zu einer Querachse symmetrisch und die vierte zu beiden Querachsen antisymmetrisch. Die Längskraftgruppen gelten als positiv, wenn die Kraft in der oberen vorderen Ecke in Längsrichtung zeigt.

4. Die Elastizitätsgleichungen.

Umfang und Genauigkeit einer statisch unbestimmten Rechnung hängt wesentlich von der Wahl des statisch bestimmten Hauptsystems ab. Bei den Zellwerken (Abb. 1 bis 3) erscheint auf den ersten Blick das nächstliegende, als Überzählige die Diagonalen der Zwischenquerwände, als statisch bestimmtes Hauptsystem also das Flechtwerk einzuführen. Hierbei würden jedoch vielgliedrige sowie fehlerempfindliche Elastizitätsgleichungen entstehen, da die Zustände $X=1$ sich über das ganze System erstrecken und die Überzähligen sich als Differenzen nahezu gleich großer Zahlen ergeben. Diesen Nachteil vermeidet man, wenn man den Anschluß der Längsstäbe in einer Querwanddecke senkrecht zur Querwandebene längsbeweglich macht (Abb. 6) und als Überzählige die Längsanschlußkräfte einführt.

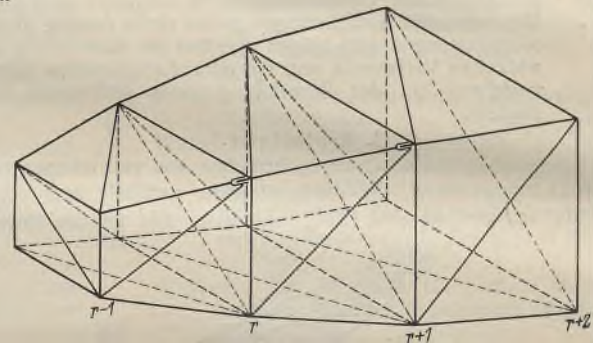


Abb. 6. Lösung der Längsverbinding.

Man denke sich nun das System an jeder Zwischenquerwand auseinandergezogen und entsprechend den vier festen Anschlußpunkten zwölf zusätzliche Stäbe eingefügt. Von diesen bilden fünf Stäbe eine neue, der vorhandenen unmittelbar benachbarte Zwischenquerwand; die übrigen sieben stellen die Anschlußstäbe der jetzt selbständigen Zellen dar (Abb. 7).

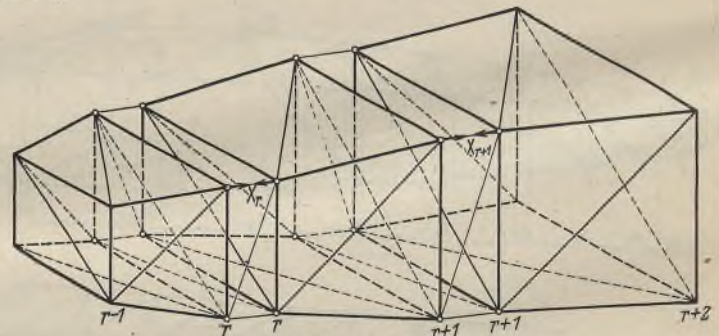


Abb. 7. Zellenhauptsystem.

Da zu einem statisch bestimmten Anschluß nur sechs Stäbe erforderlich sind, ist einer der vier Längsanschlußstäbe an jeder Querwand überzählig^{b)}. Die statisch unbestimmten Längsanschlußkräfte $X=1$ bilden mit ihren Gegenkräften in den drei übrigen Längsanschlußstäben antisymmetrische Längskraftgruppen (positiv entsprechend Abb. 8), die an den einzelnen Zellen im Gleichgewicht stehen. Der Einfluß einer jeden Gruppe $X_r=1$ am Hauptsystem erstreckt sich jetzt nur auf die beiden benachbarten Zellen r und $(r + 1)$.

^{b)} Bei dieser gedachten Anordnung, Abb. 7, erhält man die Kräfte der Querwandstäbe im Hauptsystem, indem die Zellen wieder zusammengeschoben und die Stabkräfte der hierbei zusammenfallenden Querwand- und Verbindungsstäbe überlagert werden. Zweckmäßiger ist es jedoch, die Stabkräfte der Querwände nach Berechnung der Stabkräfte in den Längswandgurt- und -diagonalen aus deren Querkomponenten zu bestimmen (s. Abschnitt 6).

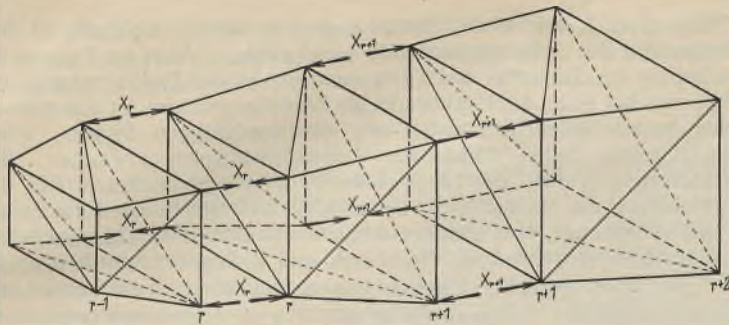


Abb. 8. Antisymmetrische Längskraftgruppen X am Zellenhauptsystem.

Damit lautet die r te Elastizitätsgleichung des Gleichungssystems (Bezeichnung vgl. Abb. 1 u. 2) bei in ihrer Ebene starren Querwänden:

$$\delta_{r(r-1)} X_{r-1} + \delta_{rr} X_r + \delta_{r(r+1)} X_{r+1} = -\delta_{r0}$$

und bei elastischen Querwänden:

$$\delta_{r(r-2)} X_{r-2} + \delta_{r(r-1)} X_{r-1} + \delta_{rr} X_r + \delta_{r(r+1)} X_{r+1} + \delta_{r(r+2)} X_{r+2} = -\delta_{r0}$$

Man erhält also für das Zellwerk mit starren bzw. elastischen Querwänden dieselben drei- bzw. fünfgliedrige Gleichungssysteme wie für den durchlaufenden Balken auf starren bzw. elastischen Stützen bei Einführung der Stützenmomente als Überzählige. Die zweckmäßige Auflösung solcher Gleichungssysteme ist von verschiedenen Verfassern behandelt⁶⁾.

Die Lastwerte δ_{r0} und Beiwerte δ_{ri} in den Elastizitätsgleichungen bedeuten gegenseitige Verwölbungen der rechten Querwand von Zelle r und der linken Querwand von Zelle $(r+1)$ infolge der äußeren Belastung und der Zustände $X_i=1$. Dabei gilt als Verwölbung die Gruppe der vier Eckverschiebungen im Sinne einer antisymmetrischen Längskraftgruppe \bar{A} . Die Elastizitätsgleichungen besagen also, daß die gegenseitige Verwölbung aufeinanderfolgender Zellen an der gemeinsamen Querwand verschwinden muß.

Bei statisch unbestimmten Querwänden gewinnt man fünfgliedrige Elastizitätsgleichungen, wenn man der Berechnung ein der Abb. 7 entsprechendes, statisch unbestimmtes Hauptsystem aus für sich statisch unbestimmten Zellen zugrunde legt. Im Falle statisch unbestimmter Lagerung entsprechend Abb. 2 fügt sich die überzählige Auflagerlängskraft des eingespannten Zellwerks, genau wie ein Einspannmoment am Ende eines durchlaufenden Balkens, in das System der Elastizitätsgleichungen ein. Bei dem in zwei Querwänden gestützten Zellwerk (Abb. 1 u. 3) ermittelt man die Überzähligen infolge der Lagerung, indem man das statisch bestimmt gelagerte Zellwerk als $(n-1)$ -fach statisch unbestimmtes Hauptsystem einführt.

5. Ersatzhauptsysteme für die äußere Belastung.

Die Lastwerte in den Elastizitätsgleichungen und die endgültigen Stabkräfte können mit Stabkräften S_0' infolge der äußeren Belastung an „Ersatzhauptsystemen“ ermittelt werden, die mit dem Hauptsystem für die Zustände $X=1$ nicht übereinstimmen⁷⁾. Die Unbekannten X in den Elastizitätsgleichungen bedeuten dann die Differenz zwischen den endgültigen Kräften der überzähligen System- oder Auflagerstäbe und den statisch bestimmten Kräften dieser Stäbe infolge der äußeren Belastung am Ersatzhauptsystem. Für einzelne Teilzustände der äußeren Belastung — z. B. symmetrische und antisymmetrische oder senkrechte und waagerechte — können verschiedene Ersatzhauptsysteme gewählt werden. Diese brauchen dann keine für alle Belastungsfälle stabilen Raumfachwerke zu sein; es genügt, daß für den jeweiligen Belastungszustand an dem zugeordneten Ersatzhauptsystem Gleichgewicht herrscht.

Unter den möglichen Ersatzhauptsystemen für die äußere Belastung wird man nun solche auswählen, deren Stabkräfte S_0' sich einfach ergeben und außerdem den endgültigen Stabkräften möglichst nahe kommen. Die statisch unbestimmte Rechnung wird dann wenig fehlerempfindlich, und die Stabkräfte S_0' können zur Vorbemessung benutzt werden. Bei den vorliegenden Zellwerken erreicht man diesen Vorteil, indem man den symmetrischen und antisymmetrischen Gruppen der äußeren Kräfte (s. Abschnitt 3) verschiedene Hauptsysteme zuordnet.

Als Ersatzhauptsysteme für die symmetrischen Kraftgruppen (A', A'', A''', B' und C') werden beim eingespannten Zellwerk (Abb. 2) die am Ende eingespannten Längswände (s. Abb. 9) und beim Zellwerk mit zwei Stützquerwänden (Abb. 1 oder 3) die Längswände und Endquerwände auf je zwei Stützen gewählt (Abb. 10). Diese Ersatzhauptsysteme für die symmetrischen Kraftgruppen stimmen also mit den

⁶⁾ Vgl. die Arbeiten von Hertwig, Müller-Breslau, Pirllet, Ostenfeld und Lewe im Eisenbau 1917, Heft 4 u. 7; 1910, Heft 9; 1913, Heft 4; 1916, Heft 8, Leipzig, Engelmann.

⁷⁾ Vgl. Abschnitt II, 4 des 138. DVL-Berichts (s. Anmerkung 1).

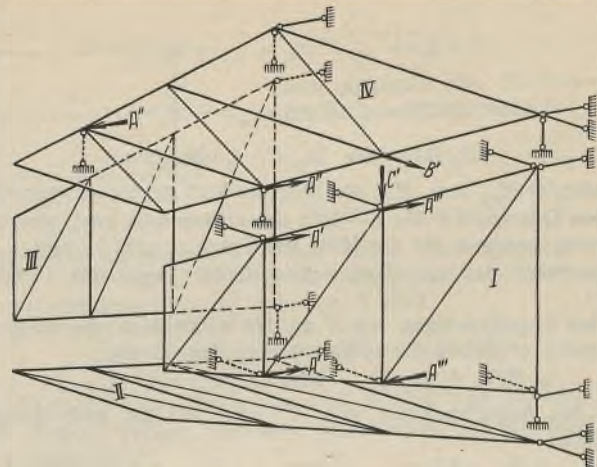


Abb. 9. Ersatzhauptsystem für das eingespannte Zellwerk.

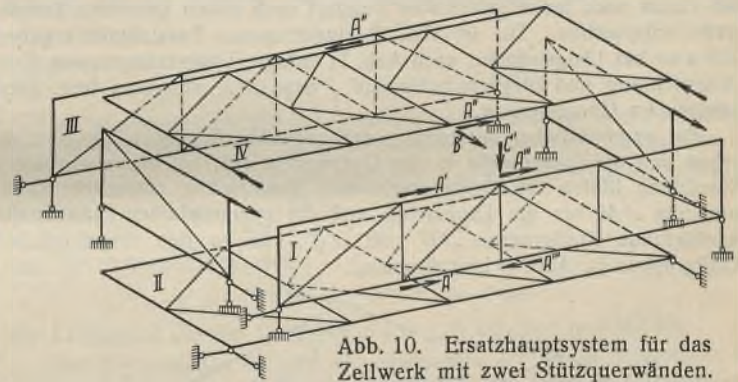


Abb. 10. Ersatzhauptsystem für das Zellwerk mit zwei Stützquerwänden.

Systemen überein, die man der üblichen Näherungsberechnung von Brücken, Pfeilern usw. zugrunde legt.

Sind die einzelnen Längswände der statisch bestimmten Ersatzhauptsysteme eben, dann stehen sie unter der Wirkung der symmetrischen Kraftgruppen B' und C' für sich im Gleichgewicht; nur an den Angriffspunkten der Längskräfte A', A'' und A''' sind, wenn die Längswände nicht

in der Kräfteebene liegen, zum Gleichgewicht Gegenkräfte in Querrichtung (s. Abb. 9) notwendig. Verlaufen dagegen die Längswände gebrochen, so müssen solche Gegenkräfte an allen Knickpunkten der Längsurte angebracht werden (Abb. 11). Die Stabkräfte S_0' der so im Gleichgewicht stehenden Längswände infolge der symmetrischen Kraftgruppen ergeben sich aus den auf die Längsebenen projizierten Systemen, indem man deren Stabkräfte im Verhältnis der wahren Stablänge zur projizierten vervielfacht.

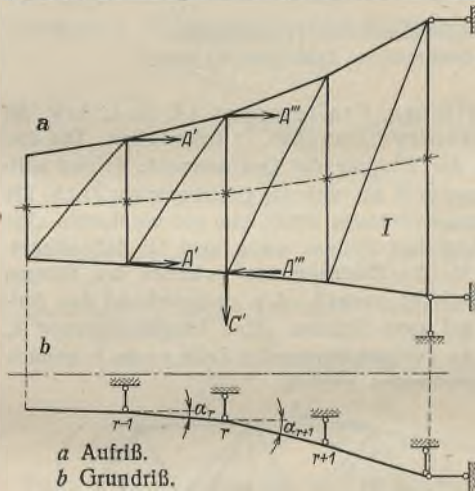


Abb. 11. Gebrochen verlaufende Längswand mit Gegenkräften.

Die zum Gleichgewicht an den Längswänden I, II, III, IV notwendigen Gegenkräfte sind in umgekehrter Richtung als „Zusatzkräfte“ ΔB und ΔC an den Querwänden anzubringen (Abb. 12), und zwar wirken an den Knickpunkten r der Längsurte antisymmetrische Zusatzkräfte vom Betrag:

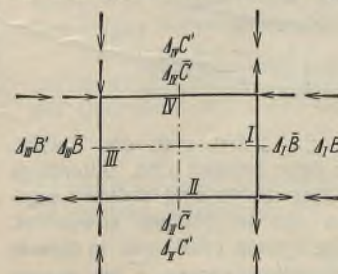


Abb. 12. Zusatzkräfte an den Querwänden.

$$\Delta I \bar{B}_r = \frac{M_{rz}}{c_r} (\text{tg}_I \alpha_{r+1} - \text{tg}_I \alpha_r)$$

$$\Delta II \bar{C}_r = \frac{M_{ry}}{b_r} (\text{tg}_{II} \alpha_{r+1} - \text{tg}_{II} \alpha_r)$$

($\Delta III \bar{B}_r$ und $\Delta III \bar{C}_r$ entsprechend)

und, je nachdem die Kraftgruppen A' an den senkrechten oder waagerechten Längswänden angebracht werden, symmetrische Zusatzkräfte vom Betrag:

$$\begin{aligned} \Delta_I B_r' &= \sum_0^{r-1} A' (tg_{II} \alpha_{r+1} - tg_{II} \alpha_r) \\ \text{oder } \Delta_{II} C_r' &= \sum_0^{r-1} A' (tg_{II} \alpha_{r+1} - tg_{II} \alpha_r) \\ (\Delta_{III} B_r' \text{ oder } \Delta_{IV} C_r' \text{ entsprechend}). \end{aligned}$$

Darin bedeutet M_{rz} bzw. M_{ry} das Biegemoment sämtlicher symmetrischen Kräfte von Querwand 0 bis $r-1$ in der senkrechten bzw. waagerechten Längsebene, bezogen auf die Mitte der Kante r , und α_r bzw. α_{r+1} die Neigungswinkel der anliegenden Längsfelder gegen die Längsebenen (Abb. 11).

In den Angriffspunkten von A' an den senkrechten oder waagerechten Längswänden entstehen die symmetrischen Zusatzkräfte:

$$\Delta_I B_r' = A_r' tg_{II} \alpha_{r+1} \text{ oder } \Delta_{II} C_r' = A_r' tg_{II} \alpha_{r+1}$$

und in den Angriffspunkten von A'' bzw. A''' die antisymmetrischen Zusatzkräfte:

$$\Delta_I \bar{B}_r = A_r'' tg_{II} \alpha_{r+1} \text{ bzw. } \Delta_{II} \bar{C}_r = A_r''' tg_{II} \alpha_{r+1}.$$

Den Richtungssinn der Zusatzkräfte bestimmt man aus der Regel, daß einem nach innen geknickten Zuggurt nach außen gerichtete Zusatzkräfte entsprechen. Die in Abb. 12 eingetragenen Zusatzkräfte ergeben sich also bei Längswänden nach Abb. 11 infolge Längskraftgruppen A' in Längsrichtung und Biegemomenten M_{rz} bzw. M_{ry} von vorn bzw. oben gesehen im Uhrzeigersinn.

Bei symmetrischer Anordnung der gegenüberliegenden Längswände heben sich die Zusatzkräfte in den Querriegeln auf; bei unsymmetrischer Anordnung bilden die antisymmetrischen Zusatzkräfte zusätzliche Drehmomente ΔM um die Längsachse und die symmetrischen Zusatzkräfte resultierende Kraftgruppen $\Delta B'$ und $\Delta C'$, die zu den ursprünglichen Kraftgruppen (s. Abb. 4) hinzukommen.

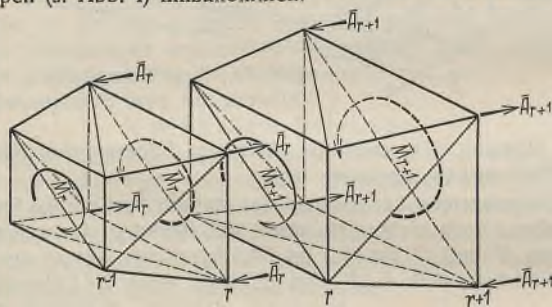


Abb. 13. Antisymmetrische Kraftgruppen am statisch bestimmten Zellenhauptsystem.

Für die antisymmetrischen Kraftgruppen (\bar{A} , \bar{B} , \bar{C} bzw. \bar{M}) wird das frühere „Zellenhauptsystem“ (Abb. 7) beibehalten. Die einzelnen Zellen stehen unter der Wirkung der Quermomente \bar{M} und antisymmetrischen Längskraftgruppen \bar{A} für sich im Gleichgewicht (Abb. 13). Beim Zellwerk mit zwei Stützquerwänden erhält man von vornherein eine gute Annäherung an das endgültige System, wenn man im Zellenhauptsystem das Gegenmoment für die Drehmomente zwischen den Stützen auf die Stützquerwände „statisch“ verteilt, d. h. entsprechend den Auflagerkräften eines Balkens auf zwei Stützen. Eine Längskraftgruppe \bar{A}_r kann im Zellenhauptsystem an der vorhergehenden Zelle r oder folgenden Zelle $(r+1)$ angreifend angenommen werden.

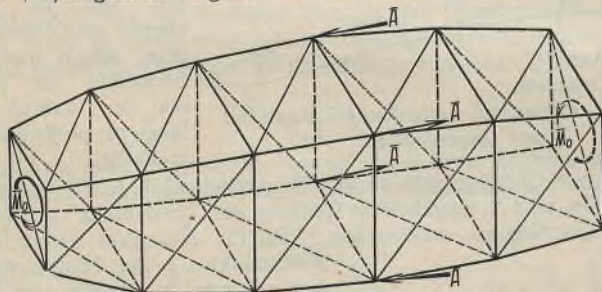


Abb. 14. Drehmomente an den Endquerwänden und antisymmetrische Längskräfte am Flechtwerk.

Bei dieser Wahl des Hauptsystems für \bar{A} hat man den Vorteil, daß im Hauptsystem nur die Stäbe einer Zelle belastet sind. Allerdings können hierbei besonders bei weichen Querwänden und steifen Längsgurten die Stabkräfte S_0 beträchtlich von den endgültigen abweichen. Eine bessere Annäherung an das endgültige System erhält man in diesem Fall, wenn man die antisymmetrischen Längskraftgruppen \bar{A} am ganzen Flechtwerk angreifen läßt (Abb. 14). Dieses System entspricht dann einem Zellenhauptsystem, an dem in diesem Falle statisch bestimmbare

Kraftgruppen X von solcher Größe angreifen, daß die Stabkräfte in den Diagonalen der Zwischenquerwände verschwinden. Auch im Falle einer Belastung des Zellwerks durch Drehmomente an den Endquerwänden erhält man bei Wahl des Flechtwerks als Ersatzhauptsystem im allgemeinen eine bessere Übereinstimmung mit dem endgültigen System, wenn die einzelnen Zellen stärker von Pyramidenstümpfen abweichen. Bei gebrochenem Verlauf der Längswände ist allerdings in diesem Fall die Bestimmung der Stabkräfte S_0 wesentlich schwieriger⁸⁾. Sind die Zellen Pyramidenstümpfe, dann stimmen die Stabkräfte infolge von Drehmomenten an den Endquerwänden im Flechtwerk und Zellenhauptsystem überein.

Sind zwei gegenüberliegende Längswände eben, dann können die antisymmetrischen Kraftgruppen \bar{M} und \bar{A} auch von diesen allein aufgenommen werden. Wählt man diese entsprechend Abb. 9 oder 10 als Ersatzhauptsystem, so erhält man — allerdings bei stärkerer Abweichung der Stabkräfte S_0 von den endgültigen — eine geringere Anzahl belasteter Stäbe im Hauptsystem. Sind nur eine oder zwei benachbarte Längswände eben, dann kann man die symmetrischen Kräfte B' bzw. C' und A'' bzw. A''' — unter Hinzufügung von Drehmomenten M und antisymmetrischen Längskräften \bar{A} am Zellenhauptsystem — in die ebenen Längswände verschieben. Man spart dann die Bestimmung der Zusatzkräfte an den gebrochen verlaufenden Längswänden, die den ebenen Längswänden gegenüberliegen.

6. Stabkräfte des Zellenhauptsystems infolge der antisymmetrischen Kraftgruppen.

Für die antisymmetrischen Kraftgruppen \bar{M} und \bar{A} werden im folgenden die auf die Stablänge bezogenen Stabkräfte $\varepsilon = \frac{S}{s}$ der r ten Zelle angegeben. Die Stabkräfte infolge der Zustände $X=1$ (s. Abb. 8) lassen sich ohne weiteres aus den Stabkräften infolge $\bar{A}=1$ zusammensetzen.

Für den Längsverband zwischen den Querwänden wird einfacher N - oder K -Verband vorausgesetzt (Abb. 15). Bei unterteiltem Längsverband zwischen den Querwänden kann man die Stabkräfte durch Überlagerung der Stabkräfte bei ein-

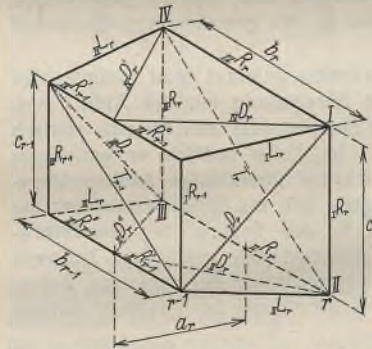


Abb. 15. Stäbe der r ten Zelle.

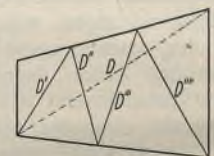


Abb. 16. Unterteilung der Längsfache.

fachem N -Verband mit den Stabkräften infolge der umgekehrten Diagonalkraft am unterteilten

System erhalten (Abb. 16). Aus den Abmessungen der r ten Zelle (Abb. 15) werden folgende Abkürzungen gebildet:

$$F_r = b_r c_r, \quad K_r = b_{r-1} c_r + c_{r-1} b_r, \quad \mu_r = \frac{b_{r-1} c_r}{c_{r-1} b_r}.$$

Infolge eines Quermomentes \bar{M}_r an der r ten Zelle (Abb. 13) entstehen in allen Längsdiagonalen oder K -Streben (D) die gleichen bezogenen Stabkräfte:

$$\varepsilon_r^{(D)} = \pm \frac{\bar{M}_r}{K_r}.$$

Die bezogenen Stabkräfte der Längsgurte (L) infolge \bar{M}_r sind, je nachdem an beiden oder nur an einem Stabende Diagonalen vorhanden sind:

$$\varepsilon_r^{(L)} = -\varepsilon_r^{(D)} \text{ oder } = 0.$$

Die Längsdiagonalen infolge eines positiven Quermomentes (s. Abb. 13) haben positive Stabkräfte (Zug), wenn sie in Längsrichtung in einer Schraube entgegen dem Uhrzeigersinn laufen.

Infolge der antisymmetrischen Längskraftgruppe \bar{A}_r an der rechten Querwand der r ten Zelle sind die bezogenen Stabkräfte der Diagonalen der senkrechten bzw. waagerechten Längswände:

$$\varepsilon_r^{(D)} = \pm \frac{1}{1 + \mu_r} \cdot \frac{\bar{A}_r}{a_r}$$

bzw.

$$= \pm \frac{\mu_r}{1 + \mu_r} \cdot \frac{\bar{A}_r}{a_r}.$$

Infolge \bar{A}_{r-1} an der linken Querwand der r ten Zelle sind sie:

$$\varepsilon_r^{(D)} = \pm \frac{\mu_r}{1 + \mu_r} \cdot \frac{\bar{A}_{r-1}}{a_r} \text{ bzw. } = \pm \frac{1}{1 + \mu_r} \cdot \frac{\bar{A}_{r-1}}{a_r}.$$

Bei Quader- und Pyramidenstumpf-Zellen ist $\mu_r = 1$.

⁸⁾ Vgl. hierzu Abschnitt III des 138. DVL-Berichts (s. Anmerkung 1).

Die bezogenen Stabkräfte der Längsurte infolge \bar{A}_r bzw. \bar{A}_{r-1} sind, je nachdem sie an der unbelasteten Querwand mit einer, zwei oder keiner Diagonale zusammenstoßen:

$$\mathfrak{E}_r^{(L)} = -\mathfrak{E}_r^{(D)} \text{ oder } \pm \frac{\bar{A}_r}{a_r} \text{ bzw. } \pm \frac{\bar{A}_{r-1}}{a_r} \text{ oder } 0.$$

Das Vorzeichen der Stabkräfte infolge \bar{A} ergibt sich aus dem Gleichgewicht der senkrecht zur belasteten Querwand wirkenden Kräfte.

Der beliebig angenommene Verband der Querwände besteht aus den Randstäben oder Riegeln R und den Innenstäben oder Querdagonalen T (Abb. 15). Die Stabkräfte einer Querwand ergeben sich aus dem Gleichgewichtssystem der in der Querwandebene wirkenden Komponenten der anliegenden Längsstäbe D und L und äußeren Kräfte. Die Komponenten der Längsstäbe erhält man, indem man ihre bezogenen Stabkräfte mit ihren auf die Querebene projizierten Stablängen multipliziert und in ihrer Richtung ansetzt (Abb. 17). Während die Stabkräfte in den Randstäben der Querwand von den Angriffspunkten der Diagonalen und der äußeren Kräfte abhängen und von

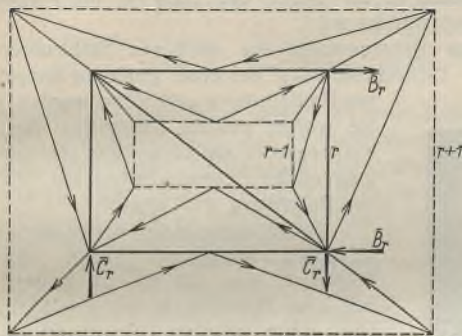


Abb. 17. Bestimmung der Stabkräfte in den Querwandstäben.

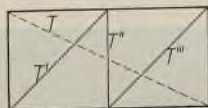


Abb. 18. Unterteilte Querwand.

Fall zu Fall aus dem obigen Gleichgewichtssystem zu bestimmen sind, bleiben die Stabkräfte der Innenstäbe T

von diesen Angriffspunkten unabhängig, wenn die äußeren Kräfte nur in den Ecken angreifen, und zwar sind die bezogenen Stabkräfte sämtlicher beanspruchten Innenstäbe T, T' usw. (Abb. 18) dem absoluten Betrag nach gleich.

Wird an der Querwand r nur das Quermoment \bar{M}_r übergeleitet ($M_r = 0$), so sind die bezogenen Stabkräfte der Innenstäbe:

$$\mathfrak{E}_r^{(T)} = \pm \frac{1 - \mu_r \mu_{r+1}}{(1 + \mu_r)(1 + \mu_{r+1})} \cdot \frac{\bar{M}_r}{F_r}$$

Bei Quader- und Pyramidenstumpzellen ($\mu = 1$) wird:

$$\mathfrak{E}_r^{(T)} = 0.$$

Wird an der Querwand r ein Moment eingeleitet (s. Abb. 4):

$$M_r = \bar{B}_r c_r + \bar{C}_r b_r,$$

dann erhalten die Innenstäbe außerdem

$$\mathfrak{E}_r^{(T)} = \pm \frac{\bar{C}_r / c_r - \mu_{r+1} \bar{B}_r / b_r}{1 + \mu_{r+1}}$$

Wirken an der rechten bzw. linken Querwand der r -ten Zelle die antisymmetrischen Längskraftgruppen \bar{A}_r bzw. \bar{A}_{r-1} , so erhalten die Innenstäbe der rechten und linken Querwand der r -ten Zelle:

$$\mathfrak{E}_r^{(T)} = \pm \left(1 - \frac{F_{r-1}}{K_r}\right) \frac{\bar{A}_r}{a_r}$$

$$\mathfrak{E}_{r-1}^{(T)} = \mp \frac{F_r}{K_r} \cdot \frac{\bar{A}_r}{a_r}$$

bzw.

$$\mathfrak{E}_r^{(T)} = \pm \frac{F_{r-1}}{K_r} \cdot \frac{\bar{A}_{r-1}}{a_r}$$

$$\mathfrak{E}_{r-1}^{(T)} = \mp \left(1 - \frac{F_r}{K_r}\right) \frac{\bar{A}_{r-1}}{a_r}$$

Ist die Querwand nur durch eine Querdigonale ausgesteift, so gilt das obere Vorzeichen in den vorstehenden Formeln, wenn sie in Längsrichtung gesehen nach rechts fällt. Bei unterteiltem Querverband (s. Abb. 18) läßt sich hieraus das Vorzeichen der Innenstäbe festlegen (Vorzeichen von \bar{M} und \bar{A} vgl. Abschnitt 3).

Ist die Querwand ein in seiner Ebene biegungssteifer Rechteckrahmen mit einer oder zwei Symmetrieachsen, so kann man aus der Belastung des Querrahmens mit den vorstehenden Diagonalkräften $S^{(T)}$ ohne weiteres die Momentenfläche des Querrahmens infolge \bar{M} oder \bar{A} angeben.

Es bedeute (Abb. 18a):

J_c das Trägheitsmoment der symmetrischen senkrechten Riegel,
 J_o bzw. J_u das Trägheitsmoment des oberen bzw. unteren Riegels,

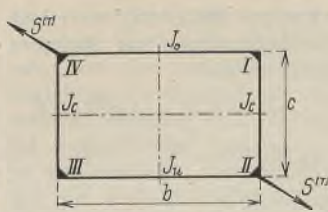


Abb. 18a.

Biegungssteifer Querrahmen.

$$\alpha = \frac{b/J_o - b/J_u}{b/J_o + b/J_u + 6c/J_c}$$

Dann betragen die Eckmomente der geradlinigen Momentenfläche:

$$M_I = -M_{III} = (1 - \alpha) \frac{bc}{4} \cdot \mathfrak{E}^{(T)}$$

$$M_{II} = -M_{IV} = -(1 + \alpha) \frac{bc}{4} \cdot \mathfrak{E}^{(T)}$$

Nach außen hohl biegende Momente gelten als positiv. Bei doppelter Symmetrie des Rahmens ($J_o = J_u$, d. h. $\alpha = 0$) wird:

$$M_I = -M_{II} = M_{III} = -M_{IV} = \frac{bc}{4} \cdot \mathfrak{E}^{(T)}$$

7. Verschiebungsbeiwerte und endgültige Stabkräfte.

Mit den im vorigen Abschnitt bestimmten, auf die Stablänge bezogenen Stabkräften:

$$\mathfrak{E} = \frac{S}{s}$$

ergeben sich die Beiwerte der Elastizitätsgleichungen aus:

$$\delta_{ik} = \sum \mathfrak{E}_i \mathfrak{E}_k \omega,$$

worin

$$\omega = \frac{s^3}{EF} \text{ („Stabwert“).}$$

Im häufigen Sonderfall eines Zellwerks mit Quader- oder Pyramidenstumpzellen lassen sich die Verschiebungsbeiträge der Längsstäbe infolge der antisymmetrischen Kraftgruppen \bar{A} und \bar{M} mit Hilfe der Stabwertsummen:

$$\sum \omega = \omega_I + \omega_{II} + \omega_{III} + \omega_{IV}$$

und der Stabwertdifferenzen:

$$\Delta \omega = \omega_I - \omega_{II} + \omega_{III} - \omega_{IV}$$

der Längsurte (L) und Längsdiagonalen (D) angeben (s. Abb. 15).

Bei K -Verbänden ist statt des Stabwertes $\omega^{(D)}$ einer Diagonale die Summe der Stabwerte $\omega^{(D')}$ und $\omega^{(D'')}$ der beiden K -Streben einzusetzen.

Ist ε die Anzahl der diagonalenfreien Ecken in einer Zelle, und zwar ε' an der rechten und ε'' an der linken Querwand, und wird gesetzt:

$$\Delta \varepsilon = \varepsilon' - \varepsilon'',$$

dann betragen bei Annahme eines gleichen Mittelwertes $\frac{\sum \omega^{(L)}}{4}$ für die im allgemeinen innerhalb einer Zelle wenig verschiedenen Stabwerte der Längsurte die Beiwerte der Unbekannten in der r -ten Elastizitätsgleichung:

$$\delta_{rr} = \frac{1}{4a_r^2} \left[\sum \omega_r^{(D)} + \left(1 + \frac{\varepsilon + 2\Delta \varepsilon}{4}\right) \sum \omega_r^{(L)} \right] + \frac{1}{4a_{r+1}^2} \left[\sum \omega_{r+1}^{(D)} + \left(1 + \frac{\varepsilon - 2\Delta \varepsilon}{4}\right) \sum \omega_{r+1}^{(L)} \right]$$

$$\delta_{r(r-1)} = -\frac{1}{4a_r^2} \left[\sum \omega_r^{(D)} - \left(1 - \frac{\varepsilon}{4}\right) \sum \omega_r^{(L)} \right]$$

$$\delta_{r(r+1)} = -\frac{1}{4a_{r+1}^2} \left[\sum \omega_{r+1}^{(D)} - \left(1 - \frac{\varepsilon}{4}\right) \sum \omega_{r+1}^{(L)} \right]$$

Die Lastwerte infolge Drehmomentenbelastung betragen:

$$\delta_{ro} = \frac{\bar{M}_r}{4a_r b_r c_{r-1}} \left(\Delta \omega_r^{(D)} + \frac{*}{4} \sum \omega_r^{(L)} \right) - \frac{\bar{M}_{r+1}}{4a_{r+1} b_{r+1} c_r} \left(\Delta \omega_{r+1}^{(D)} - \frac{*}{4} \sum \omega_{r+1}^{(L)} \right)$$

Darin bedeutet $*$ eine von der Anzahl und Richtung der K -Verbände in der Zelle abhängige Zahl. Zu dieser trägt jeder K -Verband $+1$ oder -1 bei, und zwar $+1$, wenn die Spitze des K -Verbandes in der Wand I oder III in bzw. in der Wand II oder IV gegen die Längsrichtung zeigt. Die Werte ε , $\Delta \varepsilon$ und $*$ sind ganze Zahlen zwischen 0 und 4. Bei reinem N -Verband ist $\Delta \varepsilon = * = 0$. Die Lastwerte infolge antisymmetrischer Längskräfte \bar{A} an den vorhergehenden oder folgenden Zellen ergeben sich aus den obigen Beiwerten der Unbekannten.

Vernachlässigt man bei den Querwänden die Verschiebungsbeiträge der im allgemeinen steifen Querriegel R , so ist der Verschiebungsbeitrag der Querwände mit einer Querdigonale T :

$$\bar{\delta}_{ik} = \mathfrak{E}_i^{(T)} \mathfrak{E}_k^{(T)} \omega^{(T)}$$

Ist die Querwand unterteilt (s. Abb. 18), so erhält man aus den beanspruchten Innenstäben T' :

$$\bar{\delta}_{ik} = \mathfrak{E}_i^{(T')} \mathfrak{E}_k^{(T')} \omega^{(T')},$$

d. h. den gleichen Beitrag wie bei einer Querwand mit starren Riegeln und einer Querdigonale vom Stabwert: $\omega^{(T)} = \sum \omega^{(T')}$.

Ist die Querwand ein biegungssteifer Rahmen (Abb. 18a), so erhält man aus der in Abschnitt 6 bestimmten Momentenfläche bei einfacher Symmetrie den Verschiebungsbeitrag des Querrahmens:

$$\bar{\delta}_{ik} = \frac{b^2 c^2}{48 E} [(1 + \alpha)^2 b/J_u + (1 - \alpha)^2 b/J_o + 2(1 + 3\alpha^2) c/J_c] \varphi_i^{(T)} \varphi_k^{(T)}$$

bzw. bei doppelter Symmetrie ($J_o = J_u = J_b$, d. h. $\alpha = 0$):

$$\bar{\delta}_{ik} = \frac{b^2 c^2}{24 E} [b/J_b + c/J_c] \varphi_i^{(T)} \varphi_k^{(T)}$$

Man erhält also den gleichen Verschiebungsbeitrag, wenn man den Querrahmen ersetzt durch eine Querwand mit gelenkigen Knoten und einer aussteifenden Diagonale vom Stabwert:

$$\omega^{(T)} = \frac{b^2 c^2}{48 E} [(1 + \alpha)^2 b/J_u + (1 - \alpha)^2 b/J_o + 2(1 + 3\alpha^2) c/J_c]$$

$$\text{bzw. } \omega^{(T)} = \frac{b^2 c^2}{24 E} [b/J_b + c/J_c]$$

Mit den Stabkräften S_0 bzw. S_0' infolge der äußeren Belastung am Zellen- bzw. Ersatzhauptsystem und S_i infolge der Zustände $X_i = 1$ am Zellenhauptsystem sind die endgültigen Stabkräfte der r^{ten} Zelle:

$$S_r = S_{r0} + S_{r0}' + S_{r(r-1)} X_{r-1} + S_{rr} X_r$$

und die endgültigen Stabkräfte der r^{ten} Querwand:

$$S_r = S_{r0} + S_{r0}' + S_{r(r-1)} X_{r-1} + S_{rr} X_r + S_{r(r+1)} X_{r+1}$$

(Schluß folgt.)

Alle Rechte vorbehalten.

Geschweißte Stahlrohmaste.

Von Ing. Dr. J. Wanke, o. ö. Professor, Prag.

Einfache Stahlrohmaste haben sich seit langem als Gestänge von Freileitungen und elektrischen Bahnen eingeführt. In der Regel sind es nahtlose Stahlrohre in der bekannten schußweise abgesetzten Form, die dazu verwendet werden; aber auch genietete oder geschweißte, aus Blechen hergestellte konische Maste teils runden, teils ovalen Querschnitts sind ausgeführt worden und haben sich bewährt. Die Höhen und Spitzenzüge, für die solche Maste noch ausreichen, sind durch das erzielbare

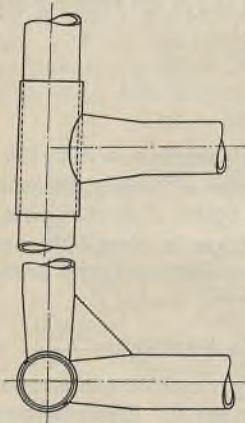


Abb. 1. Verbindung zwischen Riegel und Stiel.

Widerstandsmoment im Einspannquerschnitt und durch die zulässige Durchbiegung begrenzt. Wenn auch die Grenze der Verwendbarkeit der einfachen Stahlrohmaste durch die Fortschritte der Technik stark hinaufgerückt wurde, so sind doch durch die Einführung des Weitspannsystems bei den Freileitungen und durch die Vergrößerung der Leiterquerschnitte die Anforderungen an die Freileitungsmaste derart gestiegen, daß diese Grenze vielfach überschritten wird. Der Gedanke lag nahe, der Einheitlichkeit wegen auch für solche schweren Maste in der Form der Gitter- und Rahmenmaste Stahlrohre zu verwenden. Ist doch das Rohrprofil das geeignetste in bezug auf Widerstand gegen Knicken. Den Schwierigkeiten des Anschlusses suchte man auf mannigfaltige Weise zu begegnen: durch Verschraubungen, Verwendung von Schellen, an die die an den Enden platt zusammengedrückten Rohrschragen mittels Schrauben angeschlossen wurden, oder andere Klemmverbindungen, durch schwierige Rohrinneinietung und Kombination derselben mit Schraubenanschlüssen bei den Rahmenmasten usw. Diese Verbindungen waren alle teils technisch nicht einwandfrei, teils zu teuer. Erst die Einführung der Schweißtechnik schaffte Abhilfe. Durch Schweißung lassen sich sowohl Verlängerungen von Rohren als auch Anschlüsse von Rohr an Rohr verhältnismäßig leicht herstellen.

Gegliederte Rohrmaste können sowohl in der bekannten Form der Gittermaste als auch als Rahmenmaste ausgeführt werden. Bei den Gittermasten werden die Rohrschragen entweder direkt an die Stielrohre angeschweißt oder, was vorzuziehen ist, mit Hilfe von Knotenblechen, die durch Schlitze der Rohrstiele gesteckt und mit ihnen verschweißt werden, angeschlossen. Bei größerer Masthöhe können die Stiele, der abnehmenden Beanspruchung entsprechend, nach oben schußweise verjüngt oder gegen schwächere gestoßen werden. Rahmenmaste erhalten Stiele, die auf ihrer ganzen Länge gleiches Profil haben; die im Anschluß

auf tretenden Momente erfordern in der Regel, daß auch für die Riegel die gleiche Rohrmaßung verwendet wird.

Im folgenden soll über Rahmenmaste aus nahtlosen Stahlrohren berichtet werden, die in der Tschechoslowakei bei einer größeren Anzahl von Freileitungen ausgeführt wurden.¹⁾ Sie weisen sowohl hinsichtlich ihrer Konstruktion als auch ihrer Herstellung einige Besonderheiten auf, die der Beachtung wert sind.

Die für diese Maste verwendeten nahtlosen Stahlrohre haben eine Festigkeit von 55 bis 65 kg/mm² und eine Mindestdehnung von 15%. Die Maste werden elektrisch geschweißt. Wie in anderen Zweigen des Stahlhochbaues erweist sich auch hier die Elektroschweißung vorteilhafter als die Gasschmelzschweißung. Als Elektroden werden ummantelte Drähte normaler Festigkeit, wie sie auch zum Schweißen von Konstruktionsmaterial Cc, C38 (Bezeichnung nach der tschechoslowakischen Norm) bzw. St 37 dienen, verwendet. Eine höhere Festigkeit der Schweißung ist mit Rücksicht auf die geringe Rohrwanddicke nicht erforderlich; die Nahtstärken können leicht so groß gewählt werden, daß der Unterschied in der Festigkeit zwischen Schweißung und Grundmaterial ausgeglichen wird.

Die Rahmenmaste haben quadratischen Grundriß. Stiel- und Riegelrohre erhalten gleichen Querschnitt. Um den Anschluß der Riegel in einer Ebene zu ermöglichen, werden sie an den Enden elliptisch geformt

(Abb. 1). Dadurch wird auch die am Anschluß erwünschte Vergrößerung des Widerstandsmomentes erzielt. Die Stielrohre werden an den Riegelanschlüssen durch kurze Überschubrohre verstärkt. An diese wird der aus vier Riegeln gebildete Horizontalrahmen durch Rundschweißen angeschlossen. Um diese am stärksten beanspruchten Rundschweißen bequem herstellen zu können, um also Überkopfschweißen zu vermeiden, wird das Überschubrohr aus zwei diagonal zum Horizontalrahmenquadrat gestoßenen Schalen hergestellt und der Horizontalrahmen aus vier Rohrschalen und vier Riegeln gebildet. Durch eine besondere Spannvorrichtung (Abb. 2) ist die Reihenherstellung solcher Rahmen möglich. Die Zapfen dieser Spannvorrichtung, an die sich die Schalen lehnen, sind auswechselbar und können dem Durchmesser der Stielrohre angepaßt werden; sie lassen sich auch in horizontaler Richtung verstellen und beliebig neigen.

Die Herstellung der Maste in der Werkstatt erfolgt in der Weise, daß die fertigen Rahmen auf zwei liegende Stielrohre aufgestellt und mit ihnen durch Kehlschweißung am Umfang der Rohrschalen verbunden werden. Hierauf werden die oberen Stielrohre in die Schalen eingelegt und auf gleiche Weise verschweißt. Die Verbindung der zweiten Schale des Überschubrohres erfolgt nun einerseits durch Stumpfschweißung mit der ersten Schale und andererseits durch Rundkehlschweißung mit dem Stielrohr. Zwecks besserer Eckenaussteifung der Horizontalrahmen werden dreieckige Bleche eingeschweißt, die des guten Wasserabflusses wegen

¹⁾ Geliefert von der Mannesmannröhren-Werke A.-G. in Komotau.

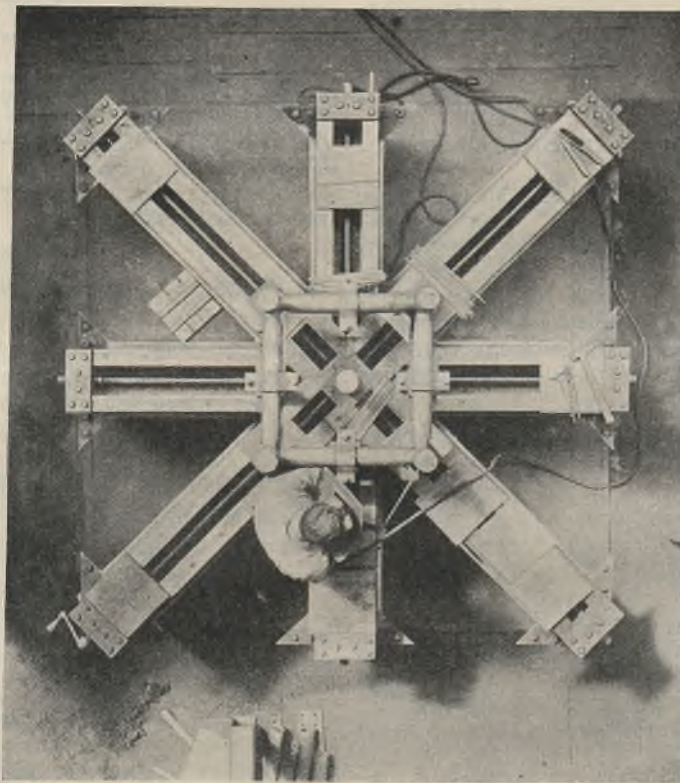


Abb. 2. Spannvorrichtung.

etwas geneigt angeordnet sind. Die Seitenlänge dieser Bleche entspricht etwa der Länge der elliptischen Verformung des Riegelrohres und ist bei den breiteren Rahmen größer als bei den schmäleren.

Die Verwendbarkeit der Stahlrohr-Rahmenmaste wurde auch im Großversuch erprobt. Als Versuchsmast diente ein Tragmast mit 22,3 m freier Höhe, der einer normalen Lieferung entnommen wurde. Er ist für einen reduzierten Spitzenzug von 715 kg und Winddruck (260 kg reduziert) berechnet. Dabei sei noch bemerkt, daß in der statischen Berechnung die tatsächliche Lasten-

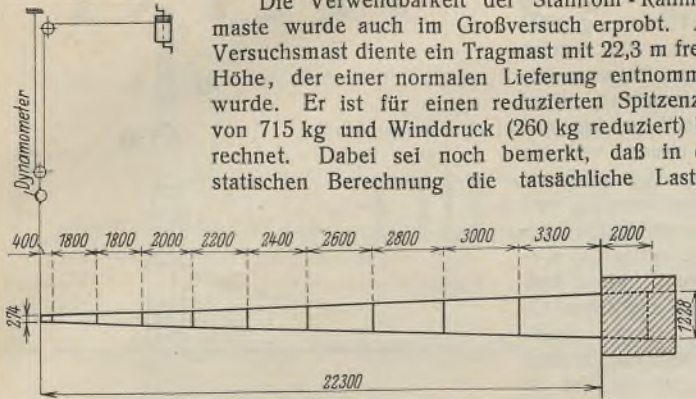


Abb. 3. Vorrichtung für den Biegeversuch.

verteilung berücksichtigt wurde, da beim Rahmenmast die Berechnung der Beanspruchungen aus dem reduzierten Spitzenzuge zu günstig und deshalb nicht mehr zulässig ist. Das System des untersuchten Mastes ist aus der Abb. 3 ersichtlich; Stiel- und Riegelrohre haben das Profil $\phi 89 \cdot 3,5$.

Da die Erprobung des stehenden Mastes sehr umständlich geworden wäre, wurde er horizontal liegend in einen schweren Betonkörper von etwa 60 t Gewicht, der selbst wieder teilweise in eine niedrige Stützmauer eingelassen war, eingespannt. Diese Einspannung konnte von vornherein als vollkommen zuverlässig angesehen werden; trotzdem wurde während des Versuchs auch das Fundament genau beobachtet; irgendwelche Bewegungen konnten aber nicht festgestellt werden. Die Wirkung des Eigengewichts wurde dadurch aufgehoben, daß der Mast an drei Punkten der Achse aufgehängt und durch Ausgleichsgewichte in horizontaler Lage gehalten wurde (Abb. 4). Um auch beim Biegeversuch die Aufhängeseile in jeder Lage des Mastes lotrecht zu erhalten, waren die Umlenkrollen an einer Laufschiene beweglich angehängt. Mit Rücksicht auf den Torsionsversuch war die Aufhängung in der Mastachse geboten.

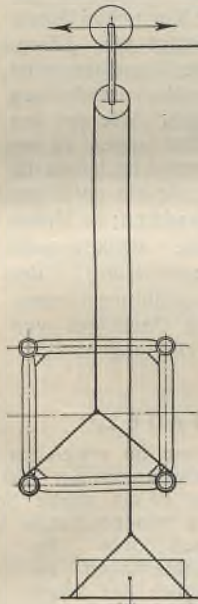


Abb. 4. Vorrichtung zur Ausschaltung der Eigengewichts-Wirkung.

Abb. 3 zeigt die Anordnung des Biegeversuchs. Die Meßergebnisse von zwei Versuchen sind in Zahlentafel 1 zusammengestellt. Bemerkenswert ist,

Zahlentafel 1.

Versuch 1.		Versuch 2.	
Zugkraft P in kg	Durchbiegung*) in mm	Zugkraft P in kg	Durchbiegung*) in mm
0	0	0	0
100	14	200	31
200	28	300	45
300	42	400	59
400	55	500	74
500	70	600	88
700	98	700	102
750	107	800	116
0	0	900	131
300	42	1000	145
500	72	0	1
750	107	1000	148
800	113	1100	162
900	127	1200	177
1000	142	1300	190
0	0	1400	205
		1500	221
		1600	238
		0	3

*) Gemessen an der Mastspitze.

daß beim ersten Versuch bis $P = 1000$ kg fast vollständige Proportionalität zwischen Durchbiegung und Belastung besteht, ein Ergebnis, das bei genieteten Konstruktionen nicht zu erzielen ist. Beim zweiten Versuch machte sich der Einfluß ungleichmäßiger Erwärmung durch einseitige Sonnenbestrahlung störend bemerkbar. Während der erste Versuch bei bedecktem Himmel im Sommer durchgeführt wurde, ging der zweite

nach einer Reifnacht an einem Herbstvormittage vor sich, an dem nur zeitweilig Wolken die direkte Sonnenbestrahlung verhinderten; der Mast hatte also eine verhältnismäßig tiefe Temperatur, wodurch der Einfluß der ungleichen Erwärmung, wie aus den Meßwerten zu erkennen ist, um so mehr zur Geltung kam. Es war leider noch nicht möglich, den Versuch bei ausgeglichener Temperatur des Mastes und mit größeren Spitzenzügen zu wiederholen. Die beiden angeführten Versuche zeigen aber schon, daß eine gute Übereinstimmung zwischen der theoretischen Durchbiegung, die für $P = 100$ kg 14,17 mm beträgt, und den Meßwerten besteht.

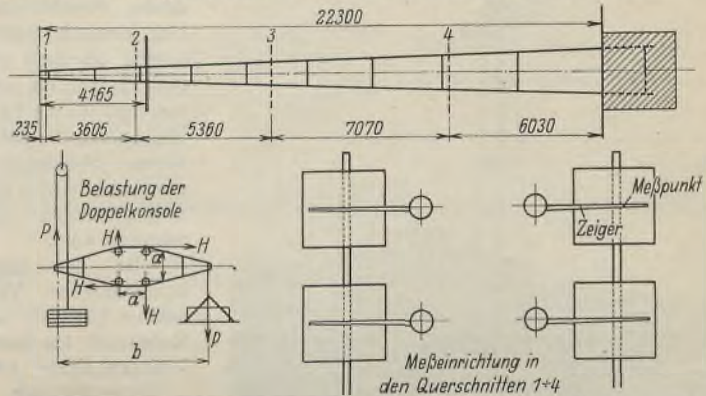


Abb. 5. Vorrichtung für den Torsionsversuch.

Der gleiche Mast wurde auch zur Durchführung eines Torsionsversuchs benutzt. Um den Einfluß des Drehmoments allein verfolgen zu können, wurde die Anordnung so getroffen, daß keine Biegung auftrat (Abb. 5). Zu dem Zwecke waren an einer Doppelkonsole auf einer Seite Gewichte direkt angehängt, auf der anderen Seite wurde das die gleich große Belastung tragende Seil über eine Rolle geleitet. Bei einer Länge der Doppelkonsole von 3 m, zwischen den Anhängepunkten gemessen, ist das durch die Gewichte $P = 100$ kg hervorgerufene Drehmoment $M_D = 100 \cdot 300 = 30\ 000$ kgcm.

Die Meßvorrichtungen waren so beschaffen, daß in einigen Querschnitten sowohl die Verschiebungen der Stielrohrmitten als auch die Verdrehungen der Stielrohre ermittelt werden konnten. An die Stielrohre waren Zeiger aus Stahl angeschweißt, deren Meßkanten durch die Mittelpunkte der Rohre gingen. Im Abstände 700 mm von Rohrmitte war auf jedem Zeiger ein Punkt markiert, aus dessen Verschiebungen die Bewegungen der Rohrmitten berechnet werden konnten. Die Verdrehungen wurden direkt abgelesen.

Der Versuch wurde bis $P = 500$ kg, entsprechend einem Torsionsmoment von 150 000 kgcm, fortgeführt, ohne daß nach Entlastung bleibende Verdrehungen oder sonstige Verformungen festzustellen waren. Dabei darf nicht übersehen werden, daß es sich nicht um einen Abspann-, Winkel- oder Endmast handelt, also einen Mast, der infolge seiner Form und größerer Profile besser zur Aufnahme von Drehmomenten geeignet ist, sondern daß der Versuchsmast als einfacher Tragmast bemessen wurde. Ohne auf die Auswertung des Torsionsversuchs, die an anderer Stelle noch behandelt werden soll, näher einzugehen, sei nur festgestellt, daß die Versuchswerte mit der üblichen Berechnung, nach der das Drehmoment Pb in zwei Kräftepaare $2Ha$ aufgelöst wird (Abb. 5), in Widerspruch stehen. Ein großer Teil des Drehmoments wird durch den Torsionswiderstand der Rohre, die dazu durch ihre günstige Profilform besonders geeignet sind, direkt aufgenommen. Wie aus Zahlentafel 2 ersichtlich ist,

Zahlentafel 2. Gemessene Verdrehungen.

P in kg	Querschnitt			
	1	2	3	4
100	2° 43'	2° 45'	1° 52'	0° 52'
200	5° 32'	5° 35'	3° 50'	1° 41'
300	8° 23'	8° 24'	5° 40'	2° 29'
400	11° 10'	11° 10'	7° 31'	3° 18'
500	14° 0'	13° 58'	9° 21'	4° 7'

besteht gute Proportionalität zwischen Verdrehungswinkel und Drehmoment. Dagegen sind die Verdrehungen in den einzelnen Querschnitten nicht verhältnismäßig dem Abstände von der Einspannstelle, vielmehr sind die der Konsole benachbarten Querschnitte verhältnismäßig stärker verdreht; die Stielrohre erfahren demnach auch ihre größte Torsionsbeanspruchung in der Nähe der Konsole.

Es wäre interessant, einmal einen Torsionsversuch an einem Gittermast zu verfolgen. Diese Maste werden sich vermutlich etwas anders verhalten, da der Verformungswiderstand der horizontalen Kreuze mit den verhältnismäßig schwachen Winkeln geringer ist als der der Horizontalrahmen. Es werden also sowohl Verdrehungen der Eckstiele als auch



Abb. 6. Abspann-Abzweigmast.

Formänderungen der Ausfachungsstäbe eintreten; für erstere sind Winkel keine günstigen Profile, letztere ergeben Zusatzbeanspruchungen sowohl in den Wandstäben als auch in deren Anschlüssen. Der Versuch müßte zeigen, ob diese gefährlich werden können und ob die Eckstiele und namentlich deren Stoßdeckungen den erhöhten Beanspruchungen gewachsen sind.

Bei den oben beschriebenen Versuchen hat sich das Rohrprofil für kombinierte Dreh- und Biegebeanspruchungen günstig verhalten. Die gegliederten Rohrmaße können also wohl hinsichtlich ihrer Eignung

mit den Gittermasten in Wettbewerb treten und haben gegen sie die Vorteile, die das Rohrprofil bietet, voraus. Ob die Gestehungskosten diesen Wettbewerb gestatten, hängt von den Rohr- und Winkelpreisen sowie den Arbeitslöhnen ab; in dieser Hinsicht herrschen nicht überall die gleichen Verhältnisse.

In der Tschechoslowakei haben sich die Stahlrohrmaste bereits an einer Reihe von Freileitungen bewährt. Abb. 6 zeigt einen Abspann-Abzweigmast einer 60 KV-Leitung mit 6 Leitern von je $35 \text{ mm}^2 \text{ Cu}$ und einem Erdseil von 35 mm^2 Querschnitt. Ein Tragmast einer 35 KV-Leitung mit 3 Leitern von je $50 \text{ mm}^2 \text{ Cu}$ und einem Stahl-Erdseil von 35 mm^2 Querschnitt ist in Abb. 7 dargestellt. Die Entfernung der 22,3 m hohen Maste beträgt hier 320 m. Der Versuchsmast ist ein Mast der gleichen Type. Wie aus den Abbildungen zu erkennen ist, haben die Maste ein gefälliges Aussehen; sie bilden eine willkommene Bereicherung der Ausführungsformen des Gestanges von Freileitungen.



Abb. 7. Tragmast.

Verschiedenes.

Erweiterung des Kaufhauses Mathias Löwenthal in Aschaffenburg. Das Kaufhaus Mathias Löwenthal in Aschaffenburg wurde nach den Plänen des Architekten Reg.-Bmstr. Fritz Nathan, Frankfurt a. M., modern umgebaut und auch bedeutend erweitert.

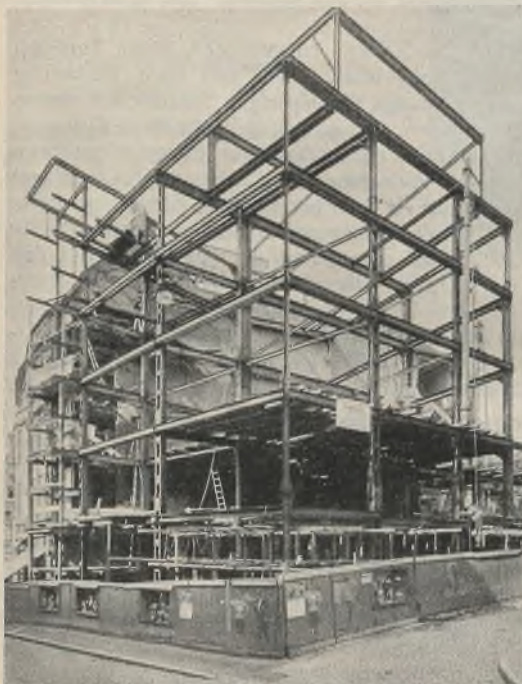


Abb. 1. Stahlskelett des Kaufhauses Löwenthal, Aschaffenburg.

Die Haupterweiterung liegt an der Herstattstraße, Treibgasse und Nebensteingasse. Als Tragkonstruktion dieses im Hauptteil sechsgeschossigen Erweiterungsbaues wurde eine Stahlskelettkonstruktion gewählt, die bis zum Kellerfußboden durchgeht. An der Herstattstraße ist das fünfte Obergeschoß etwas zurückgesetzt worden. Das bestehende Kaufhaus ist ein Eisenbetonbau. Bei dem Erweiterungsbau sind als Decken weitgespannte Eisenbetonrippendecken zwischen Stahlträgern von insgesamt 320 kg/cm^2 Eigengewicht ausgeführt. Die Ausmauerung des Stahlskeletts erfolgte in Schwemmsteinen, die dann verputzt

wurden. Die Stahlkonstruktion, die für sich standsicher ausgeführt wurde, schließt sich dicht an den alten Eisenbetonbau an, ohne damit besonders verankert zu sein, denn bei der Bearbeitung des Entwurfs stellte sich heraus, daß die Eisenbetonkonstruktion nur für vertikale Belastungen berechnet war, so daß ein Zusammenschluß oder eine Verankerung zwecks Aufnahme der Windkräfte nicht zugelassen werden konnte, obwohl das Gebäude mitten im alten Stadtteil sehr geschützt liegt. Der Winddruck wird von Rahmen, die im Innern des Baues angeordnet sind, aufgenommen und in die Fundamente geleitet.

Für die Belastungen und zulässigen Beanspruchungen waren die bayrischen Vorschriften maßgebend. Die Nutzlasten wurden im Erdgeschoß

sowie im ersten bis dritten Obergeschoß mit 500 kg/m^2 , in den oberen Geschossen mit 350 kg/m^2 , zuzüglich einem Zuschlag von 150 kg/m^2 für 10 cm starke Schwemmsteinwände angesetzt. Mit Rücksicht auf die windgeschützte Lage des Bauwerks wurden von der maßgebenden

Baubehörde Erleichterungen bezüglich der Windbelastungen eingeräumt, und zwar kam bis zum dritten Obergeschoß ein Winddruck nicht in Ansatz, vom dritten bis vierten Obergeschoß wurde mit 75 kg/m^2 , darüber hinaus mit 125 kg/m^2 gerechnet. Die Windübertragung auf die Rahmen erfolgt durch die bereits erwähnten massiven Eisenbetondecken, die als steife Tafeln angesehen werden durften. Die Höchstbeanspruchung des Flußstahlmaterials beträgt, gemäß den maßgebenden Vorschriften, 1500 kg/cm^2 , ohne Rücksicht auf Winddruck wurden nur 1200 kg/cm^2 zugelassen.

— Abb. 1 gibt einen Blick auf die Stahlkonstruktion Ecke Herstattstraße und Treibgasse. Die auf diesem Bild links vorstehende und oben überkragende Konstruktion ist für ein Treppenhaus bestimmt. Abb. 2 zeigt den vollendeten Bau, der Anfang Dezember 1930 eröffnet wurde. — Das Gesamtgewicht der Konstruktion beträgt etwa 210 t. Entwurf und Ausführung derselben erfolgte durch die Firma Michael Lavis Söhne, Offenbach a. M. Oberger, R. Moosbrucker.



Abb. 2. Das fertiggestellte Kaufhaus.

INHALT: Berechnung statisch unbestimmter Raumbauwerke (Zellwerke). — Geschweißte Stahlrohrmaste. — Verschiedenes: Erweiterung des Kaufhauses M. Löwenthal in Aschaffenburg.

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.

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 ge-
samte Bauingenieurwesen

Preis des Jahrganges 10 RM und Postgeld

5. Jahrgang

BERLIN, 22. Januar 1932

Heft 2

Alle Rechte vorbehalten.

Stahlbauten auf Bahnhof Neu-Bentschen.

Von Dipl.-Ing. Siegert, Grünberg i. Schles.

Durch den Verlust des Kreuzungspunktes Bentschen an Polen sah sich die Deutsche Reichsbahn-Gesellschaft gezwungen, einen neuen Kreuzungspunkt für die Strecken Frankfurt—Reppen—Posen und Kottbus—Guben—Posen auf deutschem Gebiete zu schaffen, in dem auch die Zollabfertigung für die aus Posen kommenden Reisenden vereinigt werden konnte, die sich in der Übergangszeit auf den Bahnhöfen Stentsch für die Frankfurter und Bomst für die Gubener Strecke abspielte. Im Laufe weniger Jahre entstanden dicht an der Grenze und nur 6 km von Bentschen entfernt umfangreiche Bahnanlagen, die den Namen Neu-Bentschen erhielten und um die herum sich eine neue Siedlung mit Beamtenwohnhäusern, Schule, Kirche usw. entwickelte. Im Rahmen der Bahnanlagen wurden an Stahlbauten eine Bahnsteigüberdachung und eine Brücke für die Kreuzung der beiden obengenannten Strecken vor der Bahnhofseinfahrt errichtet.

Die Bahnsteigüberdachung überdeckt auch die Räume für die Zollabfertigung, die Paßkontrolle, den Bahndienst, ferner Fahrkartenschalter und eine Erfrischungshalle und gliedert sich in einen durch gemauerte Wände umschlossenen und einen offenen Teil. Die allgemeine Anordnung ist aus dem Grundriß (Abb. 1) und den Querschnitten (Abb. 2) ersichtlich. Der geschlossene Teil umfaßt elf Binderfelder von je 8,40 m Breite, insgesamt also 92,40 m. Daran schließen sich nach links vier, nach rechts drei weitere Binderfelder an. Die Gesamtlänge beträgt somit 151,20 m.

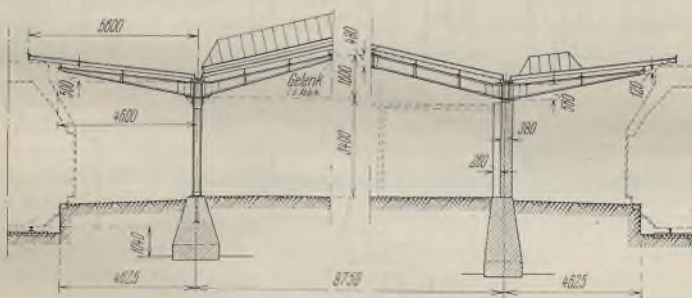


Abb. 2. Querschnitt a-a (s. Abb. 1).

Die massiven Wände des ummauerten Teils dienen als Auflager für vollwandige Dachbinder von 8,75 m Stützweite mit Kragarmen von 4,60 m Ausladung, die die Bahnsteige vor dem umschlossenen Teil überdecken (Abb. 3). Entsprechend dem Verlauf der Momentenlinie haben die Binder über den Auflagern 560 mm, im Scheitel 480 mm Stegblechhöhe. Die Kragarme laufen an den Enden auf 120 mm Stegblechhöhe aus. Die Gurtungen bestehen aus zwei Winkeln 65·100·11. Unter den Pfetten sind die Binder durch unterfütterte Doppelwinkel 60·60·6 ausgesteift.

Der offene Teil des Bauwerkes wird durch vollwandige Dreigelenkrahmen, ebenfalls mit beiderseitigen Kragarmen, überdacht. Die Stiele der Rahmenbinder stehen in der Flucht der Längsmauern des umschlossenen Teils, so daß also die Rahmen gleichfalls 8,75 m Stützweite haben. Die Kragarme haben die gleiche Form wie die des geschlossenen Teils, die

Riegel sind über den Stützen wieder 560 mm hoch und verjüngen sich im Scheitel auf 190 mm. Die Stiele der Rahmen haben Stegbleche von 280 mm Breite. Die Gurtungen sind durchweg wieder aus ungleichschenkligen Winkeln 65·100·11 gebildet.

Die Scheitelgelenke (Abb. 4) sind in Stahlguß als einfache Drucklager mit Knaggen zur Aufnahme der Querkräfte bei einseitiger Belastung ausgebildet. Auf besondere Fußgelenke wurde verzichtet. Die Binderfüße

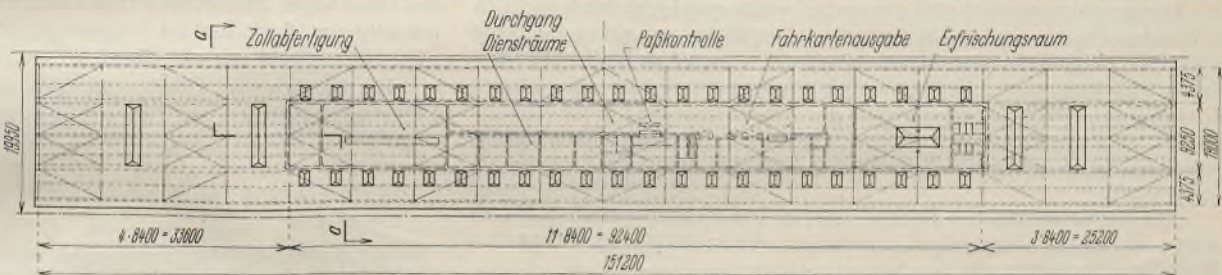


Abb. 1. Grundriß der Zollhalle und Bahnsteigüberdachung.

sind durch Anker in der Nulllinie verankert und mit Zement untergossen.

Besondere Aufmerksamkeit wurde der Ausbildung der Ecke (Abb. 5) gewidmet, die bei größter Einfachheit dennoch äußerst kräftig ist. Die Stegbleche des Stieles, des Riegels und des Kragarmes sind an ein Eckblech angelascht. Die Obergurtung läuft durch, die Gurtungen des Stieles sind zur Aussteifung bis an die Obergurtung hinaufgeführt und die Unter-

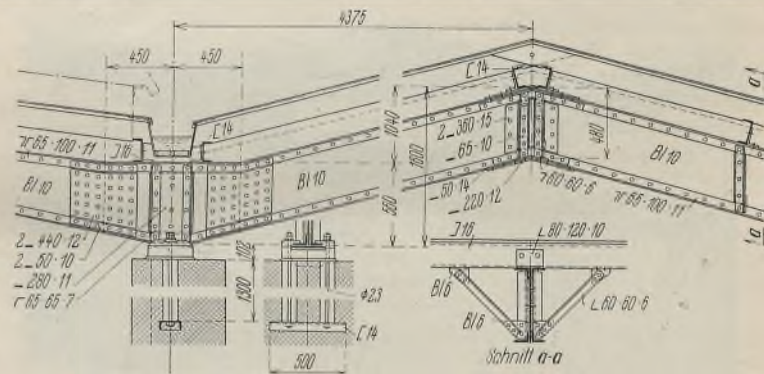


Abb. 3. Bauliche Einzelheiten der Dachkonstruktion.

gurtungen, die im allgemeinen nur Druckspannungen bekommen, sind durch Eckwinkel angeschlossen.

Die Binderuntergurtungen sind zwecks seitlicher Aussteifung gegen die Pfetten durch Kopfbänder festgelegt.

Die als Doppelpappdach auf Schalung mit hölzernen Sparren ausgeführte Dacheindeckung wird im mittleren Teil von sieben, in den Kragdächern von je drei C-Profil-Pfetten-Zügen getragen. Innerhalb des geschlossenen Teils ist unter den Sparren eine zweite Holzschalung angebracht. Die Pfetten sind Gelenkpfetten, und zwar ist die Lage der Gelenke so gewählt, daß die sonst bei Gelenkpfetten auftretenden großen Durchbiegungen vermieden werden und Kragarm und eingehängter Teil gleich starke Verformungen aufweisen. Die Pfetten stehen senkrecht zur Dachhaut und bestehen aus C-Profilen 14 bis 18. Der Dachschub wird durch

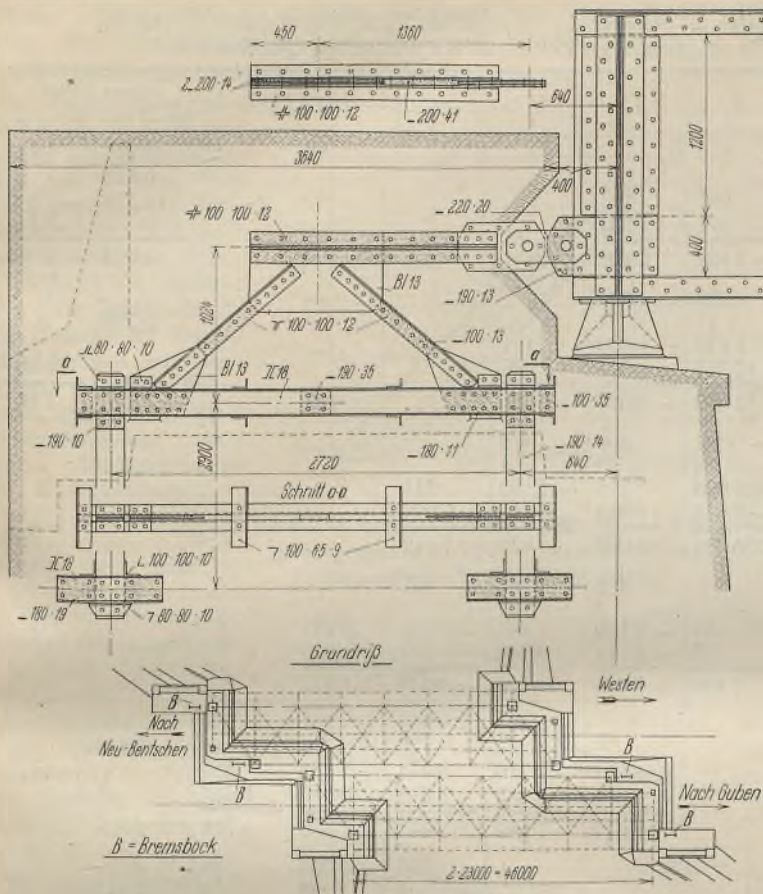


Abb. 9. Anordnung und bauliche Einzelheiten der Bremsböcke.

Um die Auflagersteine und insbesondere den Mittelpfeiler von Bremskräften zu entlasten, ist für jeden Hauptträgerzug in dem in der regelmäßigen Fahrtrichtung hinteren Widerlager je ein Bremsbock eingebaut, an dem der Hauptträger mit Augenlaschen verankert ist. Die Gestaltung der Bremsböcke geht aus Abb. 9 hervor. Man erkennt, daß die Zuganker aus Breitstahl 190 · 14 mit den Ankerbaren bereits beim Bau der Wider-



Abb. 10. Brücke am Bahnhof Neu-Bentschen.

lager einbetoniert werden konnten, während der eigentliche Bremsbock erst gleichzeitig mit dem Überbau aufgestellt und mit den Ankern verbunden zu werden brauchte.

Die Anordnung besonderer Bremsböcke bedingt, daß sämtliche Lager der Brücke beweglich sein mußten, um das Bauwerk statisch bestimmt zu erhalten und insbesondere die beabsichtigte Fernhaltung der Bremskräfte von den Auflagern neben den Bremsböcken einwandfrei zu erreichen. Dabei konnten allerdings diese Lager, da dort die Längsbewegungen nur unwesentlich sind, als Bock-Gleitlager ausgebildet werden. Alle übrigen Lager sind Rollenlager. Die Ausbildung der Gelenke als Kippzapfenlager gewährleistet die Überleitung der Bremskräfte aus einem Überbau in den anderen. Abb. 10 zeigt die fertiggestellte Überführung.

Das Bauwerk ist aus St 52 für Lastenzug N errichtet.

Die Bauleitung für beide Stahlbauten lag in den Händen der Reichsbahndirektion Osten, die örtliche Bauaufsicht führte das Neubauamt in Kuschen. Die Ausarbeitung beider Entwürfe und die Ausführung war der Firma Beuchelt & Co., Grünberg i. Schles., übertragen worden. Die Oberlichter für die Zollhalle lieferte das Glasdachwerk Eickelkamp & Schmid, Komm.-Ges., Düsseldorf.

Alle Rechte vorbehalten.

Zur Berechnung statisch unbestimmter Raumbauwerke (Zellwerke).

Von Dr.-Ing. H. Ebner.

(Schluß aus Heft 1.)

8. Näherungsverfahren.

Die genaue Durchrechnung der Zellwerke nach dem entwickelten Verfahren erfordert immerhin noch ziemlich viel Rechenarbeit. Nun liegt aber bei praktisch vorkommenden Systemen meistens eine Annäherung an Sonderfälle vor, in denen sich die Rechnung weiter vereinfacht.

Bei symmetrischem Stabverband des Zellwerks in bezug auf eine Längsebene treten infolge der symmetrischen Kraftgruppen parallel zur Symmetrieebene bei gleicher Bemessung der belasteten Längswände keine Lastwerte in den Elastizitätsgleichungen auf. Bei entgegengesetzter Diagonalenrichtung und gleicher Bemessung der symmetrisch belasteten Längswände verschwinden die Lastwerte, wenn auch die Diagonalen der unbelasteten Längswände entgegengesetzt laufen. Die Stabkräfte S_0' der statisch bestimmten Ersatzhauptsysteme (Abb. 9 u. 10, Heft 1) sind dann unmittelbar die endgültigen. Nur in diesen beiden Fällen vollkommener Symmetrie oder Antisymmetrie des Stabverbandes und gleicher Bemessung der symmetrisch belasteten Längswände ist also die übliche Berechnung von räumlichen Brücken- und Pfeilerfachwerken mit Querverbänden richtig. Bei anderer Diagonalenstellung in den unbelasteten Längswänden ergeben sich Lastwerte infolge der symmetrischen Kraftgruppen und damit Abweichungen der Stabkräfte S_0' von den endgültigen. Diese können jedoch bei steifen Längsgurten vernachlässigt werden.

Bei zu beiden Längsebenen symmetrischen Zellwerken mit quadratischen starren Querwänden ergeben sich bei gleicher Bemessung der Diagonalen- bzw. Längsgurte auch infolge von Drehmomenten keine Lastwerte (s. Abschnitt 7: $\delta_{r,0} = 0$, wenn $\Delta \omega^{(D)}$ und $\kappa = 0$). Die Stabkräfte S_0 des Zellenhauptsystems sind dann also die endgültigen.

Besteht das Zellwerk hinsichtlich seiner Dimensionierung und Stabanordnung aus einander gleichen oder ähnlichen Zellen und sind die Längswände im N-Verband oder in allen vier Wänden in gleichsinnigem K-Verband ausgebildet, dann entstehen infolge von Drehmomenten an

den Enden, d. h. bei konstantem Quermoment, keine Überzähligen, sofern die Querwände in ihrer Ebene starr sind und keine Verhinderung der Verwölbung an den Endquerwänden auftritt. Bei anderer gesetzmäßiger Belastung und anderen Randbedingungen läßt sich bei diesen regelmäßigen Zellwerken das System der Elastizitätsgleichungen auf eine Differenzgleichung mit konstanten Beiwerten zurückführen. Die Überzähligen können dann unmittelbar unabhängig voneinander aus geschlossenen Formeln bestimmt werden⁹⁾.

Bei praktisch vorliegenden Systemen läßt sich nun aus der Abweichung dieser Systeme von den beschriebenen Sonderfällen erkennen, ob und wo größere Abweichungen der Stabkräfte des statisch bestimmten Hauptsystems von den endgültigen auftreten. Bei Näherungsrechnungen genügt dann die Verbesserung der Stabkräfte durch eine statisch unbestimmte Rechnung in der Nachbarschaft dieser Abweichungen, die insbesondere infolge von Einspannungen und Zwischenstützungen und an den Unstetigkeitsstellen der Belastung, Bemessung und Zellenform auftreten. Der Einfluß der statisch Unbestimmten an diesen Stellen wird um so größer, je unsymmetrischer das System zu den Längsebenen ist.

Bei regelmäßigen Systemen haben die Querwände, an denen keine Kräfte eingeleitet werden, auf den Verlauf der statisch Unbestimmten geringen Einfluß, wenn die Querwände für die Lastenleitung steif ausgebildet sind. Man kann dann das System dadurch vereinfachen, daß man entweder sämtliche Querwände starr annimmt oder nur die Lastquerwände berücksichtigt. Im ersten Falle braucht man dann nur dreigliedrige Elastizitätsgleichungen aufzulösen, deren Beiwerte sich im Sonderfall von Quader- oder Pyramidenstumpfwänden aus den einfachen Formeln in Abschnitt 7 ergeben. Im zweiten Falle erhält man nur so viel Überzählige, als unmittelbar belastete Zwischenquerwände und End-

⁹⁾ Vgl. 235. DVL-Bericht (s. Anmerkung 1).

einspannungen vorhanden sind. Im Sonderfall des nur am freien Ende belasteten einseitig eingespannten Zellwerks ist also nur das einfach statisch unbestimmte eingespannte Flechtwerk zu berechnen. Bei unregelmäßigen Systemen haben außer den Lastquerwänden die Querwände in der Nähe der Unstetigkeitsstellen größeren Einfluß auf den Verlauf der Überzähligen. Bei diesen Querwänden kann man jedoch die Randstäbe starr annehmen, wodurch die etwas umständliche Bestimmung der Verschiebungsbeiträge dieser Stäbe wegfällt. (Vgl. hierzu Abschnitt 9, Abb. 25 bis 27.)

9. Berechnung eines stählernen Pfeilers für eine zweigleisige Eisenbahnbrücke als Zellwerk.

Das folgende Zahlenbeispiel zeigt zunächst den Rechnungsgang nach dem in den Abschnitten 3 bis 7 beschriebenen genauen Verfahren. Sodann wird untersucht, wie sich Änderungen der Bemessung und des Verbandes der Quer- und Längswände auf den Verlauf der statisch Unbestimmten äußern. Ein weiterer Zweck der Zahlenrechnung ist die Feststellung der Abweichungen, welche bei Anwendung von Näherungsrechnungen in den endgültigen Stabkräften auftreten.

a) Genaue Berechnung des Zellwerks.

Das vorliegende System stellt einen stählernen Pfeiler mit symmetrischen ebenen Stirn- und Leibungswänden dar (Abb. 2). Es besteht aus sieben ähnlichen Pyramidenstumpfzellen und ist an einem Ende fest eingespannt. Die Abmessungen der ersten Zelle sind aus Abb. 19 zu entnehmen. Sämtliche Stablängen liegen durch die Abmessungen der ersten Zelle fest. Sie ergeben sich aus den Stablängen dieser Zelle nach dem Gesetz $s_r = \lambda^{r-1} s_1$, worin λ das Verhältnis entsprechender Abmessungen in aufeinanderfolgenden

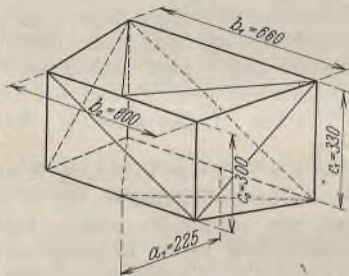


Abb. 19. Zelle mit Diagonalquerverband (Abmessungen der 1. Zelle in cm).

Zellen bedeutet. Die Querschnittsbemessung in den einzelnen Zellen ergab sich auf Grund einer überschläglichen Ermittlung der Stabkräfte, die nachträglich als hinreichend genau für die statisch unbestimmte Rechnung festgestellt wurde. Sie ist aus Zahlentafel 1 zu ersehen. Als Verband der Zwischenquerwände wurden zunächst kreuzweise angeord-

Zahlentafel 1. Stabquerschnitte [cm²].

r	Längsgurte		Längsdiagonalen		Querriegel		Querdiagonalen
	$I L_r = II L_r$ $= III L_r = IV L_r$	$I D_r = III D_r$	$II D_r' = II D_r''$ $= IV D_r' = IV D_r''$	$I R_r = III R_r$	$II R_r' = II R_r''$ $= IV R_r' = IV R_r''$	T_r	
1	350	64	56	48	41	10	
2	350	64	56	48	41	10	
3	400	64	56	48	41	15	
4	400	64	56	48	41	15	
5	430	64	56	48	41	20	
6	430	64	56	48	41	20	
7	430	64	56	∞	∞	∞	

Zahlentafel 2. Stabkräfte der r^{ten} Zelle infolge \bar{A}_{r-1} und \bar{A}_r bzw. der 1. Zelle infolge M_0 .

Stabkraft:	Längsgurte		Längsdiagonalen		Querriegel				Querdiagonalen	
	$I L_r = - IV L_r$	$II L_r = - III L_r$	$I D_r = - III D_r$	$II D_r' = IV D_r'$ $= - II D_r'' = - IV D_r''$	$I R_{r-1}$ bzw. $III R_{r-1}$	$II R_{r-1}' = IV R_{r-1}'$ $= II R_{r-1}'' = IV R_{r-1}''$	$I R_r$ bzw. $III R_r$	$II R_r' = IV R_r'$ $= II R_r'' = IV R_r''$	T_{r-1}	T_r
inf. $\bar{A}_{r-1} = 1$ kg	-1,010	+0,505	+0,863	-0,888	-0,067 +0,667	+1,333 -0,133	-0,667 0	-0,667 -0,667	-1,342	+1,491
inf. $\bar{A}_r = 1$ kg	0	-0,505	+0,863	-0,888	0 +0,667	+1,333 0	-0,733 -0,067	-0,800 -0,800	-1,640	+1,789
Stabkraft:	$I L_1 = IV L_1$	$II L_1 = - III L_1$	$I D_1 = - III D_1$	$II D_1' = IV D_1'$ $= - II D_1'' = - IV D_1''$	$I R_0 = - III R_0$	$II R_0' = IV R_0'$ $= - II R_0'' = - IV R_0''$	$I R_1 = - III R_1$	$II R_1' = IV R_1'$ $= - II R_1'' = - IV R_1''$	T_0	T_1
inf. $M_0 = 1$ mkg	0	-0,0575	+0,0981	+0,1009	+0,0833	-0,0833	+0,0757	-0,0757	-	0

Zahlentafel 3. Schema der 10 E-fachen Verschiebungsbeiwerte (kg/cm) des eingespannten Zellwerks mit elastischen Querwänden.

i \ k								Lastwert infolge	
	1	2	3	4	5	6	7	$M_0 = 1$ mkg	$A_0 = 1$ kg
1	(D) 662	- 347						0	- 315
	(L) 22	+ 4						0,755	+ 3
	(R) 1 067	- 909	174					14,154	- 332
	(T) 9 035	- 7 576	1 984					0	- 3 444
	Σ 10 786	- 8 828	2 158					14,909	- 4 088
2	- 347	728	- 381					0,708	0
	+ 4	21	+ 4						158
	- 909	1 559	- 1 000	191					1 804
	- 7 576	11 261	- 6 944	1 455					1 962
	- 8 828	13 569	- 8 321	1 646					
3		- 381	800	- 419				0,661	0
		+ 4	23	+ 4					
	174	- 1 000	1 715	- 1 100	211				
	1 984	- 6 944	9 471	- 6 111	1 601				
	2 158	- 8 321	12 009	- 7 626	1 812				
4			- 419	880	- 461			0,638	0
			+ 4	24	+ 4				
	191	- 1 100	1 886	- 1 210	232				
	1 455	- 6 111	9 218	- 5 882	1 320				
	1 646	- 7 626	12 008	- 7 549	1 552				
5				- 461	968	- 507		0,615	0
				+ 4	26	+ 4			
	211	- 1 210	2 074	- 1 331	255				
	1 601	- 5 882	8 375	- 5 546	1 453				
	1 812	- 7 549	11 443	- 7 380	1 708				
6					- 507	1 065	- 558	0	
					+ 4	28	+ 5	0,615	
				232	- 1 331	1 974	- 875	3,472	0
				1 320	- 5 546	7 276	- 3 050	0	
				1 552	- 7 380	10 343	- 4 478	4,087	
7						- 558	558	- 15,393	
						+ 5	5	+ 0,307	
					255	- 875	620	- 14,154	0
					1 453	- 3 050	1 598	0	
					1 708	- 4 478	2 781	- 29,240	

nete Zugdiagonalen angenommen, von denen nur immer je eine wirksam ist. Die Endwände gelten als starr.

Bei Zerlegung der durch die Brücke auf den Pfeilerkopf übertragenen Kräfte ergeben sich symmetrische und antisymmetrische Kraftgruppen (s. Abschnitt 3). Wegen der symmetrischen Ausbildung des Pfeilers können die ersteren nach den Ausführungen des Abschnitts 8 bei der Berechnung der Überzähligen fortgelassen werden. Die statisch unbestimmte Rechnung ist daher nur für die antisymmetrischen Zustände $M_0 = 1$ und $\bar{A}_0 = 1$ durchgeführt.

Die Stabkräfte infolge der Zustände $\bar{A}_{r-1} = 1$, $\bar{A}_r = 1$ und $M_r = M_0 = 1$ am Zellenhauptsystem ergeben sich für die Längsgurte, Längs- und Querdiagonalen aus den Formeln in Abschnitt 6 und für die Querriegel aus den entsprechend Abb. 17 bestimmten Komponenten der Längsstäbe in der Querwandebene. Bei dem vorliegenden System-Pyramidenstumpf mit ähnlichen Zellen sind die Stabkräfte infolge \bar{A}_{r-1} bzw. \bar{A}_r in allen Zellen die gleichen; die Stabkräfte infolge $M_r = M_0$ nehmen nach dem Gesetz $S_r = \frac{S_1}{\lambda^{r-1}}$ ab. In Zahlentafel 2 sind die Stabkräfte der r^{ten} Zelle

infolge A_{r-1} und \bar{A}_r sowie die Stabkräfte der ersten Zelle infolge M_0 angegeben. Die Stabkräfte infolge $X=1$ setzen sich aus den Stabkräften infolge A zusammen (Bezeichnung vgl. Abb. 15).

Die Verschiebungsbeiwerte infolge der Längsurte und Längsdiagonalen werden aus den in Abschnitt 7 angegebenen Formeln berechnet, die der Querwandstäbe mit Hilfe der Stabkräfte in Zahlentafel 2. In Zahlentafel 3 ist das Schema der Elastizitätsgleichungen mit den nach den einzelnen Stabgruppen getrennten Verschiebungsbeiwerten angegeben. Die Auflösung dieser Elastizitätsgleichungen ergibt die in Zahlentafel 4 angegebenen Überzähligen. Diese sind in Abb. 20 u. 21 als Ordinaten über der Querwandnummer (r) aufgetragen und zur besseren Darstellung geradlinig miteinander verbunden (Linienzug $F^{(T)}=10$). Mit den Stabkräften des Hauptsystems in Zahlentafel 2 ergeben sich die endgültigen Stabkräfte infolge $M_0=1$ mkg und $A_0=1$ kg nach Abschnitt 7; sie sind am Schluß in Abb. 28, 29 u. 30 (I) für einige Stabgruppen dargestellt.

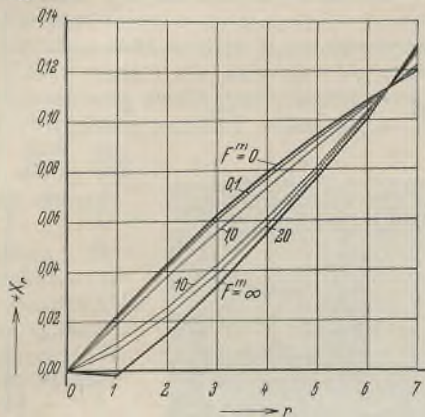


Abb. 20. Überzählige X_r infolge $M_0=1$ mkg am eingespannten Zellwerk bei verschiedener Bemessung der Querdiagonalen.

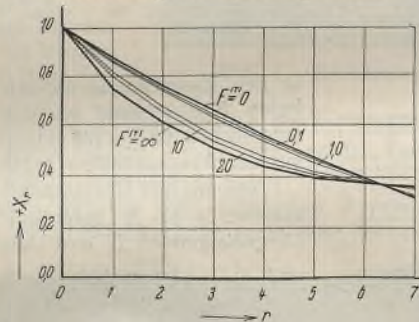
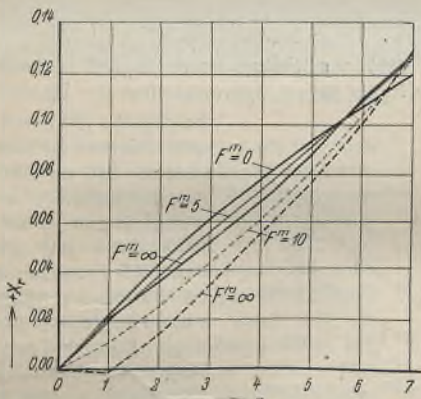


Abb. 21. Überzählige X_r infolge $A_0=1$ kg am eingespannten Zellwerk bei verschiedener Bemessung der Querdiagonalen.

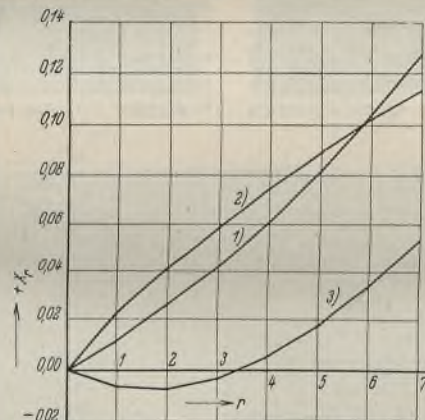
Zahlentafel 4. Überzählige X_r des eingespannten Zellwerks mit elastischen Querwänden infolge $M_0=1$ mkg und $A_0=1$ kg.

Infolge	X_1	X_2	X_3	X_4	X_5	X_6	X_7
$M_0=1$ mkg	0,01128	0,02580	0,04226	0,06101	0,08144	0,10392	0,12788
$A_0=1$ kg	0,815	0,670	0,556	0,476	0,420	0,384	0,361



— — — Zugdiagonalenverband, — — — Rhombenverband.

Abb. 23. Überzählige X_r infolge $M_0=1$ mkg am eingespannten Zellwerk bei verschiedenem Querverband und verschiedener Bemessung der Querdiagonalen.



1. K-Längsverband nach oben gerichtet. 2. K-Längsverband nach unten gerichtet. 3. K-Längsverband nach oben gerichtet und Längsurtquerschnitt $F^{(L)} = \frac{F^{(L)}}{4}$.

Abb. 24. Überzählige X_r infolge $M_0=1$ mkg bei umgekehrtem K-Längsverband bzw. geänderten Längsurtquerschnitten.

Verlauf der Überzähligen bei verschiedener Bemessung der Querdiagonalen ändert. Man kann also die Berechnung des Systems bei sehr weichen Querdiagonalen unter der Annahme $F^{(T)}=0$, d. h. als einfach statisch unbestimmtes einseitig eingespanntes Flechtwerk und bei steiferen Querdiagonalen unter der Annahme starrer Querdiagonalen ($F^{(T)}=\infty$) durchführen (vgl. Abschnitt 8).

Weiterhin wird statt der kreuzweise angeordneten Zugdiagonalen für die Querwände ein Rhombenverband angenommen (Abb. 22). Dieser ist so bemessen, daß das Gewicht der beanspruchten Stäbe gleich bleibt. Den Verlauf der Überzähligen infolge $M_0=1$ für $F^{(T)}=10$ bzw. 5 und die Grenzwerte $F^{(T)}=0$ und $F^{(T)}=\infty$ bei beiden Anordnungen zeigt Abb. 23.

Der Einfluß einer Umkehrung des K-Verbandes in den Längswänden bei Diagonalquerverband ($F^{(T)}=10$) ist aus Abb. 24 zu ersehen. Der Querschnitt der K-Streben ist bei den verschiedenen gerichteten K-Verbänden derselbe. Eine Umkehrung des K-Längsverbandes hat danach ungefähr den gleichen Einfluß wie die obige Änderung des Querverbandes.

Ferner ist in Abb. 24 der Einfluß einer Querschnittsverminderung der Längsurte (auf $\frac{1}{4}$) gezeigt. Man erkennt daraus, daß bei weicheren Längsurten der Einfluß der Überzähligen stark abnimmt.

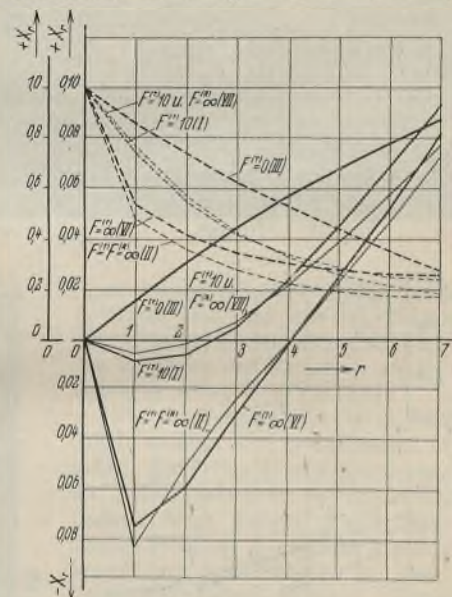
Schließlich wird noch untersucht, welchen Einfluß die Verstärkung einer Zelle auf die Überzähligen hat. Werden z. B. die K-Streben der ersten Zelle zur Aufnahme lotrechter Kräfte (aus Eigen- und Verkehrslast der Brücke) herangezogen, so ergeben sich in der Bemessung der ersten Zelle folgende Änderungen:

$$\begin{aligned} \text{II } F_1^{(D)} &= \text{IV } F_1^{(D)} = 400 \text{ cm}^2, \\ \text{II } F_1^{(R)} &= \text{IV } F_1^{(R)} = 230 \text{ cm}^2, \\ F_1^{(L)} &= 145 \text{ cm}^2. \end{aligned}$$

Die mit diesen Werten umgerechneten Überzähligen infolge $M_0=1$ und $A_0=1$ bei verschiedener Bemessung der Querwände sind in Abb. 25 dargestellt. Man erkennt, daß bei unregelmäßigen Systemen der Unterschied zwischen den Grenzkurven $F^{(T)}=0$ und $F^{(T)}=\infty$ stark anwächst.

c) Angenäherte Berechnung des Zellwerks.

Der Verlauf der Überzähligen X_r infolge $M_0=1$ mkg bzw. $A_0=1$ kg für die in Abschnitt 8 beschriebene Näherungsannahme starrer Querwände (II) oder nicht ausgesteifter Zwischenquerwände (III) ist aus Abb. 26 u. 27



— — — infolge $M_0=1$ mkg, — — — infolge $A_0=1$ kg.

Abb. 25. Überzählige X_r des Systems mit verstärkter Endzelle bei verschiedener Bemessung der Querwände.

b) Überzählige bei anderer Bemessung und Stabanordnung. Unter Beibehaltung der äußeren Systemabmessungen und Belastung wird im folgenden der Einfluß von Änderungen der Bemessung und Stabanordnung der Quer- und Längswände gezeigt. Zunächst wird für verschiedene andere Querschnitte $F^{(T)}$ zwischen 0 und ∞ der Verlauf der Überzähligen wie vorher bestimmt (Abb. 20 u. 21). Die an den Kurven angeschriebenen Werte $F^{(T)}$ bezeichnen den Querschnitt der ersten Zwischenquerdiagonale; die übrigen Zwischenquerdiagonalen sind im Verhältnis der Querschnitte $F^{(T)}$ in Zahlentafel 1 abgestuft. Die Abbildungen zeigen den verhältnismäßig geringen Bereich, in dem sich der

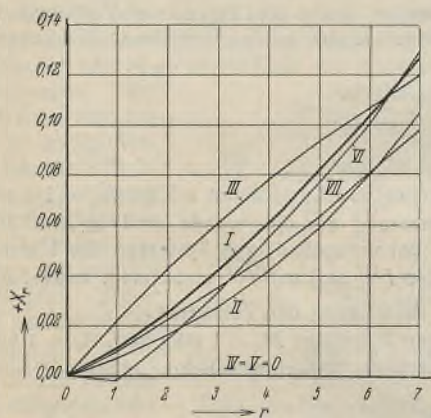
zu ersehen. Die Abbildungen zeigen außerdem den Verlauf der Überzähligen bei starren Querdiagonalen und elastischen Querriegeln (VI) bzw. bei starren Querriegeln und elastischen Querdiagonalen (VII). Bei dem infolge verstärkter Endzelle unregelmäßigen Zellwerk geben die Näherungssysteme II und III einen stark abweichenden Verlauf der Überzähligen (s. Abb. 25). Die Berücksichtigung der elastischen Querdiagonalen — insbesondere in der Nähe der Unstetigkeitsstelle 1 — bei Annahme starrer Querriegel (VII) führt dagegen zu einer hinreichenden Näherung.

In Abb. 27 ist außerdem der Verlauf der antisymmetrischen Längskräfte zwischen den Zellen infolge $A_0=1$ kg beim freien Flechtwerk (IV)

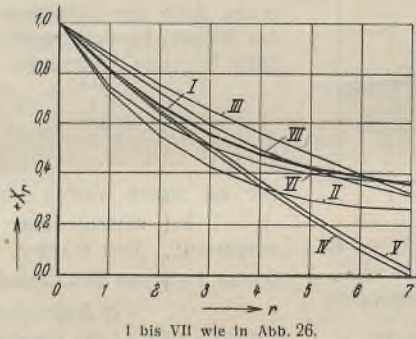
Zahlentafel 5. Endgültige Stabkräfte S_{max} nach dem genauen Verfahren (I) und deren Fehler in % bei Näherungsverfahren (II bis V).

Stab	Genauere Stabkraft S_{max} (I)	μ %-Anteil an S_{max}		% Fehler in S_{max} bei Näherungsverfahren ($\epsilon = \mu \frac{S_N - S_1}{S_1}$ [N = II, III, IV, V])											
				eingespanntes Zellwerk mit starren Querwänden (II)			eingespanntes Flechtwerk (III)			freies Flechtwerk (IV)			Ersatzsystem (V)		
				M_0	A_0	Σ	M_0	A_0	Σ	M_0	A_0	Σ	M_0	A_0	Σ
$I D_1$	-88,1	4	10	0	+4	+4	0	-3	-3	0	0	0	+2	0	+2
$I D_2$	-79,0	4	8	0	+2	+2	0	-2	-2	0	+1	+1	+2	+1	+3
$I D_3$	-71,1	4	7	0	+1	+1	0	-1	-1	-1	+2	+1	+2	+2	+4
$I D_4$	-63,3	4	6	0	0	0	0	+1	+1	-1	+4	+3	+2	+4	+6
$I D_5$	-57,6	20	-	-1	-	-1	-1	-	-1	-4	-	-4	+8	-	+8
$I D_6$	-52,7	20	-	0	-	0	-2	-	-2	-5	-	-5	+7	-	+7
$I D_7$	-48,3	21	-	+1	-	+1	-3	-	-3	-6	-	-6	+6	-	+6
$II D_1$	-54,9	39	31	+2	+14	+16	-4	-10	-14	+4	0	+4	-30	-1	-31
$II D_2$	-45,9	38	29	+5	+8	+13	0	-6	-6	+9	+5	+14	-27	+4	-23
$II D_3$	-40,2	40	26	+2	+2	+4	-1	-3	-4	+8	+8	+16	-29	+8	-21
$II D_4$	-33,6	41	22	+3	+1	+4	+1	+4	+5	+11	+16	+27	-29	+15	-14
$II D_5$	-28,6	21	-	+1	-	+1	+2	-	+2	+8	-	+8	-15	-	-15
$II D_6$	-25,5	20	-	+1	-	+1	+4	-	+4	+9	-	+9	-13	-	-13
$II D_7$	-22,3	19	-	-1	-	+1	+6	-	+6	+12	-	+12	-12	-	-12

*) Der Zustand A_0 ist für S_{max} nicht maßgebend.



I. Genaueres Verfahren. II. Starre Querwände ($F^{(T)} = F^{(R)} = \infty$). III. Eingespanntes Flechtwerk ($F^{(T)} = 0$). IV. Freies Flechtwerk. V. Ersatzhauptsystem. VI. Starre Querdiagonalen ($F^{(T)} = \infty$). VII. Starre Querriegel ($F^{(R)} = \infty$).
Abb. 26. Überzählige X_r infolge $M_0 = 1$ mkg nach verschiedenen Näherungsverfahren und Vergleich mit der genauen Rechnung für $F^{(T)} = 10$ cm².

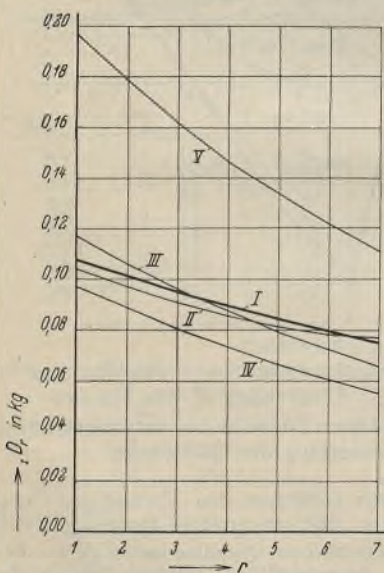


I bis VII wie in Abb. 26.
Abb. 27. Überzählige X_r infolge $A_0 = 1$ kg nach verschiedenen Näherungsverfahren und Vergleich mit genauer Rechnung für $F^{(T)} = 10$ cm².

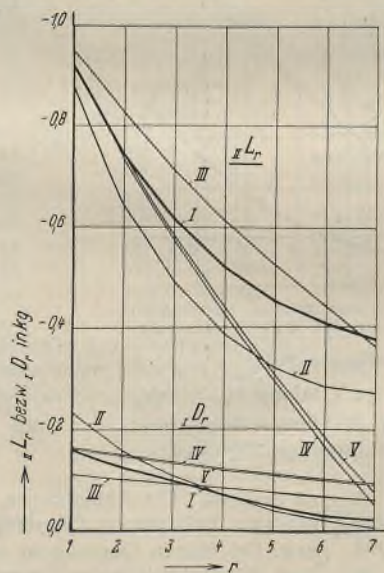
und Ersatzhauptsystem (V) eingezeichnet. Diese ergeben sich aus der statischen Bedingung, daß im Zellenhauptsystem die Stabkräfte der Querdiagonalen

Berechnung der durch die antisymmetrischen Kräfte hauptsächlich beanspruchten Längsdiagonalen.

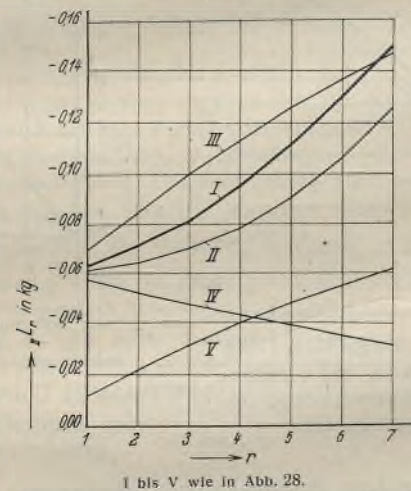
Um einen Überblick über die Fehler bei den verschiedenen Näherungsverfahren in den infolge wirklicher Belastungszustände auftretenden Gesamtstabkräften zu gewinnen, sind zum Schluß noch die größten genauen Stabkräfte S_{max} des Pfeilers nach den Belastungsvorschriften der Deutschen



I. Eingespanntes Zellwerk mit elastischen Querwänden (genaues Verfahren). II. Eingespanntes Zellwerk mit starren Querwänden. III. Eingespanntes Flechtwerk. IV. Freies Flechtwerk. V. Ersatzhauptsystem.
Abb. 28. Stabkräfte der Längsdiagonalen D_r infolge $M_0 = 1$ mkg aus den verschiedenen Berechnungsverfahren.



I bis V wie in Abb. 28.
Abb. 30. Stabkräfte der Längsdiagonalen D_r und Längsgerüste L_r infolge $A_0 = 1$ kg aus den verschiedenen Berechnungsverfahren.



I bis V wie in Abb. 28.
Abb. 29. Stabkräfte der Längsgerüste L_r infolge $M_0 = 1$ mkg aus den verschiedenen Berechnungsverfahren.

Reichsbahn (BE) berechnet. Hierbei ist vorausgesetzt, daß der Pfeiler die Auflagerkräfte einer zweigleisigen Eisenbahnbrücke mit oberliegender Fahrbahn und anschließenden Spannweiten von rd. 40 m bei ungünstigster Laststellung aufzunehmen hat. Der Anteil μ der antisymmetrischen Kraftgruppen M_0 und A_0 an den Gesamtstabkräften und die damit aus den genauen und angenäherten Stabkräften (S_1 bzw. S_{II} ... vgl. Abb. 28 u. 30) ermittelten Fehler ϵ in % der genauen größten Stabkräfte sind für die Längsdiagonalen in Zahlentafel 5 zusammengestellt. Es können danach bei dem üblichen Näherungsverfahren (V) in den Längsdiagonalen Fehler bis zu 30 % auftreten. Für die Längsgerüste ergeben sich infolge des geringen Anteils der antisymmetrischen Kräfte an den Gesamtstabkräften S_{max} durchweg geringere Fehler (< 4 %).

Alle Rechte vorbehalten.

Bemerkungen zu § 10/2 der neuen Schweißvorschriften.

Von Dr.-Ing. chr. Hans Schmuckler, beratender Ingenieur für Stahlbau und Schweißtechnik, Berlin-Frohnau.

Seit Mai 1931 sind die Vorschriften für geschweißte Stahlbauten¹⁾ in Kraft. Da sie in ihrer kurzen Fassung besonders für den mit der Schweißtechnik nicht ganz vertrauten Ingenieur nicht in allen Teilen verständlich sind, so hatte sowohl Dr. Kommerell²⁾ als auch der Verfasser³⁾ „Erläuterungen“ mit Berechnungsbeispielen veröffentlicht, welche etwaige Unklarheiten klären und Mißverständnisse verhüten sollen. — In der schwierigsten Lage befindet sich der prüfende Beamte in bezug auf § 10, Absatz 2, der einer Klärung dringend bedarf. Er lautet:

„Die Art der Prüfung der Schweißverbindungen am Bauwerk bleibt dem Ermessen der zuständigen Aufsichtsbehörde überlassen.“

Hierzu gibt Dr. Kommerell in seinen „Erläuterungen“ auf S. 29 folgende vier Prüfmethoden an:

1. Das Röntgenverfahren.
2. Abklopfen und Abhören mit dem Hörrohr.
3. Stichprobenweises Abmeißeln.
4. Anfräsen der Schweißnaht bis auf die Wurzel und Ätzen mit Kupfer-Ammonium-Chlorid nach dem Verfahren Schmuckler.

Er fügt ergänzend hinzu, daß in den Fällen 3. und 4. die untersuchten Stellen wieder zugeschweißt werden müssen. — Zu den von Dr. Kommerell angegebenen Prüfmethoden ist folgendes zu sagen:

Zu 1. Das Röntgenverfahren benötigt eine sehr teure Apparatur (Abb. 1), die bei der heutigen wirtschaftlichen Lage weder von den aus-

betreffende Naht bestehen bleiben kann oder entfernt werden muß. Das wichtigste Erfordernis einer guten Schweißnaht, der einwandfreie und genügend tiefe Einbrand, ist mit dem Röntgenapparat kaum feststellbar.

Zu 2. Das Abklopfen und Abhören von Schweißnähten mit dem Stethoskop gibt lediglich einen Anhalt dafür, daß bei gewissen Untertönen, die im Hörrohr beobachtet werden, Fehler in der Naht vorhanden sind, deren Natur und Einfluß auf die Güte der Naht jedoch nicht feststellbar ist. Im übrigen gibt es in Deutschland derartige Apparaturen im Handel noch nicht und das Verfahren hat sich denn auch bisher nicht eingeführt. Eine wesentliche Einschränkung dürfte das Abhören mit dem Hörrohr auch dadurch erfahren, daß die im Betriebe unvermeidlichen Geräusche (Hämmern, Nieten usw.) den prüfenden Beamten erheblich stören und eine zeitweise Stilllegung des Betriebes während der Prüfung der Schweißnähte nicht möglich ist.

Zu 3. Das stichprobenweise Abmeißeln von Schweißnähten ist eine sehr kostspielige Arbeit; es gibt auch kaum einen klaren Einblick in etwa vorhandene Schweißnahtfehler, weil diese beim Abmeißeln größtenteils zugedrückt und damit

nicht erkennbar werden. Der hauptsächlichste Fehler einer mangelhaften Schweißnaht ist ungenügender Einbrand, der mit diesem Meißelverfahren überhaupt nicht festgestellt werden kann. Außerdem bildet das Ausmeißeln von Schweißnähten immer eine gewisse Gefahr, weil mit den scharfen Meißelkanten leicht Kerbwirkungen erzeugt werden, die beim Zuschweißen

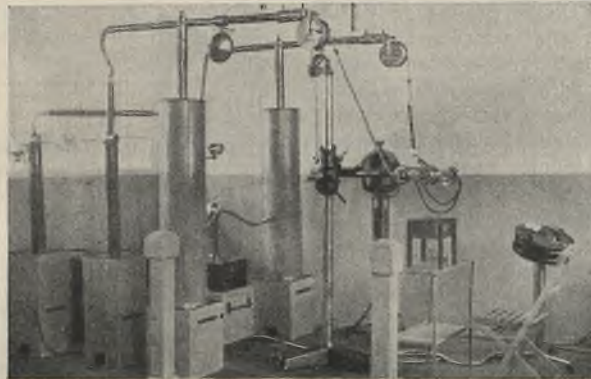


Abb. 1. Einrichtung für das Röntgenverfahren.



Abb. 2a.



Abb. 2b.

führenden Stahlbauwerken noch von den Prüfungsbehörden beschafft werden kann.

Die Prüfung mit der Röntgenapparatur kann einmal durch photographische Röntgenaufnahmen oder aber mit dem Platin-Cyanür-Schirm unmittelbar vorgenommen werden. Die Röntgenaufnahmen sind wiederum teuer und erfordern viel Zeit, sie müssen daher auf Stichproben beschränkt werden. Die Besichtigung mit dem Platin-Cyanür-Schirm ist für den hierfür nicht besonders ausgebildeten Prüfer schwierig und die Beobachtung läßt sich mit einiger Sicherheit nur im verdunkelten Raum vornehmen. Das Röntgenverfahren dürfte demnach in erster Linie für Laboratoriumsuntersuchungen geeignet sein, während es im Werk und am Bau aus den angegebenen Gründen und wegen der mit den hohen Betriebsspannungen verbundenen Gefahren kaum anwendbar ist. Abb. 2a bis c zeigen Röntgenaufnahmen einer fehlerhaften Naht. Der Prüfungsbeamte wird aber ohne besondere Ausbildung nicht imstande sein, aus einem solchen Bild die erforderlichen Schlüsse zu ziehen und zu entscheiden, ob die



Abb. 2c.

Abb. 2a bis c. Röntgenbild einer fehlerhaften Schweißnaht.

nicht immer beseitigt werden können. Es bleibt also von den bei Kommerell angeführten Methoden zur Zeit nur das Verfahren des Verfassers als werkstattgemäßes Prüfverfahren übrig.

Dazu muß ergänzend bemerkt werden, daß in neuerer Zeit Bestrebungen dahin gehen, ein Prüfgerät zu konstruieren, das die Schweißnahtfehler auf elektromagnetischem Wege feststellen soll. Ob ein solches Prüfgerät in einer für den Betrieb brauchbaren Form möglich ist, kann zur Zeit nicht gesagt werden. Jedenfalls bleibt anscheinend die elektromagnetische Prüfung wohl auf Stumpfnähte beschränkt, weil bei Kehlnähten, und besonders bei an einer Stelle sich häufenden Kehlnähten, zu viele Störungsfaktoren auf das Prüfergebnis einwirken.

Was nun die Prüfung nach dem Verfahren des Verfassers betrifft, so ist diese verhältnismäßig einfach. Sie kann im Werk und auf der Baustelle vom Prüfungsbeamten selbst oder von jedem Meister oder Arbeiter vorgenommen werden.

Die Apparatur zeigt Abb. 3 bei der Anfräsung einer Kehlnaht (Stahlkonstruktionen). Das Gerät besteht aus einem Elektromotor von 400 Watt und 1400 Umdrehungen, welcher in einem Fräskopf besonderer Art, unter Einschaltung eines Reduktionsgetriebes, einen kegelförmigen Spezialfräser mit 700 Umdrehungen antreibt. Bei der Anfräsung der Schweißnaht wird durch einen besonderen Mechanismus der Fräser in der Längs-

¹⁾ Heftausgabe 0,80 RM. Berlin 1931. Wilh. Ernst & Sohn. — ²⁾ Erläuterungen zu den Vorschriften für geschweißte Stahlbauten. 3. Aufl. Berlin 1931. Wilh. Ernst & Sohn. — ³⁾ Vorschriften für geschweißte Stahlbauten. Ausführungen über Anwendung der Vorschriften für geschweißte Stahlbauten mit Beispielen. Vieweg & Sohn, Braunschweig.



Abb. 3. Fräsapparat.

richtung etwa 6 mm hin und her bewegt und es entsteht eine Anfräsung gemäß Abb. 4. Die Form dieser Anfräsung ist so gewählt, daß keinerlei Kerbwirkungen entstehen können. Eine Zerstörung der Konstruktion tritt selbstverständlich in keinem Falle ein, und die Anfräsung der Naht selbst bedeutet gleichfalls keine Zerstörung, sondern lediglich einen Nahtlängenverlust von etwa 6 mm. Dieser Nahtlängenverlust spielt im allgemeinen keine Rolle; bei Nähten von größerer Länge als 40 a wird ja ohnehin nach den „Vorschriften“ eine Unterbrechung der Naht verlangt. Um eine solche Unterbrechung handelt es sich lediglich bei der Anfräsung. Die Anfräsung ist leicht wieder zuzuschweißen, was zwar bei gewöhnlichen Stahlkonstruktionen nicht erforderlich ist, bei Brücken, Kesseln u. dgl. aber zu empfehlen sein wird. Die Anfräsung ermöglicht ohne weiteres die Feststellung aller in einer Schweißnaht vorkommenden Fehler. Man erkennt aus Abb. 4 den mangelhaften Einbrand ebenso wie die fehlende Durchschweißung in der Nahtwurzel. Selbst die kleinsten Poren in der Schweißnaht lassen sich, sei es mit dem bloßen Auge oder mit einem dem Apparat beigefügten Mikroskop deutlich erkennen. Mit diesem Mikroskop kann sogar bei 40- bis 120-facher Vergrößerung an der angefrästen Nahtstelle die Feinstruktur der Materialien untersucht werden. Für besondere wissenschaftliche Untersuchungen der Feinstruktur sollten allerdings die Anfräsungen mit dem dem Apparat beigefügten Polierkegel poliert werden. Abb. 5 zeigt eine angefräste Kehlnaht, die (ohne Politur) mit Kupfer-Ammonium-Chlorid geätzt wurde. Das Bild läßt den Verlauf des Einbrandes sehr deutlich hervortreten und es ermöglicht die Abschätzung seiner Tiefe unmittelbar. Auch bei diesem Bilde ist festzustellen, daß die Einschweißung an der Nahtwurzel fehlt und der Einbrand nicht genügend tief ist.



Abb. 4. Mangelhafter Einbrand und fehlende Einschweißung an der Nahtwurzel.



Abb. 5. Geätzte Anfräsung zeigt fehlende Einschweißung an der Nahtwurzel.

Das Verfahren ist, wie fast alle Prüfverfahren der Technik, ein Stichprobenverfahren. Es genügt aber für die Prüfung von Schweißverbindungen, ebenso wie es bei Nietenprüfung, im Eisenbetonbau und bei der Materialprüfung genügt. Das Prüfverfahren ist auch geeignet, die in den Vorschriften für geschweißte Stahlbauten (§ 7 u. 8) vorgesehenen Prüfungen der Schweißer usw. wesentlich zu vereinfachen und zu verbilligen. In § 7, Absatz 4, wird vorgeschrieben, daß jeder Schweißer entweder vor Ausführung eines jeden Bauwerkes oder aber wenigstens regelmäßig vierteljährlich geprüft werden muß. Zu diesem Zwecke hat er jedesmal sechs Prüfungs-Kreuzstäbe herzustellen, die, sei es in einem Materialprüfungsamt oder im Betriebe selbst, zerrissen und auf die erzielte Festigkeit hin geprüft werden. Müssen wegen fehlender Zerreißmaschine im Herstellerwerk die Zerreißproben in einem Materialprüfungsamt od. dgl. untersucht werden, so entstehen, abgesehen von dem mit dieser Prüfung verbundenen Zeitverlust, erhebliche Unkosten, die je Kreuzstab etwa 12 RM, für jeden Schweißer demnach $4 \times 6 \times 12 = 288$ RM für ein Jahr betragen. Diese Ausgaben, die etwa 15% des Lohnes des Schweißers ausmachen, sind auf die Dauer eine untragbare Last. Sie lassen sich erheblich reduzieren, wenn die Kreuzstabproben nur bei der Einstellung des Schweißers durchgeführt werden, während die Dauerkontrolle durch Stichproben nach dem beschriebenen Verfahren erfolgt. Obgleich nun dieses Verfahren einen vollkommenen Einblick in die

richtung etwa 6 mm hin und her bewegt und es entsteht eine Anfräsung gemäß Abb. 4. Die Form dieser Anfräsung ist so gewählt, daß keinerlei Kerbwirkungen entstehen können. Eine Zerstörung der Konstruktion tritt selbstverständlich in keinem Falle ein, und die Anfräsung der Naht selbst bedeutet gleichfalls keine Zerstörung, sondern lediglich einen Nahtlängenverlust von etwa 6 mm. Dieser Nahtlängenverlust spielt im allgemeinen keine Rolle; bei Nähten von größerer Länge als 40 a wird ja ohnehin nach den „Vorschriften“ eine Unterbrechung der Naht verlangt. Um eine solche Unterbrechung handelt es sich lediglich bei der Anfräsung. Die Anfräsung ist leicht wieder zuzuschweißen, was zwar bei gewöhnlichen Stahlkonstruktionen nicht erforderlich ist, bei Brücken, Kesseln

Gut				Schlecht			
Nr.	Probe	Charakteristik	Q_{Bruch} kg/cm ²	Nr.	Probe	Charakteristik	Q_{Bruch} kg/cm ²
1		Fehlerlose Naht Einbrandtiefe 0,5 mm	3800	I		Mangelhafter Einbrand. Keine Einschweißung an der Nahtwurzel.	2000
2		Kleine Schlackeporen. Einbrandtiefe 0,3 mm	3400	II		Schlacke zwischen den einzelnen Nahtlagen nicht entfernt.	2400
3		Schlacke zwischen den einzelnen Nahtlagen nicht völlig entfernt. Mangelhaft aber noch zulässig	3000	III		Einbrand ungenügend ~ 0,1 mm Nahtwurzel mangelhaft durchgeschweißt.	1000
4		Naht im Scheitel nicht völlig eingebrannt noch zulässig.	2800	IV		Schrumpfrisse gehäuft	2400

+ Vgl. Abb. 4. × Vgl. Abb. 5.

Struktur der Naht und die etwa vorhandenen Fehler ergibt, fehlt zur Zeit noch das Kriterium dafür, welche Nahtfehler noch zugelassen werden können, ohne daß die Güte der Konstruktion darunter leidet. Der gewissenhafte Prüfungsbeamte wird geneigt sein, jede Naht zu verwerfen, die mit kleinen Fehlern behaftet ist, und eine der wichtigsten Aufgaben der Schweißtechnik wäre die, Art und Umfang von Fehlern in der Naht festzustellen, die ohne unzulässige Beeinträchtigung der Festigkeit noch zugelassen werden können. Diese Aufgabe wird zur Zeit im Ausbesserungswerk Wittenberge der Deutschen Reichsbahn-Gesellschaft durchgeführt und wohl in

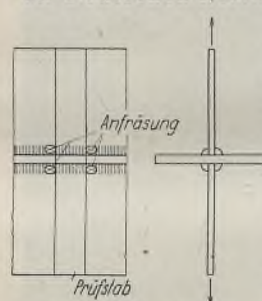


Abb. 6. Probekreuzstab mit Anfräsungen.

Kürze abgeschlossen. Die Untersuchungen in Wittenberge sollen in der Weise erfolgen, daß nach Abb. 6 Probekreuzstäbe hergestellt werden, bei denen die Schweißnahtstruktur durch beiderseitige Anfräsungen festgestellt und im photographischen Bilde festgehalten wird. Es sollen dann in einer übersichtlichen Tafel, etwa nach dem beigefügten Schema, Anfräsungsphotos von Nähten verschiedener Qualität, bzw. mit verschiedenen Mängeln behaftet, zusammengestellt werden, so daß man eine Übersicht über Schweißnahtfehler erhält, die noch zulässig sind bzw. bei denen die Schweißnaht verworfen werden muß. Auf die gleiche Art und Weise soll auch festgestellt werden, welche Mindesteinbrandtiefe verlangt werden muß, eine Frage, welche bisher, abgesehen von keineswegs erschöpfenden Versuchen von Dr. Schwarz, Wien, noch sehr wenig geklärt ist. Schließlich lassen sich mit Hilfe des beschriebenen Verfahrens auch Schrumpfspannungen und deren Verlauf feststellen und aus dieser Feststellung auch die zweckmäßigste Art und Reihenfolge der Schweißung an Konstruktionen ermitteln, welche die Schrumpfspannungen auf ein Minimum herabsetzen. Der Verlauf der Schrumpfspannungen kann festgestellt werden dadurch, daß z. B. an verschiedenen Stellen der durchlaufenden Naht eines Blechträgers Anfräsungen vorgenommen werden, die bei Erwärmung auf 200 Grad nach dem Verfahren von Dr. Fry⁴⁾ geätzt werden. Man kann auf diese Weise feststellen, wie der Verlauf der Schrumpfspannungen bei der verschiedenen Reihenfolge der Schweißungen sich darstellt.

Das Verfahren gibt schließlich auch wertvolle Fingerzeige bei der Ausbildung der Schweißer, indem der Schweißmeister den Schweißlehrlingen an Hand der Anfräsungen ihre Fehler zeigt und die Mittel zu ihrer Verhütung angibt. Die gute Ausbildung der Schweißer dürfte aber zu den wichtigsten Forderungen der Schweißtechnik zählen. Es ist viel wichtiger, Fehler zu verhüten, als solche am fertigen Stück festzustellen, wo ihre Beseitigung erhebliche Schwierigkeiten und Unkosten verursacht. Unerläßlich erscheint die Dauerkontrolle am fertigen Stück, wenn die Schweißarbeiten im Akkord ausgeführt werden, und das Verfahren dürfte auch wertvoll für die Feststellung der günstigsten Akkordzeiten sein.

⁴⁾ Krupp'sche Monatshefte, Februar 1921.

INHALT: Stahlbauten auf Bahnhof Neu-Bentschen. — Berechnung statisch unbestimmter Raumbauwerke (Zellwerke). — Bemerkungen zu § 10/2 der neuen Schweißvorschriften.

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.

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 ge-
samte Bauingenieurwesen

Preis des Jahrganges 10 RM und Postgeld

5. Jahrgang

BERLIN, 5. Februar 1932

Heft 3

Alle Rechte vorbehalten.

Großbunkeranlage für 20000 t Kohle.

Von Prof. Dr.-Ing. ehr. Brunner, Graz.

Massenschüttgüter für industrielle Zwecke, wie Kohle, Erz usw., werden entweder auf offenen freien Lagerplätzen (Halden) in hohen Haufen angeschüttet, wobei oft außerordentlich große Grundrißflächen erforderlich sind, oder ihre Lagerung erfolgt in geschlossenen Räumen (Speichern, Silos, Bunkern); die Entwicklung des Fassungsvermögens erfolgt hierbei nach der Höhe. Die Zweckbestimmung wird im ersten Fall meistens der Verteilung des Massengutes für die verschiedensten Verbraucher oder Händler dienen, während die geschlossene Speicherung in der Regel für die Verteilung (Abzapfung) der Rohstoffe zu bestimmten Verwendungszwecken

innerhalb industrieller Anlagen in Frage kommt. Beispiele hierfür sind die Aufbunkerung von Erzen, Steinen usw. in den modernen Hüttenwerken, wie auch die Lagerung von Koks und Kohlen verschiedener Sorten in Großkesselhäusern, Gasanstalten usf.

Diese beiden Hauptarten der Speicherung bedingen u. a. auch völlig verschiedene Transportanlagen. Beim offenen Lagerplatz wird für das Heranbringen wie für die Entnahme des Gutes in erster Linie die große Verladebrücke mit Laufkatze und Greifer oder mit Laufdrehkran und Greifer in Frage kommen. Auch die Seilbahnförderung kann bei großer Ausdehnung der Plätze vorteilhafte Verwendung finden.

Bunkeranlagen, welche auf einer kleinen Grundfläche möglichst viel Schüttgut für die Entnahme günstig lagern sollen, erreichen oft eine beträchtliche Bauhöhe. Die einzelnen Bunkerräume erhalten große Höhenmaße und sie müssen überdies mit der Trichteröffnung so hoch liegen, daß unter ihnen das Gut in möglichst praktischer Höhe und rasch entnommen werden kann. Die Füllung der Bunker erfolgt entweder mittels Greiferkränen, deren über dem Bunker liegende Laufbahn so weit über den Bau vorkragt, daß der Greifer das Gut aus den vorbeifahrenden Waggons in tiefster Stellung greifen kann, oder mittels Laufwagen, welche durch einen Aufzug gehoben und über der Bunkerbühne durch Klappen oder Kippen geleert werden. Auch automatisch arbeitende Einrichtungen, wie Förderband, Paternoster u. ä., aber auch Kombinationen mehrerer solcher Fördermittel können Verwendung finden.

Eine solche Bunkeranlage allergrößten Ausmaßes, welche der Aufnahme von Braunkohlen dient, hat die Fried. Krupp A.-G., Friedrich-Alfred-Hütte, Rheinhausen, 1929/30 für ein mitteleuropäisches Großunternehmen erstellt. Sowohl in baulicher Hinsicht, wie auch bezüglich der Größe dürfte dies die bedeutendste aller bestehenden ähnlichen Anlagen sein.

Die gesamte Tragkonstruktion dieses etwa 60 m hohen Baues ist aus Stahl St 37 hergestellt. Die Anlage ist zunächst bestimmt zur Aufnahme von 11 900 t Braunkohle. Eine erste Vergrößerung kann das Fassungsvermögen auf 20 600 t erhöhen. Schon jetzt sind aber in der Ausbildung weitere Vergrößerungsmöglichkeiten vorgesehen, deren jede für etwa 7000 t Raum schafft. Die Anlage kann also jederzeit für 35 000 t und auch mehr ausgebaut werden. Die Abschließung der Außenwände erfolgt durch Bimsbetonplatten, einzelne Zwischenwände sind mit Ziegeln (1/2 Stein stark) ausgemauert. Die Arbeitsbühnen zeigen Betonierung zwischen Trägern, teils ist aber Riffblechabdeckung gewählt. Im jetzigen ersten Ausbaustadium sind drei große Bunker mit O. K. auf + 45,0 und drei kleine mit O. K. + 29,5 vorhanden. Die zu lagernde Kohle wird Laufwagen entnommen, welche sich auf den beiden Bühnen + 45,0 und + 29,5 bewegen. Außerdem sind Förderbänder (Verteiler), System Pohlig, eingebaut.

Die äußere Gesamterscheinung des Bauwerkes zeigt Abb. 1. Längsschnitt, Querschnitt und Grundriß der Anlage sind aus Abb. 2 zu ersehen. Da die Bunkerung der einzige oder wenigstens weit überwiegende Zweck der Anlage ist, so mußten Anordnung und Aussteifung der

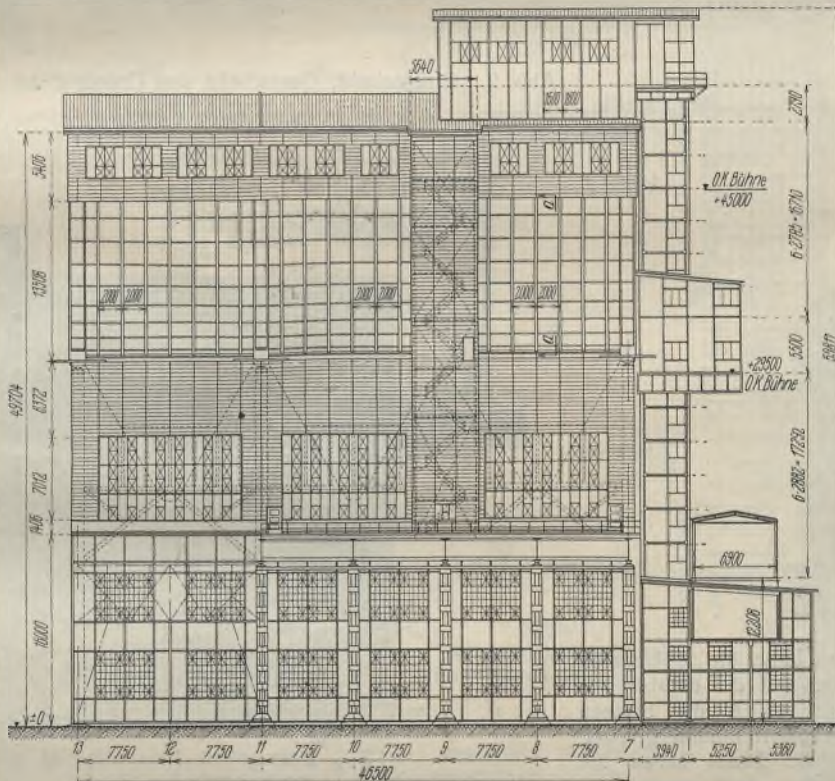


Abb. 1. Ansicht der Bunkeranlage.

Tragkonstruktion in ihren Einzelteilen der notwendigen und zweckmäßigsten Form der Bunker völlig untergeordnet werden. Die hervorragende Anpassungsfähigkeit des Stahlbaues an jede wenn auch noch so schwierige Aufgabe hat sich hierbei voll bewährt.

In der nachfolgenden Erläuterung wird von den beiden seitlichen Bühnenbauten, vom Dachaufbau und den Anbauten für Aufzug und Treppenhaus (vgl. Abb. 1 u. 2) abgesehen, da es sich bei diesen nur um Hilfsbauten handelt, deren Bedeutung in Ansehung der Haupttragkonstruktion zurücktritt. Der Bau wird in seinem ersten Ausbaustadium (11 900 t Füllung) von den drei Längsstützenreihen E, D, C zu je vier Stützen getragen, welche in die Querreihen 7, 9, 11, 13 aufgeteilt sind. Die erste demnächstige Vergrößerung um 8700 t Tragkraft geschieht unter Heranziehung einer Stützenreihe B, deren untere Stützenteile bis auf + 12,5 bereits stehen. Weitere Vergrößerungen sind vorgesehen durch Anbau von Längsfeldern an den Giebelseiten, was also weitere Querreihen 5, 3 usw. oder 15, 17 usw. erfordert. Jede solche Stützenquerreihe wird den Fassungsraum um 6867 t erhöhen. Die senkrechten Bunkerwände bilden zugleich Teile der senkrechten Verbände. Sämtliche Stützen sind in Höhe + 29,5 durch Gelenklager unterbrochen. Diese Lager übernehmen also die Eigengewichte der über + 29,5 befindlichen Bauwerks-

BIBLIOTEKA KATEDRY
ZELBETNICTWA POLITECHNIKI
GDANSKIEJ
Nr. inw. II/678.

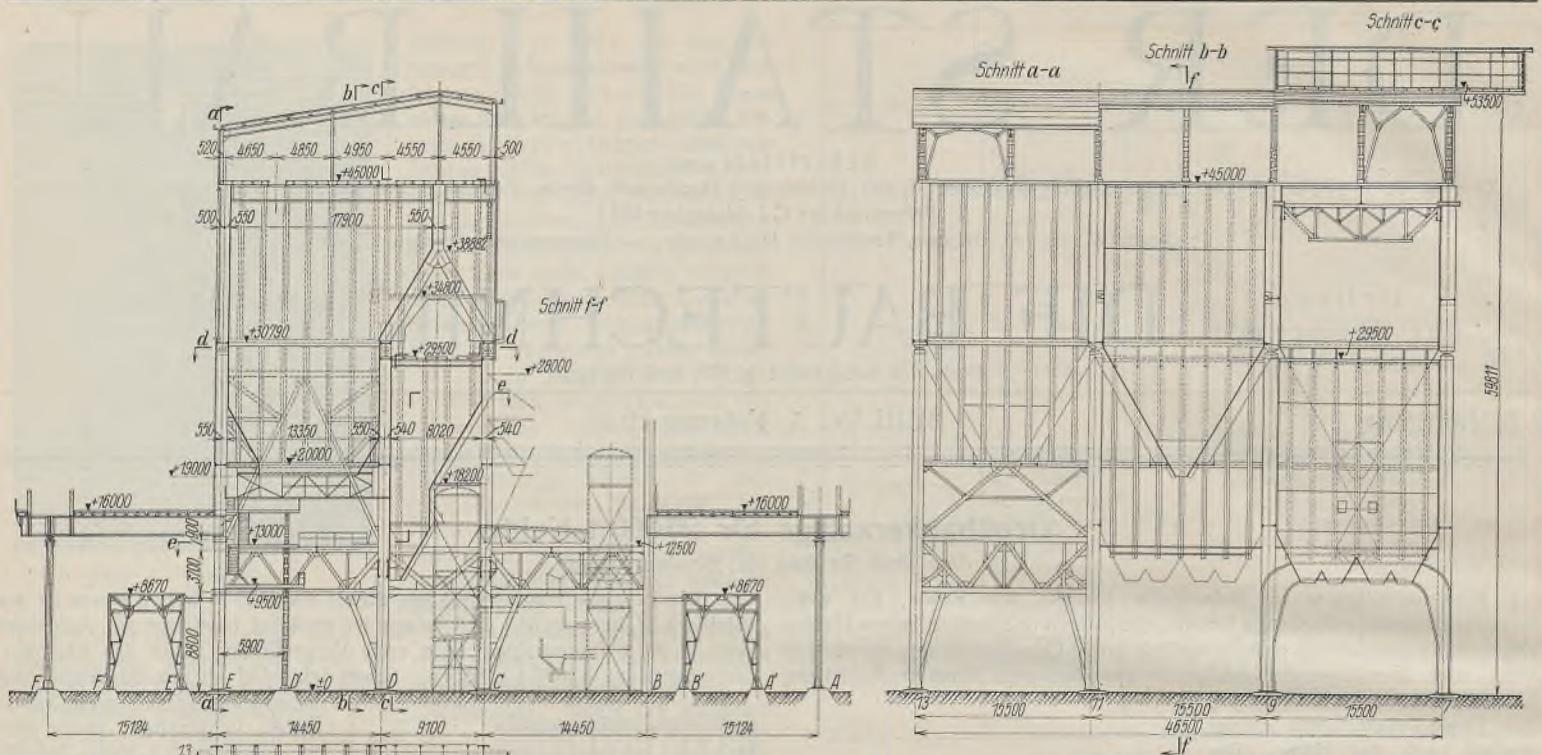


Abb. 2. Längsschnitt, Querschnitt und Grundriß der Anlage.

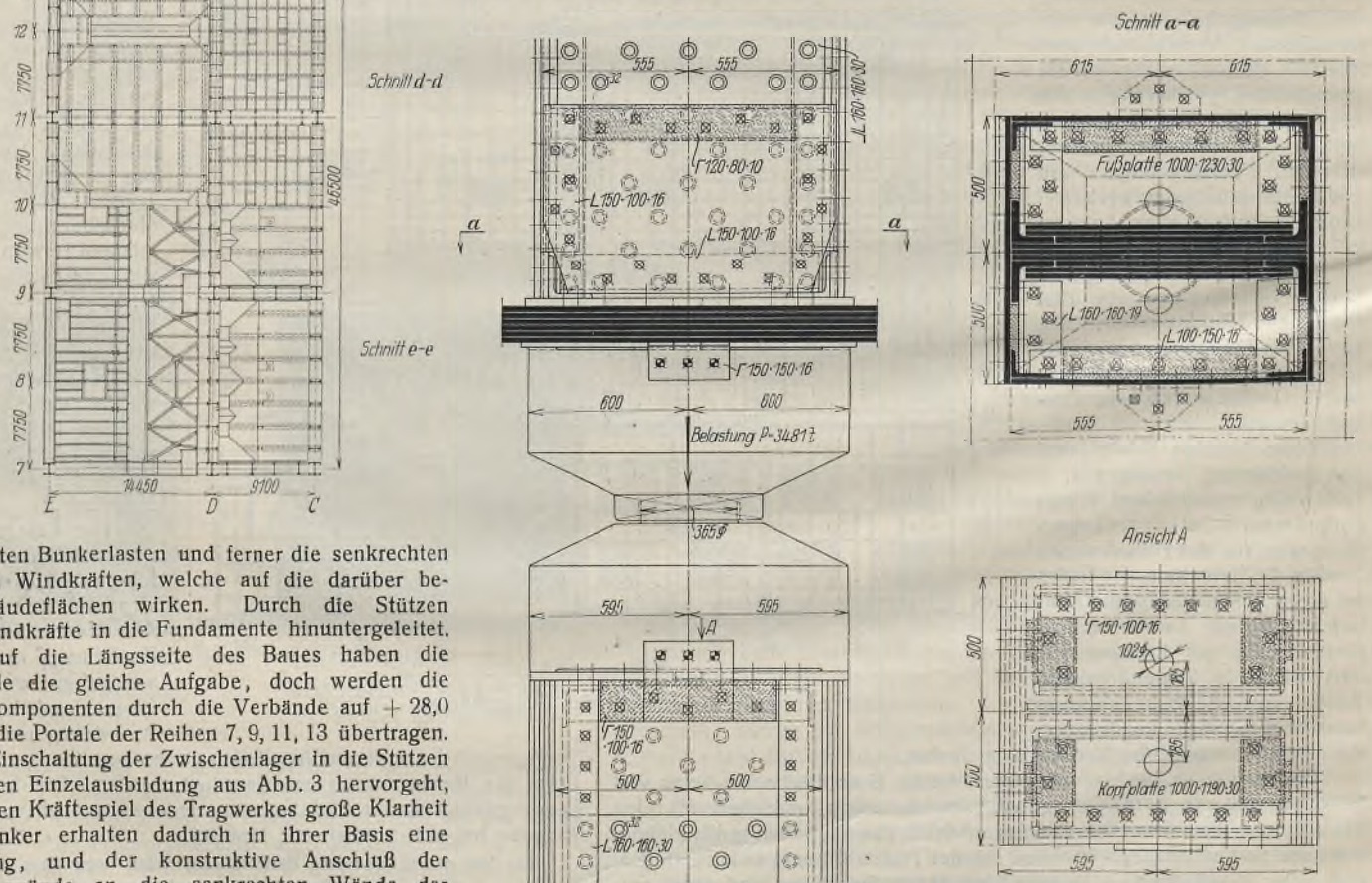


Abb. 3. Zwischenlager in den Stützen auf + 29,5 m.

teile, die gesamten Bunkerlasten und ferner die senkrechten Drücke aus den Windkräften, welche auf die darüber befindlichen Gebäudeflächen wirken. Durch die Stützen werden diese Windkräfte in die Fundamente hinuntergeleitet. Gegen Wind auf die Längsseite des Baues haben die Bunkerquerwände die gleiche Aufgabe, doch werden die waagerechten Komponenten durch die Verbände auf + 28,0 bzw. + 12,5 in die Portale der Reihen 7, 9, 11, 13 übertragen.

Durch die Einschaltung der Zwischenlager in die Stützen auf + 29,5, deren Einzelausbildung aus Abb. 3 hervorgeht, wird im statischen Kräftespiel des Tragwerkes große Klarheit erzielt. Die Bunker erhalten dadurch in ihrer Basis eine freie Auflagerung, und der konstruktive Anschluß der schrägen Bunkerwände an die senkrechten Wände der großen Bunker wird beträchtlich erleichtert. Die senkrechten Wände (vgl. Abb. 2, Schnitt f-f) bilden dann gleichzeitig die frei aufliegenden Träger für die hauptsächlichsten Lasten der großen Bunker. In geistvoller Weise ist die gemeinsame Auflagerung der großen und kleinen Bunker auf den Stützenreihen C-D mittels sattelförmiger Querböcke gelöst (Abb. 4 u. 5). Diese Querböcke sind 16 m hohe versteifte Blechwände — gleichzeitig als Querwand der konsolförmigen Auskragung in den Raum zwischen den Stützen C, D der großen Bunker dienend —, welche in + 29,5 auf den Stützenreihen C, D lagern und auch die darunter befindlichen kleinen Bunker tragen. Die Kragenden übernehmen mit Hilfe von senkrechten Flachbändern die Teillast der großen Bunker. Die über Stützenreihe C ebenfalls bereits vorhandenen, aus der geschlossenen Längswand zunächst etwas unvermittelt hervortretenden Kragenden dieser Böcke (vgl. Abb. 2

u. 6) werden im nächsten Ausbaustadium die Montage der hinzukommenden Bunker sehr erleichtern. Die große statische Bedeutung dieses Bauteiles geht aus Abb. 5 hervor, in welcher die größten Kräftewirkungen eingetragen sind. Die tragende Aufgabe, welche diesem nur aus zwei dünnen Blechwänden bestehenden Bauteil zugewiesen ist, gibt ein Musterbeispiel von wirtschaftlicher Ausnutzung eines auch für andere Zwecke ohnehin nötigen Baugliedes.

Die bauliche Ausbildung der Fachwerkportale in den Längs- und Querreihen erforderte mit Rücksicht auf die wirksamen großen Kräfte alle Sorgfalt. Das Beispiel eines Fußpunktes und die Verbindung mit einer schweren Stütze der Reihe D ist aus Abb. 7 ersichtlich. Die Windportale der Reihen C und D sind als doppelwandige Blechalrahmen ausgebildet.

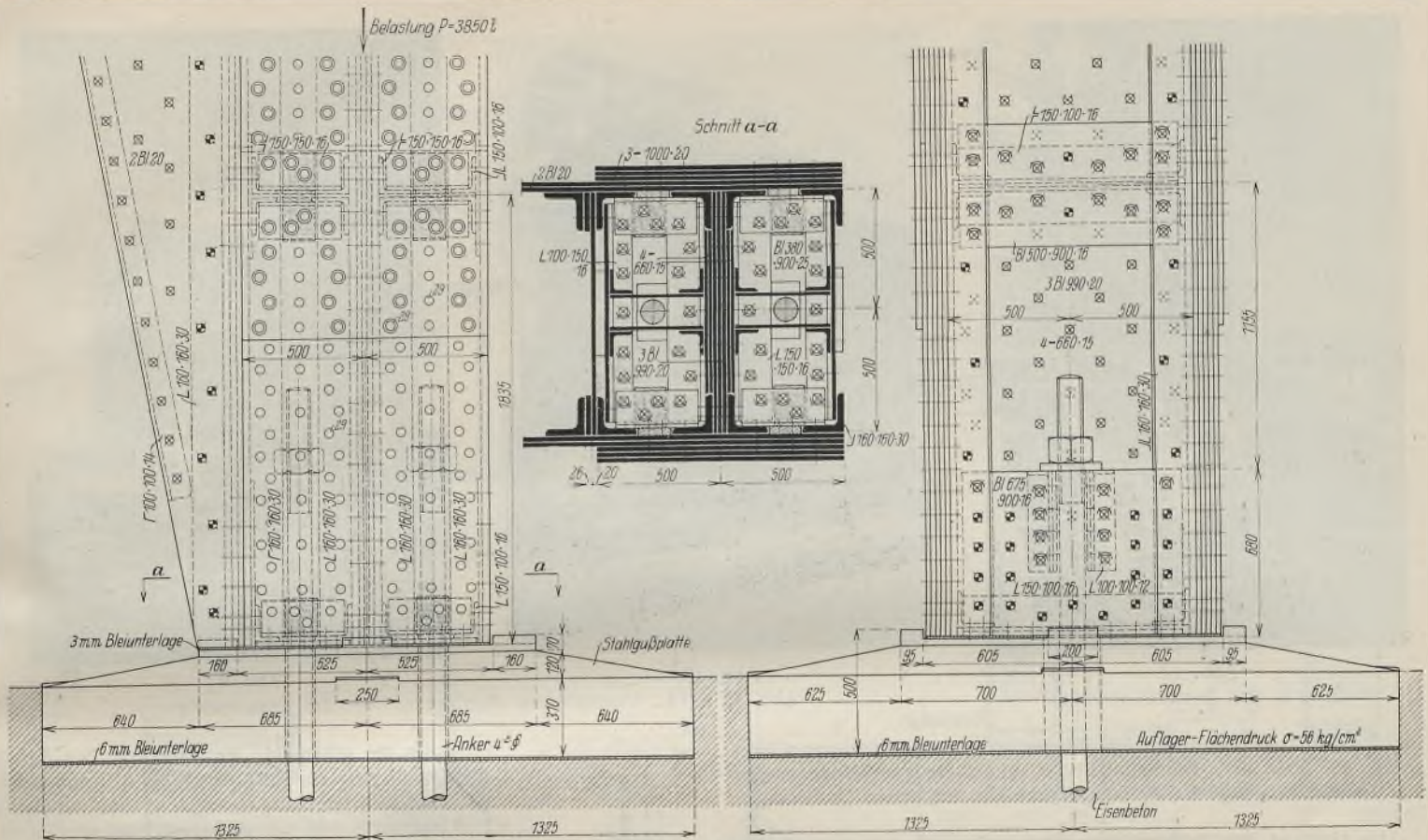


Abb. 7. Stützenfuß.

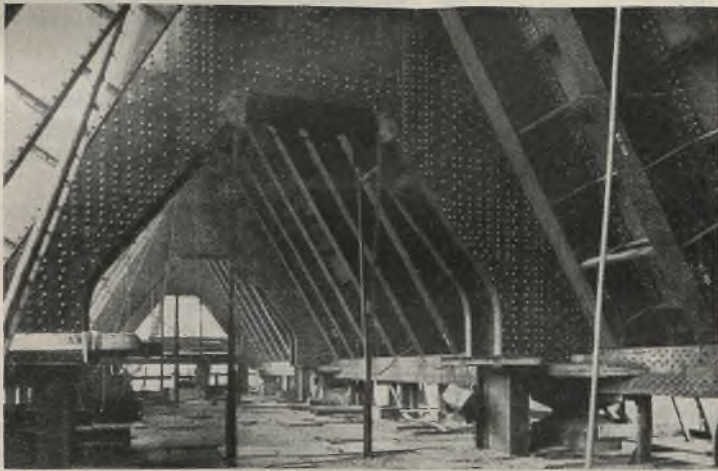


Abb. 4. Querböcke zur gemeinsamen Auflagerung der großen und der kleinen Bunker auf den Stützen.

Die Stützen der Reihen C und D stehen zwischen den Stehblechen dieser Portalfüße und wirken somit von diesen unabhängig.

Die Axiallasten der Hauptstützen setzen sich wie folgt zusammen:

	C	D	E
Eigengewicht	1051	1181	1061 t
Bunkerfüllung	1920	2530	1210 t
Wind	139	139	134 t
Last am Fundament	3110	3850	2405 t

Die zulässigen Beanspruchungen sind den ministeriellen Bestimmungen vom 25. Februar 1925 entnommen. Insbesondere waren folgende Werte maßgebend:

Obere Bunkerbleche	$\sigma = 1,400 \text{ t/cm}^2$
Untere Bunkerbleche	$\sigma = 1,300 \text{ „}$
Bunkeraussteifungen	$\sigma = 1,400 \text{ „}$
Waagerechte Bunkerrahmenträger	$\sigma = 1,600 \text{ „}$
Stahlgußlager	$\sigma = 1,400 \text{ „}$

Pressung zwischen Auflager und Eisenbetonfundament $\sigma_{\max} = 60 \text{ kg/cm}^2$. Für die Berechnung der Portalfüllstäbe und der Aussteifungsverbände wurde außer der normalen Stützkraft noch 1,5% derselben als seitliche Ausknickkraft eingeführt. Die Stützen selbst sind ohne diesen Zuschlag

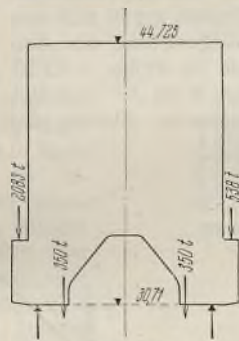


Abb. 5. Statische Wirkungsweise der Querböcke.

nach dem w -Verfahren bemessen.

Zulässige Durchbiegung der Bühnen-träger: $\delta \leq \frac{1}{500}$ der Stützweite.

Einen beträchtlichen Teil der in allen Einzelheiten (u. a. Nietanschlüsse, Verlasungen usw.) sehr sorgfältig durchgeführten, über 600 Seiten umfassenden statischen Berechnungen nimmt die Berechnung der Bunker mit ihren Versteifungen und Hilfskonstruktionen in Anspruch. Das Raumgewicht der Braunkohle wurde zu $0,7 \text{ t/m}^3$ in Rechnung gesetzt, das der zusammengepreßten

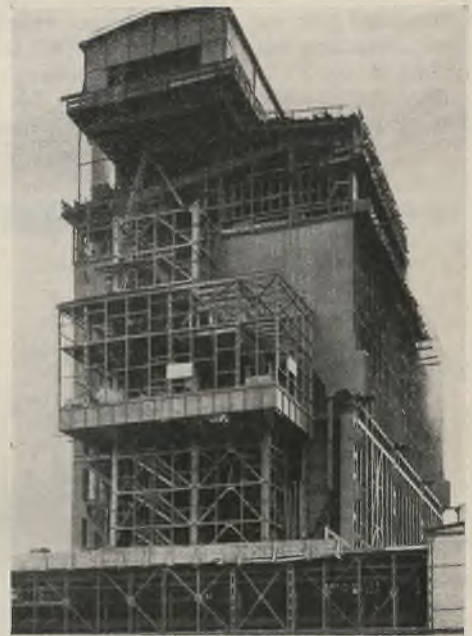


Abb. 6. Montagezustand der Bunkeranlage.

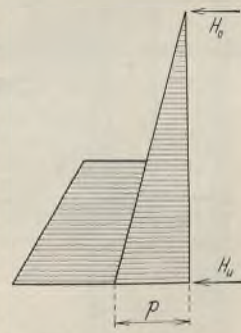


Abb. 8. Belastung der Bunkerwand.

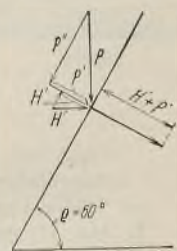


Abb. 9. Kräftezerlegung an der Bunkerschragwand.

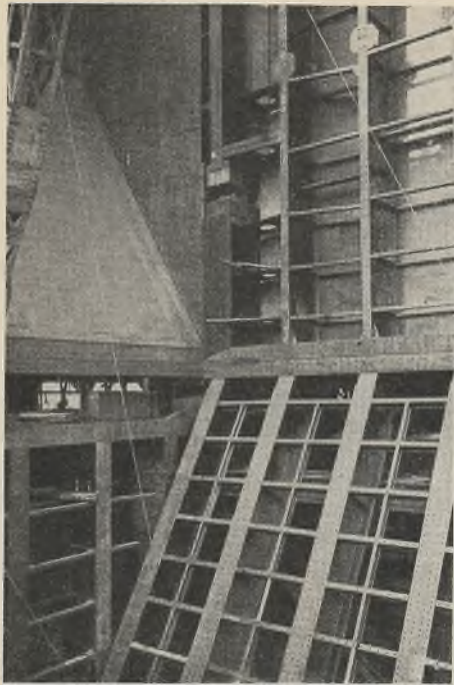


Abb. 10.
Blick in den Bunkerinnenraum.

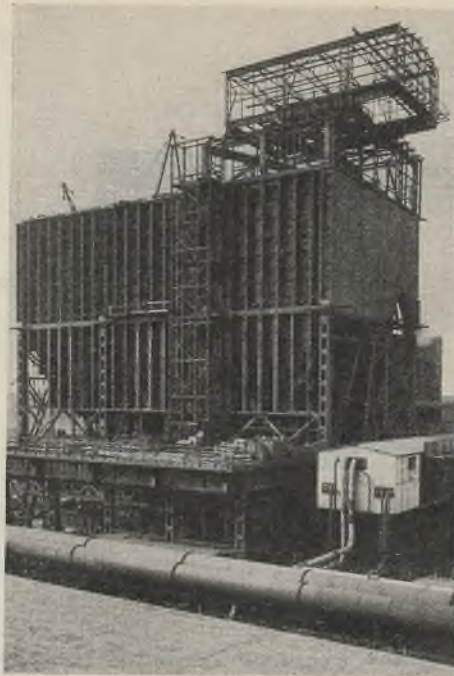


Abb. 13.
Abb. 13 u. 14. Verschiedene Montagezustände der Bunkeranlage.

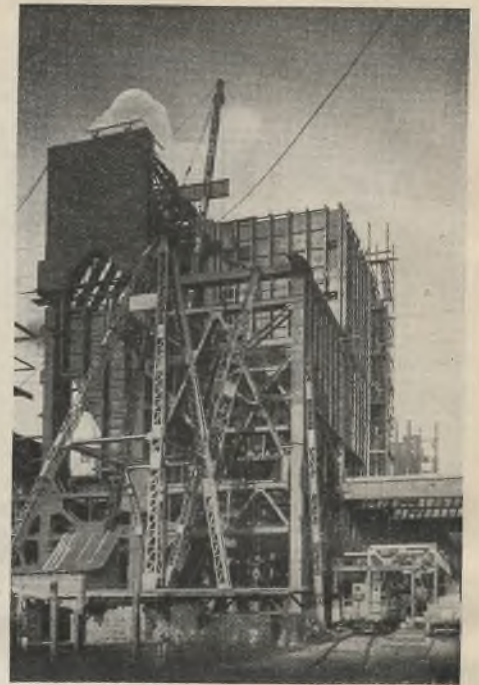


Abb. 14.

Kohle zu $0,85 \text{ t/m}^3$. Diesen beiden Werten entsprechen Böschungswinkel von $\varphi = 40^\circ$ bzw. 45° . Die Seitendrucke auf die schrägen Wände wurden unter Vernachlässigung der Reibung nach den bekannten Beziehungen ermittelt.

Das Gewicht der Bunkerfüllung wird zerlegt in eine waagerechte Kraft P' und eine mit der geneigten Bunkerwand zusammenfallende Last P'' (Abb. 9). Es wird angenommen, daß sich P' auf die Fläche der Bunkerwand bzw. auf die Aussteifungen verteilt. Hieraus ergibt sich eine Gesamtbelastung der Wand nach Abb. 8. Die Auflagerdrücke der Aussteifungen werden an die waagerechten Verbände in Höhe $+12,50$, $+20,0$, $+29,0$ und $+45,0$ abgegeben. Die schräge Kraft P'' wird von dem als Blechträger wirkenden Bunkerblech aufgenommen. Ebenso wird

auch die senkrechte Wand infolge der festen Verbindung am Knickpunkt zur Aufnahme der Last P'' mit herangezogen. Diese Bunkerlängsseite gibt die Auflagerdrücke an die als Blechträger wirkende Bunkergiebelseite ab, welche (wie schon früher bemerkt) als Träger auf zwei Stützen mittels Stahlgußlagern auf den Stützköpfen lagert. Von hier wird P'' in die Fundamente übertragen.

Die Bunkerbleche wurden als vierseitig frei aufliegende Platten berechnet, indem wie üblich die Last im umgekehrten Verhältnis der vierten Potenzen der Seitenlängen auf beide Richtungen verteilt wird.

Bei schrägen Bunkerblechen setzt sich nach Abb. 9 die Belastung wie folgt zusammen:

- a) aus waagerechtem Seitendruck
 $H = \gamma \cdot 0,217 h, \quad H' = H \sin \varphi,$
- b) aus senkrechter Last
 $P = \gamma h, \quad P' = P \cos \varphi,$
Gesamtlast $= H' + P'.$

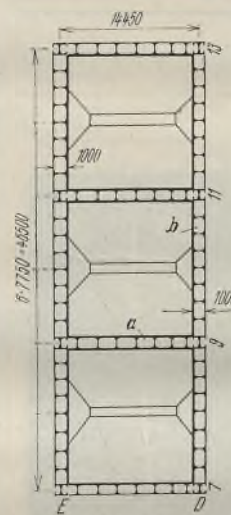


Abb. 11.
Versteifungsträger
in Höhe $+30,75 \text{ m}$.

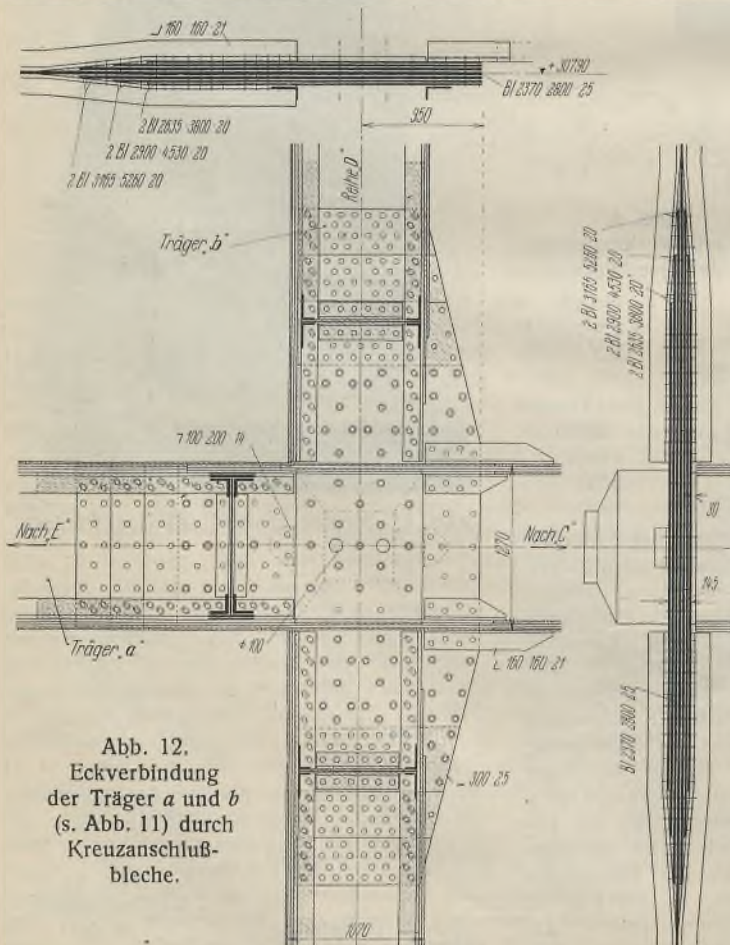


Abb. 12.
Eckverbindung
der Träger a und b
(s. Abb. 11) durch
Kreuzanschluß-
bleche.

Wie bereits erwähnt, wird die Komponente P'' vom Bunkerblech aufgenommen. Die schrägen Wände sind mit Rücksicht auf möglichst leichten Ablauf des Füllgutes unter 60° zur Waagerechten geneigt.

Unter Berücksichtigung dieser Voraussetzungen wurden die Bunker sehr genau untersucht. Die Stärken der senkrechten Wandbleche ergaben sich zu 10 mm oben, zunehmend bis auf 15 mm unten. Die



Abb. 17. Montage der Bunker mittels Ausleger-Kranen.

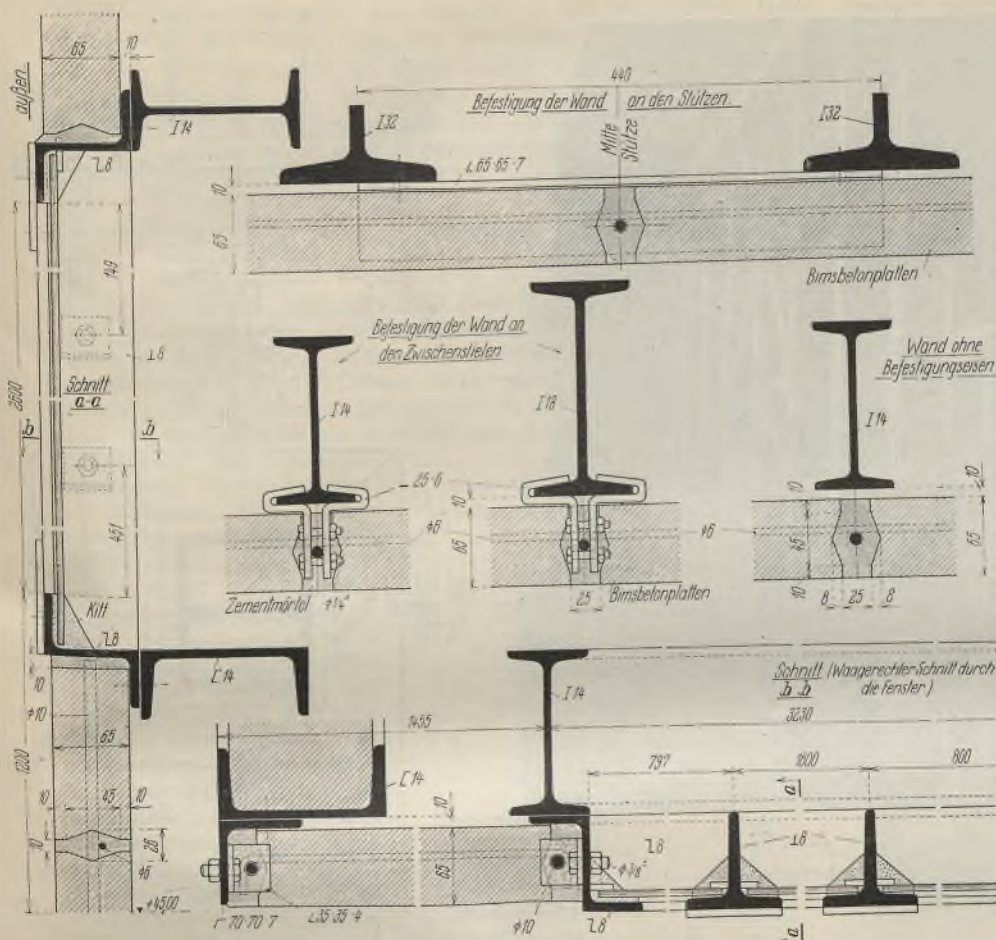


Abb. 15. Ausbildung der Wandbefestigung und der Fenster.

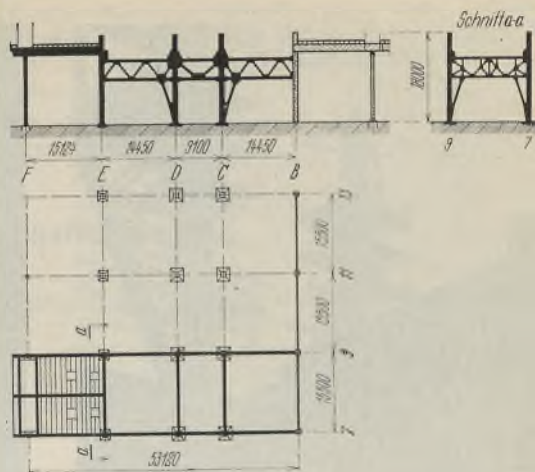


Abb. 18.

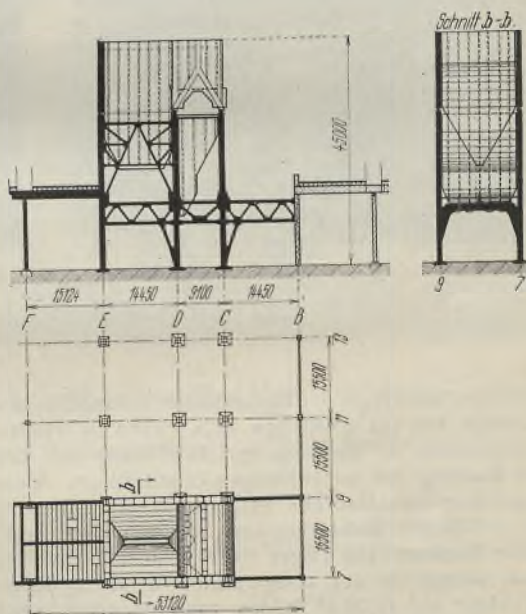


Abb. 19.

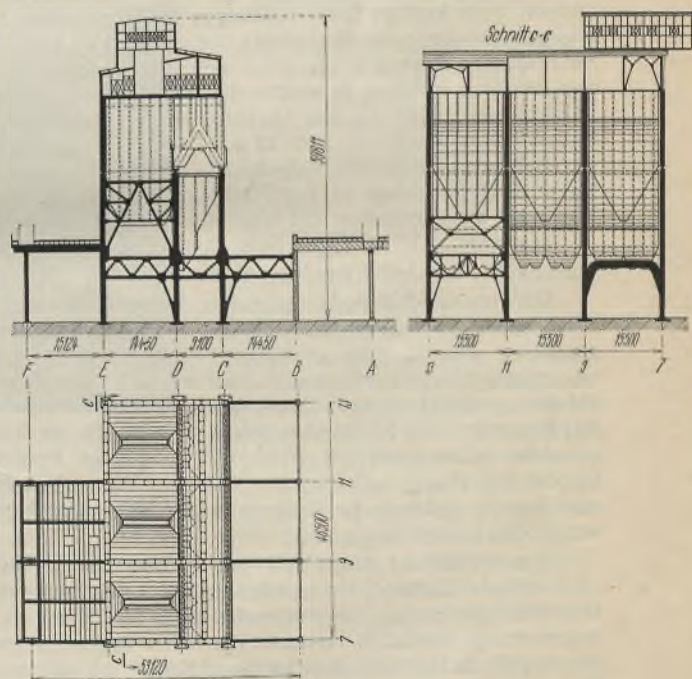


Abb. 20.

Abb. 18 bis 20.
Hauptstadien der Montage.

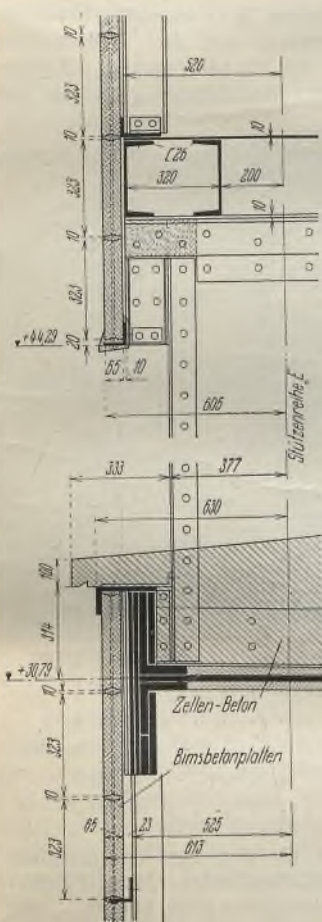


Abb. 16.
Einzelheiten der Außenwand-
durchbildung.

Schrägbleche erhielten wegen der größeren Abnutzung oben 15 mm, nach unten zu 18 bis 20 mm Dicke. Auch schien es zweckmäßig, bei der Bestimmung der Blechstärken mit Rücksicht auf den Verschleiß der Bleche im Betrieb möglichst unterhalb der zulässigen Spannung zu bleiben. Die Berechnungen wurden durch die vielfach gebrochene Form der Bunker (vgl. Abb. 2, Schnitt f-f) erschwert, und es mußten auch verschiedene Füllungsgrade, insbesondere einseitige Füllung (Schrägfüllung) in ihrem Einfluß auf die Hauptaussteifungen untersucht werden. Die Wandbleche sind durch Vertikalträger in Hauptfelder von 2 m und diese nochmals in der Mitte unterteilt (Abb. 10). Die Abstände der waagerechten Aussteifungen wechseln je nach Höhenlage zwischen 1 und 2 m. Bei der Wahl dieser so entstandenen Plattengrößen waren die zweckmäßigsten Montageabmessungen mit entscheidend.

Die durchgehenden senkrechten Aussteifungen bestehen aus I-förmigen Blechträgern, deren Höhe von 1 m dem Abstände zweier benachbarter Bunkerwände entspricht. Für die senkrechten und waagerechten Zwischenaussteifungen sind in der Hauptsache C-Profile mit Eckanschlüssen verwendet. Alle Verlaschungen der Blechwände sind doppelreihig, die Nietköpfe auf Bunkerinnenseite sind in den senkrechten Wänden halb versenkt, in den Schrägwänden ganz versenkt. Sehr eingehend sind die

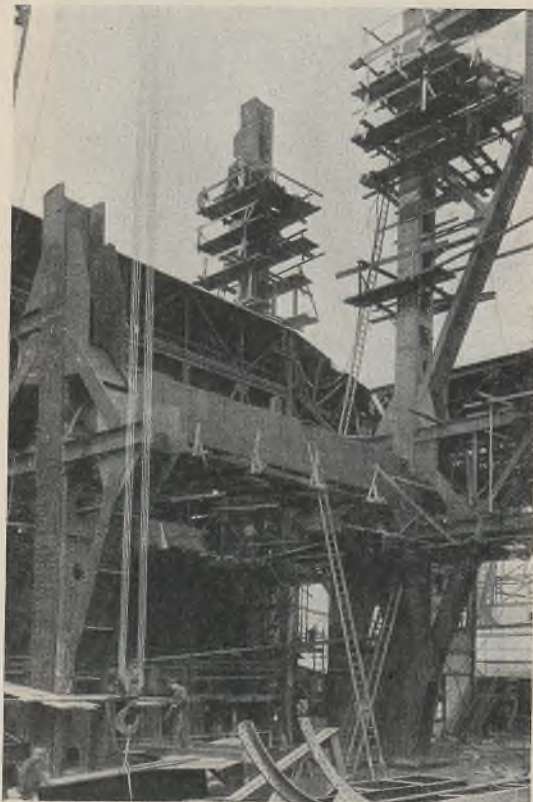


Abb. 21.

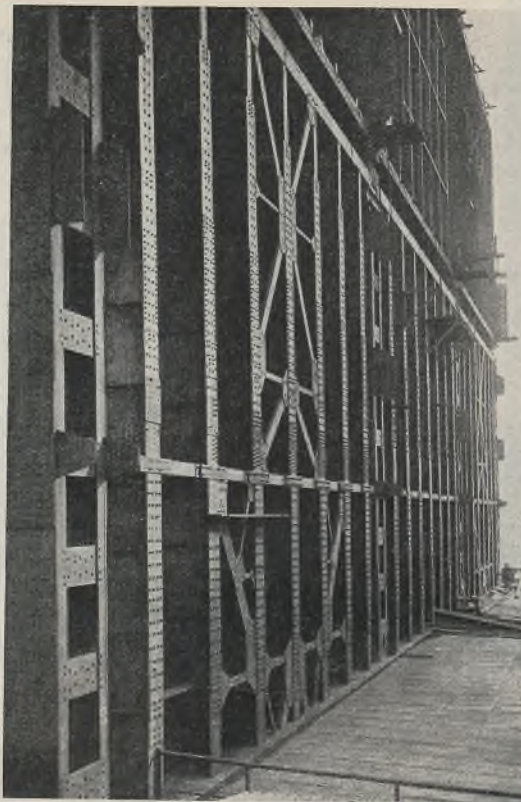


Abb. 22.

Abb. 21 u. 22. Verschiedene Montagezustände der Bunkeranlage.

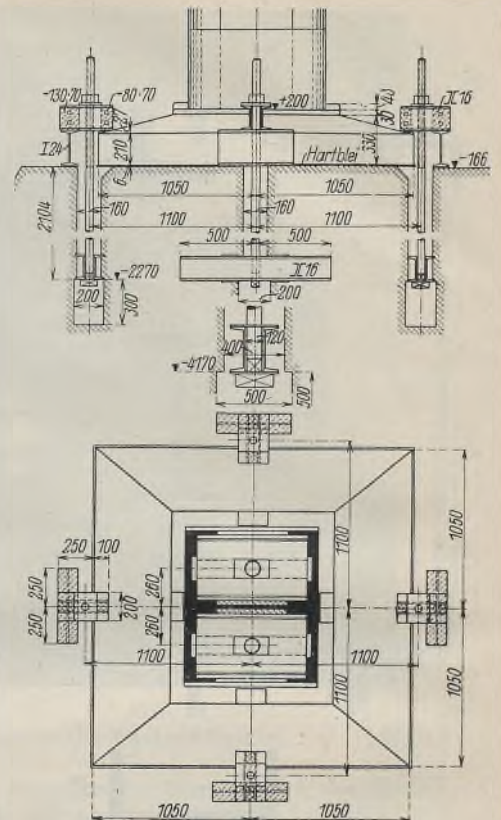


Abb. 23.

Verankerung der Stützen.

waagerechten Hauptträger der Bunkerwände behandelt. In den Oberkanten beider Bunker, also auf + 45,0 bzw. 29,5, wirken die waagerechten Bühnen-träger gleichzeitig als Zugstäbe zur Aussteifung der Ränder und damit auch zur Wahrung der rechtwinkligen Grundrißform. Waagerechte Haupt-träger sind angeordnet an den Knickstellen der Bunkerwände, also z. B. in Höhe + 14,0 des kleinen Bunkers, ferner in Höhe + 20,0 und + 30,75 des großen Bunkers. Die Träger auf + 20,0, „Ringträger“, dienen gleichzeitig zur Aufnahme der waagerechten Windkomponenten. Die Versteifungsträger auf + 30,75 bilden zunächst einen geschlossenen drei-fachen Rahmen (s. Abb. 11), der bei späterer Vergrößerung durch weitere Rahmen verlängert wird. Untersucht wurde der einfache Rahmen, der infolge der symmetrischen Belastung nur zwei statische Unbestimmtheiten enthält. Sehr kräftige Eckverbindungen der Träger *a* und *b* sind durch die sogenannten Kreuzanschlußbleche erzielt (s. Abb. 12). Diese Eckverbindungen bestehen aus einer siebenfachen Lage von 20 mm dicken waagerechten Blechen, in welche die Stehbleche der Träger *a* und *b* eingelassen sind. Die an den Giebelseiten jetzt sichtbaren vorstehenden Enden dieser Bleche (s. Abb. 13 u. 14) sind für den späteren Anschluß der Gebäudeverlängerung vorgesehen. Gleichzeitig dienen diese Blechlagen als Zwischenlage an den Stützstellen (Abb. 3). Die Bunkerbleche sind nicht als Gurtplatten der Versteifungsträger mitgerechnet.

Die Abb. 15 u. 16 zeigen eine Reihe mustergültig durchgearbeiteter Einzelheiten der Außenwandungen usw.

Die in die Hunderte gehenden Konstruktionszeichnungen veranschaulichen, mit welcher Gründlichkeit alle baulichen Einzelheiten durchgearbeitet wurden. Die gewaltigen Kräfte machten großenteils Querschnittsausbildungen erforderlich, welche weit aus dem Rahmen sonst üblicher großer Hochbauten herausfallen. Die größte vorkommende Stärke (bei Breitstählen für Stehbleche) betrug 30 mm. Ferner fand ein besonders gewaltes Winkelprofil 160 × 160 × 30 ausgiebige Verwendung. Weder bei der Abwälzung und Abnahmeprüfung dieser schweren Querschnitte, noch bei der späteren Bearbeitung in der Werkstätte haben sich irgendwelche Schwierigkeiten gezeigt.

Wie die Abb. 14 zeigt, sind zum Aufbau bis zu etwa halber Höhe schwere Stahl-Derrick-Krane mit beweglichem Ausleger verwendet worden. Dem Montagefortgang entsprechend wurden die Krane in der Gebäudelängsrichtung allmählich versetzt. Die höher liegenden Konstruktionsteile wurden mittels ähnlicher, aber leichterer Krane, die auf den oberen Bühnen Platz fanden, eingebaut (Abb. 17).

Der Aufbau der Stahlkonstruktion einschließlich eines Teiles aller Vollendungsarbeiten, z. B. Einbetonierung der Bühnen usw., wurde von Anfang Mai 1929 bis Anfang April 1930, also innerhalb elf Monaten, durch-

geführt, in Anbetracht der Vielheit der schwierigen Konstruktion und der zu bewältigenden Baustoffmassen eine bemerkenswert hervorragende Leistung, besonders unter Beachtung des Umstandes, daß auf der Baustelle nicht weniger als 250 000 zum großen Teil versenkte Niete zu schlagen waren! Die Baudispositionen waren auf drei Hauptstadien zugeschnitten, welche aus den Abb. 18 bis 20 hervorgehen. Weitere bemerkenswerte Einzelheiten während der Bauausführung zeigen die Abb. 21 u. 22.

Nachstehende Zusammenstellung gibt einen Begriff über Ausmaße und Gruppierung der einzelnen Konstruktionsgewichte.

Zusammenstellung der Einzelgewichte.

Stahlgußfußlager der Stützen <i>D</i>	21,60 t
Stahlgußfußlager der Stützen <i>E</i>	10,25 t
Stützenkopfstahlgußlager in Höhe + 30 m	9,40 t
Stützen in Reihe <i>D</i>	111,50 t
Stützen in Reihe <i>E</i>	77,00 t
Großer Bunker	530,00 t
Kleiner Bunker	205,00 t
Portal <i>E</i> 7 bis 9 von ± 0,0 bis + 20,0 m	25,00 t
Portal <i>D</i> 7 bis <i>E</i> 7 von ± 0,0 bis + 28,0 m	27,10 t
Portal <i>D</i> 7 bis 9 von ± 0,0 bis + 12,5	52,00 t
Portal <i>C</i> 7 bis <i>D</i> 7 von ± 0,0 bis + 12,5	20,00 t
Waagerechter Verband <i>D</i> in Höhe + 12,5	30,00 t
Waagerechter Träger <i>E</i> bis <i>D</i> 7 (am großen Bunker)	21,00 t
Stützen in Reihe <i>F</i>	21,50 t
Bühne in Höhe + 16,0 m	218,00 t
Bühne in Höhe + 29,5 m	65,00 t
Bühne in Höhe + 45,0 m	190,00 t
Dach und Aufbau	70,00 t
Wände	70,00 t
Treppen	40,00 t

Die Bemessung und Ausführung der für den Bau erforderlichen Fundamente entsprechen den außerordentlichen Lasten. Mit der Unterkante der Hauptfundamente wurde im ungünstigsten Falle bis auf - 6,8, also unter Grundwasserspiegel, heruntergegangen. Als höchste Bodenpressung waren 4 kg/cm² zugelassen. Die vier Hauptfundamente einer Reihe sind durch eine gemeinsame Eisenbetonplatte zusammengefaßt. Auch die übrigen Teile sind mit Eiseneinlagen verstärkt, die Auflager-

quader überdies ringarmiert. Zur Verwendung kam hauptsächlich Hochofenzement. Die Stützenverankerung ersieht man aus Abb. 23.

Die Stahlkonstruktion des gegenwärtigen ersten Baustadiums wiegt etwa 6300 t¹⁾.

Das beschriebene Bauwerk ist zweifellos eine der bemerkenswertesten Anlagen, welche im industriellen Hochbau je errichtet wurden. Form-

gebung, statische und bauliche Gestaltung zeigen einen bedeutsamen Fortschritt in der Bewältigung schwieriger Bauaufgaben, welche in dieser Vielseitigkeit wieder die hervorragende Eignung des Stahls als Werkstoff für solche Großbauten beweist.

¹⁾ Das gesamte Stahlmaterial entstammt den Anlagen der Fried. Krupp A.-G., Friedrich-Alfred-Hütte, Rheinhausen.

Alle Rechte vorbehalten.

Neuere vollständig geschweißte Stahlkonstruktionen.

Von Dr.-Ing. F. Faltus, Pilsen.

In Heft 13 des Jahrganges 1930 dieser Zeitschrift¹⁾ wurde über die erste größere Anwendung der Lichtbogenschweißung im Stahlhochbau durch die A.-G. vorm. Skodawerke in Pilsen berichtet. Dieser ersten Ausführung sind auf dem Gebiete der tschechoslowakischen Republik bald andere größeren Umfanges und größerer Bedeutung gefolgt, die, ebenfalls von den Skodawerken entworfen und ausgeführt, von der raschen Entwicklung der Lichtbogenschweißung Zeugnis ablegen.

Versuche und Studien praktischen und theoretischen Inhalts eines schweißtechnischen Büros bildeten den Ausgangspunkt der Entwicklung. Schweißerprüfungen in regelmäßigen Zeitabschnitten schufen die Grundlage, auf welcher aufbauend von einfachen Konstruktionen zu schwierigeren und verantwortungsvolleren übergegangen werden konnte. Hand in Hand mit der Entwicklung der Werkstattdarstellung mußte natürlich auch die Entwicklung der Konstruktionseinheiten gehen, da nur auf Grund eines guten, schweißgerechten Entwurfs Konstruktionen geschaffen werden können, die in statischer, ästhetischer, aber auch in wirtschaftlicher Hinsicht allen Anforderungen entsprechen.

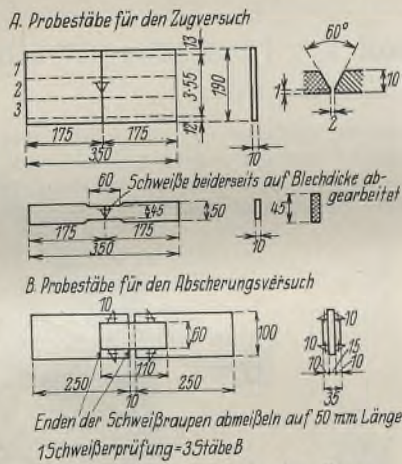


Abb. 1. Probestäbe für Zug- und Abscherversuche.



Abb. 2. Vollständig geschweißtes Werkstattgebäude.

Die zulässigen Beanspruchungen der Schweißnähte waren wie folgt festgelegt:

A. Ohne Berücksichtigung der Windkräfte:

Grundmaterial
 $\sigma = 1200 \text{ kg/cm}^2$
Schweißmaterial
Zug $\sigma = 800 \text{ kg/cm}^2$
Druck $\sigma = 1100 \text{ „}$
Abscherung . $\tau = 700 \text{ „}$

B. Mit Berücksichtigung des Winddruckes:

Grundmaterial
 $\sigma = 1400 \text{ kg/cm}^2$
Schweißmaterial
Zug $\sigma = 900 \text{ kg/cm}^2$
Druck $\sigma = 1300 \text{ „}$
Abscherung . $\tau = 800 \text{ „}$

Hierbei wurde bei der gleichzeitig vorgeschriebenen Schweißerprüfung, die in Abständen von höchstens sechs Monaten zu erfolgen hat, eine Mindestzugfestigkeit von 2800 kg/cm^2 und eine Scherfestigkeit der Flankenkehlnähte von mindestens 2400 kg/cm^2 gefordert. Die Abmes-

sungen der Probestäbe sind in Abb. 1³⁾ angegeben. Die V-Nähte der Probestäbe zur Bestimmung der Zugfestigkeit dürfen nur von einer Seite verschweißt werden; es darf also keine „unterlegte Naht“ ausgeführt werden. Die Schweißraupe wird für den Zugversuch auf Blechdicke abgearbeitet, um den Einfluß ungleicher Überhöhungen auszuschalten. Die Probestäbe sind je nach den Umständen in waagerechter oder auch in

³⁾ Die Bezeichnung der Schweißnähte ist in der bei den Skodawerken eingeführten Bezeichnungsweise durchgeführt. Die wesentliche Abweichung von der Bezeichnung, die in Deutschland üblich ist, besteht darin, daß kein Unterschied zwischen leichter und voller Kehlnaht gemacht wird, so daß ein einheitliches Zeichen (∇) verwendet wird.

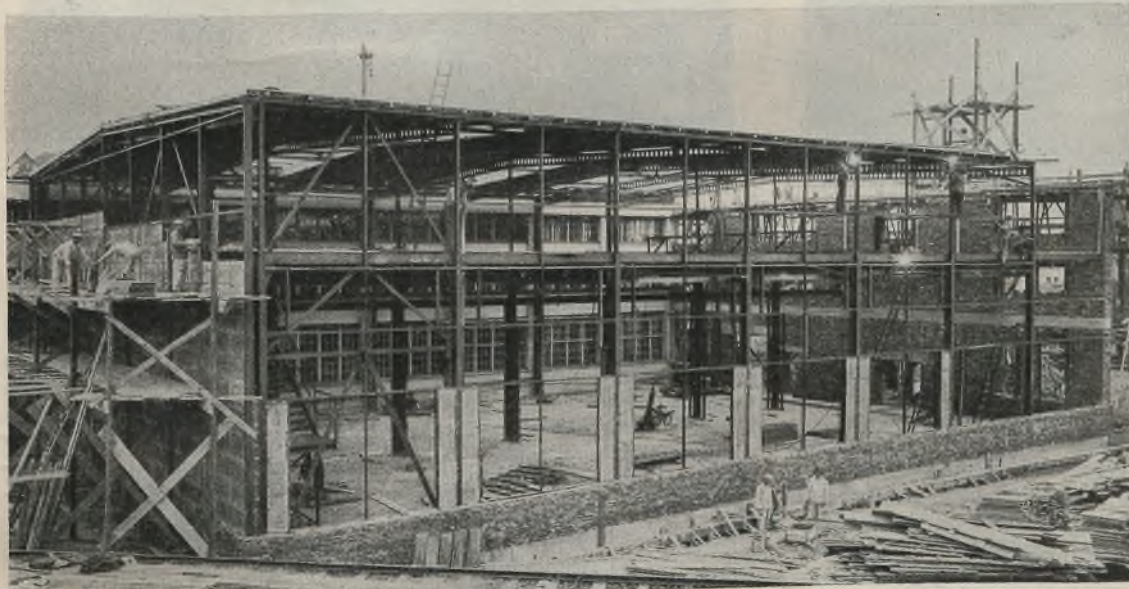


Abb. 3. Montage des Werkstattgebäudes.

Die Behörden standen im allgemeinen der neuen Arbeitsweise nicht ablehnend gegenüber, trotzdem noch keine Vorschriften über die Zulassung der Lichtbogenschweißung beim Bau tragender Konstruktionen bestehen. Die Ausarbeitung und auch die Genehmigung von Fall zu Fall erfolgte auf Grund vorläufiger Vorschriften, die von dem schon erwähnten Studienbüro der Skodawerke verfaßt waren. Diese Vorschriften, in Anlehnung an amerikanische Bestimmungen²⁾ aufgebaut, sind nun von der tschecho-

¹⁾ Dr. Faltus, Eine vollständig geschweißte Stahlkonstruktion in Prag.

²⁾ Code for Fusion Welding and Gas Cutting in Building Construction, Formulated by the American Welding Society Committee on Building Codes, Edition 1928.

senkrechter Lage oder „über Kopf“ zu verschweißen. Die geforderten Festigkeitswerte können von Durchschnittsschweißern anstandslos erreicht werden.

Nachstehend sollen nun an Hand einiger Abbildungen interessante ausgeführte Stahlkonstruktionen kurz beschrieben werden, die die Entwicklung der Lichtbogenschweißung in der Tschechoslowakei kennzeichnen.

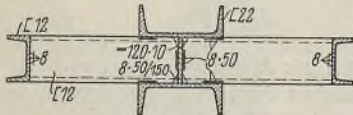


Abb. 4. Querschnitt einer mittleren Stütze.

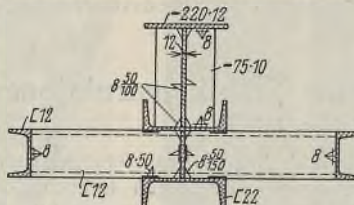


Abb. 5. Stütze im letzten Feld mit angeschlossenem Windportal.

Abb. 2 u. 3 zeigen ein Werkstattgebäude für die elektrotechnische Fabrik der Skodawerke in Doudlevec, dessen Stahlkonstruktion vollständig, sowohl in der Werkstatt als auch auf der Baustelle geschweißt wurde. Das Gebäude erhebt sich auf einer Grundrißfläche von $33,6 \times 24,2$ m und umfaßt zwei Längsschiffe mit einer Stützenentfernung von 4,6 m. In einem der Schiffe ist in 7 m Höhe eine Eisenbetondecke für 1000 kg/m^2 Nutzlast angeordnet; beide Schiffe werden von elektrischen Laufkränen von 3 bzw. 5 t Nutzlast bestrichen. Die Eisenbetondecke liegt auf Stahllängsträgern auf, die als durchlaufende Balken zwischen vollwandigen Blechträgern von 12 m Spannweite eingeschweißt sind. Die Blechträger, die eine Auflast von mehr als 70 t aufzunehmen haben, sind aus einem 800 mm hohen Stahlblech und zwei Platten zusammengesetzt. Die Dachbinder,



Abb. 6. Vollständig geschweißte Montagehalle in Prag.

die durchlaufende Walzträgersparren mit doppelter Holzschalung und Dachpappe tragen, wurden zweiteilig an die Baustelle gebracht und über den Stützen zu durchlaufenden Balken verschweißt. Die Stützen sind in einfachster Weise aus Walzträgern und Breitstahlplatten zusammengesetzt. Den Querschnitt einer mittleren Stütze, die eine Belastung von 48 t zu übertragen hat, zeigt Abb. 4^a). Der mittlere Stiel besteht aus \square -Profilen, die durch ein durchlaufendes Stegblech, das natürlich mit zum Querschnitt zählt, verbunden sind. Zwei weitere seitliche \square -Profile dienen als Kranbahnstützen und sind gegen den mittleren Stiel durch \square -Profile abgesteift, die gleichzeitig zur Rahmenversteifung der Hauptstiele dienen. Zwischen den Stützen des letzten Feldes sind vollwandige Windportale angeordnet, die im Hintergrund der Abb. 2 sichtbar sind. Auch hier zeigte sich deutlich der große Vorteil der Lichtbogenschweißung, die gestattet, diese Rahmen einfach aus Blech und Breitstählen zwischen die ungeänderten Stützenprofile einzuschweißen (Abb. 5^a).

Das Gesamtgewicht der Konstruktion einschließlich der Riegelwandgefache beträgt nur etwa 66 t. Dieses im Vergleich zu einer entsprechenden genieteten Ausführung geringe Gewicht war nur durch die folgerichtige Anwendung schweißgerechter Formen und Einzelheiten zu erreichen. Die Halle macht mit ihren geraden und schlichten Formen einen freundlichen Eindruck, der durch das Fehlen jeglicher Knotenbleche und Nietköpfe nur verstärkt wird.

Gewissermaßen ein Gegenstück zu dieser Ausführung bringt Abb. 6, die einen Blick in eine große Montagehalle in Prag zeigt. Diese Werkstatt, die auch vollständig in Lichtbogenschweißung ausgeführt wurde und eine der größten Ausführungen darstellt, erhebt sich auf einer Grundrißfläche von fast 9000 m². Der Grundriß ist in mehrere Felder

von 12 und 24 m Spannweite unterteilt. Die Binder sind in Abständen von 6 m angeordnet und in den 12 m-Schiffen, die eine zusammenhängende Fläche bedecken, als Gerberträger durchgebildet. In den 24 m-Feldern sind Dreigelenkbogenbinder mit Zugband angeordnet. Alle Binder bestehen aus durchbrochenen Walzträgern, deren sechseckige Öffnungen sehr zur Belebung des Raumes beitragen.

Das Gesamtgewicht der Stahlkonstruktion, das neben den Stützen auch Unterzüge von 24 m Spannweite, Torkonstruktionen mit Fachwerkträgern für breite Schiebetore usw. umfaßt, beträgt nur 286 t. Sämtliche Konstruktionsteile wurden in der Werkstatt geschweißt, auf der Baustelle jedoch geschraubt.

Die Anwendung der Schweißtechnik beschränkt sich natürlich nicht nur auf Hochbaukonstruktionen, die eigentlich die harmloseste Anwendung des neuen Verfahrens darstellen, da es sich hier vornehmlich um die



Abb. 7. Vollständig geschweißter Baukran.

Übertragung ruhender Lasten handelt, deren ungünstigstes Zusammenwirken höchst selten eintritt. Viel überzeugender für das Vertrauen, das man der Lichtbogenschweißung entgegenbringt, sind vielmehr die weitgehenden Anwendungen im Kranbau, den das neue Arbeitsverfahren auch rasch zu erobern beginnt. Im Kranbau sind besondere Vorteile zu erwarten, da sich hier die zu erzielenden Gewichtersparnisse, die leicht 15 bis 30% betragen können, in doppelter Weise günstig auswirken können.

Der in der Abb. 2 ersichtliche elektrische Laufkran von 5 t Tragfähigkeit und 11,2 m Spannweite ist vollständig geschweißt. Die Hauptträger sind vollwandige Blechträger, gebildet aus Stehblech, Breitstahluntergurt und einem \square -Profil als Obergurt. Die beiderseitigen Gallerieträger sind als leichte Gitterträger ausgebildet.

Eine weitere interessante Anwendung der Lichtbogenschweißung bringt Abb. 7, die einen fahrbaren Baukran von 20 m Auslegerweite zeigt. Die Tragfähigkeit beträgt je nach der Auslegerstellung 1,5 bis 5 t. Hier zeigte sich die Anwendung der Schweißung besonders vorteilhaft bei den verschiedenen räumlichen Knotenpunkten, deren einwandfreie Durchbildung in genieteter Ausführung immer gewisse Schwierigkeiten bietet oder zumindest großen Baustoffaufwand erfordert. Bei dem Ausleger war die Gewichtersparnis besonders wertvoll, da das Eigengewicht des 20 m langen Auslegers (geschweißt 1190 kg, genietet 1500 kg) gegen die Nutzlast ganz merklich ins Gewicht fällt.

INHALT: Großbunkeranlage für 20000 t Kohle. — Neuere vollständig geschweißte Stahlkonstruktionen.

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.

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 ge-
samte Bauingenieurwesen

Preis des Jahrganges 10 RM und Postgeld

5. Jahrgang

BERLIN, 19. Februar 1932

Heft 4

Erweiterungsbau des Warenhauses I der Konsumgenossenschaft für Berlin und Umgegend.

Alle Rechte vorbehalten.

Von Zivilingenieur M. Salomonsen, Berlin.

Die Ausdehnung des Genossenschaftsgedankens veranlaßte in den letzten Jahren recht bedeutende Betriebsvergrößerungen bei der Berliner Konsumgenossenschaft¹⁾. Gleichzeitig hiermit wurden auch die Verkaufsräume, teils durch Neueröffnung von über 200 Einzelverkaufsstellen, teils

weitige so beachtenswerte Vorteile, daß die Bauleitung sich unbedingt für diese Ausführungsart entschied.

Diese Vorteile waren:

1. Die Möglichkeit der Wahl größerer Stützenentfernungen unter Vermeidung zu großer Querschnitte für Stützen und Unterzüge, vor allem für die Frontstützen.
2. Der Abbruch der vorhandenen Gebäude konnte nur

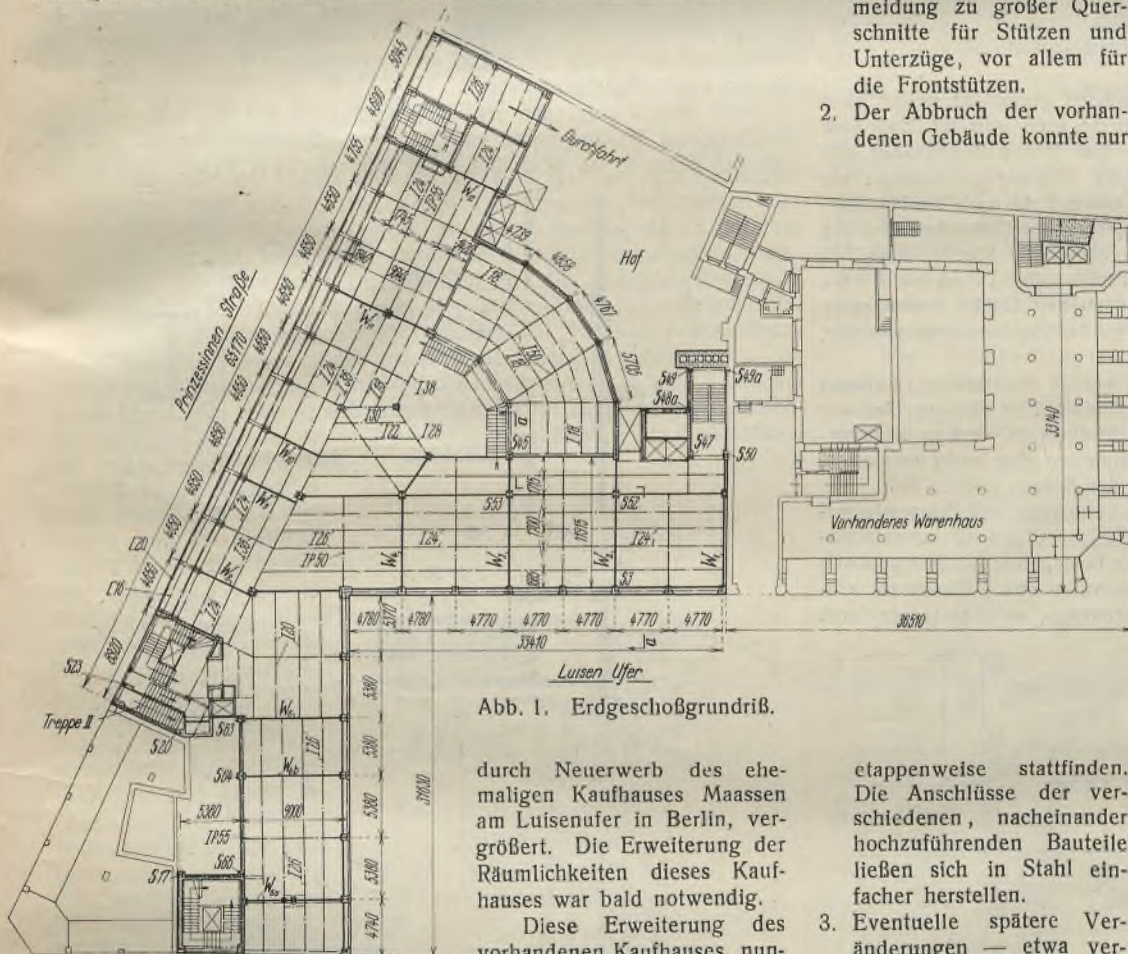


Abb. 1. Erdgeschoßgrundriß.

durch Neuerwerb des ehemaligen Kaufhauses Maassen am Luisenufer in Berlin, vergrößert. Die Erweiterung der Räumlichkeiten dieses Kaufhauses war bald notwendig.

Diese Erweiterung des vorhandenen Kaufhauses, nunmehr Warenhaus I genannt,

wurde sehr großzügig geplant, indem die bisher bebaute Fläche von rd. 1100 m² auf rd. 2900 m² bei 5- bis 9-stöckiger Bebauung vergrößert wurde. Abb. 1 stellt den Erdgeschoßgrundriß, Abb. 2 einen Hauptquerschnitt des jetzt im Rohbau fertiggestellten Erweiterungsbaues mit dem anschließenden alten Warenhaus sowie auch der später zur Vervollständigung geplanten Erweiterung an der Ecke Luisenufer-Prinzessinnenstraße, dar.

Bei der Entwurfsbearbeitung wurde zuerst die grundlegende Frage der Ausführungsart, ob Stahlkonstruktion oder Eisenbeton, sehr eingehend erörtert. Die Ausführung in Eisenbeton stellte sich überschlägig zwar etwas billiger als in Stahl, jedoch bot die letzte Ausführungsweise ander-

etappenweise stattfinden. Die Anschlüsse der verschiedenen, nacheinander hochzuführenden Bauteile ließen sich in Stahl einfacher herstellen.

3. Eventuelle spätere Veränderungen — etwa verursacht durch Einbau von Verbindungstreppe, Vereinigung einzelner Verkaufsräume durch zwei Etagen, Erweiterungen usw. — konnten im Stahlbau leichter ausgeführt werden. Es hat sich z. B. nach Fertigstellung der Konstruktion und der Decken als erwünscht herausgestellt, durch sämtliche Geschosse eine Rolltreppenanlage einzubauen. Die hierfür erforderlichen baulichen Umänderungs- und Verstärkungsarbeiten konnten in kürzester Zeit mit geringen Kosten bewerkstelligt werden.

Der Grundriß des Erweiterungsbaues war, wie aus Abb. 1 ersichtlich, schiefwinklig mit verhältnismäßig schmalen Trakten. Um die Verkaufsräume nicht zu unübersichtlich zu gestalten, mußten die Stützenentfernungen unter Berücksichtigung der architektonischen Gestaltung der Innenräume in beiden Richtungen so groß wie wirtschaftlich zulässig gewählt werden. Die Entfernungen der Innenstützen betragen demgemäß in beiden Richtungen 9 bis 11 m.

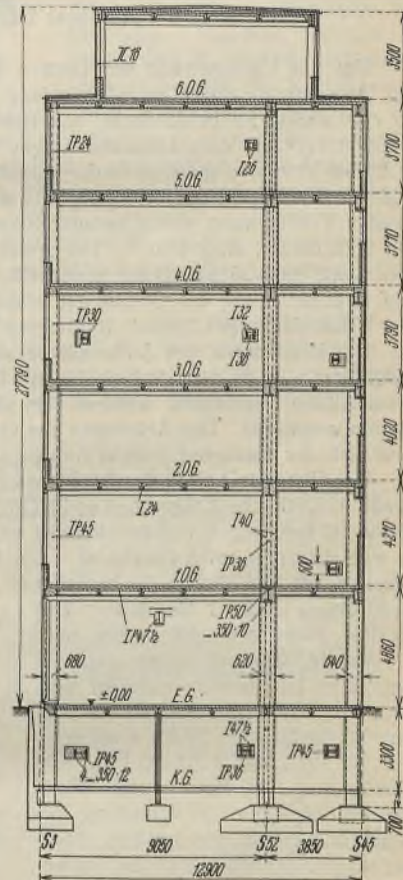


Abb. 2. Querschnitt a-a (s. Abb. 1).

¹⁾ Neubau der Großbäckerei in Spandau-Haselhorst, Stahlbau 1931, Heft 13; Neubau der Wurstfabrik in Lichtenberg, Stahlbau 1929, Heft 21.

Da an ein Warenhaus keine gar zu großen Forderungen in bezug auf Schall- und Wärmeisolierung der einzelnen Geschosse untereinander gestellt werden, so ist als Decke eine gewöhnliche 10 cm starke gestelzte Kleinsche Steineisendecke gewählt. Die Decken erhalten 5 cm Überbeton aus Gasbeton, in welchem die elektrischen Leitungen verlegt werden unter gleichzeitiger Ausnutzung als Wärme- und Schallisolierung. Zur Erzielung einer ebenen Untersicht werden sämtliche Decken unterhalb der Kappenträger mit einer Rabitzdecke unterspannt, nur die großen, weitgespannten Unterzüge sind unterhalb der Rabitzdecke sichtbar. Abb. 3 zeigt den Normalquerschnitt einer Decke. Das Eigengewicht der Decken einschließlich Fußboden und Unterdecke beträgt rd. 300 kg/m². Die Nutzlast in sämtlichen Räumen beträgt 500 kg/m². Ein Teil der Dachflächen ist ebenfalls mit 500 kg/m² Nutzlast berechnet worden, um als Dachgarten bzw. als Rettungsweg bei Feuersgefahr zu dienen, während die übrigen Dachflächen nur für 75 kg/m² Schneelast berechnet worden sind. Besondere Sorgfalt ist auf eine gute Dichtung und Wärmeisolierung der Dachflächen gelegt, weshalb das Eigengewicht der Dachdecken einschließlich dieser Schutzvorkehrungen 370 kg/m² beträgt und bis 500 kg/m² unter dem mit Fliesen belegten Dachgarten steigt.

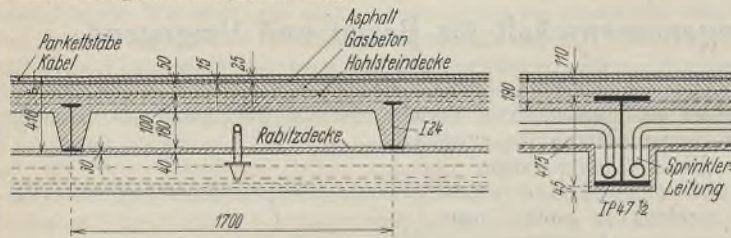


Abb. 3. Normaler Deckenquerschnitt.

Um das Eigengewicht der Decken möglichst gering zu halten, sind die Deckenspannweiten im allgemeinen nur so groß gewählt, daß eine 10 cm starke Steineisendecke ausreicht. Von einer Berechnung der Deckenträger als durchlaufende Träger wurde Abstand genommen, um nicht bei etwaigen späteren Änderungen in einem Feld auch die Nachbarfelder in Mitleidenschaft zu ziehen. Die weitgespannten Unterzüge sind alle zwecks Verringerung der Konstruktionshöhe als Peiner Profile, zum Teil mit Gurtplatten, ausgebildet. Die größten Profile sind IP 55 bis IP 60, die somit nur 25 bis 30 cm unterhalb der ebenen Decke hervorragen. Die Beanspruchung des Stahles ist überall zu 1400 kg/cm² angenommen, bei Windbelastungen bis rd. 1600 kg/cm².

Die Brüstungen der Außenwände sind aus 20 cm starkem Gasbeton ausgeführt, die an der Straßenseite mit Granitplatten in ähnlicher Art wie beim Altbau verblendet wurden. An den Hoffronten werden Keramikplatten vorgesetzt. Das Anbringen der Granitplatten ging leicht vonstatten, weil sich der Gasbeton zwecks Anbringung der Bolzen bohren läßt.

Das Gebäude hat an der Ecke zwischen Luisenufer und Prinzessinnenstraße 9 Geschosse (Erdgeschoß und 8 Obergeschosse), in der Prinzessinnenstraße fällt es wegen des Anschlusses an das bestehende Nachbargebäude in zwei Etappen auf 5 Geschosse. Am Luisenufer sind 7 Geschosse vorgesehen mit Anschluß an das bestehende Warenhaus, welches später durch Aufstockung um 2 Geschosse auf dieselbe Höhe gebracht werden soll.

Da das Gebäude keine querversteifenden Innenwände aufweist und auch die Treppenhäuswände zwecks Raumersparnis nur 25 cm stark vorgesehen sind, mußte bei der Entwurfsbearbeitung und Berechnung besondere Rücksicht auf die Aufnahme der Windkräfte genommen werden. Hierbei war zu beachten, daß die Außenstützen aus architektonischen Gründen alle gleichmäßig und möglichst schmal auszuführen waren. In jedem Flügel sind deshalb mehrere Rahmen angeordnet, damit die Windkräfte sich nicht an den einzelnen Punkten konzentrieren und hier die Abmessungen der Konstruktionsteile der Stützen größer werden als bei den übrigen Stützen. In der Abb. 1 ist die Lage der Windrahmen angegeben.

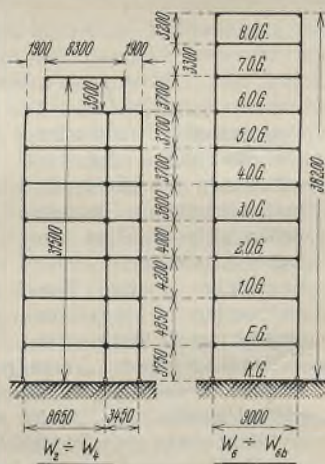


Abb. 4. Statisches System der Steifrahmen.

Die Windkräfte wurden mit 100 bis 150 kg/m² entsprechend den amtlichen Vorschriften eingesetzt.

Die Windrahmen sind für die waagerechten Kräfte als Stockwerkrahmen mit steifen Ecken und am Fußpunkt der Stützen gelenkartig aufgelagert berechnet. Die Windrahmen W₂—W₄ (s. Abb. 1) am Luisenufer sind dreistielige Stockwerkrahmen (Abb. 4), die Windrahmen W₆—W₈ für

das Eckbauwerk zweistielige Rahmen und die Windrahmen W₈—W₁₀ an der Prinzessinnenstraße mehrstielige Rahmen, wogegen die Rahmen W₁₁ und W₁₂ ähnlich wie bei W₂—W₄ als dreistielige Rahmen angenommen wurden.

Die Berechnung der Windrahmen erfolgte nach der Annäherungsmethode von Straßner, indem die Nullpunkte in der Mitte der einzelnen Stiele angenommen wurden und die Kraftaufnahme entsprechend den verschiedenen Trägheitsmomenten verteilt wurde.

Die steifen Anschlüsse zwischen Stützen und Riegel waren konstruktiv recht schwierig, weil die Frontstützen, wie erwähnt, so schmal wie möglich gehalten werden sollten und hierfür infolgedessen einfache Peiner Profile gewählt wurden. Abb. 5 zeigt die Abmessungen eines Frontpfiebers einschließlich der Ummantelung mit 7 cm Gasbeton. Innerhalb der Ummantelung ist genügend Raum zur Unterbringung der verschiedenen Rohrleitungen, wie Heizung, Sprinkler- und elektrische Leitungen, vorhanden, eine Forderung, die ebenfalls für die Wahl eines einzelnen Peiner Profils für die schmalen Frontstützen ausschlaggebend war. Die freien Stahlteile der Stützen erhielten eine Ummantelung von 3 cm Zementbeton, die im Torkret-Spritzverfahren aufgebracht wurde. Die gewünschten geringen Querschnitte der schwerbelasteten Frontstützen — bis 330 t Gesamtlast und bis 40,5 tm Moment aus Winddruck — sind mit 50 cm Breite und 70 cm Tiefe unter Freilassung der Hohlräume nur im Stahlbau zu erzielen. Da die Rohrleitungen vollständig freiliegen, ohne Verbindung mit der Ummantelung, so können bei

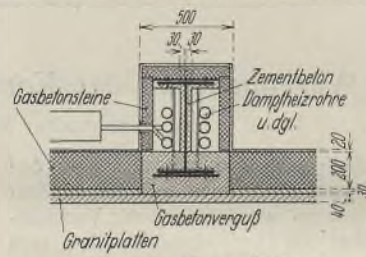


Abb. 5. Frontpfiebers.

einer Ausdehnung der Leitungen keine schädlichen Wirkungen oder Risse in der Ummantelung eintreten.

Die Abb. 6 zeigt den steifen Windanschluß bei der Innenstütze S₆₄, bei welchem Windmomente von 40,5 tm aufzunehmen waren. Bei den übrigen Stützen, im besonderen bei den aus zwei Peiner Profilen ge-

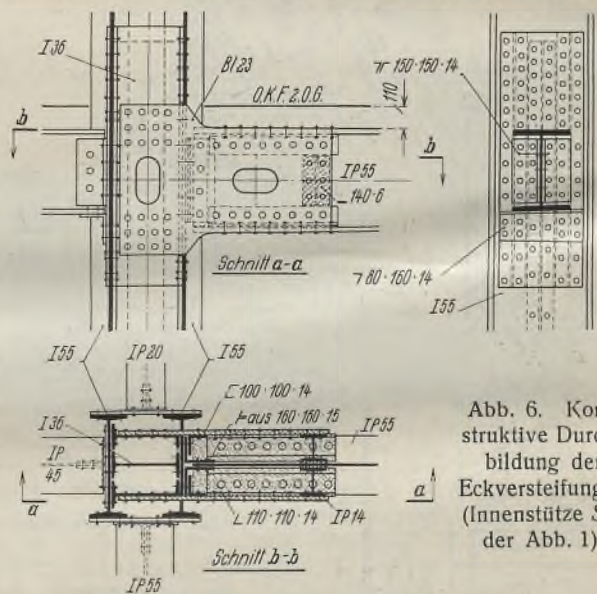


Abb. 6. Konstruktive Durchbildung der Eckversteifungen (Innenstütze S₆₄ der Abb. 1).

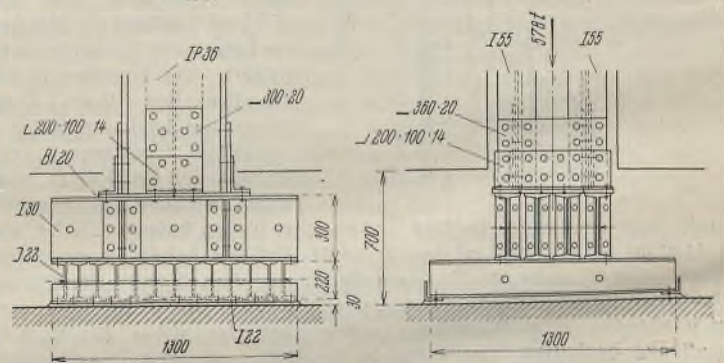


Abb. 7. Fußpunkt der Stütze S₆₄ mit Trägerrost.

bildeten Innenstützen, gestaltete sich die Ausbildung der steifen Ecken einfacher in üblicher Weise. Abb. 7 zeigt den Stützenfuß der schwerbelasteten Stütze S₆₄ (Druck 578 t). Die gleichmäßige Höchstpressung auf der Fundamentfuge wurde zu 35 kg/cm² angenommen. Die Stützen wurden der einfacheren Aufstellung wegen und aus wirtschaftlichen Rücksichten durch zwei Stockwerke ohne Stoß durchgeführt.

Bei der späteren Erweiterung wird für die oberen Geschosse die Front von der Achse $S_{80}-S_{88}$ auf $S_{17}-S_{20}$ verlegt. Zur Abfangung der Decken über dem vorläufigen Hof ist zwischen den Stützen $S_{17}-S_{20}$ später ein 12,50 m langer Blechträger vorgesehen. Die Stützen sind zur Aufnahme der entsprechenden Last berechnet, die Anschlüsse für die spätere Erweiterung vorgesehen und bereits eingebaut. Der restliche Teil an der Ecke Prinzessinnenstraße-Luisenufer, auf dem augenblicklich noch das Haus Prinzessinnenstraße 1 bis 2 steht, ist nur für eine Bebauung mit 4 Geschossen geplant. Besondere Stützenabfangungen sind an der Treppe II für die obere Stütze S_{23} über Erdgeschoß sowie für die Frontstützen der zurückgesetzten Dachgeschosse erfolgt.

Abb. 8 zeigt den Stahlskelettbau während der Ausführung. Die Stahlkonstruktion des Daches ist zum größten Teil fertig montiert.

Die Fundierung erfolgte überall auf gutem Baugrund, wobei eine Bodenpressung von 3 bis 3,5 kg/cm² zugrunde gelegt wurde. Die Fundamente der schwerbelasteten Stützen sowie die aller Giebelstützen sind in Eisenbeton ausgeführt, während die Zwischenstützen im Keller Stampfbetonfundamente erhielten. Alle Stützen der Windrahmen sind mit den Fundamenten verankert, die übrigen Stützen ohne Anker auf ihre Fundamente aufgesetzt.

Nach den neuen feuerpolizeilichen Vorschriften für große Warenhäuser muß in allen Geschossen eine Sprinkleranlage vorgesehen werden. Die Rohrleitungen hierfür sind in den Hohlräumen zwischen Decke und untergehängter Rabitzdecke (vgl. Abb. 3), die Steigeleitung in den Hohlräumen der Stützen (vgl. Abb. 5) untergebracht, so daß Rohrstränge nicht sichtbar sind. Die Anlage ist an das städtische Wasserversorgungsnetz angeschlossen. Die Maschinen und Pumpen für die Sprinkleranlage sind unterhalb des Hofkellers in einem besonderen Tiefkeller untergebracht, dessen Decke gleichzeitig Sohle des Hofkellers ist. Neben dem Maschinenkeller liegt ein Reserve-Wasserbehälter, der sich bei Störungen in der städtischen Wasserversorgung automatisch in das Leitungsnetz der Sprinkleranlage einschaltet. Dieser Behälter kann etwa 120 m³ Wasser aufnehmen. Der gesamte Tiefkeller ist in Eisenbeton ausgeführt. Die Stahlstützen des Hofkellers stehen auf den Wänden des Tiefkellers. Sohle und Wände des Tiefkellers sind für Erddruck und Wasserdruck berechnet, wobei der Wasserauftrieb bis Unterkante Keller-sohle angenommen wurde. Die Sohle des Sprinklerkellers wurde gleichzeitig für eine gleichmäßige Übertragung der Lasten vom befahrbaren Hof, der Keller-sohle und der Wände des Sprinklerkellers auf den Boden berechnet. Der Hofkeller wurde, entsprechend den größten Wagen der Konsum-Genossenschaft, für Wagen von 14 000 kg Gesamtbelastung berechnet. Während der Ausführung der Eisenbetonarbeiten für den Sprinklerkeller war eine Grundwasserhaltung in Betrieb.

Äußerst schwierig gestaltete sich die Ausführung des neuen Heizkellers. Der vorhandene Heizkeller des Altbaues reicht für die Aufstellung der erforderlichen Kessel zur Beheizung des gesamten Gebäudekomplexes nicht aus. Aus betriebstechnischen Gründen soll jedoch der alte und der neue Heizraum zusammengelegt werden. Infolgedessen mußte zwecks Vergrößerung des vorhandenen Raumes die Giebelwand des alten Gebäudes auf die ganze Länge des Heizkellers zwischen den Stützen S_{50} und dem vorhandenen hinteren Treppenhaus abgefangen werden. Die

Abb. 9 bis 12 zeigen den Heizkeller in Grundriß und Querschnitten. Die Schwierigkeit bestand darin, die großen Eisenbetonfundamente für die Stützen S_{102} und S_{103} mitsamt dem Schornsteinfundament unter der vorhandenen Giebelwand bei vollem Betrieb im alten Warenhaus auszuführen, wobei noch Rücksicht auf die Durchführung der Grundwasserdichtung genommen werden mußte. Die Unterkante der Sohle des Heizkellers liegt etwa 2,50 m im Grundwasser. Ein stückweises Vortreiben von Stollen, etwa 1 m breit, wie es bei Unterfahrung üblich ist, war wegen des inneren statischen Zusammenhangs der großen Eisenbetonfundamente und der gegen Wasserauftrieb armierten Eisenbetonsohle des Kellers nicht möglich. Es mußte unterhalb der Giebelwand genügend Platz geschaffen werden, um die gesamte Fundierung in einem Arbeitsgang konstruktiv durchzuführen. Zu diesem Zwecke wurde die Giebelwand durch Böcke in 1 m Entfernung abgefangen (Abb. 12). Nachdem der obere Teil der Kellerwand abgetragen war, wurde unter den Böcken ein 12 m langer Unterzug aus 2 I P 55 mit je 3 Gurtplatten oben und unten eingebaut und das obere Mauerwerk der Giebelwand hierauf verkeilt. Die Unterstützungspfeiler F_1-F_3 mit ihren Fundamenten und die Überlagsträger bei F_1-F_2 waren vorher fertiggestellt und ergaben das provisorische Auflager für den Unterzug. Hiernach wurden die Steifen und die restliche Kellerwand entfernt, so daß der Kellerraum in

der ganzen Länge zwischen S_{50} und dem alten Treppenhaus frei war. Der Unterzug übernahm die Last der Giebelwand auf der Länge zwischen den Pfeilern F_1 bis F_3 mit Kragarm bis zum vorhandenen Treppenhaus. Im Schutze dieser Abfangung konnten unbehindert das Eisenbetonfundament für die Stütze S_{102} sowie das große Fundament für die Stützen S_{103} , S_{101} , S_{102} und den Schornstein, welches allein über 800 t Gesamtlast aufzunehmen hat, einschließlich der Dichtung und der armierten Heizkellersohle ausgeführt werden.

Nach Fertigstellung der Fundamente wurden die Stahlstützen S_{102} und S_{103} eingebaut und der Unterzug mit denselben verbunden und verkeilt. Jetzt wurden die Hilfsquerträger an den Pfeilern F_1 und F_2 entfernt und der große Unterzug erhielt seine endgültige Belastung. Die

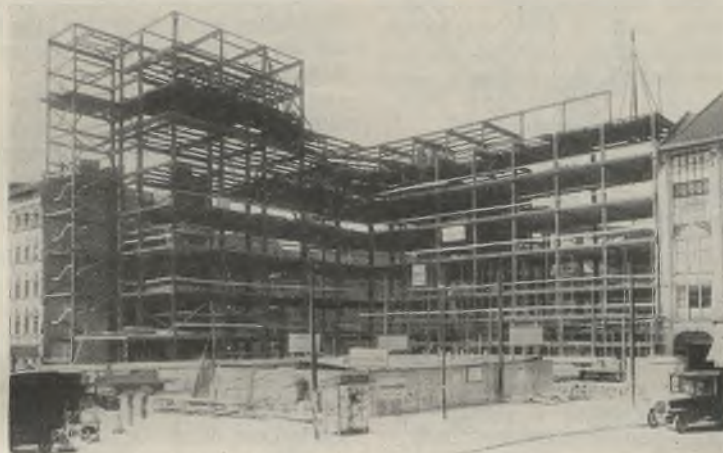


Abb. 8. Montage des Stahlskeletts, vom Oranienplatz aus gesehen.

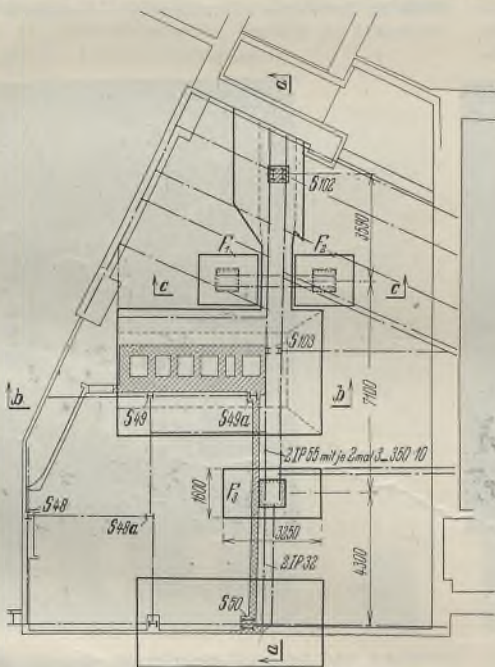


Abb. 9. Grundriß des Heizkellers.

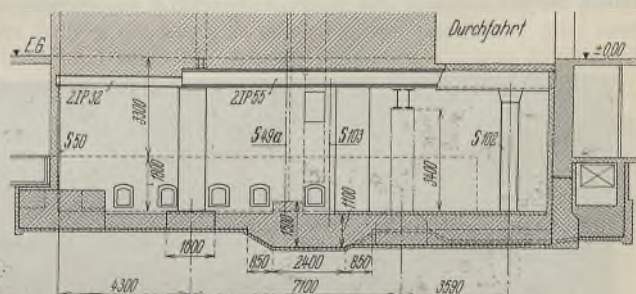


Abb. 10. Schnitt a-a durch den Heizkeller (s. Abb. 9).

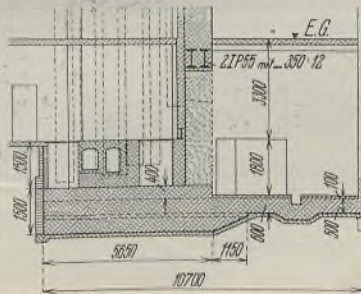


Abb. 11. Schnitt b-b durch den Heizkeller (s. Abb. 9).

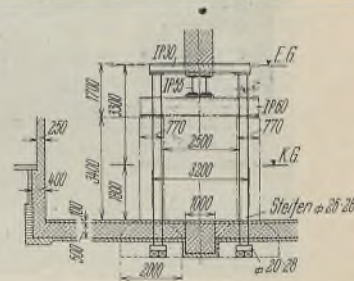


Abb. 12. Schnitt c-c durch den Heizkeller (s. Abb. 9).

provisorischen Pfeiler F_1 und F_2 wurden ebenfalls abgebrochen. Trotz der Schwierigkeit ging die Ausführung gut vonstatten und in der vorhandenen Giebelwand haben sich nachträglich keine nennenswerten Risse gezeigt. Die Wasserhaltung mußte während des Baues wiederum in Gang gesetzt werden, weil die Ausführung des Sprinklerkellers und des Heizkellers zeitlich in einem Abstand von 6 Monaten geschah. — Besondere Merkmale für den Warenhausbetrieb bei der Konstruktion bilden die

Aufhängevorrichtungen für die Reklamebuchstaben; an den Stützen sind Halter aus Flachstahlkonstruktion befestigt, an welchen die Bronzeschienen zur Aufhängung der Reklamebuchstaben befestigt sind (Abb. 13). Solche Vorrichtungen sind im 1. und 6. Obergeschoß vorgesehen.



Abb. 14. Dachgarten-Treppe.

Der offene Dachgarten auf dem Dach über dem 6. Obergeschoß an der Prinzessinnenstraße ist als Restaurationsgarten im Anschluß an den Hauptrestaurationsraum im 7. Obergeschoß vorgesehen. Der Dachgarten ist mit einer Pergola aus Stahlstützen vorgesehen. Um den baupolizeilich erforderlichen zweiten Ausgang vom Dachgarten zu schaffen, ist eine zweigeschossige stählerne Wendeltreppe zu dem tieferliegenden Teil des Daches mit Zugang zur Treppe neben der Durchfahrt vorhanden. Die Konstruktion der Wendeltreppe weicht insofern von der normalen Ausbildung einer Wendeltreppe ab, als die Setzstufen fehlen und die Trittstufen aus durchlöcherter Bleche bestehen, während die äußere Wange nicht aus einem Vollblech besteht, sondern den Stufen entsprechend ausgeschnitten ist.

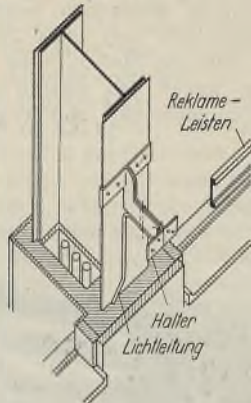


Abb. 13. Vorrichtung zur Befestigung von Reklamebuchstaben.

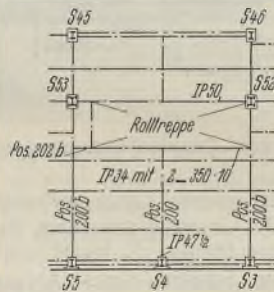


Abb. 15. Nachträglicher Einbau einer Rolltreppe.

eingespannt. Die Spindel ist unten eingespannt und oben frei angenommen unter Berücksichtigung der Einspannungsmomente von den Unterstüts-trägern und der Momente durch Winddruck. Die Spindel besteht aus 4 \square 18, die stufenweise, entsprechend dem Treppenlauf, aufhören. In den Etagen erfolgt der Übergang zu den Geschoßdecken.

Vom Erdgeschoß bis zum 4. Obergeschoß ist eine einarmige Rolltreppe vorgesehen. Der Einbau dieser Rolltreppe wurde erst beschlossen, nachdem die Trägerlage der Geschoße fertiggestellt war. Es mußte zu diesem Zweck der Unterzug Pos. 200 (Abb. 15) abgeschnitten werden und durch einen neuen Träger Pos. 202b (I P 34 mit 2 Gurtplatten 350/10 oben und unten) abgefangen werden, um die Treppenöffnung zu bilden. Ferner mußten die benachbarten Unterzüge Pos. 200b durch aufgenietete Gurtplatten verstärkt werden. Die Umänderungs- und Verstärkungsarbeiten auf der Baustelle ließen sich bei der Stahlkonstruktion leicht bewerkstelligen.

Die übrigen Treppen im Bau sind als Kunststeintreppen, auf beiderseitigen Wangenträgern aufgelegt, ausgeführt.

Die Montage der Stahlkonstruktion gestaltete sich, wie vorerwähnt, recht schwierig, weil der Abbruch der vorhandenen Wohngebäude nur etappenweise vorgenommen werden konnte, ferner die Ausführung der Fundamente durch die zeitlich auseinander liegende Wasserhaltung für den Sprinklerkeller und den Heizkeller nicht hintereinander geschehen konnte. Z. B. war ein Teil der Stahlkonstruktion bis zum 8. Obergeschoß fertig, während für andere Teile erst die Fundamente hergestellt wurden.

Das Gewicht der gesamten Stahlkonstruktion beträgt rd. 1450 t. Bei einem Rauminhalt des Erweiterungsbaues von 56 000 m³ ergeben sich rd. 26 kg/m³ Inhalt. Unter Berücksichtigung der großen Spannweiten der Unterzüge und der schwierigen Konstruktionen zur Aufnahme der Windkräfte kann dieses Gewicht als gering angesehen werden.

Die Entwurfsbearbeitung und Bauleitung lagen in den Händen der Architekten BDA Max Taut und Hoffmann, Berlin, und des leitenden Architekten der Konsumgenossenschaft Fr. Wettstein.

Die Anfertigung der Festigkeitsberechnungen und die bautechnische Beratung wurde vom Verfasser unter Mitarbeit von Dipl.-Ing. S. Herz bewerkstelligt.

Die Bauarbeiten wurden von der Berliner Bauhütte G. m. b. H., die Eisenbetonarbeiten für den Sprinklerkeller sowie die Wasserhaltung von der Beton- u. Monierbau AG., Berlin, ausgeführt. Die gesamte Stahlkonstruktion wurde von der Firma D. Hirsch, Eisenhoch- u. Brückenbau, Berlin-Lichtenberg, geliefert und aufgestellt. Die Büroarbeiten für den Stahlskelettbau waren sehr umfangreich, indem über 600 Zeichnungen anzufertigen waren.

Die Abb. 16 u. 17 zeigen zwei Modellbilder, und zwar von der Hauptfront am Luisenufer mit dem aufgestockten alten Warenhaus und von der Front an der Prinzessinnenstraße. Nachdem der Platz vor dem Warenhaus



Abb. 16. Modellaufnahme des neuen Warenhauses (Front am Luisenufer).

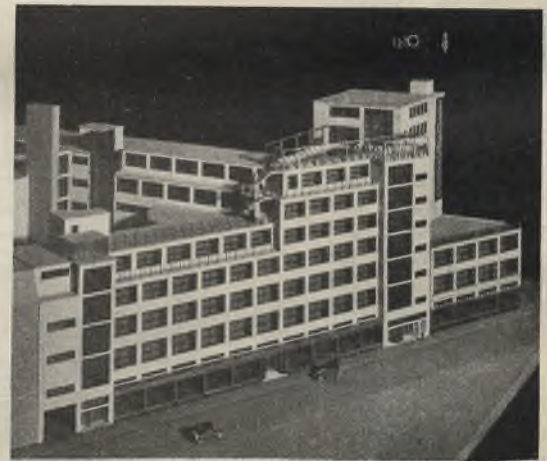


Abb. 17. Modellaufnahme des neuen Warenhauses (Front in der Prinzessinnenstraße).

Abb. 14 zeigt die fertige Treppe. Die Last der Stufen liegt zur Hälfte auf der äußeren Wange, die viermal im Kreise unterstützt ist. Die Berechnung der schraubenförmigen Wange wurde nach „Beiträge zur Theorie und Berechnung doppelt gekrümmter Freitragler“ von Dr. Seipp durchgeführt. Die Unterstüts-träger für die Außenwange sind an der Spindel

erweitert und geregelt worden ist, kommt der große, imposante Bau erst recht zur Geltung und trägt in hohem Maße zur Verschönerung des Stadtbildes bei.

Der Bau ist z. Zt. im Rohbau einschl. der Frontenverkleidung mit Granitplatten fertig und geht seiner Vollendung entgegen.

Verhalten der Stahlkonstruktion und der Steineisendecken bei einer Explosion.

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

Alle Rechte vorbehalten.

I. Beschreibung des Bauwerkes und der Folgen der Explosion.

Am 3. September 1931 explodierte im Dachgeschoß der Apparatefabriken Treptow der Allgemeine Elektrizitäts-Gesellschaft eine Azetylen-Stahlflasche, wodurch bedeutende Gebäudeschäden entstanden. Besonders glücklichen Umständen war es zu verdanken, daß keine Menschenleben zu beklagen waren.

In Abb. 1 ist der Grundriß des betroffenen Gebäudeteiles mit der Anordnung der Pfetten und Binder dargestellt. Wie aus dem Querschnitt Abb. 2 zu ersehen ist, sind die seitlichen Abschlußwände als steile Mansarden mit großen Fenstern ausgeführt und die oberen Abdeckungen als flache Dächer mit beiderseitigem Gefälle. Die geknickten Dachbinder werden belastet durch Pfetten, die in dem Teil zwischen den Bindern 1—4 ein hölzernes Sparrendach mit Schalung und untergehängter Rabitzdecke tragen und zwischen den übrigen Bindern eine Abdeckung, bestehend aus einer 6 cm starken Hohlsteindecke mit Glatzstrich und Dachpappe. Die seitlichen steilen Dachflächen sind eingedeckt mit Dachziegeln auf Latten und Schalung und untergespannter Rabitzdecke. Die Geschoßdecken sind durchweg Steineisendecken zwischen Stahlträgern. Die Explosion erfolgte in dem Binderfelde 2—3 (Abb. 1). Ihre Wirkung ist deutlich zu erkennen aus den nachstehend beschriebenen Lichtbildaufnahmen.

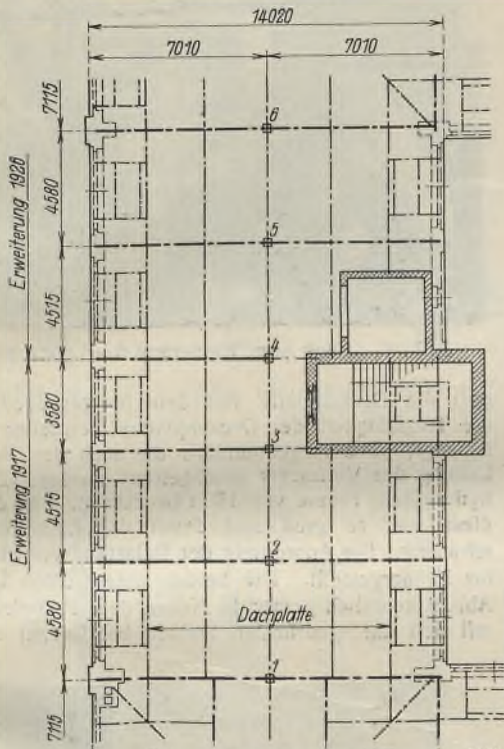


Abb. 1. Grundriß des von der Explosion betroffenen Gebäudeteiles.

auch die Dachziegel fast überall heruntergefallen. Der flache Dachteil mit der 6 cm starken Leichtsteindecke ist anscheinend im Ganzen angehoben worden, aber, wie noch später gezeigt wird, ohne besonders große Zerstörungen wieder auf die unterstützenden Pfetten zurückgefallen.

Bemerkenswert ist in Abb. 3 auch die Wirkung der Explosion auf die Längswand des Gebäudes. Während im 4. Obergeschoß viele Fensterscheiben zertrümmert und in das Innere des Gebäudes gedrückt wurden, sind im 3. Obergeschoß bedeutend weniger Scheiben zerstört und im 2. und 1. Obergeschoß nur noch einzelne. Im Erdgeschoß dagegen sind wieder sehr viele Scheiben zertrümmert und nach außen gefallen. Hier sind sogar die Fensterrahmen teilweise nach außen verbogen, was bei dem letzten Fenster rechts zu sehen ist. Scheinbar ist hier ein Sog aufgetreten.

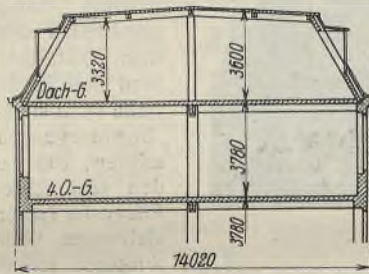


Abb. 2. Querschnitt des betroffenen Gebäudeteiles.

Abb. 4 zeigt den Giebelabschluß an der linken Ecke der Abb. 3. Er bestand aus leichtem Brüstungsmauerwerk und Fenstern, und ist vollständig herausgeschleudert worden. Beim Herunterfallen hat er das Holzdach der daneben stehenden Versandlagerhalle zum Teil durchschlagen, wie Abb. 5 erkennen läßt.

Auf Abb. 4 im Hintergrunde ist noch der äußere gemauerte Eckpfeiler von 2,0 · 0,38 m Querschnitt zu sehen, der durch die Gewalt der Explosion abgeschert und im Grundriß stark verschoben war. Er wurde oben nur noch durch Teile der Dachkonstruktion gegen Herunterfallen gehalten.

In ähnlicher Weise ist der an der gegenüberliegenden Seite stehende, hier nicht sichtbare, gleich starke Pfeiler abgeschert und verdreht worden.

Abb. 4 zeigt weiter, daß die Dachplatte sich von den mit Rabitz ummantelten I-Trägern der stählernen Dachkonstruktion getrennt hat. Bei einem der Dachträger ist die Rabitzummantelung abgefallen.

Abb. 6 gibt einen Blick vom Binderfelde 6—5 nach der Zerstörungstelle. Man sieht auch hier, daß sich die Dachplatte von den Pfetten und Bindern gelöst hat.

II. Verhalten der Stahlkonstruktion.

Das Tragwerk des Dachgeschosses besteht aus stählernen Bindern und Pfetten. Bei der Explosion hat sich die Eindeckung des Daches von dem Tragwerk getrennt, ohne dieses selbst zu beschädigen. Lediglich ein Kehlträger, der auch in der Abb. 4 zu sehen ist, war beschädigt. Hier handelt es sich um den Träger, bei dem die Rabitzummantelung abgefallen ist.



Abb. 3. Außenansicht der Längswand.

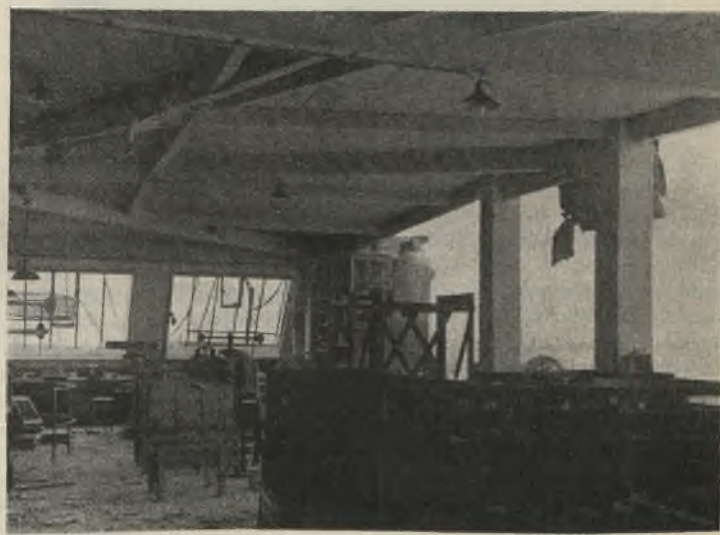


Abb. 4. Blick in die Gebäudeecke mit Giebelabschluß.

Abb. 3 zeigt die Außenansicht des Gebäudeteiles mit dem zerstörten Dachteil. In dem Binderfelde 2—3, also unmittelbar über der Explosionsstelle, ist das Dach vollständig fortgerissen worden. In dem nächsten schmalen Binderfelde 3—4, gegenüber dem Treppenhaus (vgl. Abb. 1), ist nur die Mansardenfläche vollständig fortgeschleudert, während von dem flachen Holzdachteil der größte Teil liegen geblieben ist. Dagegen ist im Felde 4—5 wiederum der flache Dachteil, hier aus einer Leichtsteindecke bestehend, fortgeschleudert worden. In dem übrigen Dachteile sind sämtliche Fensterscheiben in der Mansardenfläche zerstört und

Dieser Träger war bei der Montage nicht ordnungsmäßig eingezogen. Er war im Grundriß etwas gebogen und der Zwischenraum zwischen ihm und dem daneben liegenden schrägen Träger I 14 war bis zur Unterkante mit Beton ausgefüllt. Diese verhältnismäßig große Belastung und die Last der Dachplatte haben den gebogenen I 18 auf Torsion beansprucht. Beim Anheben der Dachplatte durch die Explosion wurde dieser Träger entlastet und beim Wiederherunterfallen der Platte plötzlich wieder stark stoßweise auf Torsion belastet. Dadurch hat er sich verbogen und mußte ausgewechselt werden.

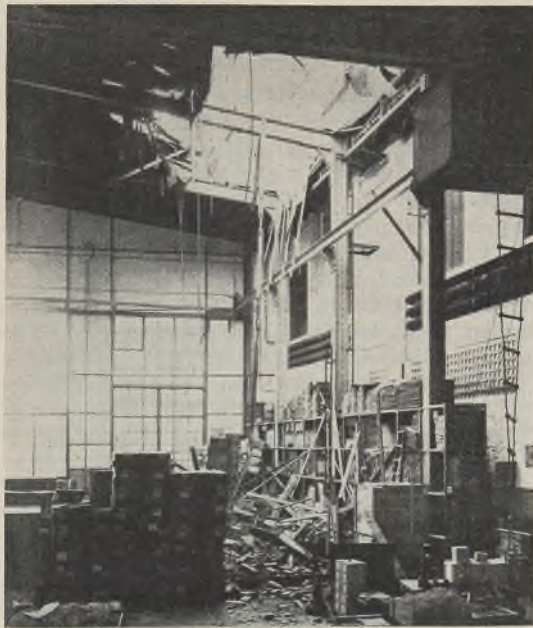


Abb. 5. Blick in die Versandlagerhalle.

waren die Durchbiegungen alle restlos wieder zurückgegangen.

III. Verhalten der 6 cm starken Steineisenplatte über dem Dachgeschoß.

Wie bereits im Abschnitt I erwähnt, ist unmittelbar über der Explosionsstelle und dicht daneben ein Teil der Dachplatte fortgeschleudert



Abb. 7. Die auf den mit Rabitz ummantelten I-Trägern liegende Leichtsteindecke ist nicht in die alte Lage zurückgefallen.

worden. Der ganze übrige Teil der Dachdecke wurde von der Trägerlage abgehoben und ist wieder zurückgefallen. Dabei fiel die Dachplatte nicht überall wieder in die gleiche Lage zurück, was in Abb. 7 deutlich zu sehen ist. Die Beschädigungen der dünnen Steineisenplatte waren verhältnismäßig gering. An einigen Stellen sind sie kaum sichtbar, an anderen deutlicher zu erkennen. Ein glücklicher Zufall ermöglichte, ungefähr zu schätzen, um welches Maß die Dachplatte angehoben wurde; es dürften etwa 20 cm gewesen sein. Aus Abb. 8 ersieht man nämlich, daß der zwischen dem mit Rabitz ummantelten I-Träger und der Dachplatte eingeklemmte Lampenschirm vor der Explosion an der anderen Seite des Trägers hing. Mit der Lampe ist gleichzeitig ein Filzstreifen eingeklemmt worden. Dieses Bild läßt auch die Beschädigungen der Dachplatte erkennen. — Die gesamte Steineisenplatte wurde entfernt und durch eine neue ersetzt. Auch der mit Holz abgedeckte beschädigte Teil hat eine 6 cm starke Leichtsteindecke erhalten.

IV. Verhalten der 10 cm starken Kleineschen Decke über dem 4. Obergeschoß.

In dem Felde unmittelbar unter dem Explosionsherd waren einige Deckensteine etwas aus der Deckenebene nach unten herausgedrückt. Dieser Teil der Decke mußte selbstverständlich erneuert werden (Abb. 9). An den Stelzungen der benachbarten Felder war längs der unteren Flansche der Deckenträger fast durchweg der Putz abgebröckelt. Außerdem zeigten die Stelzungen in gewissen Abständen senkrechte Risse, die nur vereinzelt bis zur Unterkante der Decke reichten. In zwei Feldern war der Putz im Anschnitt der Voute an die Deckenplatte an verschiedenen Stellen herabgefallen. Durch Nachstemmen wurde festgestellt, daß sich

Nachdem die gesamte Dachdecke entfernt war, wurden die Stahlkonstruktion und ihre Anschlüsse sorgfältig geprüft und dabei festgestellt, daß keine Beschädigungen oder Verbiegungen eingetreten waren. Auch die Deckenträger über dem 4. Obergeschoß hatten unmittelbar unter dem Explosionsherd und in der Nähe wohl starke Durchbiegungen erlitten, was aus den senkrechten Rissen der Trägerstellungen hervorging, jedoch

wurden die Deckenplatten von dem Stelzungs- beton gelöst hatte. — Um die Tragfähigkeit der Deckenplatten beurteilen zu können, wurden Belastungsproben vorgenommen, die nach den Vorschlägen und unter der Leitung des Verfassers durchgeführt wurden. Zur Verfügung stand eine hydraulische Presse von 150 t Druckkraft. Für den vorliegenden Fall war diese viel zu groß und damit das Einhalten bestimmter Laststufen schwierig. Die Anordnung der Belastungsvorrichtung ist auf den Abb. 10 bis 12 dargestellt. Die beiden untersuchten Deckenfelder sind in der Abb. 9 kenntlich gemacht. Neben dem Probefeld 1 war die Deckenplatte mit den durchgedrückten Steinen bereits auf einer Breite von rd. 3 m



Abb. 6. Blick vom Binderfeld 6—5 nach der Zerstörungsstelle.

dort die Deckenplatte von dem Stelzungs- beton gelöst hatte. — Um die Tragfähigkeit der Deckenplatten beurteilen zu können, wurden Belastungsproben vorgenommen, die nach den Vorschlägen und unter der Leitung des Verfassers durchgeführt wurden. Zur Verfügung stand eine hydraulische Presse von 150 t Druckkraft. Für den vorliegenden Fall war diese viel zu groß und damit das Einhalten bestimmter Laststufen schwierig. Die Anordnung der Belastungsvorrichtung ist auf den Abb. 10 bis 12 dargestellt. Die beiden untersuchten Deckenfelder sind in der Abb. 9 kenntlich gemacht. Neben dem Probefeld 1 war die Deckenplatte mit den durchgedrückten Steinen bereits auf einer Breite von rd. 3 m

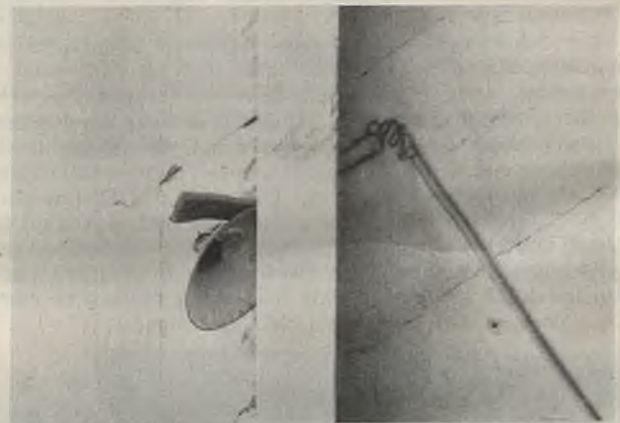


Abb. 8. Der zwischen Träger und Dachplatte eingeklemmte Lampenschirm hing vor der Explosion auf der rechten Seite.

entfernt. Um die Rißbildung besser beobachten zu können, waren die Deckenuntersichten mit Gips geschlämmt worden.

Probefeld 1 (Abb. 9 bis 12).

Spannweite der 10 cm Deckenplatte	= 1,50 m
Länge des Deckenfeldes	= 6,50 m
Belastungslänge	= 2,20 m.

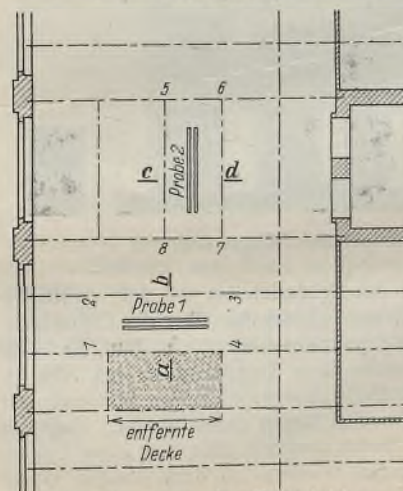


Abb. 9. Lage der Probefelder.

Innerhalb des Probefeldes waren bereits zwei Löcher für die geplante Untersuchung des Nachbarfeldes gestemmt. Diese haben jedoch offenbar die Tragfähigkeit wenig beeinflusst. Die Verformung der Decke war von ständigem Knistern begleitet. Zuerst entstand an der Unterseite der Decke der Riß *a* (Abb. 11), darauf der Riß *c* und dann zeigten sich die Risse *b* im Fußboden (Abb. 12). Unter der größten Last von 14,4 t waren die Risse unter der Presse ungefähr 3 mm breit. Sie verästelten sich zu den Auflagern hin. Es zeichneten sich auch einzelne Deckensteine durch feinere Risse ab. An den Stellen *d* platzte die Gipsschlämme in ge-



Abb. 12. Ansicht des Probefeldes 1 von oben.



Abb. 15. Ansicht des Probefeldes 2 von oben.

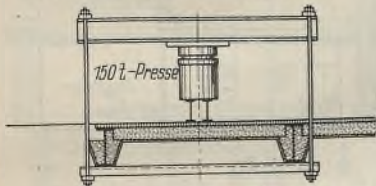


Abb. 10. Querschnitt a-b (s. Abb. 9).



Abb. 13. Querschnitt c-d (s. Abb. 9).

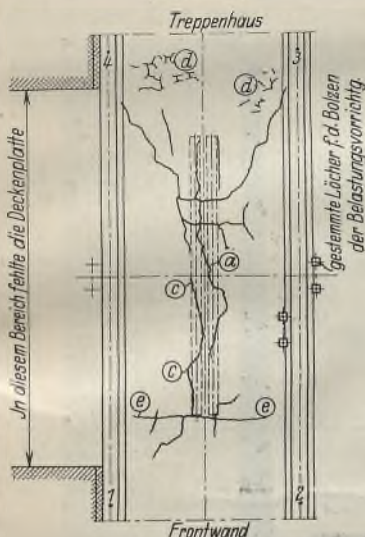


Abb. 11. Ansicht des Probefeldes 1 von unten.

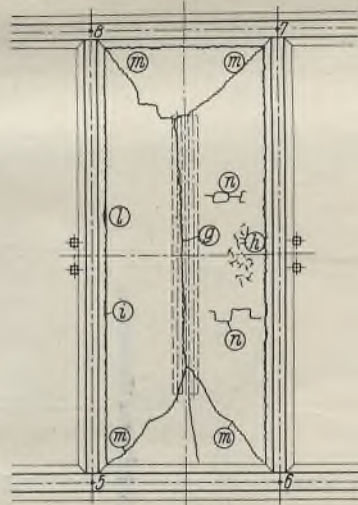


Abb. 14. Ansicht des Probefeldes 2 von unten.

ringem Umfange ab. Zum Fenster hin zeigte ein Riß an, daß die mittragende Wirkung des nicht durch die Träger direkt belasteten Deckenteiles aufhörte. Die Durchbiegung betrug unter der größten Belastung 18 mm.

Der Versuch wurde abgebrochen, nachdem die Träger der Vorrichtung sich soweit verbogen hatten, daß die Gefahr des Abrutschens der Bolzen bestand. Bei der Entlastung ging die Durchbiegung auf etwa 6 mm zurück. Die Risse schlossen sich bis auf etwa 1 mm Breite. Beim Ent-

lasten blätterte der Gips in kleinen Blättchen ab und fiel herunter. In den Stelzungen zeigte sich nirgends ein neuer Riß. Die vorhandenen senkrechten Risse hatten sich nicht vergrößert.

Probefeld 2 (Abb. 13 bis 15).

Spannweite der 10 cm Deckenplatte = 1,50 m
Länge des Deckenfeldes = 3,60 m
Belastungslänge = 2,20 m.

Zuerst entstand der Riß g, der schnell länger und breiter wurde. Bei h blätterte der Gips ab. Zwischen der Stelzung und der Deckenplatte entstand der Riß i, der zunächst ungefähr 3 m lang war, sich dann aber bis zu den Ecken der Deckenplatte fortpflanzte. Der im Fußboden aufgetretene Riß k (Abb. 15) lag im Nachbarfelde und ging von den Ankerlöchern aus. Bei m verästelte sich der Riß g und vereinigte sich mit den Rissen in den Stelzungen. Bei n waren einzelne Deckensteine durch feine Risse kenntlich. Die Durchbiegung betrug 16 mm bei der größten Belastung von 18,9 t.

Die Entlastung geschah unter auffällig starkem Knistern. Der Gips fiel reichlich ab, aber nur in kleinen Plättchen. Die bleibende Durchbiegung betrug ungefähr 7 mm. Der Riß im Fußboden erstreckte sich auf ungefähr je 1 m Länge nach beiden Seiten. Er schloß sich wieder verhältnismäßig dicht. — Der Versuch mußte abgebrochen werden, da sich die Vorrichtung bedenklich verbogen hatte.

Die größte Last für ein lfd. m Deckenplatte bei Probefeld 1 wurde unter Berücksichtigung von 3 m mittragender Plattenlänge zu 4800 kg/m errechnet. Diese Last hat als Streckenlast gewirkt auf einer Breite von ~ 0,5 m. Sie entspricht, wenn eine teilweise Einspannung angenommen wird, einer gleichmäßig verteilten Nutzlast von $q = 5500 \text{ kg/m}^2$.

Das Probefeld 2 hat nach den obigen Angaben bei dem gleichen elastischen Verhalten noch größere Lasten getragen als das Feld 1, da es als vierseitig aufliegende Platte gewirkt hat, und da hier nicht, wie bei dem Felde 1, das eine Nachbarfelde herausgeschlagen war.

Die Decke war berechnet für eine Nutzlast von 750 kg/m^2 plus 50% für Erschütterungszuschlag, also für eine ruhende Last von $q = 1,5 \cdot 750 = 1125 \text{ kg/m}^2$. Da die Probelastung vollkommen stoßfrei durchgeführt wurde, ist also für Probefeld 1 das Verhältnis der Nutzlast zur Probelast $1125 : 5500 = 1 : 4,9$.

Nachdem also durch die Probelastung festgestellt war, daß die untersuchten Deckenfelder bei fast 5-facher Nutzlast noch teilweise elastisch waren, konnte die Tragfähigkeit der restlichen Deckenplatten als ausreichend angesehen werden.

Zusammenfassung.

Bei der Explosion im Dachgeschoß des Fabrikgebäudes hat das Tragwerk für das Dach, bestehend aus stählernen Pfetten und Bindern, keine Beschädigungen erlitten, weil die Dacheindeckung, teils aus Sparren mit Holzschalung und untergehängter Rabsitzdecke, teils aus einer Leichtsteindecke bestehend, von der Stahlkonstruktion abgehoben wurde. Auch die Beschädigungen der Decke über dem 4. Obergeschoß waren ganz geringfügig, da sich die Explosion auf sie nur in geringem Maße auswirkte. Der am Bauwerk entstandene Schaden umfaßte lediglich die Wiederherstellung der Dacheindeckung und von $4,5 \text{ m}^2$ Decke über dem 4. Obergeschoß. — Hätte die Dacheindeckung bei einer anderen Bauweise einen größeren Widerstand geleistet, so wären möglicherweise an der Decke über dem 4. Obergeschoß größere Schäden entstanden und beim Herunterfallen von Material und Maschinen vielleicht noch weitere Decken durchgeschlagen worden.

Neues Kesselhaus einer Zellulosefabrik.

Von Regierungsbaumeister Sudergath, Mainz-Gustavsburg.

Die deutsche Zellstoffindustrie als ein wichtiger Zweig der chemischen Industrie unterhält durch ihre Holzeinfuhr aus dem waldrreichen europäischen Osten einerseits und durch die Zellstoff- und Papieraufuhr ins europäische und überseeische Ausland andererseits einen beachtlichen Teil unserer ausländischen Handelsbeziehungen. Wenn auch der Zwang zur Ausfuhr, der durch die politischen und wirtschaftlichen Verhältnisse heute gegeben ist, oft als schwerer Druck empfunden werden muß, so können diese Ausfuhrmöglichkeiten andererseits auch wieder anderen Industrien durch Neubau bzw. Ausbau bestehender Anlagen neue Impulse geben.

So bot sich beim Um- und Erweiterungsbau des Kesselhauses der Zellulosefabrik Okrifelt a. M., der im Jahre 1929/30 vor sich ging, eine Bauaufgabe, die außer den die Betriebseinrichtungen liefernden Firmen vielen Zweigen des Baugewerbes Betätigungsmöglichkeit gab. Beachtenswert dabei ist, daß eine Stahlbaufirma als Generalunternehmerin für die schlüsselfertige Herstellung der baulichen Anlage auftrat. Der Entwurf und die für den Stahlbau typische genaue Verfolgung aller Kräfte des Stahlskeletts, die Abhängigkeit aller übrigen Arbeiten auch in den zeitlichen Dispositionen von der Stahlkonstruktion bringen eine Durchdringung und genaue Kenntnis des ganzen Baues mit sich, die den Stahlbauingenieur sehr wohl befähigen, die gesamte Bauleitung erfolgreich und zum Vorteil der Bauherrschaft in die Hand zu nehmen. In einer Zellulosefabrik dient

der erzeugte Dampf nicht nur der Kräfteerzeugung, sondern — oft sogar zur Hauptsache — der Zellulosekocherei und der Dampfheizung der Trockentrommeln. Der Um- und Erweiterungsbau einer bestehenden Kesselanlage gestaltet sich infolgedessen, da jede Betriebsstörung vermieden werden muß und im allgemeinen Tag und Nacht gearbeitet wird, nicht einfach.

Im vorliegenden Falle nahm das alte Kesselhaus einen Rechteckgrundriß ein, der in Abb. 1 durch die stehengebliebenen, 51 cm starken Mauern gekennzeichnet ist. Die bestehende Wasserreinigungsanlage — ein besonders wichtiger und umfangreicher Bestandteil, da für die Speisung das ziemlich verschmutzte Mainwasser in Frage kommt — befand sich etwa an der Stelle des neuen Kessels. Das neue Kesselhaus ist bestimmt für die Aufstellung von drei Kesseln, von denen zunächst einer aufgestellt wurde; die beiden alten Kessel blieben vorläufig auch in Betrieb. Der neue Grundriß ist etwa $23 \times 27 \text{ m}$ groß, die Gebäudehöhe beträgt rund 23 m. Die schwierigen Umbauverhältnisse sowie die Gebäudehöhe gaben für die Wahl von Stahl für das Traggerippe den Ausschlag. Das alte Kesselhaus mußte erhalten bleiben, bis das neue im wesentlichen fertiggestellt war. So konnte für die Tragkonstruktion durch gute Vorbereitung die Baustellenarbeit tunlichst vereinfacht werden. Die Konstruktion besteht aus drei miteinander verspannten Stützenpaaren, die drei Blechbinder

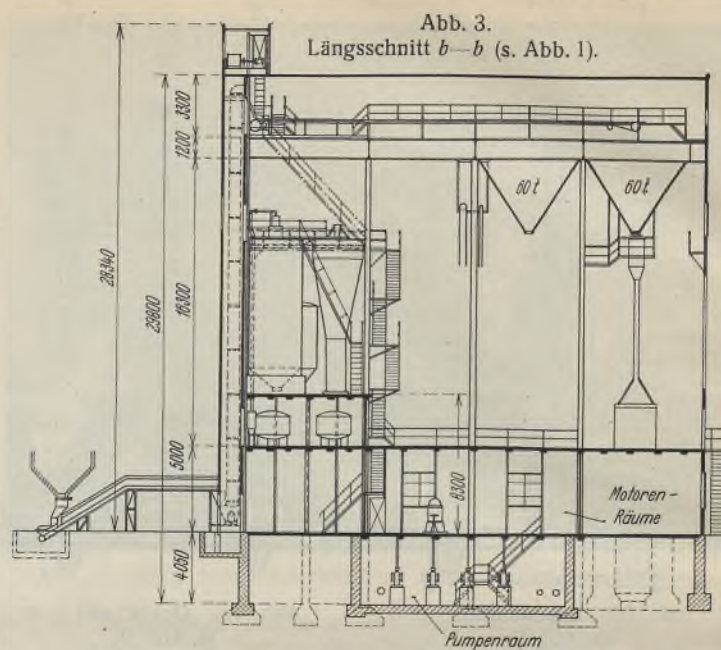
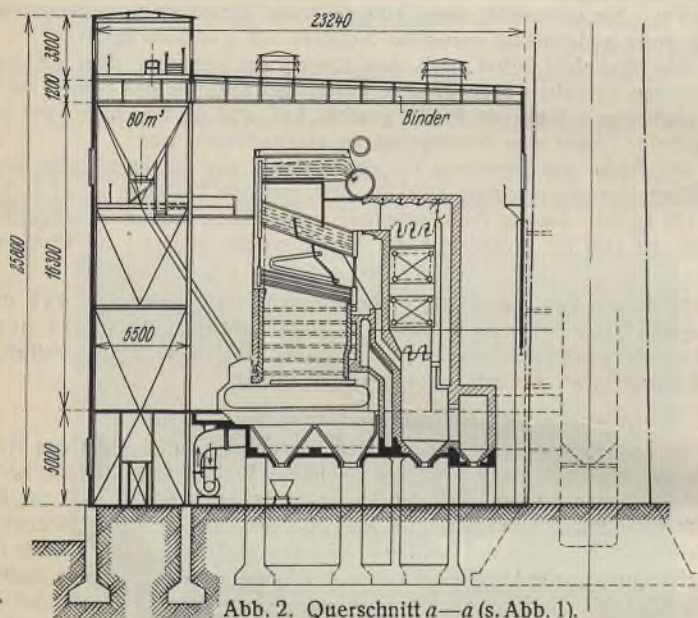
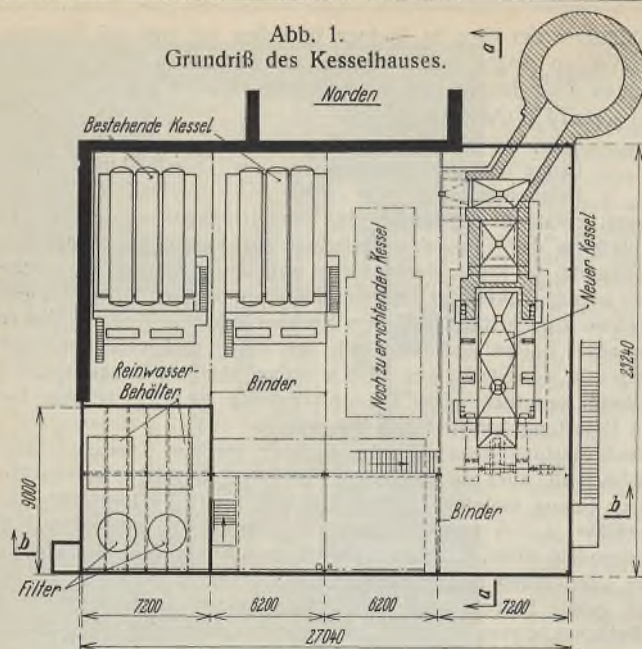


Abb. 4. Das Kesselhaus nach dem Umbau.

tragen (Abb. 2), deren anderes Auflager auf die stehengebliebene Nordwand des alten Kesselhauses hinuntergeführt ist. Die neuen Außenmauern und Zwischenwände sind als tragende Stahlfachwerkwände ausgeführt. Das Dach besteht aus Bimsbetonplatten mit Doppelklebepappe auf Walzträgerpfetten. In Höhe der Bunkerausläufe (siehe darüber weiter unten) ist ein im ganzen Gebäude umlaufender Steg angeordnet, der als waagerechter Rahmen die Übertragung von Windkräften in die Wände übernimmt. Die Gründungstiefe von 4 bis 5 m ergab als zweckmäßig die Ausführung von Eisenbetonsäulen bis zur Höhe des Kesselhausfußbodens, sowohl für die Kessel als auch für die Stahlkonstruktion.

Längs der südlichen Längswand befindet sich im Keller der Pumpenraum (Abb. 3), dessen wasserdichte Wände und Sohle aus Eisenbeton nach vollzogenem Mainstau einem Wasserdruck von 4 m standhalten müssen. Die Decke über dem Pumpenkeller sowie die Bühne über dem darüber befindlichen Motorenraum sind als Trägerdecken mit Betonkappen ausgeführt. In der südwestlichen Gebäudeecke ist die Wasserreinigungsanlage mit ihren zum Teil recht schweren Behältern untergebracht; sie mußte nach Fertigstellung der wichtigsten Rohbauarbeiten so schnell wie möglich betriebsfertig hergestellt werden, damit die alte Anlage dem neuen Kessel Platz machen konnte. Der Übergang vollzog sich ohne Betriebsstockung. Die Herstellung der Betonarbeiten und die Montage der Stahlkonstruktion stießen wegen des weitergehenden Betriebes auf allerlei Hindernisse; so fanden sich mehrfach Rohrleitungen der alten Anlage an Stellen neuer Fundamente, die dann durch entsprechende Konstruktionen in Stahl und Eisenbeton umgangen werden mußten. Zeitlich läßt sich in solchem Fall die Einzelarbeit nicht auf den Tag festlegen; es gelang aber durch geeignetes Ineinandergreifen der verschiedenen Arbeitsprozesse, die gesamte Fertigstellung dem Bedarf entsprechend zu erreichen. Über Motorenraum und Wasserreinigung ist ein Dachaufbau angeordnet, in dem die Kohlenförderanlage untergebracht ist. Ein Becherwerk, das neben dem Aufzug an der Südwestecke des Baues angeordnet

ist, besetzt das Förderband in Höhe + 23,5 m. Die Kohlenbunker, von denen zunächst zwei eingebaut sind, haben einen Fassungsraum für je 60 t Kohlen. Am Auslauf ist vor das Abfallrohr zum Kesselrost eine elektrische Waage geschaltet. — Abb. 4 zeigt das fertige Kesselhaus mit seinen zahlreichen Fenstern und Lichtbändern. Außer den Lüftungsklappen sind noch Dachentlüfter angeordnet.

Die Gesamtunternehmung des baulichen Teils sowie Lieferung und Montage der Stahlkonstruktion von etwa 200 t lag in Händen der MAN, Maschinenfabrik Augsburg-Nürnberg A.-G., Werk Gustavsburg; das Werk Nürnberg der gleichen Firma lieferte außerdem die Förderanlagen und Hebezeuge (Förderbänder mit Nebenanlagen, Becherwerk, Aufzug und Kran im Motorenraum). Die übrigen Arbeiten wurden von ortsansässigen Firmen ausgeführt; die Dachplatten lieferte die Firma Dahm, Neuwied. Die Türen und Tore sind aus Stahl, System Atlas.

Mit den Arbeiten an der Baustelle wurde im September 1929 begonnen; die schlüsselfertige Übergabe fand im März 1930 statt.

INHALT: Erweiterungsbau des Warenhauses I der Konsumgenossenschaft für Berlin und Umgegend. — Verhalten der Stahlkonstruktion und der Stahlsendecken bei einer Explosion. — Neues Kesselhaus einer Zellulosefabrik.

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.

DER STAHLBAU

Schriftleitung:

Dr.-Ing. A. Hertwig, Geh. Regierungsrat, Professor an der Technischen Hochschule Berlin, Berlin-Charlottenburg 2, Technische Hochschule
Fernsprecher: C1 Steinplatz 0011
Professor W. Rein, Breslau, Technische Hochschule. — Fernsprecher: Breslau 421 61

Beilage
zur Zeitschrift

DIE BAUTECHNIK

Fachschrift für das ge-
samte Bauingenieurwesen

Preis des Jahrganges 10 RM und Postgeld

5. Jahrgang

BERLIN, 4. März 1932

Heft 5

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

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

Alle Rechte vorbehalten.

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

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

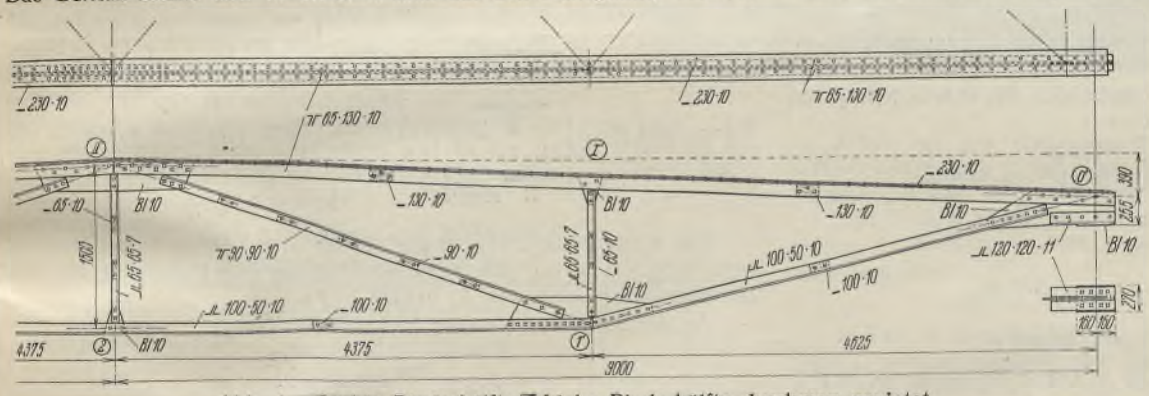


Abb. 1. Rechte Binderhälfte. Linke Binderhälfte durchweg genietet.

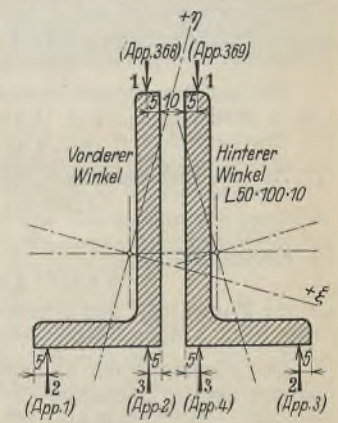


Abb. 4. Untergurtstab 4. Lage der Meßstellen.

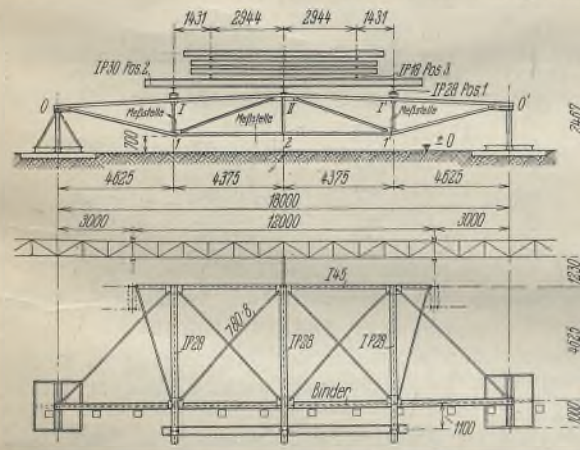
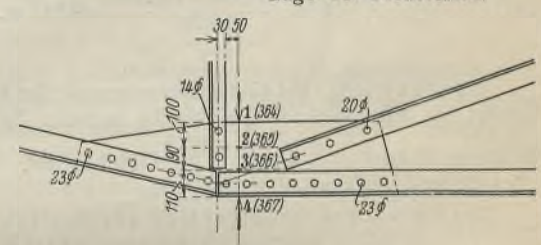


Abb. 2. Aufstellung des Binders.



Dehnmessmer in senkrechter Lage
waagerechter

Abb. 3. Knotenblech 1. Lage der Meßstellen.

ersterer 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

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 waagrecht liegende Winkel, die an den Kranstützen angeschlossen waren, gegen seitliches Ausweichen gesichert.

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 Abfängergerüst 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.

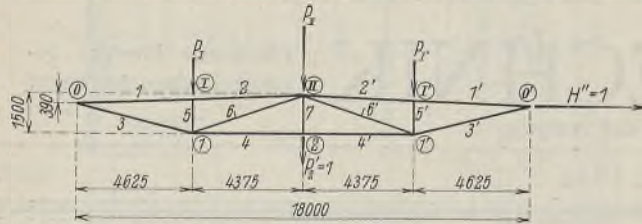


Abb. 5. Systemskizze.

Gemessen wurden mit Hilfe von Huggenberger-Tensometern und Apparaten der Firma Staeger & Co. am linken Knotenblech I 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 I' 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 L-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

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

Auf die Knotenpunkte I und I' wirkt je eine Dachfläche

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

auf Knotenpunkt II:

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

auf die Knoten I, II und I' zusammen

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

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

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

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

Lasten.

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

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

Unterstützungskonstruktion der Auflast.

Last am Knotenpunkt I.

1. von Pos. 1 — IP 28, Länge 6,51 m, $113 \cdot 6,51 \cdot \frac{3,21}{4,63}$	= 510 kg
2. von Pos. 2 — IP 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 — IP 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

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

Die gesamte Anfangsbelastung aus Eigengewicht und Unterstützungskonstruktion beträgt hiernach

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

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

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

Stabkräfte und Spannungen.

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

$$P_1 = P_{1'} = 0,1 \cdot 22,275 \sim 2,23 \text{ t},$$

$$P_{II} = 0,1 \cdot 21,656 \sim 2,17 \text{ t}.$$

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

Nr. des Stabes	Stabkräfte S t	Stablänge s cm	Querschnitt	F cm ²	F _n cm ²	J _x cm ⁴	i _x cm	λ _x	ω	σ kg/cm ²
1	- 11,7	463,0	$\overline{\text{T}}_{230 \cdot 10}$ $65 \cdot 130 \cdot 10$	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	$\text{L}_{50 \cdot 100}$ 10	28,2	23,6	—	—	—	—	+ 513
4	+ 13,4	437,5	"	28,2	23,6	—	—	—	—	+ 568
5	- 2,23	131,0	$\overline{\text{T}}_{65 \cdot 65 \cdot 7}$	17,4	—	66,8	1,96	67	1,351	- 173
6	- 1,80	462,5	$\overline{\text{T}}_{90 \cdot 90}$ 9	31,0	—	232	2,74	169	6,754	- 392
7	0,0	150,0	$\overline{\text{T}}_{65 \cdot 65 \cdot 7}$							0

Das Knotenblech I 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)

$$F = 30 \cdot 1,0 = 30 \text{ cm}^2,$$

$$J = 1 \cdot \frac{30^3}{12} = 2250 \text{ cm}^4,$$

$$W = \frac{2250}{15} = 150 \text{ cm}^3$$

und die Spannungen an den vier Meßstellen betragen danach angenähert:

$$\text{Meßstelle 1: } \sigma_1 = \frac{11700}{30} - \frac{11700 \cdot 10}{150} = + 390 - 780 = - 390 \text{ kg/cm}^2$$

$$\text{" 2: } \sigma_2 = + 390 - \frac{11700 \cdot 10 \cdot 5}{2250} = + 390 - 260 = + 130 \text{ "}$$

$$\text{" 3: } \sigma_3 = + 390 + \frac{11700 \cdot 10 \cdot 4}{2250} = + 390 + 208 = + 598 \text{ "}$$

$$\text{" 4: } \sigma_4 = + 390 + \frac{11700 \cdot 10}{150} = + 390 + 780 = + 1170 \text{ "}$$

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 $p = 100 \text{ kg/m}^2$.

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

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

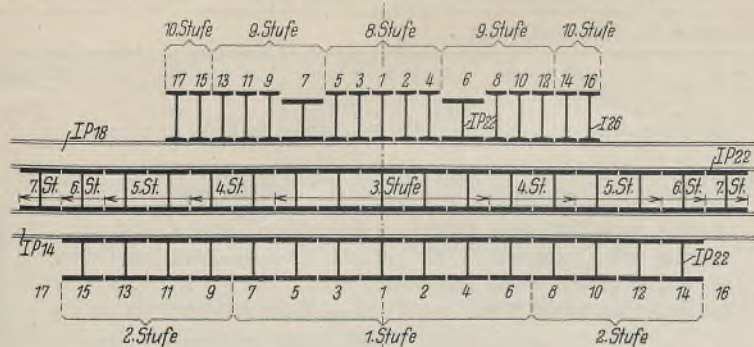


Abb. 6. Anordnung der Auflast.

Die lotrechte Verschiebung des mittleren Untergurtnotens 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 $g = 97 \text{ kg/m}^2$

Laststufe	Gesamte Auflast		$g + p$ kg/m ²	S_4 t
	P kg	p kg/m ²		
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 Pressendrucke 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 Anschlußnietes 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.

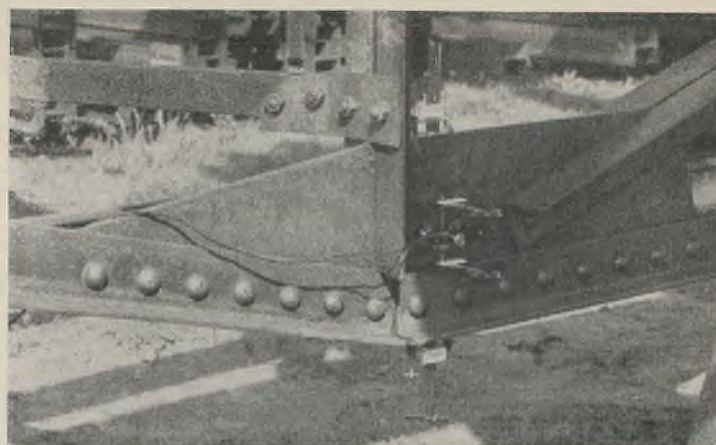


Abb. 7. Knotenpunkt 1 mit den Meßinstrumenten.

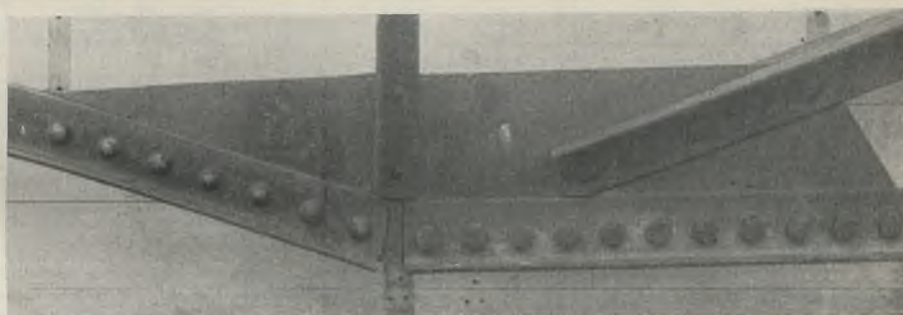


Abb. 8. Rückseite des Knotenpunktes 1' nach dem Bruch.

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 $\sigma_p = \epsilon_p E$ mit $E = 2\,100\,000 \text{ kg/cm}^2$, 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 $\epsilon_{g+p} = \epsilon_g + \epsilon_p$ 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.

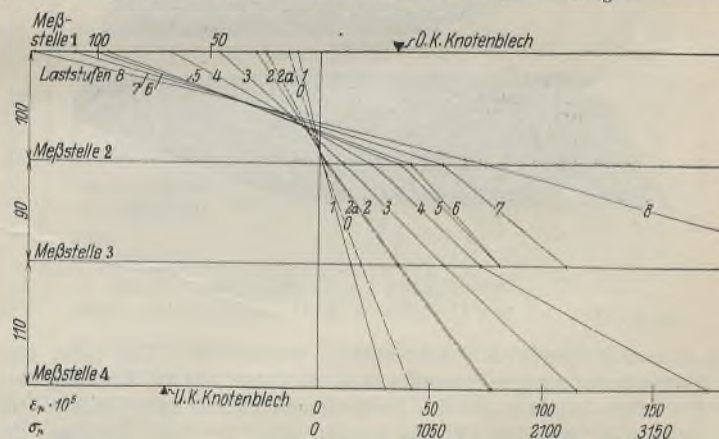


Abb. 9. Dehnungen im Knotenblech 1.

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 Nulllinie 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					24		
			Ablesung A	$\epsilon_p \cdot 10^5$	σ_p kg/cm ²	σ_{g+p} kg/cm ²	σ' kg/cm ²	A	$\epsilon_p \cdot 10^5$	σ_p kg/cm ²	σ_{g+p} kg/cm ²	σ' kg/cm ²	A	$\epsilon_p \cdot 10^5$	σ_p kg/cm ²	σ_{g+p} kg/cm ²	σ' kg/cm ²	A	$\epsilon_p \cdot 10^5$	σ_p kg/cm ²	σ_{g+p} kg/cm ²	σ' kg/cm ²			
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
2a	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
3	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
3a	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	-2700	-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.

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

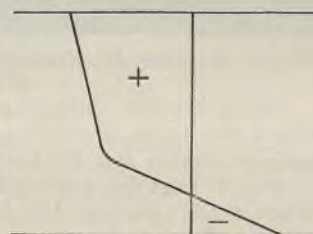


Abb. 10. Spannungsverlauf nach Überschreiten der P-Grenze.

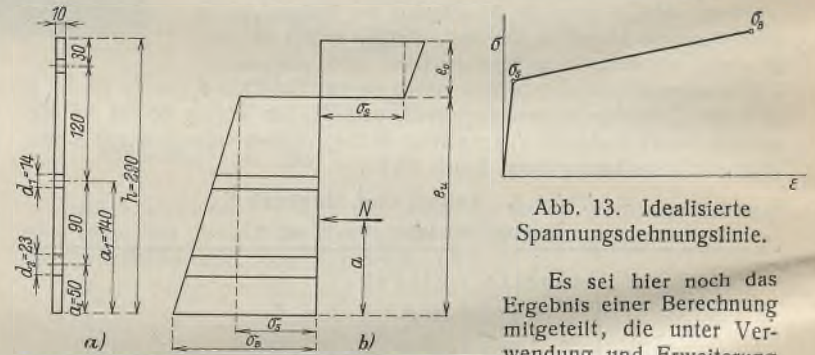


Abb. 12a bis b. Gefährlichster Querschnitt von Knotenblech 1; Spannungsverlauf beim Bruch.

Abb. 13. Idealisierte Spannungsdehnungslinie.

Es sei hier noch das Ergebnis einer Berechnung mitgeteilt, die unter Verwendung und Erweiterung der neueren Verfahren¹⁾ 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

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

worin $\int \sigma = \sigma_B - \sigma_S$.

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

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

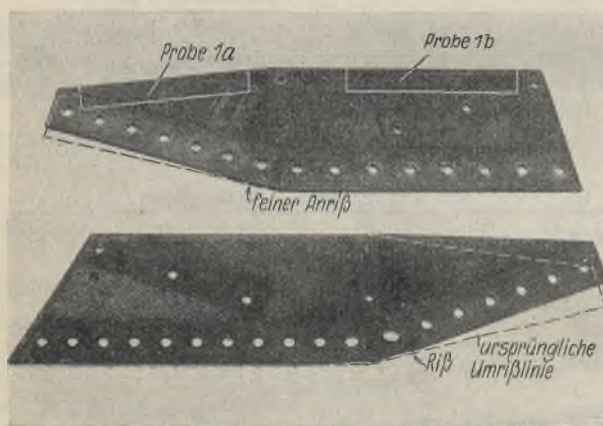


Abb. 11. Knotenbleche 1 u. 1', nach dem Versuch ausgebaut, mit den Umrißlinien ihrer ursprünglichen Form.

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 rechnermäßigen 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 rechnermäßigen Zugspannung $\sigma'_s = 5100$ 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.

Aus I. und II. ergibt sich

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

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 cm	N t	a 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_0 betrug bei Laststufe 10

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

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 rechnermäßigen Stabkraft für jeden Winkel besonders die zugehörige Normalkraft N ermittelt worden und zur Bestimmung der Außenmittigkeit 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

Tafel 7. Durchbiegung des Binders.

Laststufe	p kg/m ²	$g + p$ kg/m ²	Errechnet		Gemessen	
			δ_p cm	δ_{g+p} cm	δ_p cm	δ_{g+p} 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.

wenig von den rechnermäßigen ab, und die Hebelarme sind durchweg gering, im allgemeinen unter 4 mm.

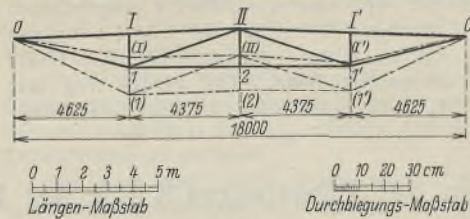


Abb. 14. Formänderung des Binders.

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 höhe-

Tafel 6. Messungen am Untergurtstab 4.

Laststufe	p kg/m ²	σ kg/cm ²	S_{4p} t	Gemessene Spannungen			N t	M_ξ kgcm	η_0 cm	M_η kgcm	ξ_0 cm
				σ_1 kg/cm ²	σ_2 kg/cm ²	σ_3 kg/cm ²					
				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

ren 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.

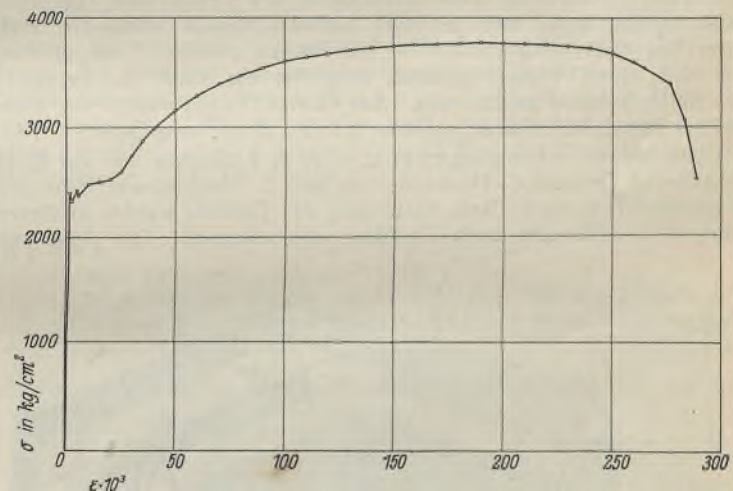


Abb. 15. Spannungsdehnungslinie des Knotenblechbaustoffes. Mittel aus Probe 1a und 1b.

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 betragen 27,2 und 30,6%. Bei Probe 1a erfolgte der Bruch 3 cm unter der oberen Endmarke, bei Probe 1b im oberen Drittel 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 Steige-

rung 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 Aufnahmeplätze, 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.

Die Ufa hat bereits im Jahre 1929 auf ihrem Filmgelände in Neubabelsberg ein dieser Forderung in jeder Weise gerecht werdendes neues Tonfilmstudio 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 Aufnahmeplätzen 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 Aufnahmeplätze 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 Filmaufnahmerraum (Glashaus) von etwa 11 m Höhe. Dieser Aufbau besteht aus Stahlkonstruktion (Zweigenkrahnen mit Zugband) und ist sowohl an den Längs- und Giebelwänden als auch auf dem Dach voll-

kommen mit Glas bekleidet. Auf Grund der Tatsache, daß das Atelier filmtechnisch schon modernen Grundsätzen entsprach, und der Beobachtung, daß Glas eine besonders klare Tonaufnahme gewährleistet, 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



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

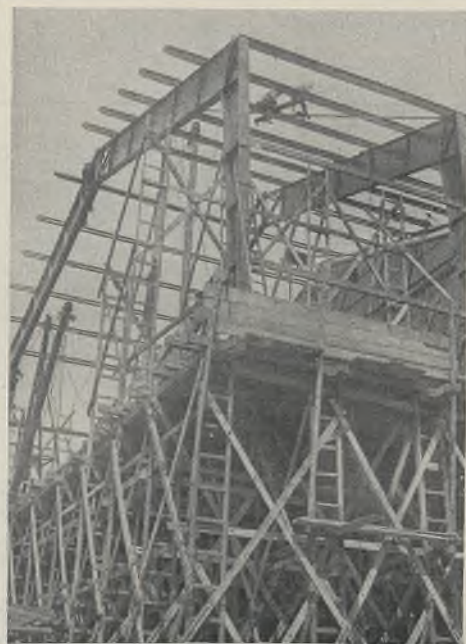


Abb. 1. Montagebühne, als Leitergerüst ausgebildet.

daher auf den Gedanken, das vorhandene Gebäude mit einem neuen massiven zu umgeben, das den Zweck haben sollte, das Glashaus nach außen geräuschsicher abzuschließen.

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

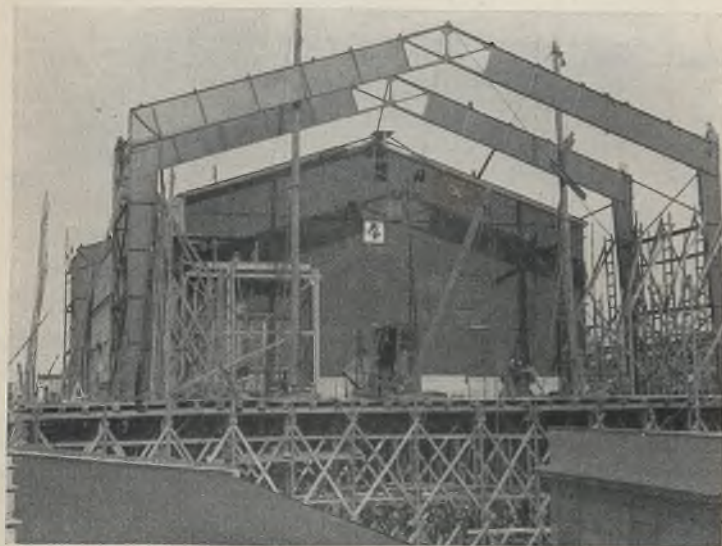


Abb. 3. Die Montagebühne am Giebel des alten Ateliers. Binderfeld 1-2 bereits eingefahren, Binderfeld 3-4 wird auf der Bühne montiert.

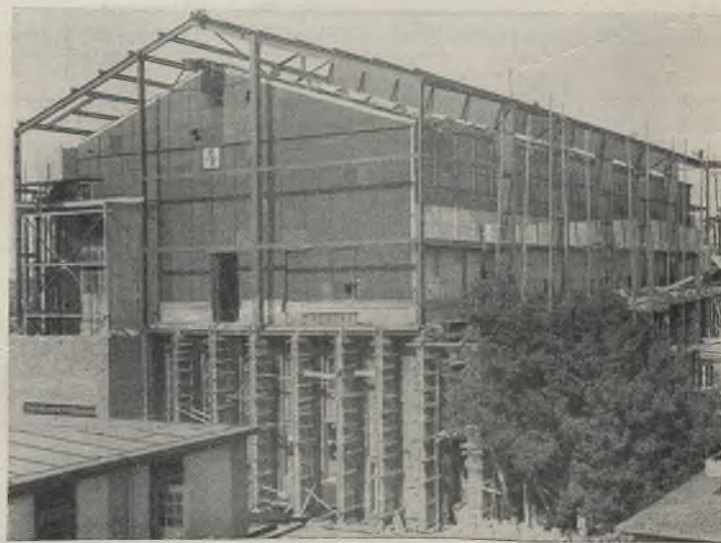


Abb. 4. Atelier 4 nach beendeter Montage der neuen Dachkonstruktion.

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 Glashaufbodens 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 glauben konnte. 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



Abb. 5. Tonfilm-Atelier im fertigen Zustand.

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 Montage-

arbeiten auf der Baustelle möglichst geräuschlos durchgeführt werden mußten, da in den in der Nähe liegenden Ateliers 1 u. 2 ständig Tonfilmaufnahmen gemacht wurden.

Nach Fertigstellung der Eisenkonstruktionen wurden die Längs- und Giebelwände 51 cm stark vollwandig ausgemauert und das Dach mit Stegzementdielen und mehrfachen Schallisierungsschichten 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 Tonfilmstudio (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.

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 $\frac{3}{4}$ der 303 000 t Auflast entspricht und der Untergrund nur $\frac{1}{4}$ 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 beruhen, 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 Bodenfüge 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 sind¹⁾.

Alle drei Methoden sollen miteinander ausprobiert, die entsprechenden Fehlerquellen festgestellt und bei den zukünftigen Messungen berücksichtigt werden. Bisher 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.

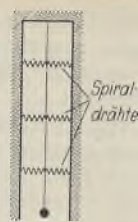


Abb. 2. Vorrichtung zur Beobachtung seitlicher Turmbewegungen.



Abb. 3. Optische Methode zur Beobachtung seitlicher Turmbewegungen.

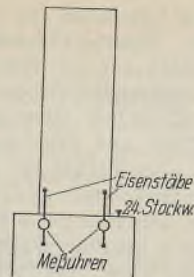


Abb. 6. Vorrichtung zur Messung der im Fuße d. Turmes auftretenden Spannungen.

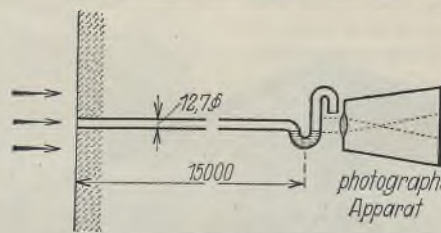


Abb. 5. Winddruckregistrierung.

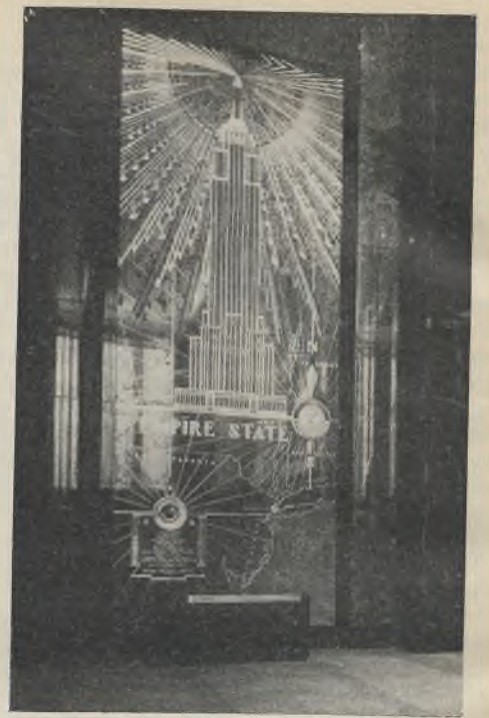


Abb. 4. Instrumente zum Ablesen von Windrichtung und -geschwindigkeit in der Eingangshalle.

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 genieteteter 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 genietetete 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 Nieten und die neuen Schweißungen verteilt werden, zu erwägen, ob nicht eine Verstärkung durch Nieten 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 (GE) sinngemäß Anwendung finden, ebenso auch das, was etwa über Verstärkung stählerner Brücken in den Reichsbahnvorschriften (BE) 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 Malzer 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 genieteteter 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.

$$(1a) \quad M_{x-1} - M_x(1 + 2 \cos \epsilon) + M_{x+1}(1 + 2 \cos \epsilon) - M_{x+2} \\ = -Z_x s \sin \epsilon + P_x s \cos \frac{\epsilon}{2}.$$

Wir setzen mit Rücksicht auf die spätere Auflösung der Gleichungen

$$(2) \quad M_{x-1} - 2 M_x \cos \epsilon + M_{x+1} = \beta_x s \sin \epsilon$$

und erhalten aus Gl. 1

$$(1b) \quad Z_x = \beta_{x+1} - \beta_x.$$

Die Gl. 2 stellt bereits die eine Gleichung der simultanen Differenzengleichungen dar.

Die zweite Gleichung gewinnen wir aus der Formänderungsarbeit des Systems. Dieser setzt sich zusammen aus der Formänderungsarbeit des biegefesten Stabringes und aus der Formänderungsarbeit der Stützstäbe bzw. der Seitenwände des Bauwerkes.

Greifen die Lasten in den Eckpunkten des Stabringes an, dann besteht die Momentenfläche desselben aus einzelnen Trapezflächen. Mit dem Trägheitsmoment J und der Stablänge s beträgt bei trapezförmiger Momentenfläche die virtuelle Formänderungsarbeit eines Ringstabes (vgl. Abb. 3)

$$A_R = \frac{1}{3EJ} (M_x^2 + M_x M_{x+1} + M_{x+1}^2).$$

Bezeichnet man die Längenänderung eines Stützstabes infolge $Z_x = 1$ mit κ , so beträgt die virtuelle Formänderungsarbeit desselben

$$A_s = \kappa Z_x^2.$$

Wird der Stabring nicht durch einzelne Stäbe, sondern durch Fachwerkände gestützt, und bezeichnet man mit κ die horizontale

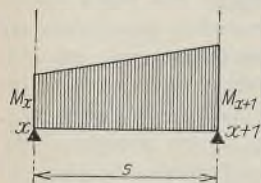


Abb. 3.

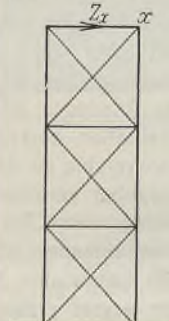


Abb. 4.



Abb. 5.

Verschiebung des oberen Punktes x (Abb. 4) infolge der Kraft $Z_x = 1$ und nur infolge der Längenänderung der Füllungsstäbe, so gilt der gleiche Ausdruck für die virtuelle Formänderungsarbeit, wie bei einfachen Stützstäben.

Soll auch der Einfluß der Formänderung der Gurtstäbe berücksichtigt werden, so ist dabei zu beachten, daß deren Größe von der Differenz der benachbarten Wandkräfte abhängig ist (vgl. Abb. 5). Durch diesen Umstand wird die Lösung der Aufgabe etwas verwickelter. Da aber die horizontale Verschiebung von x eine Funktion der Differenz der Gurtkräfte ist und die Beanspruchung der Stiele von den horizontalen Kräften allein verhältnismäßig klein sein wird, so wird der Einfluß der Formänderung der Gurtstäbe im Verhältnis zum Einfluß der Formänderung der Füllungsstäbe nicht groß sein. Es wird daher vielfach genügen, nur den letzteren zu berücksichtigen.

Die nachfolgenden Ableitungen werden unter der Voraussetzung durchgeführt, daß der Stabring durch einfache horizontale Stäbe oder vertikale, in Richtung der Polygonseiten biegegeste, eingespannte Stützen gestützt ist bzw. daß der Einfluß der Gurtstäbe des Fachwerkes auf die Formänderung vernachlässigt werden kann. Die schwierigere, aber mittels des hier angewandten Verfahrens durchaus lösbare Aufgabe, bei der auch der Einfluß der Formänderung der Gurtstäbe des Fachwerkes zu berücksichtigen ist, soll einer späteren Veröffentlichung vorbehalten bleiben.

Die virtuelle Formänderungsarbeit des ganzen Systems beträgt nach Vorhergehendem

$$A = \sum (A_R + A_s) = \frac{s}{3EJ} \left(2 \sum_0^n M_x^2 + \sum_0^n M_x M_{x+1} \right) + \kappa \sum_0^n Z_x^2.$$

Mit $\frac{6EJ\kappa}{s} = c$ erhalten wir

$$\frac{3EJ}{s} A = 2 \sum_0^n M_x^2 + \sum_0^n M_x M_{x+1} + \frac{c}{2} \sum_0^n Z_x^2.$$

Bei Berücksichtigung der Gl. 1 ergibt die partielle Differentiation nach M_x

$$\frac{\partial}{\partial M_x} \frac{3EJ}{s} A = M_{x-1} + 4 M_x + M_{x+1} \\ - \frac{c}{s \sin \epsilon} [Z_{x+1} - (1 + 2 \cos \epsilon) Z_x + (1 + 2 \cos \epsilon) Z_{x-1} - Z_{x-2}] = 0.$$

⁵⁾ Diese mit EJ multiplizierte Formel wird in P. Funk, Die linearen Differenzengleichungen und ihre Anwendung in der Theorie der Baukonstruktionen, als Kegelstumpfformel bezeichnet.

Mit $Z_x = \beta_{x+1} - \beta_x$ ergibt sich aus der letzten Gleichung

$$(3) \quad M_{x-1} + 4 M_x + M_{x+1} - \frac{c}{s \sin \epsilon} [\beta_{x-2} - 2(1 + \cos \epsilon) \beta_{x-1} \\ + 2(1 + 2 \cos \epsilon) \beta_x - 2(1 + \cos \epsilon) \beta_{x+1} + \beta_{x+2}].$$

Die Gl. 2 u. 3 stellen ein System simultaner Differenzengleichungen dar. Würde man aus Gl. 2 β_x in die Gl. 3 einsetzen, so erhielte man eine Differenzgleichung sechster Ordnung mit der Unbekannten M_x . Es muß daher die allgemeine Lösung der Gl. 2 u. 3 sechs Konstante enthalten.

b) Auflösung der Differenzengleichungen.

Für die Unbekannten werden die folgenden Ansätze gemacht:

$$M_x = C \beta^x, \quad \beta_x = C \alpha \beta^x.$$

Setzt man diese Werte in die Gl. 2 u. 3 ein, so ergeben sich mit $s \sin \epsilon = \mu$ nach Kürzung die charakteristischen Gleichungen zu

$$(4) \quad \beta^3 - 2 \cos \epsilon \beta + \frac{1}{\beta} = \mu \alpha,$$

$$(5) \quad \beta^3 + 4 \beta^2 + \beta - \frac{c \alpha}{\mu} [\beta^4 - 2(1 + \cos \epsilon) \beta^3 + 2(1 + 2 \cos \epsilon) \beta^2 \\ - 2(1 + \cos \epsilon) \beta + 1] = 0.$$

Die Gl. 5 läßt sich auf einfache Weise auf die Form bringen:

$$(5a) \quad \beta + 4 + \frac{1}{\beta} - \frac{c \alpha}{\mu} \left(\beta - 2 \cos \epsilon + \frac{1}{\beta} \right) \left(\beta - 2 + \frac{1}{\beta} \right) = 0.$$

Aus Gl. 4 folgt $\beta + \frac{1}{\beta} = \mu \alpha + 2 \cos \epsilon$. Durch Einsetzen dieses Wertes in Gl. 5a erhält man

$$\mu \alpha + 2 \cos \epsilon + 4 - \frac{c \alpha}{\mu} (\mu \alpha + 2 \cos \epsilon - 2 \cos \epsilon) (\mu \alpha + 2 \cos \epsilon - 2) = 0, \text{ oder}$$

$$(6) \quad \alpha^3 - \frac{2 \alpha^2}{\mu} (1 - \cos \epsilon) - \frac{\alpha}{c} - \frac{2(2 + \cos \epsilon)}{c \mu} = 0.$$

Die Gl. 6 enthält nur α als Unbekannte und ist vom dritten Grade.

Setzt man

$$p = - \left[\frac{4}{3 \mu^2} (1 - \cos \epsilon)^2 + \frac{1}{c} \right],$$

$$q = - \left[\frac{16}{27 \mu^3} (1 - \cos \epsilon)^3 + \frac{2(7 + 2 \cos \epsilon)}{3 \mu c} \right],$$

$$\mathfrak{A} = \sqrt[3]{-\frac{q}{2} + \sqrt{\left(\frac{q}{2}\right)^2 + \left(\frac{p}{3}\right)^3}} \quad \text{und}$$

$$\mathfrak{B} = \sqrt[3]{-\frac{q}{2} - \sqrt{\left(\frac{q}{2}\right)^2 + \left(\frac{p}{3}\right)^3}},$$

so lauten die Ausdrücke für die drei Wurzeln der Gl. 6

$$(7a) \quad \alpha_1 = \mathfrak{A} + \mathfrak{B} + \frac{2(1 - \cos \epsilon)}{3 \mu},$$

$$(7b) \quad \alpha_2 = -\frac{\mathfrak{A} + \mathfrak{B}}{2} + \frac{2(1 - \cos \epsilon)}{3 \mu} + \frac{\mathfrak{A} - \mathfrak{B}}{2} i \sqrt{3},$$

$$(7c) \quad \alpha_3 = -\frac{\mathfrak{A} + \mathfrak{B}}{2} + \frac{2(1 - \cos \epsilon)}{3 \mu} - \frac{\mathfrak{A} - \mathfrak{B}}{2} i \sqrt{3},$$

vorausgesetzt, daß die Diskriminante $R = \left(\frac{q}{2}\right)^2 + \left(\frac{p}{3}\right)^3$ der kubischen Gleichung 6 positiv ist.

In diesem Falle ist eine Wurzel reell und die beiden anderen konjugiert komplex.

Bei $R = 0$ sind alle drei Wurzeln reell und darunter zwei gleiche.

Ist die Diskriminante R negativ, so sind alle Wurzeln reell und unter-

einander verschieden. In diesem Falle hat man aus $\cos \varphi = -\frac{q}{2 \sqrt{-\left(\frac{p}{3}\right)^3}}$

den Winkel φ zu ermitteln und erhält für die Wurzeln die nachfolgenden Ausdrücke:

$$(8a) \quad \alpha_1 = 2 \sqrt{-\frac{p}{3}} \cos \frac{\varphi}{3} + \frac{2(1 - \cos \epsilon)}{3 \mu},$$

$$(8b) \quad \alpha_2 = 2 \sqrt{-\frac{p}{3}} \cos \left(\frac{\varphi}{3} + 120^\circ \right) + \frac{2(1 - \cos \epsilon)}{3 \mu},$$

$$(8c) \quad \alpha_3 = 2 \sqrt{-\frac{p}{3}} \cos \left(\frac{\varphi}{3} + 240^\circ \right) + \frac{2(1 - \cos \epsilon)}{3 \mu}.$$

Sind $\alpha_{1, 2, 3}$ ermittelt, dann erhält man aus Gl. 4

$$(9a) \quad \beta_{1, 2} = \cos \epsilon + \frac{\mu \alpha_1}{2} \pm \sqrt{\left(\cos \epsilon + \frac{\mu \alpha_1}{2} \right)^2 - 1},$$

$$(9b) \quad \beta_{3, 4} = \cos \epsilon + \frac{\mu \alpha_2}{2} \pm \sqrt{\left(\cos \epsilon + \frac{\mu \alpha_2}{2} \right)^2 - 1},$$

$$(9c) \quad \beta_{5, 6} = \cos \epsilon + \frac{\mu \alpha_3}{2} \pm \sqrt{\left(\cos \epsilon + \frac{\mu \alpha_3}{2} \right)^2 - 1}.$$

Dabei ist $\beta_1 \beta_2 = 1, \beta_3 \beta_4 = 1$ und $\beta_5 \beta_6 = 1$.

Wenn die Wurzeln α und β reell oder komplex sind, hängt von den Größen ϵ, c und μ ab; es läßt sich hierfür keine einfache Bedingung aufstellen. Bei praktischer Durchführung der Rechnung wird man die Diskriminante R der kubischen Gl. 6 zahlenmäßig bestimmen und nach dem Vorzeichen derselben den weiteren Rechnungsgang einrichten.

c) Bestimmung der Konstanten.

Die allgemeinen Lösungen der Gleichungen 2 u. 3 lauten:

$$(10) \quad M_x = C_1 \beta_1^x + C_2 \beta_2^x + C_3 \beta_3^x + C_4 \beta_4^x + C_5 \beta_5^x + C_6 \beta_6^x,$$

$$(11) \quad \beta_x = \alpha_1 (C_1 \beta_1^x + C_2 \beta_2^x) + \alpha_2 (C_3 \beta_3^x + C_4 \beta_4^x) + \alpha_3 (C_5 \beta_5^x + C_6 \beta_6^x).$$

Sie enthalten sechs Konstanten, deren Bestimmung mit Rücksicht auf die Symmetrie des Systems noch verhältnismäßig einfach ist. Aus Symmetriegründen gilt nämlich $M_x = M_{n-x}$ (s. Abb. 1) oder

$$C_1 \beta_1^x + C_2 \beta_2^x + C_3 \beta_3^x + C_4 \beta_4^x + C_5 \beta_5^x + C_6 \beta_6^x = C_1 \beta_1^{n-x} + C_2 \beta_2^{n-x} + C_3 \beta_3^{n-x} + C_4 \beta_4^{n-x} + C_5 \beta_5^{n-x} + C_6 \beta_6^{n-x}.$$

Nach einer einfachen Umformung erhält man

$$(\beta_1^{n-x} - \beta_1^x)(C_1 - C_2 \beta_2^n) + (\beta_3^{n-x} - \beta_3^x)(C_3 - C_4 \beta_4^n) + (\beta_5^{n-x} - \beta_5^x)(C_5 - C_6 \beta_6^n) = 0.$$

Diese Gleichung kann nur dann für sämtliche x von 0 bis n identisch erfüllt sein, wenn die konstanten Faktoren gleich Null sind. Daraus folgt

$$(12) \quad C_1 = C_2 \beta_2^n, \quad C_3 = C_4 \beta_4^n \quad \text{und} \quad C_5 = C_6 \beta_6^n,$$

und umgekehrt

$$(12a) \quad C_2 = C_1 \beta_1^n, \quad C_4 = C_3 \beta_3^n \quad \text{und} \quad C_6 = C_5 \beta_5^n.$$

Dadurch haben wir bereits drei einfache Beziehungen gewonnen und benötigen nur noch drei Randbedingungen zur Bestimmung der Konstanten. (In den Gl. 12 bzw. 12a sind die Randbedingungen $M_0 = M_n$ und $Z_0 = -Z_{n-1}$ bereits enthalten.)

Als solche benutzen wir $Z_0 = Z_n$ oder nach Gl. 1b: $\beta_1 - \beta_0 = \beta_{n+1} - \beta_n$. Setzt man in diese Gleichung den Ausdruck für β aus Gl. 11 ein und zieht die mit der gleichen Konstanten multiplizierten Glieder zusammen, so erhält man

$$C_1 \alpha_1 (\beta_1^{n+1} - \beta_1^n - \beta_1 + 1) + C_2 \alpha_1 (\beta_2^{n+1} - \beta_2^n - \beta_2 + 1) + \dots = 0$$

$$\text{oder} \quad C_1 \alpha_1 (\beta_1 - 1)(\beta_1^n - 1) + C_2 \alpha_1 (\beta_2 - 1)(\beta_2^n - 1) + \dots = 0.$$

Beachtet man, daß $\beta_2 = \frac{1}{\beta_1}, \beta_4 = \frac{1}{\beta_3}$ usw. ist, so folgt als vierte Bestimmungsgleichung

$$(13) \quad (C_1 + C_2 \beta_2^{n+1}) \alpha_1 (\beta_1 - 1)(\beta_1^n - 1) + (C_3 + C_4 \beta_4^{n+1}) \alpha_2 (\beta_3 - 1)(\beta_3^n - 1) + (C_5 + C_6 \beta_6^{n+1}) \alpha_3 (\beta_5 - 1)(\beta_5^n - 1) = 0.$$

Eine weitere Randbedingung erhalten wir aus der Gl. 1a für $x = n$:

$$M_{n-1} - M_n (1 + 2 \cos \epsilon) + M_{n+1} (1 + 2 \cos \epsilon) - M_{n+2} + Z_n s \sin \epsilon = P s \cos \frac{\epsilon}{2}.$$

Da $M_n = M_0, M_{n+1} = M_1, M_{n+2} = M_2, Z_n = Z_0 = \beta_1 - \beta_0$ und $\mu = s \sin \epsilon$ ist, ergibt sich:

$$M_{n-1} - M_0 (1 + 2 \cos \epsilon) + M_1 (1 + 2 \cos \epsilon) - M_2 + \beta_1 \mu - \beta_0 \mu = P s \cos \frac{\epsilon}{2}.$$

Subtrahiert man von dieser Gleichung

$$M_{-1} - M_0 (1 + 2 \cos \epsilon) + M_1 (1 + 2 \cos \epsilon) - M_2 + \beta_1 \mu - \beta_0 \mu = 0,$$

so bleibt

$$M_{n-1} - M_{-1} = P s \cos \frac{\epsilon}{2}.$$

Nach Einsetzen der Werte für M und Zusammenziehen der Glieder geht vorstehende Gleichung über in

$$C_1 (\beta_1^{n-1} - \beta_1^{-1}) + C_2 (\beta_2^{n-1} - \beta_2^{-1}) + \dots = P s \cos \frac{\epsilon}{2}.$$

Durch Umformung dieser Gleichung erhalten wir die fünfte Bestimmungsgleichung für die Konstanten C :

$$(14) \quad C_1 \beta_2 (\beta_1^n - 1) - C_2 \beta_2^{n-1} (\beta_1^n - 1) + \dots = P s \cos \frac{\epsilon}{2}.$$

Die letzte Gleichung leiten wir aus der aus der Geschlossenheit des Stabringes nach der Deformation leicht abzuleitenden Bedingung

$$\sum_0^n M_x = 0 \quad \text{oder} \quad C_1 \sum_0^n \beta_1^x + C_2 \sum_0^n \beta_2^x + \dots = 0 \quad \text{ab.}$$

Mit $\sum_0^n \beta^x = \frac{\beta^n - 1}{\beta - 1}$ folgt

$$(15) \quad C_1 \frac{\beta_1^n - 1}{\beta_1 - 1} + C_2 \frac{\beta_2^n - 1}{\beta_2 - 1} + \dots = 0.$$

Bei Berücksichtigung der Gleichungen 12a gehen die Gl. 13, 14 u. 15 über in

$$(13a) \quad C_1 \alpha_1 (\beta_1 - \beta_2)(\beta_1^n - 1) + C_3 \alpha_2 (\beta_3 - \beta_4)(\beta_3^n - 1) + C_5 \alpha_3 (\beta_5 - \beta_6)(\beta_5^n - 1) = 0,$$

$$(14a) \quad -C_1 (\beta_1 - \beta_2)(\beta_1^n - 1) - C_3 (\beta_3 - \beta_4)(\beta_3^n - 1) - C_5 (\beta_5 - \beta_6)(\beta_5^n - 1) = P s \cos \frac{\epsilon}{2},$$

$$(15a) \quad \frac{C_1 (\beta_1^n - 1)(\beta_1 - \beta_2)}{\beta_1 + \beta_2 - 2} + \frac{C_3 (\beta_3^n - 1)(\beta_3 - \beta_4)}{\beta_3 + \beta_4 - 2} + \frac{C_5 (\beta_5^n - 1)(\beta_5 - \beta_6)}{\beta_5 + \beta_6 - 2} = 0.$$

Die Auflösung der Gl. 13a, 14a u. 15a ergibt

$$(16a) \quad C_1 = \frac{P}{2 \sin \frac{\epsilon}{2}} \cdot \frac{\alpha_1 (\beta_1 - 1)}{(\alpha_1 - \alpha_2)(\alpha_1 - \alpha_3)(\beta_1^n - 1)(\beta_1 + 1)},$$

$$(16b) \quad C_3 = \frac{P}{2 \sin \frac{\epsilon}{2}} \cdot \frac{\alpha_2 (\beta_3 - 1)}{(\alpha_2 - \alpha_1)(\alpha_2 - \alpha_3)(\beta_3^n - 1)(\beta_3 + 1)},$$

$$(16c) \quad C_5 = \frac{P}{2 \sin \frac{\epsilon}{2}} \cdot \frac{\alpha_3 (\beta_5 - 1)}{(\alpha_3 - \alpha_1)(\alpha_3 - \alpha_2)(\beta_5^n - 1)(\beta_5 + 1)}.$$

Die übrigen drei Konstanten sind durch die Gl. 12a bestimmt.

Wir setzen die Ausdrücke für C_1 bis C_6 in die Gl. 10 ein und erhalten

$$(17) \quad M_x = \frac{P}{2 \sin \frac{\epsilon}{2}} \left\{ \frac{\alpha_1 (\beta_1 - 1)(\beta_1^x + \beta_1^{n-x})}{(\alpha_1 - \alpha_2)(\alpha_1 - \alpha_3)(\beta_1 + 1)(\beta_1^n - 1)} + \frac{\alpha_2 (\beta_3 - 1)(\beta_3^x + \beta_3^{n-x})}{(\alpha_2 - \alpha_1)(\alpha_2 - \alpha_3)(\beta_3 + 1)(\beta_3^n - 1)} + \frac{\alpha_3 (\beta_5 - 1)(\beta_5^x + \beta_5^{n-x})}{(\alpha_3 - \alpha_1)(\alpha_3 - \alpha_2)(\beta_5 + 1)(\beta_5^n - 1)} \right\}.$$

Für die Stützkräfte findet man nach Gl. 1b u. 11

$$Z_x = \beta_{x+1} - \beta_x = \alpha_1 (C_1 \beta_1^{x+1} - C_1 \beta_1^x + C_2 \beta_2^{x+1} - C_2 \beta_2^x) + \dots = C_1 \alpha_1 (\beta_1 - 1)(\beta_1^x - \beta_1^{n-x-1}) + \dots$$

und mit den Ausdrücken für $C_1 \dots C_6$:

$$(18) \quad Z_x = \frac{P}{2 \sin \frac{\epsilon}{2}} \left\{ \frac{\alpha_1^2 (\beta_1 - 1)^2 (\beta_1^x - \beta_1^{n-x-1})}{(\alpha_1 - \alpha_2)(\alpha_1 - \alpha_3)(\beta_1 + 1)(\beta_1^n - 1)} + \frac{\alpha_2^2 (\beta_3 - 1)^2 (\beta_3^x - \beta_3^{n-x-1})}{(\alpha_2 - \alpha_1)(\alpha_2 - \alpha_3)(\beta_3 + 1)(\beta_3^n - 1)} + \frac{\alpha_3^2 (\beta_5 - 1)^2 (\beta_5^x - \beta_5^{n-x-1})}{(\alpha_3 - \alpha_1)(\alpha_3 - \alpha_2)(\beta_5 + 1)(\beta_5^n - 1)} \right\}.$$

Die Stützkräfte Z_x lassen sich nach Bestimmung von M_x auch leicht aus der Gl. 1 berechnen.

Damit ist die Aufgabe für reelle Wurzeln α und β gelöst.

d) Umformung der Gl. 17 u. 18 bei komplexen Wurzeln α und β .

Ist die Diskriminante der Gl. 6 $R > 0$, so ist α_1 reell und α_2 und α_3 sind konjugiert komplex. Aus Gl. 4 folgt ohne weiteres, daß dann β_1, β_2 reell und $\beta_3, \beta_4, \beta_5$ und β_6 komplex sein müssen. Setzt man $\alpha_2 = a + ib$, so ist $\alpha_3 = a - ib$ zu setzen.

Setzen wir ferner die konstanten Teile der drei Klammerausdrücke der Gl. 17 der Reihe nach gleich $\mathfrak{R}_1^{(m,r)}, K_2^{(m,r)}, K_3^{(m,r)}$ und die variablen Teile gleich $F_1^{(m,r)}(x), F_2^{(m,r)}(x)$ und $F_3^{(m,r)}(x)$, so erhalten wir

$$(17a) \quad M_x = \frac{P}{2 \sin \frac{\epsilon}{2}} [\mathfrak{R}_1^{(m,r)} F_1^{(m,r)}(x) + K_2^{(m,r)} F_2^{(m,r)}(x) + K_3^{(m,r)} F_3^{(m,r)}(x)].$$

(Der Index (m,r) besagt, daß es sich um das Moment bei radialer Kraft- richtung handelt.)

Führen wir in

$$\mathfrak{R}_1^{(m,r)} = \frac{\alpha_1 (\beta_1 - 1)}{(\alpha_1 - \alpha_2)(\alpha_1 - \alpha_3)(\beta_1 + 1)(\beta_1^n - 1)}$$

die Ausdrücke für α_2 und α_3 ein, so ergibt sich

$$\mathfrak{R}_1^{(m,r)} = \frac{\alpha_1 (\beta_1 - 1)}{[(\alpha_1 - a)^2 + b^2](\beta_1 + 1)(\beta_1^n - 1)}$$

in reeller Form.

Der zweite Klammerausdruck der Gl. 17 lautet

$$K_2^{(m,r)} F_2^{(m,r)}(x) = \frac{\alpha_2 (\beta_3 - 1)(\beta_3^x + \beta_3^{n-x})}{(\alpha_2 - \alpha_1)(\alpha_2 - \alpha_3)(\beta_3 + 1)(\beta_3^n - 1)}$$

und nach Division des Zählers und Nenners mit $\frac{1}{\beta_3^2} \frac{n}{\beta_3^2}$

$$K_2^{(m,r)} F_2^{(m,r)}(x) = \frac{\alpha_2 \left(\frac{1}{\beta_3^2} - \frac{1}{\beta_4^2} \right) \left(\frac{n}{\beta_3^2} - x + \frac{n}{\beta_4^2} - x \right)}{(\alpha_2 - \alpha_1)(\alpha_2 - \alpha_3) \left(\frac{1}{\beta_3^2} + \frac{1}{\beta_4^2} \right) \left(\frac{n}{\beta_3^2} - \frac{n}{\beta_4^2} \right)}$$

Wir erweitern den Bruch mit

$$(\alpha_3 - \alpha_1) \left(\frac{1}{\beta_5^2} + \frac{1}{\beta_6^2} \right) \left(\frac{n}{\beta_5^2} - \frac{n}{\beta_6^2} \right)$$

und erhalten

$$(19) \quad K_2^{(m,r)} F_2^{(m,r)}(x) = \frac{\alpha_2 (\alpha_3 - \alpha_1) \left(\frac{1}{\beta_3^2} - \frac{1}{\beta_4^2} \right) \left(\frac{n}{\beta_5^2} - \frac{n}{\beta_6^2} \right) \left(\frac{n}{\beta_3^2} - x + \frac{n}{\beta_4^2} - x \right)}{(\alpha_2 - \alpha_1)(\alpha_2 - \alpha_3)(\alpha_3 - \alpha_1) \left(\frac{1}{\beta_3^2} + \frac{1}{\beta_4^2} \right) \left(\frac{1}{\beta_5^2} + \frac{1}{\beta_6^2} \right) \left(\frac{n}{\beta_3^2} - \frac{n}{\beta_4^2} \right) \left(\frac{n}{\beta_5^2} - \frac{n}{\beta_6^2} \right)}$$

Die komplexen Ausdrücke für β_3 bis β_6 lassen sich auf die Form bringen:

$$(20) \quad \beta_3 = r(\cos \varphi + i \sin \varphi), \quad \beta_4 = \frac{1}{r}(\cos \varphi - i \sin \varphi), \\ \beta_5 = r(\cos \varphi - i \sin \varphi), \quad \beta_6 = \frac{1}{r}(\cos \varphi + i \sin \varphi).$$

Setzt man $\ln r = \gamma$, so lassen sich die Gl. 20 in der nachstehenden Form schreiben:

$$\beta_3 = e^\gamma (\cos \varphi + i \sin \varphi), \quad \beta_4 = e^{-\gamma} (\cos \varphi - i \sin \varphi), \\ \beta_5 = e^\gamma (\cos \varphi - i \sin \varphi), \quad \beta_6 = e^{-\gamma} (\cos \varphi + i \sin \varphi).$$

Für die Summen und Differenzen erhalten wir

$$\beta_3 + \beta_4 = \cos \varphi (e^\gamma + e^{-\gamma}) + i \sin \varphi (e^\gamma - e^{-\gamma}) \\ = 2(\cos \varphi \cosh \gamma + i \sin \varphi \sinh \gamma), \\ \beta_3 - \beta_4 = 2(\cos \varphi \sinh \gamma + i \sin \varphi \cosh \gamma), \\ \beta_5 + \beta_6 = 2(\cos \varphi \cosh \gamma - i \sin \varphi \sinh \gamma), \\ \beta_5 - \beta_6 = 2(\cos \varphi \sinh \gamma - i \sin \varphi \cosh \gamma).$$

Setzt man diese Beziehungen sowie die Ausdrücke für α_2 und α_3 in den Nenner der Gl. 19 ein, so erhält man

$$(\alpha_2 - \alpha_1)(\alpha_2 - \alpha_3)(\alpha_3 - \alpha_1) \left(\frac{1}{\beta_3^2} + \frac{1}{\beta_4^2} \right) \left(\frac{1}{\beta_5^2} + \frac{1}{\beta_6^2} \right) \left(\frac{n}{\beta_3^2} - \frac{n}{\beta_4^2} \right) \left(\frac{n}{\beta_5^2} - \frac{n}{\beta_6^2} \right) \\ = 8 i b [(a - \alpha_1)^2 + b^2] (\cos \varphi + \cosh \gamma) (\cos n \varphi - \cosh n \gamma) = 16 N i,$$

wobei $N = \frac{b}{2} [(a - \alpha_1)^2 + b^2] (\cos \varphi + \cosh \gamma) (\cos n \varphi - \cosh n \gamma)$ ist.

Im Zähler erhalten wir

$$\alpha_2 (\alpha_3 - \alpha_1) = -i [b \alpha_1 + i \{a(a - \alpha_1) + b^2\}] = -i [A + i B],$$

wobei $A = b \alpha_1$ und $B = a(a - \alpha_1) + b^2$ ist.

Ferner ist

$$\left(\frac{1}{\beta_3^2} - \frac{1}{\beta_4^2} \right) \left(\frac{1}{\beta_5^2} + \frac{1}{\beta_6^2} \right) \left(\frac{n}{\beta_3^2} - \frac{n}{\beta_4^2} \right) \\ = 4 \left[\cos \frac{n}{2} \varphi \sinh \frac{n}{2} \gamma + \sin \frac{n}{2} \varphi \sin \varphi \cosh \frac{n}{2} \gamma \right. \\ \left. + i \left(\cos \frac{n}{2} \varphi \sin \varphi \sinh \frac{n}{2} \gamma - \sin \frac{n}{2} \varphi \cosh \frac{n}{2} \gamma \right) \right]$$

oder mit

$$C = \cos \frac{n}{2} \varphi \sinh \frac{n}{2} \gamma + \sin \frac{n}{2} \varphi \sin \varphi \cosh \frac{n}{2} \gamma, \\ D = \cos \frac{n}{2} \varphi \sin \varphi \sinh \frac{n}{2} \gamma - \sin \frac{n}{2} \varphi \cosh \frac{n}{2} \gamma, \\ \left(\frac{1}{\beta_3^2} - \frac{1}{\beta_4^2} \right) \left(\frac{1}{\beta_5^2} + \frac{1}{\beta_6^2} \right) \left(\frac{n}{\beta_3^2} - \frac{n}{\beta_4^2} \right) = 4(C + i D).$$

Der variable Teil des Zählers lautet

$$\frac{\beta_3^{\frac{n}{2}-x} + \beta_4^{\frac{n}{2}-x}}{\beta_3^{\frac{n}{2}} + \beta_4^{\frac{n}{2}}} \\ = 2 \left[\cos \left(\frac{n}{2} - x \right) \varphi \cosh \left(\frac{n}{2} - x \right) \gamma + i \sin \left(\frac{n}{2} - x \right) \varphi \sinh \left(\frac{n}{2} - x \right) \gamma \right] \\ = 2 [f_2^{(m,r)}(x) + i f_3^{(m,r)}(x)].$$

Wir setzen die vorstehend bestimmten Teilwerte in die Gl. 19 ein und erhalten:

$$K_2^{(m,r)} F_2^{(m,r)}(x) = \frac{(A + i B)(C + i D) [f_2^{(m,r)}(x) + i f_3^{(m,r)}(x)]}{2 N}$$

Auf dieselbe Weise erhält man

$$K_3^{(m,r)} F_3^{(m,r)}(x) = \frac{(A - i B)(C - i D) [f_2^{(m,r)}(x) - i f_3^{(m,r)}(x)]}{2 N}$$

Beim Zusammenziehen dieser beiden Gleichungen fallen die imaginären Glieder fort und es bleibt

$$K_2^{(m,r)} F_2^{(m,r)}(x) + K_3^{(m,r)} F_3^{(m,r)}(x) \\ = \frac{(A C - B D) f_2^{(m,r)}(x) - (A D + B C) f_3^{(m,r)}(x)}{N}$$

Mit den Bezeichnungen

$$\mathfrak{K}_2^{(m,r)} = \frac{A C - B D}{N}, \\ \mathfrak{K}_3^{(m,r)} = \frac{A D + B C}{N}$$

lautet der endgültige Ausdruck für

$$(21) \quad Mx = \frac{P}{2 \sin \frac{\varepsilon}{2}} \left[\mathfrak{K}_1^{(m,r)} (\beta_1^x + \beta_1^{n-x}) \right.$$

$$\left. + \mathfrak{K}_2^{(m,r)} \cos \left(\frac{n}{2} - x \right) \varphi \cosh \left(\frac{n}{2} - x \right) \gamma - \mathfrak{K}_3^{(m,r)} \sin \left(\frac{n}{2} - x \right) \varphi \sinh \left(\frac{n}{2} - x \right) \gamma \right]$$

in reeller Form.

Stehen Tabellen der Hyperbelfunktionen nicht zur Verfügung, so kann man mittels nachstehender einfacher Beziehungen zur gewöhnlichen Rechnung übergehen:

$$\cosh \gamma x = \frac{1}{2} (e^{\gamma x} + e^{-\gamma x}) = \frac{1}{2} (e^{x \ln r} + e^{-x \ln r}) \\ = \frac{1}{2} (e^{\ln r^x} + e^{-\ln r^x}) = \frac{1}{2} \left(r^x + \frac{1}{r^x} \right),$$

$$\sinh \gamma x = \frac{1}{2} \left(r^x - \frac{1}{r^x} \right) \text{ usw.}$$

Ähnlich gestaltet sich die Umformung des Ausdruckes für Z_x .

Nach Gl. 18 lautet der erste Klammerausdruck

$$\frac{\alpha_1^2 (\beta_1 - 1)^2 (\beta_1^x - \beta_1^{n-x-1})}{(\alpha_1 - \alpha_2)(\alpha_1 - \alpha_3)(\beta_1 + 1)(\beta_1^n - 1)} = \mathfrak{K}_1^{(z,r)} (\beta_1^x - \beta_1^{n-x-1}),$$

wobei mit $\alpha_{2,3} = a \pm i b$

$$\mathfrak{K}_1^{(z,r)} = \frac{\alpha_1^2 (\beta_1 - 1)^2}{[(a - \alpha_1)^2 + b^2] (\beta_1 + 1) (\beta_1^n - 1)} \text{ ist.}$$

Der zweite Klammerausdruck der Gl. 18 läßt sich auf die Form bringen:

$$-\alpha_2^2 \left(\frac{1}{\beta_3^2} - \frac{1}{\beta_4^2} \right) \left(\frac{1}{\beta_5^2} + \frac{1}{\beta_6^2} \right) \left(\frac{n}{\beta_3^2} - \frac{n}{\beta_4^2} \right) \\ (\alpha_2 - \alpha_1)(\alpha_2 - \alpha_3) \left(\frac{1}{\beta_3^2} + \frac{1}{\beta_4^2} \right) \left(\frac{n}{\beta_5^2} - \frac{n}{\beta_6^2} \right)$$

Er unterscheidet sich von dem konstanten Teil des zweiten Klammerausdruckes der Gl. 17 durch den Faktor

$$-\alpha_2 \left(\frac{1}{\beta_3^2} - \frac{1}{\beta_4^2} \right) = -(a + i b) 2 \left(\cos \frac{\varphi}{2} \sinh \frac{\gamma}{2} + i \sin \frac{\varphi}{2} \cosh \frac{\gamma}{2} \right) \\ = -(G + i H), \text{ wobei}$$

$$G = 2 \left(a \cos \frac{\varphi}{2} \sinh \frac{\gamma}{2} - b \sin \frac{\varphi}{2} \cosh \frac{\gamma}{2} \right) \text{ und}$$

$$H = 2 \left(a \sin \frac{\varphi}{2} \cosh \frac{\gamma}{2} + b \cos \frac{\varphi}{2} \sinh \frac{\gamma}{2} \right) \text{ ist.}$$

Mit diesen und den bei der Umformung von M_x eingeführten Konstanten lautet der zweite Klammerausdruck der Gl. 18

$$K_2^{(z,r)} F_2^{(z,r)}(x) = - \frac{(A + i B)(C + i D)(G + i H) [f_2^{(z,r)}(x) + f_3^{(z,r)}(x)]}{2 N}$$

Durch Zusammenziehen der entsprechenden Glieder des zweiten und dritten Klammerausdruckes ergibt sich mit

$$\mathfrak{K}_2^{(z,r)} = - \frac{(A C - B D) G - H (B C + A D)}{N} = \mathfrak{K}_2^{(m,r)} G - \mathfrak{K}_3^{(m,r)} H \text{ und}$$

$$\mathfrak{K}_3^{(z,r)} = - \frac{(A C - B D) H + (B C + A D) G}{N} = \mathfrak{K}_2^{(m,r)} H + \mathfrak{K}_3^{(m,r)} G;$$

$$(22) \quad Z_x = \frac{P}{2 \sin \frac{\varepsilon}{2}} \left[\mathfrak{K}_1^{(z,r)} (\beta_1^x + \beta_1^{n-x-1}) \right.$$

$$\left. - \mathfrak{K}_2^{(z,r)} \cos \left\{ \frac{1}{2} (n-1) - x \right\} \varphi \sinh \left\{ \frac{1}{2} (n-1) - x \right\} \gamma \right. \\ \left. + \mathfrak{K}_3^{(z,r)} \sin \left\{ \frac{1}{2} (n-1) - x \right\} \varphi \cosh \left\{ \frac{1}{2} (n-1) - x \right\} \gamma \right].$$

Der Vollständigkeit halber hat der Verfasser allgemeine Formeln für M_x und Z_x bei komplexen Wurzeln α und β abgeleitet. In praktischen Fällen kann man auch die Zahlenwerte der komplexen Wurzeln α und β direkt in die Gl. 17 u. 18 einsetzen. Der zweite und dritte Klammerwert dieser Gleichungen lassen sich durch Multiplikation mit den konjugiert komplexen Zahlen der Faktoren der Nenner auf die Form bringen:

$$(g + i h) [f_2(x) + i f_3(x)] + (g - i h) [f_2(x) - i f_3(x)] \\ = 2 [g f_2(x) - h f_3(x)] \text{ (reell!)}.$$

Für $J = \infty$ ergibt sich $c = \infty$.

Aus Gl. 6 folgt

$$\alpha_1 = \frac{2(1 - \cos \varepsilon)}{\mu}, \quad \alpha_2 = \alpha_3 = 0, \text{ und aus Gl. 9a, 9b und 9c} \\ \beta_{1,2} = 1, \quad \beta_{3,4} = \beta_{5,6} = \cos \varepsilon \pm i \sin \varepsilon.$$

Setzt man diese Werte in die Gl. 18 ein, so erhält man

$$(23) \quad Z_x = \frac{2P}{n} \sin\left(\frac{1}{2} + x\right)\epsilon.$$

Ferner ergibt sich aus Gl. 21

$$(24) \quad M_x = \frac{Ps}{4n \sin \frac{\epsilon}{2}} \left[\cotg \frac{\epsilon}{2} + \cotg \epsilon \cos x \epsilon - (n-2x) \sin x \epsilon \right].$$

Die Gl. 23 deckt sich mit der von Müller-Breslau für vollkommen starren Ring abgeleiteten Formel (s. Hütte, Bd. III).

1. Zahlenbeispiel. Denselben werden die ungefähren Abmessungen des in dem Werk von André, „Die Statik des Eisenbaues“, S. 346, behandelten Kühlturmes zugrunde gelegt. Dabei wird $J=6000 \text{ cm}^4$ angenommen, ϵ errechnet sich zu $\epsilon=0,50 \text{ cm/t}$. Mit $s=400 \text{ cm}$, $E=2100 \text{ t/cm}^2$ erhält man $c = \frac{6EJ\epsilon}{s} = 94500 \text{ cm}^2$.

Ferner ergibt sich mit

$$\begin{aligned} n &= 8, \quad \epsilon = 45^\circ \\ \alpha_1 &= 0,00731 \text{ cm}^{-1}, \quad \alpha_{2,3} = (-0,002619 \pm 0,004566 i) \text{ cm}^{-1}, \\ \beta_1 &= +3,1658, \quad \beta_2 = +0,3159, \\ \beta_{3,5} &= 0,5244 \pm 1,8029 i, \\ \beta_{4,6} &= 0,1490 \mp 0,5113 i \quad \text{und mit } P=1 \text{ t} \\ M_0 &= 78,68 \text{ tcm}, \quad Z_0 = 0,2982 \text{ t}, \\ M_1 &= -34,45 \text{ tcm}, \quad Z_1 = 0,3522 \text{ t}, \\ M_2 &= -22,33 \text{ tcm}, \quad Z_2 = 0,0755 \text{ t}, \\ M_3 &= +8,33 \text{ tcm}, \quad Z_3 = -0,0242 \text{ t}, \\ M_4 &= +18,20 \text{ tcm}. \end{aligned}$$

Wie man sich leicht überzeugen kann, stimmen die Proben

$$\sum_0^n M_x = 0, \quad \sum_0^n M_x \cos x \epsilon = 0 \quad \text{und} \quad \sum_0^n Z_x \sin\left(\frac{1}{2} + x\right)\epsilon = P = 1$$

sehr gut.

Für $J=\infty$ erhält man unter sonst gleichen Voraussetzungen aus Gl. 23 und 24

$$\begin{aligned} Z_0 = Z_3 &= 0,0957 \text{ t}, & Z_1 = Z_2 &= 0,231 \text{ t}, \\ M_0 &= 111,52 \text{ tcm}, & M_2 &= -51,80 \text{ tcm}, \\ M_1 &= -36,63 \text{ tcm}, & M_3 &= +9,58 \text{ tcm}, \\ M_4 &= +46,2 \text{ tcm}. \end{aligned}$$

Die Abweichung der für die Dimensionierung maßgebenden größten Werte beträgt beim Moment etwa -29% und bei der Stützkraft etwa $+34\%$. Beim Rechnen nach den Formeln 23 und 24 wird der Ring überdimensioniert, während die Stützstäbe zu schwach bemessen werden. Dort, wo der Materialaufwand des Ringes im Verhältnis zu dem der Wände verhältnismäßig gering ist, wird es zweckmäßig sein, durch Verstärkung des Ringes eine günstigere Lastverteilung auf die Wände zu erreichen.

In Abb. 6 u. 7 wurden die Ergebnisse des Zahlenbeispiels gegenübergestellt.

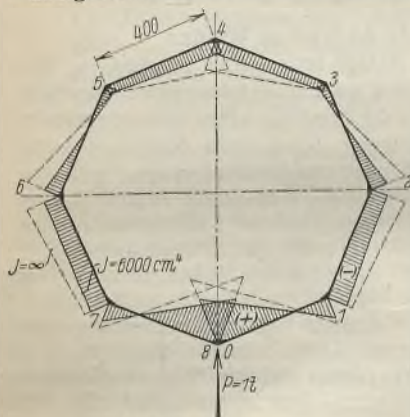


Abb. 6. Momente.

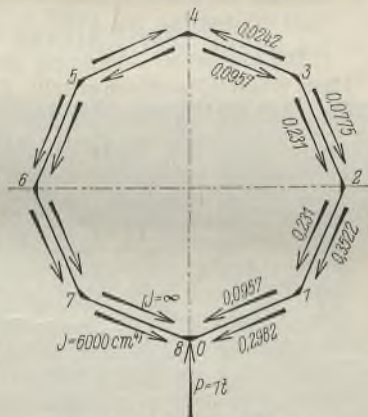


Abb. 7. Stützkräfte.

3. Ableitung der Formeln für eine tangential Lastverteilung.

Bei tangentialer Lastverteilung gelangt man zu demselben System simultaner Differenzgleichungen 2 und 3 wie bei radialer Lastverteilung. Nur die zur Bestimmung der Konstanten dienende Gl. 1a lautet hier (vgl. Abb. 8)

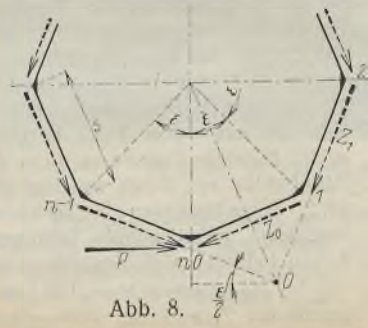


Abb. 8.

$$(1a') \quad M_{x-1} - M_x(1 + 2 \cos \epsilon) + M_{x+1}(1 + 2 \cos \epsilon) - M_{x+2} = -Z_x s \sin \epsilon + P_x s \sin \frac{\epsilon}{2}.$$

Auch die allgemeinen Lösungen Gl. 10 u. 11 des simultanen Gleichungssystems behalten ihre Gültigkeit. Die Konstanten C_1 bis C_6 müssen neu bestimmt werden.

Mit Rücksicht auf die Polarsymmetrie gilt die Beziehung

$$(25) \quad M_x = -M_{n-x}$$

Nach derselben Umformung wie unter d) folgt daraus

$$(26) \quad C_2 = -C_1 \beta_1^n, \quad C_4 = -C_3 \beta_3^n, \quad C_6 = -C_5 \beta_5^n.$$

Ferner muß $M_0 = 0$ sein.

Daraus ergibt sich

$$C_1 + C_2 + C_3 + C_4 + C_5 + C_6 = 0$$

oder mit den Gl. 26

$$(27) \quad C_1(\beta_1^n - 1) + C_3(\beta_3^n - 1) + C_5(\beta_5^n - 1) = 0.$$

Aus $Z_0 = Z_n$ erhält man dieselbe Gl. 13

$$\begin{aligned} (C_1 + C_2 \beta_2^{n+1}) \alpha_1 (\beta_1 - 1) (\beta_1^n - 1) + \\ (C_3 + C_4 \beta_4^{n+1}) \alpha_3 (\beta_3 - 1) (\beta_3^n - 1) + \\ (C_5 + C_6 \beta_6^{n+1}) \alpha_5 (\beta_5 - 1) (\beta_5^n - 1) = 0. \end{aligned}$$

In diese Gleichung die Gl. 26 eingesetzt, folgt

$$(28) \quad C_1 \frac{\alpha_1}{\beta_1} (\beta_1 - 1)^2 (\beta_1^n - 1) + C_3 \frac{\alpha_3}{\beta_3} (\beta_3 - 1)^2 (\beta_3^n - 1) + C_5 \frac{\alpha_5}{\beta_5} (\beta_5 - 1)^2 (\beta_5^n - 1) = 0.$$

Die der Gl. 14 entsprechende Gleichung lautet für die tangentiale Lastverteilung

$$C_1 \beta_1 (\beta_1^n - 1) - C_2 \beta_2^{n-1} (\beta_1^n - 1) + \dots = P s \sin \frac{\epsilon}{2}$$

und bei Beachtung der Gl. 26

$$(29) \quad C_1 (\beta_1^n - 1) (\beta_1 + \beta_2) + C_3 (\beta_3^n - 1) (\beta_3 + \beta_4) + C_5 (\beta_5^n - 1) (\beta_5 + \beta_6) = P s \sin \frac{\epsilon}{2}.$$

Die Auflösung der Gl. 27, 28 u. 29 ergibt bei Berücksichtigung der Gl. 4 u. 6

$$\begin{aligned} C_1 &= -\frac{P}{2 \cos \frac{\epsilon}{2}} \cdot \frac{\alpha_1}{(\alpha_1 - \alpha_2)(\alpha_1 - \alpha_3)(\beta_1^n - 1)}, \\ C_3 &= -\frac{P}{2 \cos \frac{\epsilon}{2}} \cdot \frac{\alpha_3}{(\alpha_3 - \alpha_1)(\alpha_3 - \alpha_2)(\beta_3^n - 1)}, \\ C_5 &= -\frac{P}{2 \cos \frac{\epsilon}{2}} \cdot \frac{\alpha_5}{(\alpha_5 - \alpha_1)(\alpha_5 - \alpha_2)(\beta_5^n - 1)}. \end{aligned}$$

Der Ausdruck für das Moment lautet daher

$$(30) \quad M_x = -\frac{P}{2 \cos \frac{\epsilon}{2}} \left\{ \frac{\alpha_1 (\beta_1^x - \beta_1^{n-x})}{(\alpha_1 - \alpha_2)(\alpha_1 - \alpha_3)(\beta_1^n - 1)} + \frac{\alpha_2 (\beta_2^x - \beta_2^{n-x})}{(\alpha_2 - \alpha_1)(\alpha_2 - \alpha_3)(\beta_2^n - 1)} + \frac{\alpha_3 (\beta_3^x - \beta_3^{n-x})}{(\alpha_3 - \alpha_1)(\alpha_3 - \alpha_2)(\beta_3^n - 1)} \right\}.$$

Für die Stützkraft erhält man

$$(31) \quad Z_x = -\frac{P}{2 \cos \frac{\epsilon}{2}} \left\{ \frac{\alpha_1^2 (\beta_1 - 1) (\beta_1^x + \beta_1^{n-x-1})}{(\alpha_1 - \alpha_2)(\alpha_1 - \alpha_3)(\beta_1^n - 1)} + \frac{\alpha_2^2 (\beta_2 - 1) (\beta_2^x + \beta_2^{n-x-1})}{(\alpha_2 - \alpha_1)(\alpha_2 - \alpha_3)(\beta_2^n - 1)} + \frac{\alpha_3^2 (\beta_3 - 1) (\beta_3^x + \beta_3^{n-x-1})}{(\alpha_3 - \alpha_1)(\alpha_3 - \alpha_2)(\beta_3^n - 1)} \right\}.$$

Bei komplexen Wurzeln α und β lassen sich auf gleiche Weise, wie bei radialer Lastverteilung, Formeln für M_x und Z_x ableiten. Sie lauten mit den Konstanten

$$\begin{aligned} A &= b \alpha_1, \quad B = a(a - \alpha_1) + b^2, \\ C' &= \cos \frac{n}{2} \varphi \sin \frac{n}{2} \gamma, \quad D' = \sin \frac{n}{2} \varphi \cos \frac{n}{2} \gamma, \\ N' &= \frac{1}{2} b [(a - \alpha_1)^2 + b^2] (\cos n \varphi - \cos n \gamma), \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \mathfrak{R}_1^{(mt)} &= \frac{\alpha_1}{[(a - \alpha_1)^2 + b^2] (\beta_1^n - 1)}, \\ \mathfrak{R}_2^{(mt)} &= \frac{AC' + BD'}{N'}, \quad \mathfrak{R}_3^{(mt)} = \frac{BC' - AD'}{N'}. \end{aligned}$$

$$(32) \quad M_x = -\frac{P}{2 \cos \frac{\epsilon}{2}} \left[\mathfrak{R}_1^{(mt)} (\beta_1^x - \beta_1^{n-x}) - \mathfrak{R}_2^{(mt)} \cos\left(\frac{n}{2} - x\right) \varphi \sin\left(\frac{n}{2} - x\right) \gamma + \mathfrak{R}_3^{(mt)} \sin\left(\frac{n}{2} - x\right) \varphi \cos\left(\frac{n}{2} - x\right) \gamma \right].$$

$$\begin{aligned} \Theta &= 2 \left(a \cos \frac{\varphi}{2} \sin \frac{\gamma}{2} - b \sin \frac{\varphi}{2} \cos \frac{\gamma}{2} \right), \\ H &= 2 \left(a \sin \frac{\varphi}{2} \cos \frac{\gamma}{2} + b \cos \frac{\varphi}{2} \sin \frac{\gamma}{2} \right), \\ \mathfrak{R}_1(z) &= \frac{\alpha_1^2 (\beta_1 - 1)}{[(a - \alpha_1)^2 + b^2] (\beta_1^n - 1)}, \\ \mathfrak{R}_2(z) &= \mathfrak{R}_2^{(m)} \Theta - \mathfrak{R}_3^{(m)} H, \\ \mathfrak{R}_3(z) &= \mathfrak{R}_3^{(m)} \Theta + \mathfrak{R}_2^{(m)} H, \end{aligned}$$

$$(33) \quad Z_x = \frac{-P}{2 \cos \frac{\varepsilon}{2}} \left[\mathfrak{R}_1(z) (\beta_1^x + \beta_1^{n-x-1}) + \mathfrak{R}_2(z) \cos \left\{ \frac{1}{2} (n-1) - x \right\} \varphi \cos \left\{ \frac{1}{2} (n-1) - x \right\} \gamma - \mathfrak{R}_3(z) \sin \left\{ \frac{1}{2} (n-1) - x \right\} \varphi \sin \left\{ \frac{1}{2} (n-1) - x \right\} \gamma \right]$$

Bei $J = \infty$ erhält man

$$(34) \quad Z_x = -\frac{P}{n} \left[\frac{1}{\cos \frac{\varepsilon}{2}} + 2 \cos \left(\frac{1}{2} + x \right) \varepsilon \right]$$

$$(35) \quad M_x = -\frac{P_s}{4 \sin \frac{\varepsilon}{2}} \left[\frac{1}{n} (2 \cotg \frac{\varepsilon}{2} - \cotg \varepsilon) \sin \varepsilon x - (1 - \cos \varepsilon x) \left(1 - \frac{2x}{n} \right) \right]$$

Die Gl. 34 läßt sich auch auf einfache Weise durch Belastungs-umordnung direkt aus der Gl. 23 ableiten.

2. Zahlenbeispiel. Bei demselben werden die gleichen Abmessungen und Steifigkeitsverhältnisse wie bei dem für radiale Last-richtung vorausgesetzt. Es sind dann auch die α - und β -Werte die gleichen und man erhält nach Gl. 32 u. 33

$$\begin{aligned} M_0 &= 0, & Z_0 &= -0,4311 \text{ t}, \\ M_1 &= -18,28 \text{ tcm}, & Z_1 &= -0,1619 \text{ t}, \\ M_2 &= +5,19 \text{ tcm}, & Z_2 &= +0,0152 \text{ t}, \\ M_3 &= +10,99 \text{ tcm}, & Z_3 &= +0,0365 \text{ t}, \\ M_4 &= 0. \end{aligned}$$

Bei $J = \infty$ ergibt sich aus Gl. 34 u. 35

$$\begin{aligned} M_0 &= 0, & Z_0 &= -0,3663 \text{ t}, \\ M_1 &= -31,03 \text{ tcm}, & Z_1 &= -0,2310 \text{ t}, \\ M_2 &= +5,61 \text{ tcm}, & Z_2 &= -0,0396 \text{ t}, \\ M_3 &= +23,09 \text{ tcm}, & Z_3 &= +0,0957 \text{ t}, \\ M_4 &= 0. \end{aligned}$$

Die Proben

$$\sum_0^n M_x \sin \varepsilon x \quad \text{und} \quad \sum_0^n Z_x \cos \left(\frac{1}{2} + x \right) \varepsilon = P = 1 \text{ t}$$

stimmen genau.

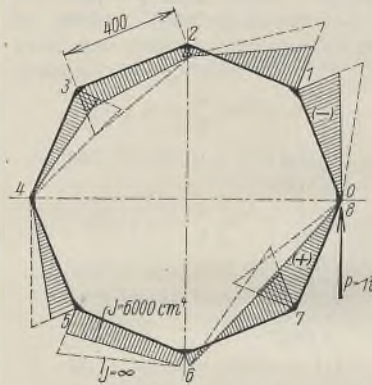


Abb. 9. Momente.

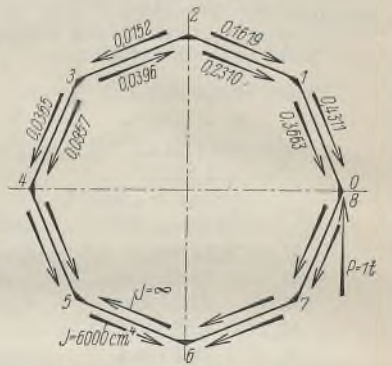


Abb. 10. Stützkräfte.

In die Abb. 9 u. 10 wurden die errechneten Werte des Zahlenbeispiels eingetragen. Es fällt dabei auf, daß die Momente des elastischen und vollkommen starren Ringes stark voneinander abweichen. Dies ist dadurch ohne weiteres erklärlich, daß bei elastischem Stabring der größte Teil der tangentialen Last P von den beiden Stützstäben 0-1 und 0-7 aufgenommen wird, während bei vollkommen starrem Stabring ein größerer Teil der Last in die anderen Nutzstäbe geleitet wird, die dann im Ring selbst die größeren Biegemomente erzeugen.

Tafelglasfabrik nach dem Fourcault-Ziehverfahren in Weiden (Oberpfalz).

Alle Rechte vorbehalten.

Von Oberingenieur E. Möckel, Saarbrücken.

1. Allgemeines.

Bekanntlich wurde in Deutschland bis zum Jahre 1920 Fenster- und Tafelglas nach dem Mundblaseverfahren hergestellt, derart, daß durch Glasbläser mit einer mehr oder minder langen Pfeife aus der Schmelzwanne ein Klumpen flüssiges Glas herausgeholt und zu großen Zylindern geblasen wurde, welche nachher aufgeschnitten, in Strecköfen wieder erwärmt und von Hand zu ebenen Platten gebügelt wurden. Dieses Verfahren war mehr als 100 Jahre dasselbe geblieben, nur war beim Bau neuerer Hütten darauf Rücksicht genommen, den Glasbläsern durch geeignete Lüftungseinrichtungen während ihrer schweren Arbeit etwas Kühlung zu verschaffen. In Belgien und der Tschechoslowakei verwendete man bereits seit einigen Jahren Maschinen nach dem Verfahren Fourcault bzw. Libbey-Owens, um das Glas in einem endlos fließenden Band aus der Glaswanne herauszuziehen. Bei dem Fourcault-Verfahren steigt das Glas in senkrechter Richtung hoch und wird, nachdem das Band eine gewisse Höhe erreicht hat, abgeschnitten und abgebrochen. Bei dem Verfahren nach Libbey-Owens steigt das Glasband auch zunächst senkrecht hoch, wird jedoch dann um eine Walze waagrecht abgebogen und läuft nun in einem Kanal auf Walzen bis zu einem Abscheidetisch. In Deutschland ist nur eine Glashütte nach dem Libbey-Owens-Verfahren in Betrieb, während jedoch etwa zehn Hütten nach dem Fourcault-Verfahren arbeiten. Mit diesen Verfahren ist durch eine wesentliche Verminderung der Arbeitskräfte, ferner durch die Verringerung der Arbeitsvorgänge, durch Verringerung des Glasbruches und schließlich durch die Erhöhung der Erzeugung gegenüber dem Mundblaseverfahren eine wesentliche Verringerung der Herstellungskosten verbunden. Im Anfang verursachte die Herstellung unverzerrten Glases im maschinellen Verfahren gewisse Schwierigkeiten. Heute sind jedoch diese Schwierigkeiten mit der Vervollkommnung des Verfahrens fast verschwunden. Um mit dem Ausland erfolgreich in Wettbewerb treten zu können, waren die deutschen Glashütten gezwungen, ihre Erzeugung ebenfalls maschinell einzurichten. Nachstehend ist eine der modernsten Anlagen nach dem Fourcault-Ziehverfahren, die der Tafel-, Salinen- und Spiegelglasfabriken A.-G. in Nürnberg gehörende Tafelglasfabrik in Weiden (Oberpfalz) eingehend beschrieben. Diese Anlage wurde von der Firma B. Seibert G. m. b. H., Saarbrücken, erbaut.

In enger Zusammenarbeit und ständiger Fühlungnahme mit dem Leiter des genannten Unternehmens, Generaldirektor Dr. Seeling, wurde die gesamte Gestaltung der Neuanlage in Weiden nach bautechnischen und glasfachmännischen Gesichtspunkten entworfen und festgelegt.

2. Beschreibung der Anlage in Weiden.

Die allgemeine Anordnung der Anlage ist aus Abb. 1 ersichtlich. Die Hütte ist für 9 Maschinen erstellt. Zuerst wurden nur 6 Maschinen eingebaut. Ein Jahr nach Inbetriebnahme wurden die 3 restlichen Maschinen aufgestellt.

Die Rohstoffe für die Glaserzeugung: Sand, Soda, Kalk und Sulfat werden mittels fahrbarer Transportbänder von Eisenbahnwagen nach den geräumigen Rohbunkern im Gebäudeteil A-B 1-7 (vgl. Abb. 1, 2 u. 3) befördert. In einem an diese Rohbunker anschließenden Mischraum werden die jeweils geeigneten einzelnen Rohstoffe unter Benutzung automatischer Waagen gemischt und mittels eines Becherwerkes in besondere Bunker von 75 m³ Inhalt befördert. Der für einen guten Schmelzprozeß erforderliche Glasscherbenzusatz wird aus den daneben liegenden Scherbenbunkern von ebenfalls 75 m³ Inhalt entnommen. Diese Scherben entstehen beim Ziehprozeß sowie beim Schneiden des Glases und werden durch geeignete Fördereinrichtungen aus dem Maschinen- bzw. Schneidesaal zu den Scherbenbunkern gebracht (Abb. 3).

Die eigentliche Schmelzwanne (in der Ofenhalle) ist etwa 30 m lang und hat 6 m lichte Breite. Das Gemenge und die Scherben werden auf der Einlegebühne vor Kopf der Wanne mittels kleiner Wagen aus den Bunkern abgezogen und in die Wanne geschüttet. Rechts und links von der Ofenhalle sind in Anbauten die Temperöfen eingebaut, in welchen die für den Wannenbetrieb benötigten Schwimmer und Debiteusen auf die erforderliche Temperatur gebracht werden. Unter Debiteusen versteht man die aus einem Stück hergestellten gebrannten Tonkörper, welche in der flüssigen Glasmasse unter den Maschinen sitzen. Sie weisen einen Mittelschlitz auf, durch welchen die Glasmasse in die Maschinen gezogen wird. Beim Einsetzen der Tonkörper in die flüssige Glasmasse muß eine bestimmte, ziemlich hohe Temperatur vorhanden sein. In einem weiteren Anbau befinden sich Kesselhaus und Schmiede.

Im eigentlichen Maschinenhaus sind im Anschluß an die Schmelzwanne die Ziehwannen angeordnet, welche drei Kreuzformen bilden und

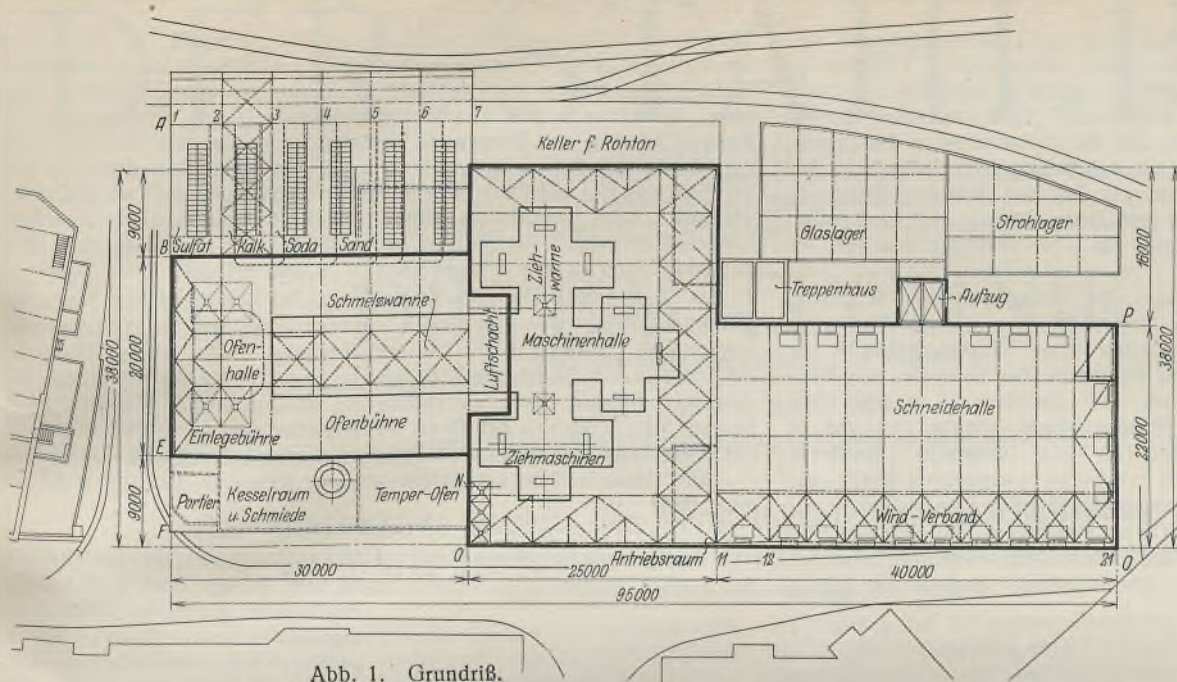


Abb. 1. Grundriß.

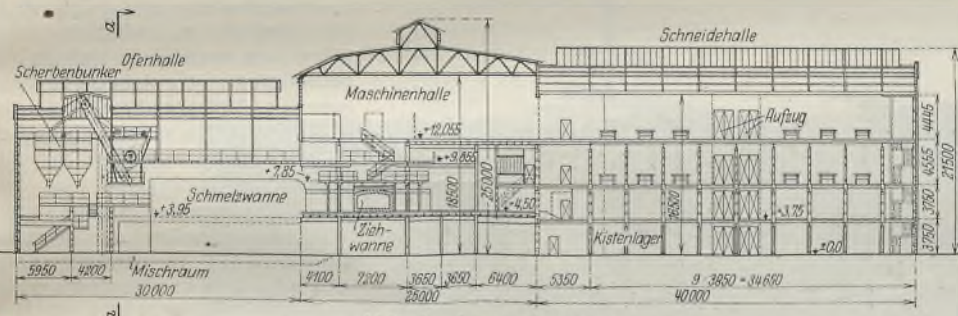


Abb. 3. Längsschnitt.

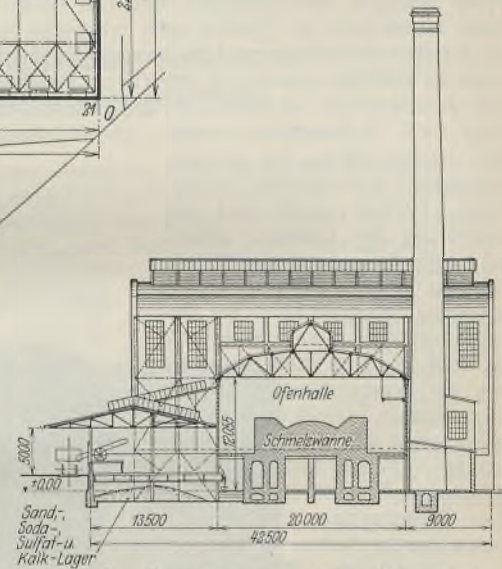


Abb. 2. Querschnitt durch die Ofenhalle.

über welchen die Ziehmaschinen von etwa 5 bis 5,5 m Höhe sitzen. In dieser Halle befinden sich:

- die Hauptbühne auf + 4,5 m Höhe zur Regelung und Beobachtung der Temperatur des flüssigen Glases in der Ziehwanne, Einsetzen der Debitusen, Einleiten des Ziehvorganges usw.,
- eine um die Ziehmaschinen herum angeordnete Zwischenbühne auf + 7,85 m Höhe zur Maschinenbedienung und Entfernen von evtl. Bruchglas beim Springen des Glasbandes während des Ziehens,
- eine Abschneidebühne auf + 9,855 m Höhe, auf welcher das Glasband, wenn es eine bestimmte regulierbare Höhe erreicht hat, abgeschnitten wird,
- eine Abbrechbühne auf + 12,055 m Höhe, auf welcher die angeschnittenen Scheiben abgebrochen und auf Holzgestelle gestapelt werden (Abb. 3 u. 4).

Von hier aus werden die Glasgestelle mittels kleiner Hubwagen in die Schneidehalle P-O 11-21 (Abb. 1) gebracht. In zwei großen Sälen von je 22 m Breite und 40 m Länge sind an den Wänden entlang eine Anzahl Schneidetische aufgestellt, auf welchen das Glas sortiert und geschnitten wird. Gleichzeitig wird in diesen Räumen das Glas verpackt. Die für die Verpackung benötigten Kisten werden im Kistenlager (Erdgeschoß der Schneidehalle) angefertigt (Abb. 3). Auf Höhenkote + 3,75 befindet sich eine Bühne von 40 · 22 m, welche als Lagerraum für Glaskisten dient. Ein weiteres Glaslager ist in einem besonderen, direkt am Anschlußgleis liegenden Bau untergebracht. In einer Abteilung dieses Anbaues befindet sich das Strohlager zur Stapelung des für die Verpackung benötigten Strohes. — Dem Verkehr zwischen den beiden Schneidestuben, dem Strohlager, dem Kisten- und Glaslager dienen zwei an der Seitenwand

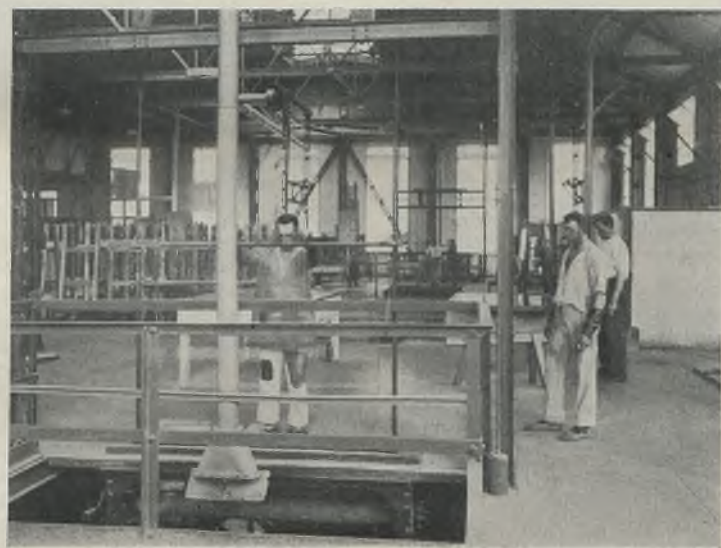


Abb. 4. Abbrechen einer Glasscheibe.

Sowohl Ofen- wie Maschinenhaus sind wegen der hohen auftretenden Temperaturen mit durchlaufenden Entlüftungshauben versehen. Ferner sind in den Bühnen des Maschinenhauses an geeigneten Stellen Lüftungsschächte und Ventilatoren eingebaut, um den Arbeitern an den Maschinen frische bzw. bewegte Luft zuzuführen.

Die Belichtung erfolgt durch durchlaufende Oberlichter in den Hallenfirsten, sowie große Fensterflächen in den Umfassungswänden.

Soweit wie möglich sind sämtliche Bühnen im Ofen- und Maschinenhaus unabhängig von den auf eigenen Fundamenten ruhenden Schmelz- und Ziehwanne gelagert. Wo dies wegen der Kanalführung der Wannen nicht möglich war, sind die Auflager der Bühnenträger und Unterzüge mit Walzenlagern ausgestattet, um ein ungehindertes Ausdehnen der Wannen zu ermöglichen. Bei der Größe der Wannen treten bei Inbetriebnahme Längenänderungen bis zu 80 mm auf. Bei einer Glashütte in Belgien wurde bei einem neugebauten Werk beobachtet, daß schwere Stützen aus Σ 26 bis zu 90 mm verschoben waren und durch die Einspannung im Boden und an der oberen Bühne eine Σ -Form angenommen hatten. Hierdurch sind auch erhebliche Spannungen im Wannenmauerwerk selbst aufgetreten. Ein weiteres Erfordernis für ein einwandfreies Arbeiten der Maschinen ist die nachträgliche Regulierung der Seiten- und Höhenlage derselben, je nach Ausdehnung der Wannen nach Inbetriebnahme bzw. nach großen Wannenreparaturen.

3. Bauliche Ausbildung.

a) Durchbildung des Daches, der Wände und Bühnen. Die Dacheindeckung bei allen Hallen besteht aus eisenarmierten, 8 cm dicken Bimsbetonstegezementdielen mit doppelter teerfreier Papplage. Im

Hallenfirst sind breite Oberlichter, teilweise mit Lüftungsaufsätzen, vorgesehen. Alle Wände sind einhalbsteinstark ausgemauert. Die Bühnen sind je nach ihrer Bestimmung als Riffelblechbühnen oder aus I-Trägern mit Betonbelag und Holzpflaster durchgebildet. Eine Ausnahme hiervon machen die Ofenbühne im Ofenhaus und die Hauptbühne im Maschinenhaus, welche aus Ziegelgewölben mit darüberliegender Rollschicht bestehen, da es vorkommen kann, daß ein Teil der flüssigen Glasmasse bei Reparaturen oder Wannenbruch auf diese Bühnen geschöpft wird. Die Bühnen sind je nach Erfordernis für eine Nutzlast von 400 bis 1500 kg/m² berechnet.

b) Aufnahme und Ableitung von waagerechten Kräften. Um die vielfachen Arbeitsvorgänge innerhalb der einzelnen Hallen in keiner Weise zu beeinträchtigen, durften keine Diagonalverbände zur Ableitung von waagerechten Kräften im Innern der Gebäude eingebaut werden. Die Maschinenhalle ist bis zum Dachfirst 25 m hoch, die Schneidehalle 21,5 m. Außer der Windbelastung, welche nach den in Bayern gültigen Bestimmungen mit 150 kg/m² senkrecht getroffener Fläche einzusetzen ist, kamen noch erhebliche waagerechte Kräfte aus dem Maschinenbetrieb hinzu. Um eine möglichst große Standsicherheit der Hallen zu erhalten, wurden in der Ofen-, Maschinen- und Schneidehalle hohe Windverbände im Untergurt der Hallenbinder eingebaut. An den Längs- bzw. Giebelwänden wurden zur Ableitung waagerechter Kräfte breite Portale hinter der einhalbsteinstarken Ausmauerung vorgesehen. Hierbei mußte auf die Ausdehnung der Gebäude infolge der großen Temperaturunterschiede Rücksicht genommen werden, um zusätzliche Spannungen in der Gebäudekonstruktion zu vermeiden. Aus dem Grundriß (Abb. 1) ist die Lage der Windverbände und Portale ersichtlich. Durch diese Anordnung können sich die Gebäudeteile nach allen Seiten frei ausdehnen. Aus diesem Grunde wurden sämtliche Gebäudestützen als Pendelstützen durchgebildet.

c) Ofenhalle. Die Ofenhalle ist 20 m breit und 30 m lang. Die über der Einlegebühne befindlichen Gemenge- und Scherbenbunker mit einem Gesamtvolumen von 150 m³ sind an den Dachbindern aufgehängt, ebenfalls alle zur Bedienung der Bunker und der Aufzugsvorrichtungen erforderlichen Bühnen, da durchgehende Stützen für die im Keller liegenden Gaswechseltrommeln und die Führung der Rauch- und Gaskanäle für die Wannenbeheizung hinderlich waren. Die Ofenbühne auf + 3,95 m Höhe ist einerseits in den Längswänden gelagert, andererseits liegen die Träger auf dem Fundamentmauerwerk der Wannen auf Walzenlagern.

d) Maschinenhalle. Die Maschinenhalle ist 25 m breit und 38 m lang. Die Stützenanordnung für die übereinanderliegenden Bühnen ist bedingt durch die Stellung der Maschinen und Lage der Ziehwannen. Ein Teil der Stützen im Innern der Halle ist bis zur Abbrechbühne durchgeführt. Zwischen Maschinen- und Ofenhalle durfte auf eine Breite von

20 m keine Stütze gestellt werden. Von B7 nach E7 ist aus diesem Grunde ein schwerer Unterzug zur Aufnahme der Dachbinder der Maschinenhalle und der Pfetten der Ofenhalle eingebaut. An diesen Unterzug sind ferner die Abbrech- und Abschneidebühne vorgelagert. Weiterhin ist an diesem Unterzug eine Trennwand angehängt zum Abschluß der Ofen- von der Maschinenhalle, um zu verhindern, daß der feine Gemengestaub von der Einlegebühne nach der Maschinenhalle zieht und in die Ziehmaschinen eindringt. Auch zwischen Maschinen- und Schneidehaus ist ein derartiger Unterzug eingebaut, da Stützen beim Durchfahren der Glasgestelle von den Maschinen zu den Schneidetischen hindern würden.

e) Schneidehaus. Das Schneidehaus ist 22 m breit und 40 m lang. Mit Rücksicht auf die erheblichen Nutzlasten aus den drei übereinander angeordneten Bühnen ist die Stützenentfernung in der Längsrichtung zu 3,85 und in der Querrichtung zu 5,50 m gewählt. Da die Höhenlage der einzelnen Bühnen durch die Bühne der anschließenden Maschinenhalle bedingt war, ergab sich bei dieser Stützenentfernung die für die Stapelung der Kisten usw. erforderliche Höhe der einzelnen Geschosse.

Die Gesamtansicht der Anlage von der Bahnseite aus ist aus Abb. 5 ersichtlich.

4. Verschiedenes.

Das Gesamtgewicht der Stahlkonstruktion des Bauwerkes einschließlich der Bunker, Becherwerke, Skipförderung usw. beträgt etwa 1300 t. Die

Aufstellung wurde mit Stahl-Montagemasten in drei Monaten durchgeführt. Alle Nebenarbeiten, Einrichtungen, das Mauern der Wannen usw., wurden nach einem aufgestellten Zeitplan in verhältnismäßig kurzer Zeit beendet, so daß die Inbetriebnahme der Anlage zu dem bei den Auftragverhandlungen in Aussicht genommenen Zeitpunkt erfolgen konnte. Dies war bei der großen Mannigfaltigkeit der auf einem beschränkten Raum auszuführenden Arbeiten nur dadurch möglich, daß in gewissen Zeitabständen Besprechungen stattfanden, bei welchen alle am Bau und der Einrichtung der Anlage beteiligten Firmen vertreten waren. Die Einrichtung der Anlage hat sich

glänzend bewährt, so daß sie als Musteranlage für maschinelles Ziehen von Glas dienen kann. In der letzten Zeit sind Bestrebungen im Gange, die Anzahl der Maschinen zu verringern, die Breite der Maschinen jedoch zu vergrößern. Hierdurch hofft man, den Glasfluß in der Ziehwanne günstiger zu gestalten und die Herstellungskosten für das Glas durch die geringere Zahl von Arbeitern noch weiter herabzudrücken. Bei der ebenfalls von der Firma B. Seibert G. m. b. H., Saarbrücken, im Jahre 1930 erbauten zweiten Fabrik der Rheinischen Ziehglas A.-G. in Porz-Urbach sind z. B. nur noch 3 Maschinen vorgesehen mit einer Kapazität von etwa 80% gegenüber einer Anlage von 9 Maschinen. Ähnliche Anlagen mit 8 bis 10 Maschinen wurden von der gleichen Stahlbauanstalt ferner in Sulzbach a. d. Saar, St. Ingbert a. d. Saar und Torgau a. d. Elbe errichtet.



Abb. 5. Ansicht der Schneide- und Maschinenhalle.

Verschiedenes.

Wie spart man Prozeßkosten? Wer wird im Zeitalter der allgemeinen Wirtschaftsnot nicht an Prozeßkosten zu sparen trachten? Auf kaum einem Gebiet aber ist das so leicht und lohnend und dennoch zugleich so unbekannt, wie in dem ach so dicht bevölkerten Landstrich, wo die Zivilprozeßparteien wohnen.

Zunächst die Vorschußpflicht: An sich gibt es Zahlbefehl oder Termin erst nach Zahlung der Gebühr. Sie entfällt aber, 1. wenn sie dem Kläger Schwierigkeiten bereitet, z. B. sein Hauswesen oder Geschäft benachteiligt, oder 2. wenn er durch Verzögerung schwer ersetzbaren Schaden leiden würde, z. B. Verjährung droht oder der Gegner ist im fortschreitenden Vermögensverfall oder will ins Ausland. Nachweis wird nicht erfordert: „Glaubhaftmachung“ genügt, im Fall 2 sogar eine „Erklärung“ des prozeßbevollmächtigten Anwalts, was fast ganz unbekannt ist. Der besondere Wert liegt in der sofortigen Terminbestimmung und dem meist raschen Versäumnis- oder Anerkenntnisurteil.

Keine Vorschußpflicht besteht beim Arbeitsgericht, ferner bei Arresten und einstweiligen Verfügungen. Diese Schnellmaßnahmen empfehlen sich zudem wegen ihrer sichernden, oft eine Klage entbehrlich machenden Wirkung.

Gebühren entfallen überhaupt bei Rücknahme der Klage vor Terminbestimmung, des Zahlbefehls vor dessen Erlaß. Bei Vergleich, Versäumnis- oder Anerkenntnisurteil entfällt die gerichtliche Urteilsgebühr. Bei Klagerücknahme nach Terminbestimmung, aber vor der Verhandlung beträgt die Prozeßgebühr ein Viertel.

Ein wichtiges, fast nie angewandtes Mittel ist die Beachtung der Stufen. Die unterste Grenze ist 20 RM. Ein Pfennig mehr, und die Gebühr springt bis zur folgenden (60 RM) aufs Doppelte: die einfache Gerichtsgebühr von 1 auf 2 RM, die einfache Anwaltsgebühr von 2 auf 4 RM. Besonders bei höheren Streitwerten wirkt sich das empfindlich aus. Wer z. B. 201 RM einklagt, zahlt an Gerichtsgebühren vor Terminbestimmung eine halbe Gebühr = 4,50 RM, vor Erteilung des Versäumnisurteils nochmals diesen Betrag. Bei Beschränkung der Klage auf den „Teilbetrag“ von 200 RM hätten die beiden Gebühren zusammen nur 6 RM ausgemacht. Die Anwaltsgebühr, die bei glattstem Verlauf bei 200 RM Streitwert 15 RM ausmacht, beträgt bei 201 RM schon insgesamt 22,50 RM. Die eine Mark macht also hier schon einen Gebührenunterschied von 10,50 RM aus.

Nur wer des eigenen Sieges und der Zahlungsfähigkeit des Gegners gewiß ist, braucht sich solcher Sparsamkeit in bezug auf Kriegskosten nicht zu befleißigen. Sonst hüte man sich vor geringer Überschreitung der Stufen, zumal der Restanspruch fortbesteht und meist ohne neue Klage gezahlt wird. Amtsgerichtsrat Dr. Karl-Ludwig Schimmelbusch.

INHALT: Gehelrat A. Hertwig 60 Jahre alt. — Berechnung eines tangential und elastisch gestützten geschlossenen Stabringes. — Tafelglasfabrik nach dem Fourcault-Ziehverfahren in Weiden (Oberpfalz). — Verschiedenes: Wie spart man Prozeßkosten?

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.

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, 1. April 1932

Heft 7

Der konstruktive Aufbau des Verwaltungs- und Geschäftshaus-Neubaues für den Württ. Sparkassen- und Giroverband, Stuttgart. Zeppelinbau.

Alle Rechte vorbehalten.

Von Regierungsbaumeister Werner Ilg, Stuttgart.

An hervorragender Stelle im Stadtbild Stuttgarts wurde im Jahre 1929 mit den Arbeiten für den Zeppelinbau begonnen. Am 14. März 1931 hat die Eröffnung des einen Bauteils stattgefunden und am 27. Juni ist das ganze Bauwerk der Öffentlichkeit übergeben worden (Abb. 1).

Die nachstehenden Ausführungen mögen einen kurzen Überblick über die konstruktive Gestaltung und die technischen Maßnahmen bei der Erstellung des Gebäudes geben.

Nachdem auf Grund eines Wettbewerbes Prof. P. Bonatz und Architekt F. E. Scholer mit der Planbearbeitung beauftragt worden waren, wurde der im März 1930 verstorbene Regierungsbaumeister Dr.-Ing. Jackson und als dessen Stellvertreter und Nachfolger der Verfasser mit der Aufstellung der statischen Berechnung, der konstruktiven Beratung und der Oberbauleitung für den konstruktiven Rohbau beauftragt.

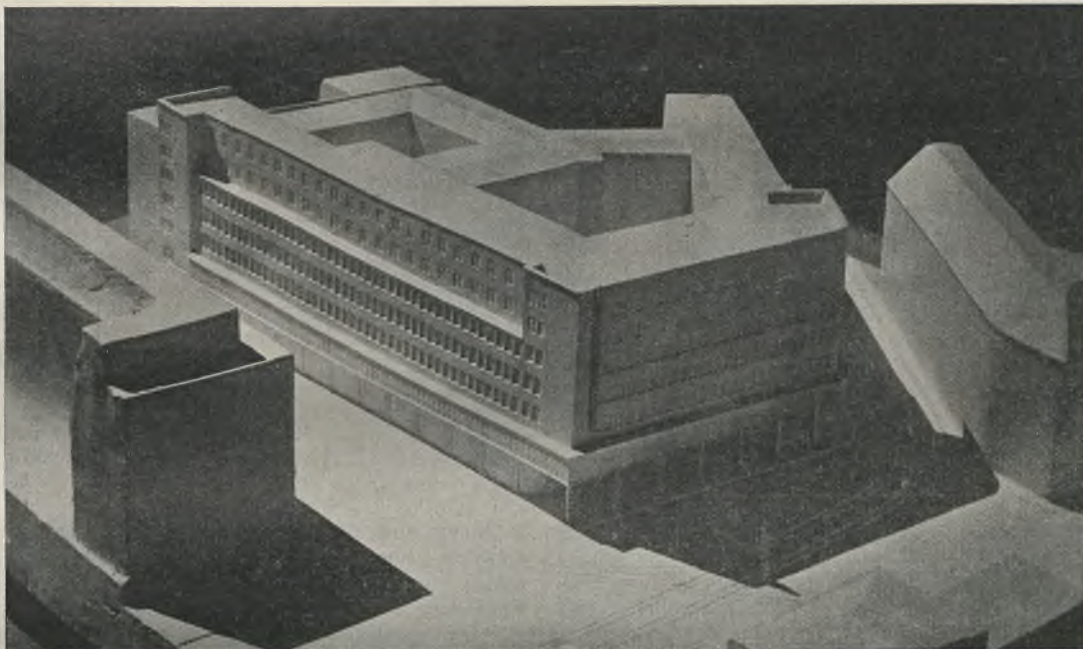


Abb. 1. Modellaufnahme des Zeppelinbaues in Stuttgart.

Baugrund, Absprißung der Baugrube und Erdaushub.

Von der Erstellung des der Baustelle benachbarten Hindenburgbaues, bei dem die vorgenannten Ingenieure beratend tätig waren, sowie von den Untersuchungen im übrigen Bahnhofgelände war bekannt, daß mit einem verhältnismäßig schlechten Baugrund zu rechnen war. Zunächst wurde deshalb eine größere Anzahl von Bohrungen vorgenommen, die einen systematischen Aufschluß über die Tiefe des tragfähigen Grundes erbringen sollten. Schon früher hatte sich ein Gutachten von Prof. Dr. Moersch und Baumeister Emil Kübler an Hand von Ausschachtungen mit dem Zustand des Untergrundes befaßt. Durch eine teilweise bis zu 8 m mächtige, diluviale, zähe Schlackschicht hindurch wurde in einer Tiefe von 3 bis 7 m unter der Oberkante Kellerfußboden ein mit 2 bis 3 kg/cm² belastbarer, fester Gipskeuper (K_m) gefunden. Bei diesen Untersuchungen, zu denen Landesgeologe Dr. Kranz zugezogen war, konnte gleichzeitig die Höhe des artesisch gespannten Grundwasserspiegels ermittelt werden, der sich etwa 2,60 bzw. 1,80 m über Kellerfußboden befand.

Schon beim Erdaushub, mit dem am 20. Juni 1929 begonnen wurde, traten die ungünstigen Grenzverhältnisse in Erscheinung. Mit Rücksicht auf die lebhaft befahrene Lautenschlagerstraße und den Hindenburgplatz, sowie die unmittelbar auf der Grenze stehenden Nachbargebäude und

im Hinblick auf die spätere Gründung waren besondere Maßnahmen für die Baugrubenabsteifung nötig. Kleinere Rutschungen der verhältnismäßig jungen Auffüllung der oberen Schichten veranlaßten weiter mit besonderer Vorsicht zu Werke zu gehen. Zur Erreichung einer von Sprießen möglichst freien Baugrube wurden entlang der Straßenfront im Abstand von rd. 1,50 m Holzpfähle eingerammt, die nach Abb. 2 befestigt wurden.

Die Querschnittsermittlung der Rundpfähle erfolgte unter Zugrundelegung einer Einspannung im Erdreich und Anlagerung im Punkt B. Mittels gekrümmter Schrauben mit Widerhaken und kurzen C-Profilstücken wurde eine sachgemäße Befestigung der Dielen erreicht (Einzelheit A, Abb. 2). Entlang dem Hindenburgplatz wurde dasselbe System der Baugrubenabsteifung angewendet mit der Abänderung, daß statt Holzpfählen entsprechende I-Profile zur Verwendung kamen. Für

die Bodeneinspannung wurden die vorgebohrten Löcher nach Einbringen der Träger mit Beton ausgestampft. Obgleich diese Art der Sprießung sich als durchaus zweckmäßig und standsicher erwies, konnte sie an der Südwestgrenze nicht verwendet werden, da eine Rammung von der Außenseite mit Rücksicht auf die Nachbargebäude, von der Baugrube her aus Gründen des vorgeschrittenen Erdaushubes nicht möglich war.

Inzwischen war die Bearbeitung der Gründung soweit gediehen, daß an Hand wirtschaftlicher Überlegungen einer Pfahlrammung als der zweckmäßigsten Fundierungsart der Vorzug gegeben werden mußte. Der Pfahlungsplan zeigt an der Südwestgrenze eine Aufteilung in einzelne, zusammengebundene Pfahlbankette. Um trotz Absprißung mit der 4 t-Menck-Hambrock-Ramme bis zu den äußersten Pfählen gelangen zu können, mußte ein System gewählt werden, das sich ebenfalls gut bewährte (Abb. 3). Mit besonderer Vorsicht war an den Nachbargrenzen der Rückfront vorzugehen. Die Gebäude, die sich teilweise in nicht durchaus erfreulichem Bauzustand befanden, wurden mit Klinkermauerwerk unterfangen bis auf die Tiefe der jeweiligen Fundamentsohle des Neubaues. Die Ausführung erfolgte in Stücken von 1,50 bis 2 m im Schachtbetrieb. Ein großer Teil der Fundamentmauern der Nachbargebäude wurde durch Zementeinpressungen mittels Kompressor gesichert. Sobald ein Teil der Baugrube ausgebagert war, konnte mit der Rammung begonnen werden.

Deckanstrich mit Bitumen. Wegen erheblicher Witterungsschwierigkeiten mußte der größte Teil der Baugrube mit Planen abgedeckt und der Betonboden mit Flammenwerfern getrocknet werden. Sowohl Bodendichtung als Stützwanddichtung wurde darauf mit einem 5 bzw. 3 cm starken Mörtel mit Trikosalzusatz überzogen, auf den die Bodenkonstruktion bzw. die Wasserdruckstützwände gelegt werden konnten.

Bodenkonstruktion.

Von einer Aufteilung der Bodenfläche in umgekehrte Tonnengewölbe oder Pilzkonstruktionen mußte infolge der unregelmäßigen Stützenstellung und der verschiedenen Bodenhöhen Abstand genommen werden. Ebenso wurde eine Schwergewichtskonstruktion wegen des größeren Erdaushubes und des dadurch vermehrten Wasserdrucks ausgeschaltet. Eine umgekehrte Plattenbalkenkonstruktion in hochwertigem Zement erwies sich hier als zweckmäßig. Die erforderliche Entwässerung des Kellergeschosses konnte mit den notwendigen Minimalgefällen in der Bodenplatte von 45 bzw. 55 cm Höhe untergebracht werden. Als Auftrieb wurde der Berechnung die Höhendifferenz zwischen höchstem Grundwasserspiegel und Unterkante Isolierschicht zugrunde gelegt. Nach Abzug der Gegenlast ergab sich für den höher gelegenen Teil des Kellers ein wirksamer Auftrieb von 850 kg/m², für den tiefer gelegenen Teil ein Auftrieb von 1500 kg/m². Hierbei wurde eine evtl. Nutzlast nicht in Rechnung gestellt.

Die Stützenfüße für die Eisenbetonstützen wurden unter Zugrundelegung einer Pressung von 10 kg/cm² in der Bodenkonstruktion untergebracht. Die zwei unter der Straßenhöhe liegenden Geschosse wurden zweckmäßigerweise in Eisenbeton hergestellt (Abb. 4), da eine Reihe von Stützen, besonders an der Südwestgrenze, außerhalb der Dichtung liegen und außerdem ein ordnungsmäßiger Verbund zwischen Stützwänden und Decken einerseits und Stützenfüßen und Bodenkonstruktion andererseits erreicht werden konnte. Die Stützenlasten liegen im Mittel ungefähr bei 270 t. Die maximale Last wird erreicht mit 390 t in Stütze 85.

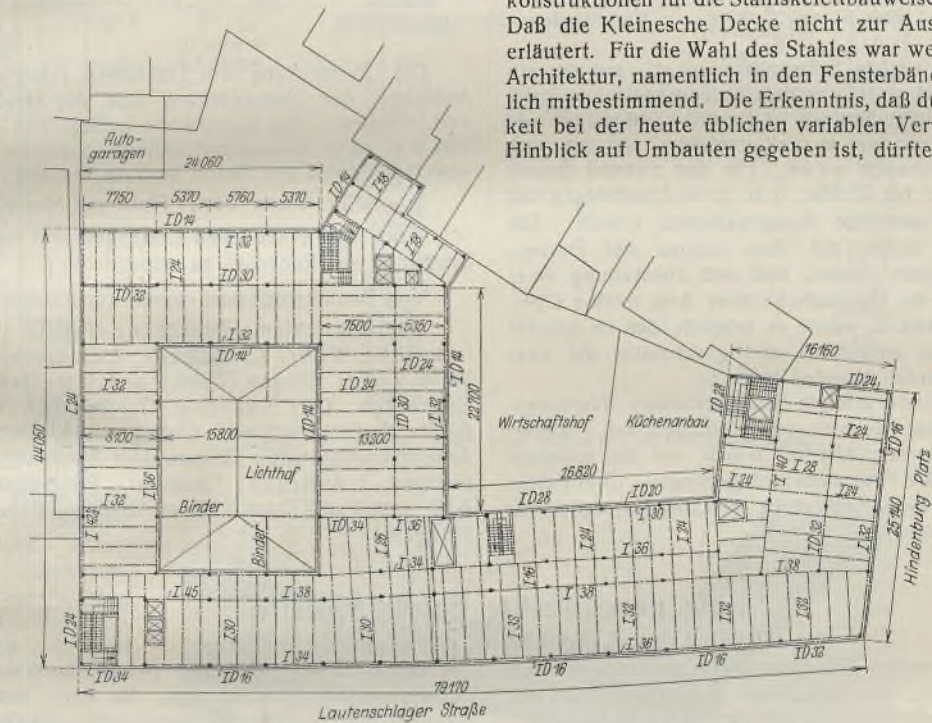


Abb. 6. Grundriß und Trägerlagen im Erdgeschoß.

Untergeschosse.

Der in den Untergeschossen liegende zweistöckige Tresor mit einem lichten Ausmaß von 13,20/9,65 m und einer gesamten lichten Höhe von 5,55 m erhielt in Wänden, Boden und Decke außer Längs-, Quer- und Diagonalbewehrung eine starke, sich dreifach überkreuzende Ringarmierung. Die obere Decke als Fußboden der Kassenhalle wurde als Pilzdecke konstruiert. Die Zwischendecke besteht zur Erreichung geringstmöglicher Konstruktionshöhen aus Stahlkonstruktion mit Eisenbetonplattendecke. Im wesentlichen wurde für die Tresorwände Schmelzzement verwendet. Außer den konstruktiven Sicherungen sind eine Reihe mechanischer und elektrischer Schutzmaßnahmen getroffen worden, auf die nicht weiter eingegangen sei.

Sämtliche Decken über den Untergeschoßräumen wurden als Eisenbetonrippendecken in hochwertigem Zement mit einer Konstruktionshöhe von etwa 32 cm ausgeführt. Für die Auflagerung der Stahlkonstruktionsstützenfüße für den Hochbau, die im Erdgeschoß nicht in Erscheinung treten durften, wurde bei einer Druckbeanspruchung in den Stützen von $\sigma_b = 45 \text{ kg/cm}^2$ eine etwa 1 m lange Rundeisenspirale, Durchmesser 10 mm, mit einer Ganghöhe von 70 mm eingebracht (Abb. 5). Trotz der Einschnürung des Eisenbetonquerschnittes am Träger wurde durch Vergrößerung der Vouten und durch Einlegen von brillenförmigen Rundeisen die Kontinuität aufrecht erhalten.

Infolge der natürlichen Teilung des Gebäudes in zwei Bauteile wurde an der Grenze der beiden eine Trennfuge in der Eisenbetonkonstruktion durchgeführt, die sich auch auf die hochgehenden Stützwände ausdehnt. Im weiteren Bauverlauf wurden die beiden Teile jeweils unabhängig voneinander erstellt, wobei maßgebend war, daß die Zweckbestimmung des einen Bauteils feststand, dagegen die des anderen Bauteils erst später erfolgen und für diesen mehr Bauzeit zur Verfügung gestellt werden konnte.

Bei der Verwendung der Untergeschosse als Lagerräume war eine Nutzlast von 500 kg/m² maßgebend, die nur bei der Decke über dem Heiz- und Kohlenkeller überschritten wurde, da diese einen Teil der Hofffläche bildet. Zu der Nutzlast von 1000 kg/m² kam hier jeweils eine Alternativbelastung aus Einzellast mit 5 t Raddruck in der Feldmitte sämtlicher Konstruktionsglieder. Diese Last ergibt sich aus der Annahme von ausgezogenen Feuerleitern im ungünstigsten Fall.

Obgleich später ein geringer Teil der Eisenbetonkellerdecke infolge der Anforderung für eine Nutzlast von 2500 kg/m² verstärkt werden mußte, so erscheint es doch wirtschaftlicher unter Voraussetzung von Verstärkungsmöglichkeit, bei Gebäuden vorliegender Art nicht die gesamten Flächen für größere Nutzlasten als 500 kg/m² zu bemessen. Die verwendete Unterkonstruktion wurde in Stahl hergestellt.

Stahlskelett.

Das einschließlich Untergeschosse acht bzw. neun Stockwerke hohe Gebäude wurde nach eingehenden Wirtschaftlichkeitsuntersuchungen vom Erdgeschoßfußboden ab in Stahlkonstruktion durchgeführt. Vergleichende Lastermittlungen ergaben eine rd. 12 bis 15 prozentige Lastenersparnis, wobei allerdings in der Kleineschen Decke eine der leichtesten Deckenkonstruktionen für die Stahlskelettbauweise zugrunde gelegt werden konnte. Daß die Kleinesche Decke nicht zur Ausführung kam, ist weiter unten erläutert. Für die Wahl des Stahles war weiterhin die feine Gliederung der Architektur, namentlich in den Fensterbändern der Straßenfronten, wesentlich mitbestimmend. Die Erkenntnis, daß durch Stahl eine größere Freizügigkeit bei der heute üblichen variablen Verwendung derartiger Gebäude im Hinblick auf Umbauten gegeben ist, dürfte allgemein durchgedrungen sein.

Die Anlage des Grundrisses (Abb. 6) berechnete zu der Auffassung, daß eine besondere konstruktive Maßnahme zur Windaussteifung nur während der Montage notwendig war. Die Erstellung der vier Treppenhäuser bestärkte dies um so mehr, da diese durch ihre Lage und Ausführung besonders geeignet waren, als aussteifende Türme mit natürlichem Diagonalverband in den Treppenhäusern zu wirken.

Als Nutzlasten waren vorgesehen:

Für die Untergeschoßdecken, die drei anschließenden Decken, Terrassen und Treppen 500 kg/m², für die restlichen Geschoßdecken 200 kg/m² zuzüglich

150 kg/m² für Bimssteinzwischenwände; die Dachdecken wurden für 250 kg/m² Nutzlast berechnet, um eine spätere Benutzbarkeit nicht auszuschließen. Zunächst wurde jedoch als Dachdeckung Tekuta auf Holzschalung mit einer Zwischenlage aus einfacher Pappe aufgebracht. Die Beläge, die teils aus Sandschüttung und Diaragipsestrich mit Linoleum, teils aus Steinplatten in Asphalt hergestellt wurden, hatten Eigengewichte von 115 bzw. 220 kg/m².

Unter Ausnutzung der behördlichen Bestimmungen wurde die Beanspruchung der Träger mit 1400 kg/cm² begrenzt. Für die Stützen war unter Einrechnung der Biegebeanspruchung von anschließenden Trägern aus Eigenlast + Nutzlast eine Spannung von 1200 kg/cm² maßgebend.

Bei der endgültigen Bearbeitung des Stahlskeletts war die Erreichung einer ebenen Deckenunterseite, soweit irgend möglich, eine wesentliche Forderung des Architekten. Außerdem mußten die Stützen auf zwei Seiten frei von Trägeranschlüssen sein. Dies veranlaßte bei einer grundsätzlichen Deckenträgerentfernung von rd. 2 m die Anordnung derselben in $\frac{1}{6}$ und $\frac{1}{2}$. Die Decke zwischen den Trägern wurde als Bimsbetonrippendecke in Höhe von 28 bis 40 cm hergestellt. Diese Ausführung war geeignet, die Ansprüche des Architekten, des Schall- und Wärmefachmanns sowie des Statikers zu befriedigen. Wie aus dem Grundriß (Abb. 6) ersichtlich, ist jeweils an den Stützen durch die vorgenannte Trägereinteilung die Möglichkeit für Rohfahrten gegeben, andererseits war eine Herstellung rahmenartiger Konstruktionsglieder in der Querrichtung des Baues ausgeschaltet. Die Anschlüsse der Hauptträger an den Stützen erfolgten daher in der Weise, daß außer der Scherplatte und dem Auflagerwinkel ein Winkel an der Stütze über dem Profil angebracht wurde, wobei die Fuge zwischen Trägeroberflansch und Winkel mit Stahlkeilen ausgefüllt und damit eine gewisse Einspannung, die rechnungsmäßig außer Betracht blieb, hergestellt wurde.

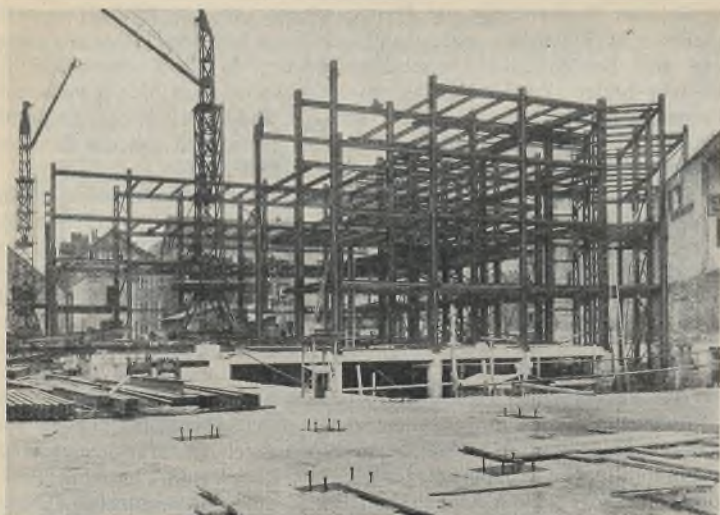


Abb. 7. Verschiedene Montagezustände.

Die Montage erfolgte teils mittels Schwenkkranen, die auf der abgebolzten Untergeschoßdecke liefen, teils mittels Aufzugsböcken in Stahl. Am 1. März 1930 wurden die ersten Stützen im Bauteil 1 aufgestellt und am 30. April waren die Arbeiten dort so weit gefördert, daß nur noch unwichtige Konstruktionen einzubauen waren. Für den zweiten Bauteil waren in der Zeit vom 11. April bis 30. Mai, d. h. in 40 Arbeitstagen mit Ausnahme der Treppenträger sämtliche Konstruktionen erstellt. Die Montage des ersten Bauteils mußte mit dem Einbau der Deckenkonstruktion Hand in Hand gehen, derart, daß nach Herstellung eines Teils des Stahlskeletts (Abb. 7) die Rippendecke über dem dritten Obergeschoß eingebracht wurde. Dadurch wurde es möglich, daß im Schutze dieser Decke sämtliche übrigen ausgeführt und gleichzeitig die zwei obersten Geschosse montiert werden konnten (Abb. 8.)

Die Ummantelung der Stützen erfolgte in Bimsbeton, Mischungsverhältnis 1:6, wobei der für das Einlegen von Leitungen usf. erforderliche Querschnitt ausgespart wurde. Hierbei wurde auf das zulässige Maß an Überdeckung bezüglich der Feuersicherheit gegangen. Unmittelbar vor Einbringen der Decken wurden sämtliche Konstruktionsteile mit einer Zementschlempen angestrichen.



Abb. 8.

Die Überdeckung des Lichthofes erfolgte mit Dreiecksbindern zur Aufnahme der Glasbedachung und der Staubdecken samt Schnee- und evtl. Nutzlast. Die Spannweite beträgt $l = 15,50$ m bei einer Pfeilhöhe von 2 m. Die Binderkonstruktionen erhielten einen Bleimennigeanstrich, soweit sie nicht von Beton umhüllt wurden.

Insgesamt kamen 1300 t Stahl zur Montage.

Trotz des erheblichen Umfanges war kein Bauunfall während der Erstellung des Rohbaues zu verzeichnen.

Von Bauunternehmern waren am Rohbau vor allem beteiligt:

Stahlkonstruktion: Maschinenfabrik Eßlingen A.-G., Eßlingen und Gebr. Wöhr, Eisenwerk, Unterkochen (Lieferung und Montage), Wilh. Luig, Illingen (Württ.) und I. Haller, Schwennigen (Lieferung). Erdarbeiten: Karl Kübler A.-G., Stuttgart. Pfahlgründung: Ed. Züblin & Cie A.-G., Stuttgart. Untergeschoßdecken: Vorgenannte Firmen in Arbeitsgemeinschaft. Grundwasser-Isolierung: Ed. Züblin & Cie. A.-G., Stuttgart, I. A. Braun, Cannstatt. Bimsbetondecken: Ed. Züblin & Cie, A.-G. und Karl Kübler A.-G. in Arbeitsgemeinschaft und Ludwig Bauer, Stuttgart.

Alle Rechte vorbehalten.

Eine geschweißte Bahnsteighalle.

Von Dipl.-Ing. E. Teichmann, Obergeringieur, Duisburg.

Der Anwendung der elektrischen Schweißung im Stahlbau werden besonders ihre Wirtschaftlichkeit, die Schaffung neuer Konstruktionsmöglichkeiten und das gute Aussehen geschweißter Bauwerke nachgerühmt. Während die beiden letzten Vorzüge ohne Einschränkung anerkannt werden können, ist die Wirtschaftlichkeit in hohem Maße von der Art der Konstruktion abhängig. Man kann sie in erster Linie dann als gegeben ansehen, wenn von den beiden die Gesamtkosten bildenden Faktoren, Gewicht und Einheitspreis, der erste durch die Anwendung des Schweißverfahrens erheblich vermindert wird. Das ist nicht immer der Fall. Lassen sich auch bei schweren Konstruktionen Gewichtsersparnisse bis zu 20% erzielen, so darf man doch nicht übersehen, daß bei leichten Bauwerken, die wie die nachstehend beschriebene Bahnsteighalle bei verhältnismäßig großen Stützweiten nur geringe Belastungen aufzunehmen haben, die Rücksicht auf die zulässige Durchbiegung und eine gewisse Mindeststärke der Bauteile die volle Ausnutzung häufig nicht zuläßt. Immerhin kann man den Unterschied im Gewicht der geschweißten und der genieteten Konstruktion durch eine Vergleichsberechnung ziemlich genau feststellen. Schwieriger ist die Ermittlung des Unterschiedes in den Herstellungskosten. Es wäre verfehlt, die heute von den Stahlbauunternehmen geforderten Preise als Maßstab zu nehmen; denn einerseits handelt es sich hierbei noch vielfach um Einführungspreise, andererseits fehlt der Kalkulation eine einwandfreie Vergleichsbasis, solange die allgemeine Wirtschaftslage eine einigermaßen gleichmäßige Beschäftigung der Schweißwerkstatt unterbindet. Eine Ersparnis bei den Herstellungskosten darf man vom Schweißverfahren mit Sicherheit dort erwarten, wo viele Verschiedenheiten der Werkstücke die Aufwendungen für Zeichner- und Vorzeichnerarbeiten in die Höhe treiben und eine schablonenmäßige Bearbeitung einer Nietkonstruktion wie auch das paketweise Bohren vieler gleicher Bleche unmöglich machen würden. Gerade unter diesem Gesichtspunkte war die Anwendung des Schweißverfahrens bei der Halle für den Postbahnsteig des neuen Duisburger Hauptbahnhofes berechtigt; denn hier wurde durch den Gleisplan die in Abb. 1 wiedergegebene ganz unregelmäßige Grundrißform bedingt, welche die Verschiedenheit aller Binder und Unterzüge zur Folge hatte.

Der Bahnsteig wird von sieben Hauptbindern überspannt, die, wie der Querschnitt (Abb. 2) zeigt, die Form von vollwandigen einhäutigen Rahmen mit Pendelstütze haben. Ihre kleinste Stützweite ist 12,70 m, die größte 20,83 m. Die Binder sind durch Randunterzüge miteinander verbunden; jedes Paar dieser Unterzüge trägt zwei Zwischenbinder, so

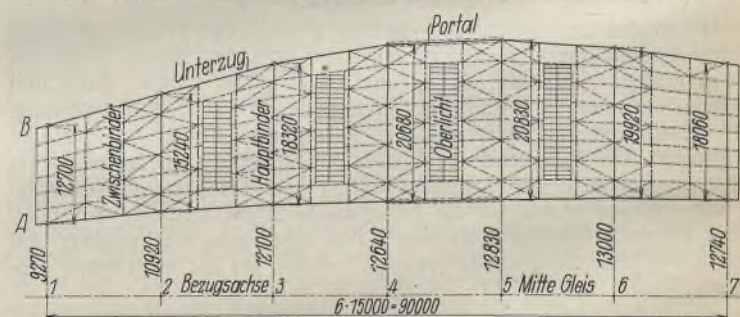


Abb. 1. Grundriß.

daß die auf den Haupt- und Zwischenbindern aufliegenden Pfetten 5 m Stützweite haben. Als Eindeckung ist Pappe auf Holzschalung und hölzernen Sparren vorgesehen. Da die Firstlinie sowie die beiden Traufkanten waagrecht gehalten wurden, ergaben sich bei der stark wechselnden Breite des Daches windschiefe Dachflächen. Vier Oberlichter mit Drahtglas auf Kittsprossen dienen dem Lichteinfall in den mittleren Teil der allseitig offenen Halle. Für die Aufnahme der in der Längsrichtung wirkenden Windkräfte wurden in beiden Stützenreihen in einem mittleren Felde Portalrahmen eingebaut.

Abb. 2 zeigt die konstruktiven Einzelheiten der Binder. Diese sowohl wie auch die Unterzüge sind aus 8 mm starken Stehblechen mit Flachstahlaussteifungen und ebenso starken Gurtplatten von 220 bis 260 mm Breite zusammengesetzt. Die 5,6 mm starken Schweißnähte sind in der Abbildung durch Sinnbilder kenntlich gemacht. Im Bereich der Zug-

zusehen, weil diese weniger Zeit erfordern und von der Witterung unabhängig sind.

Die Hallenkonstruktion des Duisburger Postbahnsteiges wurde von Herrn Oberbaurat Krabbe von der Reichsbahndirektion Essen im Einvernehmen mit der Postverwaltung entworfen und seitens der Gesellschaft Harkort in Duisburg rechnerisch und konstruktiv durchgearbeitet und ausgeführt. Sie hat ein Gewicht von 76 t, das sind rd. 44,8 kg/m²;

hiervon entfallen auf die Schweißkonstruktion 61,3 t, worin die Schweißnähte mit etwa 1,3 t enthalten sind. — Die beigelegten Abbildungen dürften den Eindruck vermitteln, daß das Aussehen des geschweißten Stahlbaues, verglichen mit den gewohnten Nietkonstruktionen, durch die Einfachheit der Formgebung sowie durch die ruhige Flächen- und Schattenwirkung bedeutend gewinnt. Unsere Architekten werden sich diesen Vorzug des neuzeitlichen Verfahrens sicherlich zunutze machen.

Windversteifung und Windverteilung bei amerikanischen Wolkenkratzern.

Alle Rechte vorbehalten.

Von A. Dürbeck, Berlin-Pankow.

Im Anschluß an eine Reihe von Aufsätzen über die zukünftige Entwicklung beim Bau amerikanischer Wolkenkratzer in Eng. News-Rec. vom 19. Februar 1931¹⁾ sind drei Aufsätze in Eng. News-Rec. vom 4., 11. und 18. Juni 1931 erschienen, die eine Erweiterung des statischen und konstruktiven Fragenkomplexes beim Bau dieser Hoch- und Höchsthäuser bringen.

In den Ausführungen von D. C. Coyle wird ein Überblick über die gegenwärtigen Theorien der Windaufnahme in Stahlskeletthäusern in Amerika gegeben; A. Smith schreibt über Größe der Windlasten und Materialbeanspruchungen und H. V. Spurr über Durchbiegung und Aussteifung von Turmhochhäusern.

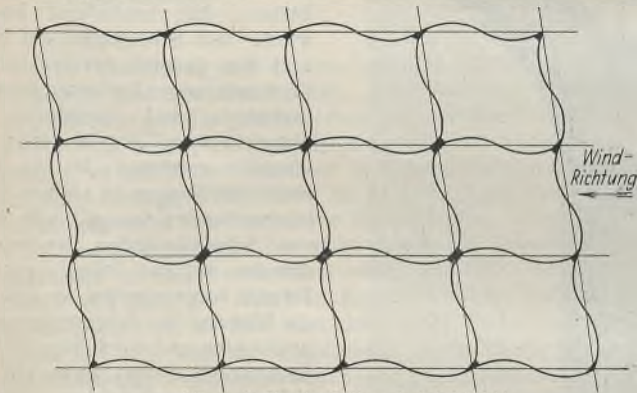
Auch für den deutschen Stahlbauingenieur werden diese Ausführungen von Interesse sein, obwohl er bei seinen Bauten oft andere Wege geht, die ihm die große Anzahl vorzüglicher Arbeiten deutscher Statiker vorzeichnen.

I. Überblick auf die gegenwärtigen Theorien.

Im ersten Aufsatz stellt D. C. Coyle die Portaltheorien bei der angenäherten Berechnung von Skelettkonstruktionen den Theorien über die Auslegermethoden gegenüber.

A. Portaltheorien (Abb. 1).

Nach der Portaltheorie²⁾ besteht jedes Stockwerk aus Portalen mit je einem Unterzug und zwei Stützen, deren Länge gleich der Entfernung der Wendepunkte der elastischen Linie von Mitte bis Mitte zweier benachbarter Geschosse ist. Die gesamte Scherkraft aus dem Winddruck wird gleichmäßig durch die Decke auf die Einzelportale verteilt. Das Biegemoment aus dem Wind ist für jeden Trägeranschluß das gleiche und zwar gleich dem Gesamtmoment dividiert durch die Anzahl der Verbindungen. Die senkrechte Belastung einer Stütze ist gleich dem Moment jedes Einzelportales dividiert durch den Stützenabstand. Innere Stützen gehören zwei Portalen an, haben daher das doppelte Biegemoment und die doppelte Scherkraft aufzunehmen wie die äußeren Stützen und erhalten bei gleicher Feldweite keine senkrechten Lasten.



Länge der Riegel u. Stützen ändert sich nicht

Abb. 1. Verbiegungen der Windjoche unter den Voraussetzungen der Portaltheorie.

1. Verfeinerung der vorhergehenden Theorie. Angenommen wird, daß Stützen mit Flanschen in der Windrichtung nur das halbe Biegemoment aufnehmen wie Stützen mit Flanschen senkrecht zur Windrichtung. Im gleichen Verhältnis werden die Stärken der Verbindungen ausgeführt und die Scherkräfte verteilt. Die senkrechte Belastung jeder Stütze ist gleich der algebraischen Summe der Scherkräfte in den Verbindungsriegeln.

2. Verfeinerung. Angenommen wird, daß die Stützen ihre anfallenden Scherkräfte und Momente im Verhältnis ihrer Trägheitsmomente zur Windrichtung übertragen. Die Verbindungen an jeder Stütze werden nach dem auftretenden Biegemoment ausgeführt, die senkrechten Lasten nach 1. berechnet.

¹⁾ Stahlbau 1931, S. 236 u. f.: A. Dürbeck, Bauliche Fragen bei der Weiterentwicklung amerikanischer Wolkenkratzer.

²⁾ Anmerkung: Der Ausdruck „Portaltheorie“ ist irreführend, da die in Betracht kommenden Skelettkonstruktionen — auf die Erdscheibe bezogen — statisch als eingespannte Freiträger zu werten sind.

3. Verfeinerung. Angenommen wird, daß die Scherkräfte nach jedem Verbindungspunkte im Verhältnis der $I:I$ des Stützenquerschnitts zur Riegellänge an der betreffenden Rahmenecke verteilt werden.

4. Verfeinerung. Die Morris-Roß-Methode ergänzt die vorhergehende Art durch Berücksichtigung der Verdrehungen an den Rahmenecken. — Alle sogenannten Portaltheorien haben folgende Voraussetzungen (vgl. Abb. 1):

- Die Decken (nicht identisch mit den einzelnen Riegeln!) bleiben eben und waagrecht.
- Die Systemlängen ändern sich nicht.

B. Kragarmtheorie (Abb. 2).

1. Nach Fleming³⁾ wird angenommen, daß sich der Stockwerkrahmen unter der Windlast verbiegt und daß die Größe der senkrechten Lasten in den Stützen ihrem Abstand von der Schwerachse unter Berücksichtigung des \pm -Vorzeichens proportional ist; ebenso verhält es sich mit dem senkrechten Zuwachs der durch die Riegel eingeleiteten Scherkräfte. Die Wendepunkte der elastischen Linie liegen in der Mitte aller Glieder⁴⁾. Die Scherkräfte werden aus dem Zuwachs der senkrechten Lasten in den Endfeldern berechnet.

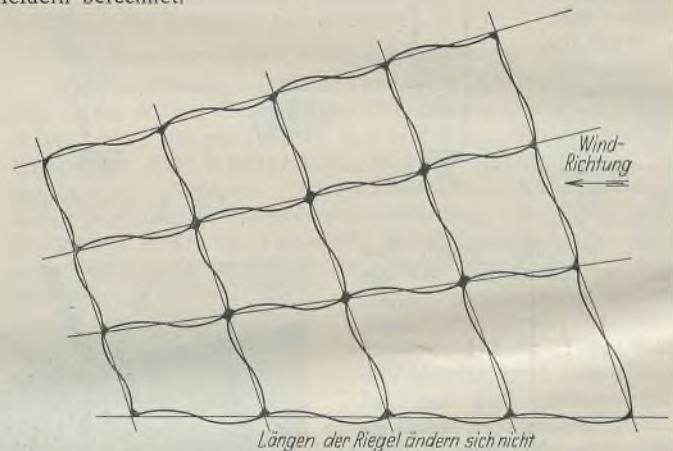


Abb. 2. Verbiegungen der Windjoche unter den Voraussetzungen der Auslegertheorie.

2. Nach Spurr's Theorie⁵⁾ wird die gesamte Windlast nach den verschiedenen Jochen im Verhältnis ihrer Steifigkeit verteilt. Die Steifigkeit wird nach dem Querschnitt der Stützen und deren Abstand von der Schwerachse bestimmt. Aus den senkrechten Lasten in den Stützen wird die Durchbiegung an der Spitze des Gebäudes (infolge der Längenänderung in den Stützen) bestimmt. Aus dem Unterschied zwischen der zulässigen Gesamtausbiegung, die für alle Joche gleich ist, und der vorgenannten errechnet sich die Ausbiegung infolge der Steifecken-Wirkung allein. Wenn in einem Felde daher die waagerechte Scherkraft und die zulässige Ausbiegung je Stockwerk bekannt sind, wird die Eckversteifung so stark gemacht, daß sie die Scherkräfte aufnehmen kann.

Im Gegensatz zur ersten Theorie werden folgende Voraussetzungen gemacht (vgl. Abb. 2):

- Die Decken bleiben wohl eben, aber nicht waagrecht.
- Die Stützen ändern ihre Länge, die Träger jedoch nicht.

C. Zukunftsmöglichkeiten.

Coyle teilt die in Betracht kommenden Bauwerke in drei Klassen ein:

1. Klasse: Kleinere oder leichtere Bauwerke, wie Wohnhäuser, Funktürme, Flugzeughallen, Fabrikgebäude, die eine Windversteifung gegen Einsturz brauchen und bei denen eine der Portalmethoden je nach Größe und Art des Gebäudes in Betracht kommt.

2. Klasse: Hierzu gehören Gebäude mit Wänden aus Mauerwerk, feuersicheren Zwischenwänden und nicht zu großen Innenräumen, so daß

³⁾ Robins Fleming, Wind Stresses in Buildings.

⁴⁾ Anmerkung: Strenge Untersuchungen von Rahmenwerken mit allerdings gegenüber amerikanischen Wolkenkratzern verhältnismäßig wenig Geschossen zeigen, daß die Verteilung nicht so regelmäßig erfolgt und auch die Wendepunkte nicht in Stützenmitte liegen.

⁵⁾ Henry V. Spurr, Wind Bracing.

keine oder nur geringe Windaussteifung erforderlich ist und eine Berechnung nach A 1 oder A 2 die gesetzlich geforderte Sicherheit in praxi reichlich ergibt. Gebäude, die nicht zu groß sind, aber unten große, stützenlose Räume haben, erhalten eine hinreichende Windsteifigkeit, wenn sie mit 146 kg/m^2 berechnet werden.

3. Klasse: Hierzu gehören alle Hochhäuser und Wolkenkratzer, in denen sich Menschen aufhalten und wo Schwingungserscheinungen eine Rolle spielen. Die meisten großen Türme dieser Gebäude sind nach Portalmethode A 1 oder einer Abart berechnet⁶⁾. Bei bedeutenden und wichtigen Bauwerken empfiehlt sich die Anwendung der Theorie nach B 2 durch hervorragend tüchtige Ingenieure, da hier außerdem infolge der beschränkten Durchbiegung die Beanspruchungen niedrig und die Decken eben bleiben müssen.

Für Gebäude nach Klasse 1 muß mit dem größtmöglichen Winddruck gerechnet werden unter Berücksichtigung der zulässigen Spannungen.

Für Gebäude nach Klasse 2 kommt der gesetzlich anzunehmende Winddruck in Frage, der in den erforderlichen Windversteifungen und sonstigen Bauteilen geringere Beanspruchungen ergibt als zulässig.

Bei Gebäuden der Klasse 3 soll der Winddruck im Verhältnis zu der angenommenen statischen Durchbiegung einen Wert für die Steifigkeit bilden. Die Größe der bisher vorgeschlagenen Windlasten sei hoch genug, um Zerstörungen durch rein statische Wirkung auszuschließen.

Beobachtungen der Schwingungserscheinungen aus Winddruck auf Wolkenkratzer im Zusammenhang mit Feststellung der ruhenden Lasten ermöglichen das Feststellen eines Steifigkeitsgrades.

II. Windlasten und zulässige Beanspruchungen.⁷⁾

Da Stützen in Wolkenkratzern erhebliche Knicklasten aus den Windkräften bekommen, untersucht A. Smith im obengenannten Aufsatz zunächst verschiedene amerikanische Formeln für die zulässige Knickbeanspruchung.

A. Beanspruchungen.

Im Schaubild der Abb. 3 ist der Verlauf für die in Chicago gültige Formel

$$1) \quad \sigma_{zul} = 1262 - 4,92 (l : i) \text{ (in kg/cm}^2\text{)},$$

die der Amerikanischen Gesellschaft für Zivilingenieure

$$2) \quad \sigma_{zul} = 1402 - 5,62 (l : i) \text{ (in kg/cm}^2\text{)}$$

und die der jetzt immer mehr in Gebrauch kommenden Formel des Amerikanischen Stahlbau-Verbandes

$$3) \quad \sigma_{zul} = \frac{1688}{1 + \left(\frac{l}{i}\right)^2} \cdot \frac{1}{18000} \text{ (in kg/cm}^2\text{)}$$

ersichtlich.

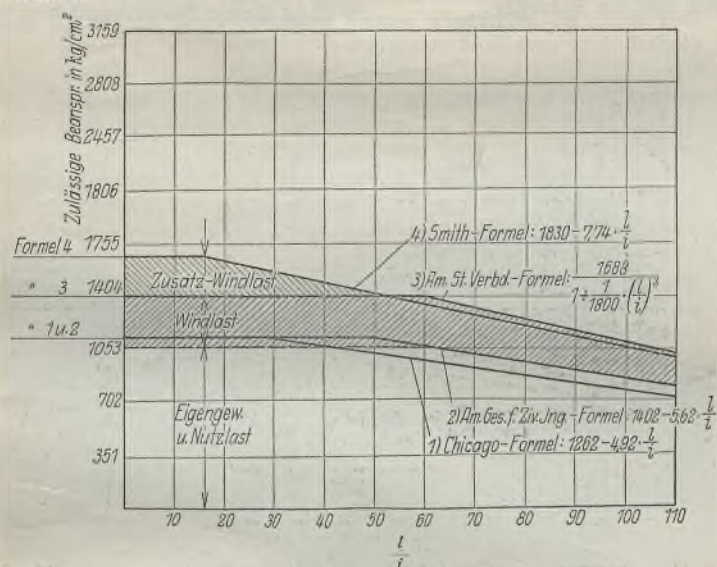


Abb. 3. Vergleich amerikanischer Knickformeln.

Da das Schlankheitsverhältnis bei Stützen in Wolkenkratzern mit hoher Windbelastung meist zwischen 30 und 12 liegt und da dafür bisher wenig Versuche an dementsprechend großen Stützen ausgeführt sind, liegt höchstwahrscheinlich die Knickfestigkeit dieser Stützen nahe an der Bruchfestigkeit des Materials. Smith schlägt auf Grund seiner kritischen Untersuchungen und von Versuchsergebnissen an Stützen mit $l : i$ zwischen 40 und 20 eine neue Formel

$$4) \quad \sigma_{zul} = 1830 - 7,74 (l : i) \text{ (kg/cm}^2\text{)}$$

⁶⁾ Anmerkung des Verfassers: Doch sind gerade einige der größten Wolkenkratzer der Neuzeit nach der Ausleger- oder Kragarmmethode berechnet. Siehe Bemerkung unter 1).

⁷⁾ Stahlbau 1930, S. 214, Prof. Maier-Leibnitz, Über die Bemessungsgrundlagen des amerikanischen Stahl-Hochbaues.

mit einer Höchstbeanspruchung von 1688 kg/cm^2 aus Eigengewicht, Nutzlast und Wind vor. Windversteifungen, die nicht durch große Eigengewichts- und Nutzlasten beansprucht werden, können bei ihrem üblichen $l : i$ nach Formel 3) oder 4) mit Vorteil bei nicht zu hoher Beanspruchung gerechnet werden.

B. Windlasten.

Bezüglich der Windlasten sind nach Smith zu untersuchen:

1. die Geschwindigkeit des Hauptluftstromes bei Orkanen,
2. die Verminderung derselben von einer bestimmten Höhe ab bis zum Fußboden,
3. der Charakter der Windstöße und ihre Wirkung auf die durchschnittliche Windgeschwindigkeit, um die größte Wirkung hervorzubringen,
4. die den Windgeschwindigkeiten entsprechenden Drücke.

Zu 1. ist zu bemerken, daß jahrelange Beobachtungen in nordamerikanischen Städten östlich der Rocky Mountains eine durchschnittliche Geschwindigkeit von 106 km/h bzw. 30 m/sec von je 5 min Dauer ergeben haben. Dabei sind in etwa 140 m Höhe über Erde Windstöße festgestellt worden, die diese Geschwindigkeit um 50% überschritten.

Über die Zunahme der Windgeschwindigkeit (Punkt 2) in Höhen von $30,5$ bis 366 m gibt Abb. 4 auf Grund der empirischen Formel: $v = v_0 \left(\frac{h}{h_0}\right)^{1/5}$ von Hellmann, auf eine größte Geschwindigkeit von 45 m/sec angewandt Auskunft.

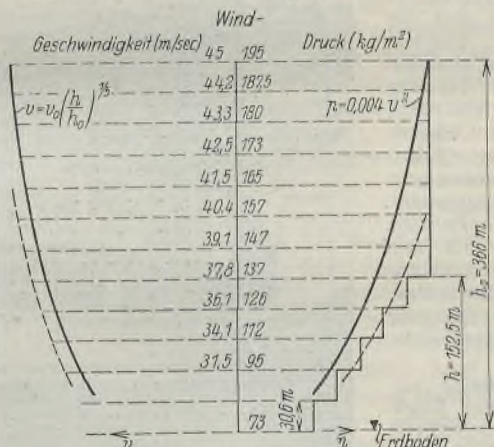


Abb. 4. Windgeschwindigkeits- und Druckabfall zwischen 366 m Höhe und dem Erdboden.

bei einem Verhältnis von Höhe zur Weite von etwa $4 : 1$ entsprechen. Für Höhen unter 150 m schlägt Smith die dargestellte Abstufung vor und tritt dafür ein, daß im allgemeinen auch direkt über der Erdoberfläche mit einem Winddruck von 73 kg/m^2 gerechnet wird.

C. Proportionales Ausbilden der Versteifungen.

Um eine ideale Windversteifung zu erhalten, müßten alle Rahmen in einem Stockwerk die gleiche Durchbiegung zusammen aus Gurt- und Füllstäben haben, d. h. die Windbeanspruchungen in den Stützen müssen verhältnismäßig dem Abstände der Stützenquerschnitte vom Schwerpunkt in jedem Stockwerkrahmen sein. Nach Smiths Angabe ist es nicht möglich, bei genieteten Verbindungen proportionale, unelastische Durchbiegungen zu erhalten, da bei verschiedenartiger Ausbildung der Versteifung in einer hintereinander liegenden Reihe von Portalen, z. B. durch Diagonalen und steife Ecken, das unelastische Fließen sehr ungleich wird. Smith erhofft einen Wegfall der übergroßen Anzahl von Anschlußwinkeln und Nieten, deren Gleiten die Verteilung der Kräfte beeinflußt, wenn das Schweißen in der Werkstatt und auf der Baustelle vollkommen zuverlässig ausgeführt werden kann. Er empfiehlt daher bei bedeutenden Arbeiten zusätzliches Schweißen zum Nieten, um unelastische Durchbiegungen zu vermeiden.

III. Ausbiegung und Versteifung.

Henry V. Spurr⁸⁾ geht bei seinen Betrachtungen zu obigem Thema davon aus, daß in Amerika in den nächsten Jahrzehnten Überwolkenkratzer von mehr als 300 m Höhe mit leichter Decken- und Wandausbildung entstehen werden. Das Hauptproblem des Baues derartiger Skelettkonstruktionen ist ihre geeignete Bemessung, um der dynamischen Wirkung der Windkräfte zu widerstehen. Die Wirkung von Windstößen an Modellen im Windtunnel zu untersuchen, hält Spurr nicht für zweckmäßig, da dabei nicht die unbekanntenen Wirbel der natürlichen Luftströme bei Gebäuden erzeugt werden können. Auch können aus den bisherigen Beobachtungen der Wetterbüros nicht die räumliche und zeitliche Aus-

⁸⁾ Spurr, Wind Bracing. Dürbeck, Bauliche Fragen bei der Weiterentwicklung amerikanischer Wolkenkratzer, Stahlbau 1931, S. 236.

dehnung von Böen, Beziehungen zwischen Geschwindigkeit und Druck, Richtungswechsel von Windstößen in einem Sturm und die Stoßwirkung auf Gebäudeflächen entnommen werden. Größeren, praktischen Erfolg verspricht sich Spurr aus Ablesungen an Meßgeräten⁹⁾ auf Türmen von Wolkenkratzern. Diese Windmessungen werden zweckmäßig noch ergänzt durch Beobachtungen über das elastische Verhalten der Gebäude, um dem Bauingenieur bessere Unterlagen für den Entwurf standsicherer und richtig elastischer Hochhäuser zu geben. Die für die Übertragung der Windlasten wichtige Frage, ob die Decken solcher Turmhochhäuser unter Winddruck eben bleiben oder nicht, beantwortet Spurr folgendermaßen: Die Stützen verkürzen oder verlängern sich proportional ihren durch das Versteifungssystem (Windträger, Unterzüge, Eckanschlüsse) eingeführten Achsiallasten. Wenn dieses System so konstruiert ist, daß den Stützen die richtigen senkrechten Lasten zugeführt werden, ändern sich

⁹⁾ Stahlbau 1931, S. 236, Dürbeck, Bauliche Fragen usw.

diese Stützen auch proportional ihrer Länge, so daß die Decken nach der Durchbiegung des Gebäudes eben bleiben.

Spurr empfiehlt die Berechnung nach der Auslegermethode für schlanke, hohe Türme der Wolkenkratzer, da sie volle Standsicherheit des Gebäudes und größte Steifigkeit für die Stützen als Gurte des eingespannten Trägers verspricht.

Da das Gewicht der Stützen einen großen Anteil an der gesamten Stahlkonstruktion bildet, empfiehlt Spurr dem entwerfenden Ingenieur ein Studium der Verteilung dieser Stützengewichte in Skelettbauten verschiedener Verhältnisse von Höhe zur Grundfläche, um den Einfluß des Windwiderstandes bei außergewöhnlichen Höhen beurteilen zu können. Als praktischer Amerikaner hält er eine Lösung dieser Aufgaben eher durch eine vernünftige, ingenieurmäßige Denkweise möglich auf Grund einer noch näher zu bestimmenden theoretischen Steifigkeit und Beobachtungen an ausgeführten Hochhäusern, ohne aber Wege zu zeigen, die uns Deutschen als gangbar erscheinen.

Verschiedenes.

Das Heim der jüdischen Jugend in Essen. Das an der Einmündung der Morschofstraße in die Ruhrallee errichtete Gebäude ist so weit fertiggestellt, daß es in Kürze seiner Bestimmung übergeben

werden kann. Abb. 1 zeigt die Ansicht von der Ruhrallee. Man sieht hier den vorgelagerten Rundbau, in welchem die Speiseräume und die Küche untergebracht sind. Die von der Mitte des Hochhauses strahlenförmig nach der äußeren Rundung verlaufenden Dachbinder sind hier auf Stützen, welche aus zwei Winkeln gebildet sind, verlagert. Oberhalb sowie unterhalb der Fenster wurden durchlaufende Träger angeordnet, von denen der obere als Fenstersturz dient, während der untere die nach innen vorgebaute Fensterbrüstung trägt. Gleichzeitig wurde durch diese Anordnung eine genaue Verlagerung der Binder und Aufteilung der Fenster gewährleistet.

Das hinter dem Rundbau aufgehende Hochhaus hat vier Stockwerke. Dieser Gebäudeteil beherbergt Musik- und Betsaal, Bibliothek, Lesezimmer und Unterhaltungsräume. Die hier auf das kleinste Breitenmaß

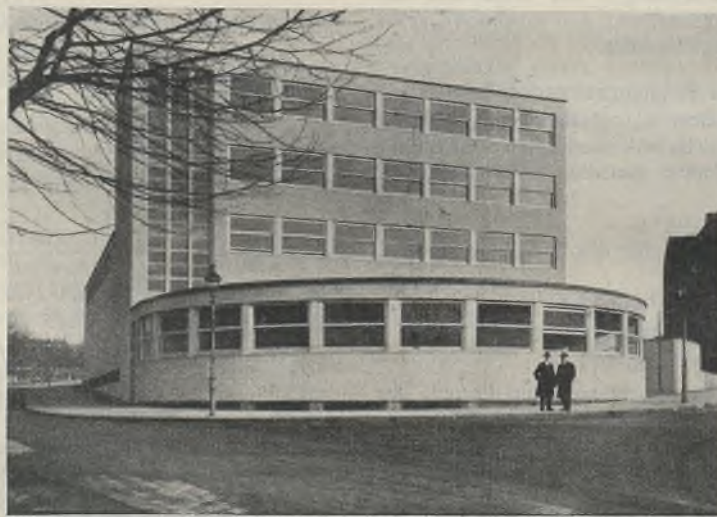


Abb. 1. Ansicht des Gebäudes von der Ruhrallee.

säulen verlagert sind. Die Turnhalle wurde vom Hochhaus durch eine Dehnungsfuge getrennt, um bei etwa auftretenden Bergschäden beiden Gebäuden getrennte Bewegungen zu erlauben. Es wurde deshalb an dieser Stelle ein Stahlrahmen aufgestellt, welcher außer den Dachlasten auch die Windlasten auf die Längswand aufnimmt, welche ihm von dem in Dachebene liegenden Windträger zugeleitet werden. An der dem Hochhaus gegenüberliegenden Wand befindet sich die Spielbühne, deren Trennwände in 8 cm Stahlfachwerk ausgeführt sind.

Das gesamte Gebäude wurde in kombinierter Bauweise, Stahl mit Mauerwerk, ausgeführt. Abb. 3 zeigt die Stahlkonstruktion bei der Montage. Bei der Turnhalle ist das Dach bereits eingedeckt. Es zeigt sich hier der Vorteil der Stahlstützen, die, auf kleinste Breite ausgebildet, in gutem Verhältnis zu den Fensterriegeln stehen (Abb. 2). Die Konstruktion des Hochhauses ist in Abb. 3 bis auf die Gratbinder und Treppengewangen aufgestellt und zum größten Teil bereits ausgemauert. — Der Entwurf zu diesem Bauwerke stammt von

dem Berliner Architekten Dipl.-Ing. Erich Mendelsohn, dem auch die örtliche Bauleitung oblag. Die Ausführung der Beton- und Mauerarbeiten erfolgte durch die Firma Dyckerhoff & Widmann, A.-G., Essen. Die gesamte Stahlkonstruktion im Gewichte von rd. 90 t lieferte und montierte die Firma Wilh. zur Nieden, Essen-Altenessen. Durch das verständnisvolle Zusammenarbeiten beider ausführenden Firmen konnte der am 1. Juli begonnene Bau bereits am 1. Oktober im Rohbau fertiggestellt werden. Essen-Altenessen. Ing. Fr. Ferse.

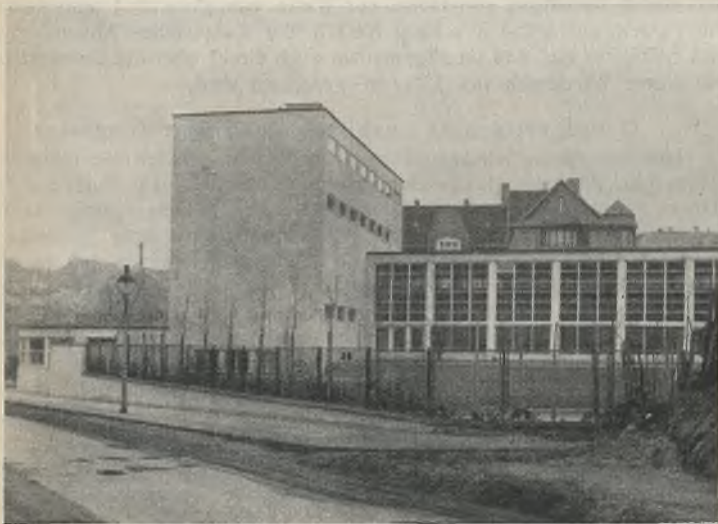


Abb. 2. Ansicht des Gebäudes von der Hofseite.

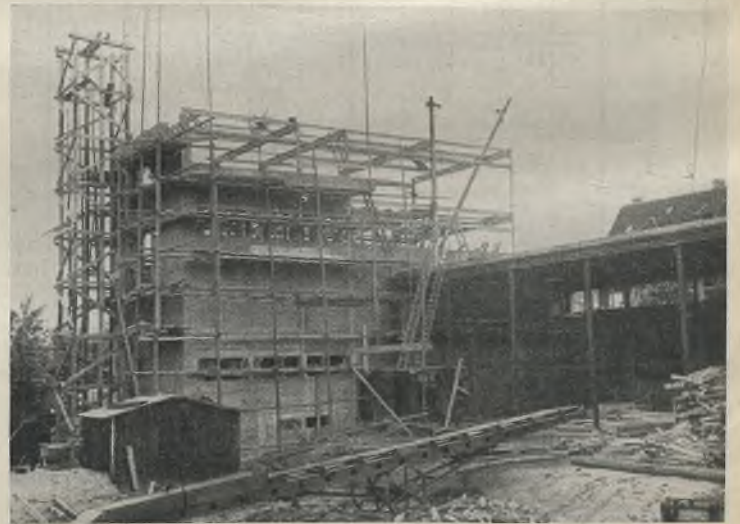


Abb. 3. Aufstellung des Stahlskeletts.

konstruierten Stützen gestatten größte Ausnutzung der Fläche für die Fenster. Daß bei diesem Gebäude größter Wert auf die Belichtung gelegt wurde, geht ohne weiteres aus der Abbildung hervor. So sieht man auch das im linken Flügel angeordnete, vom Dach des Rundbaues bis zur obersten Decke des Hochhauses durchlaufende Fenster, welches lediglich zur Belichtung des dahinterliegenden Treppenhauses dient. Die Decken sind zum größten Teil als weitgespannte Massivdecken ausgebildet, in den restlichen Fällen fanden Thermosdecken Verwendung.

Hinter dem Hochhaus, mit diesem an der Morschofstraße in einer Flucht verlaufend, wurde die Turn- und Festhalle errichtet. Die Front an der Morschofstraße weist nur in Deckenhöhe ein niedriges Lichtband auf, da die Hauptbelichtung dieses Gebäudeteils von der Hofseite aus erfolgt. Aus Abb. 2 ist die Ausbildung der Fensterwand zu ersehen. Das Dach wird von massiven Bindern getragen, welche an der Hofseite auf Betonpfeilern und an der Hofseite der Fenster wegen auf Stahl-

dem Berliner Architekten Dipl.-Ing. Erich Mendelsohn, dem auch die örtliche Bauleitung oblag. Die Ausführung der Beton- und Mauerarbeiten erfolgte durch die Firma Dyckerhoff & Widmann, A.-G., Essen. Die gesamte Stahlkonstruktion im Gewichte von rd. 90 t lieferte und montierte die Firma Wilh. zur Nieden, Essen-Altenessen. Durch das verständnisvolle Zusammenarbeiten beider ausführenden Firmen konnte der am 1. Juli begonnene Bau bereits am 1. Oktober im Rohbau fertiggestellt werden. Essen-Altenessen. Ing. Fr. Ferse.

INHALT: Der konstruktive Aufbau des Verwaltungs- und Geschäftshauses-Neubaus für den Württ. Sparkassen- und Giroverband, Stuttgart. Zeppelinbau. — Eine geschweißte Bahnsteig-halle. — Windversteifung und Windverteilung bei amerikanischen Wolkenkratzern. — Verschiedenes: Das Heim der jüdischen Jugend in Essen.

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.

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, 15. April 1932 Heft 8

Zur Ausbildung und Berechnung stählerner Druckgurt-Windverbände.¹⁾

Alle Rechte vorbehalten. Von Dr.-Ing. H. Pfannmüller, Aachen, Technische Hochschule.

Hauptträgergurte von Stahlbrücken stellen im allgemeinen auch die Gurte der Windverbände dar. Infolgedessen zwingen sie bei einer Dehnung oder Verkürzung unter dem Einfluß der Hauptkräfte auch die Verbände zu einer Verformung. Ohne daß die Windstreben zusätzlich beansprucht werden, ist diese nur möglich, wenn in den Verbänden alle Knotenpunkte wirklich gelenkig und keine überzähligen Stäbe vorhanden sind. Sobald ein Windverbandsystem aber statisch unbestimmt ist, sind die Füllstäbe gezwungen, die Längenänderungen der Gurte mitzumachen, erhalten also Zusatzkräfte aus senkrechter Belastung der Hauptträger.

Diese Zusatzkräfte sind besonders bedenklich, wenn sie als Druckkräfte auftreten. Deshalb sucht man sie in den Druckgurtverbänden möglichst auszuschalten und wählt Systeme, die bei der üblichen Annahme gelenkiger Knotenpunkte statisch bestimmt sind. Dabei werden neben den K-Systemen — in erster Linie aus ästhetischen Gründen — rhombenförmige Ausfachungen besonders bevorzugt.

Durch die Untersuchungen von Dr. Christiani²⁾ ist nachgewiesen, daß die Berechnung von Rhombenfachwerken als Träger mit Knotengelenken bei einigermaßen steifen Gurten unrichtig ist, weil sich dabei die zickzackförmige Biegelinie der Gurtungen nicht ausbilden kann. Dies gilt bei Verbänden natürlich ganz besonders; sind hier doch die Schrägen nur für die verhältnismäßig kleinen Windkräfte, die Gurte aber in erster Linie für die großen Verkehrslasten bemessen und deshalb besonders steif.

Für den Rhombenverband als statisch unbestimmtes System müssen sich nach dem oben gesagten Zusatzkräfte aus senkrechter Belastung der Hauptträger ergeben. Über ihre Entstehung und Art kann man aus allgemeinen Überlegungen ein Bild erhalten; man braucht sich nur aufzuskizzieren, welche Systemverformungen bei Gelenkigkeit aller Knotenpunkte eintreten müßten (Abb. 1 bis 3). Um über die Größe der Zusatzkräfte Klarheit zu gewinnen, sind eingehendere Untersuchungen nötig.

Diese wurden an einer zweigleisigen Eisenbahnbrücke als Rechnungsbeispiel durchgeführt. Abb. 4 läßt das zugrunde gelegte System der Hauptträger und die untersuchten Windverbandsausfachungen erkennen; in der nachfolgenden Tafel 1 sind die Querschnitte aus St 37 zusammengestellt.

Die Untersuchung hatte davon auszugehen, daß die zickzackförmige Ausbiegung der Gurte nicht möglich ist, sieht also die Gurte als steif an. Dagegen können die Anschlüsse der Verbandsstäbe gelenkig angenommen werden, denn die Füllstäbe sind so weich, daß sie den Verbiegungen der Gurte leicht zu folgen imstande sind. In der Hauptträgerebene können die Gurte auch weiterhin gelenkig angenommen werden, denn die so vernachlässigten „Nebenspannungen“ bleiben ohne Einfluß auf die Zusatzkräfte, da sie keine nennenswerte Längenänderung der Gurte herbeiführen.

Unter diesen Annahmen ergeben sich für die einzelnen Systeme die Unbestimmtheiten, die in den Bezeichnungen IX, X... der Abb. 4 zum Ausdruck kommen. Zu ihrer Berechnung wird von dem einfach unbestimmten System der Abb. 5 mit teilweise biegungsfesten Gurten ausgegangen und dann die Biegungssteifigkeit über die ganzen Gurte ausgedehnt (System IX). In den nächsten Schritten werden Zwischenriegel und Stabilisierungsstäbe in verschiedener Anordnung eingefügt. Es ergeben sich so Tragwerke von steigender statischer Unbestimmtheit. Die doppelte Symmetrie der Windträger erlaubt dabei Zusammenfassung der Unbekannten in Gruppen, so daß sich recht einfache Gleichungen ergeben.

Infolge der Zustände $X_i = -1$ erfährt nicht nur das Windverbandsystem eine Verformung; die Längenänderungen, die die Gurte erleiden, bewirken vielmehr auch eine senkrechte Verbiegung der Hauptträger.

Umgekehrt ist es daher möglich, für irgendeine senkrechte Belastung der Hauptträger die Größe der waagrecht wirkenden Momente X_i zu berechnen. Es lassen sich also Einflußlinien der Unbekannten für senkrechte Belastung ermitteln.

Die äußere Last kann an jedem der beiden Hauptträger angreifen. Jede statische Größe des Windverbandes hat daher zwei Einflußlinien, von denen die eine zu Hauptträger A, die andere zu Hauptträger B gehört. Bei den Unbekannten — aus symmetrischen und antisymmetrischen Gruppen — können sich die beiden Einflußlinien jeweils nur in den Vorzeichen unterscheiden; auch müssen sie in sich symmetrisch oder antisymmetrisch sein.

Tafel 1. Zusammenstellung der Querschnittswerte.

Stab	Querschnitt	I_y cm ⁴	F cm ²	Stab	Querschnitt	I_y cm ⁴	F cm ²
O ₁	2 — 620 · 10	188 008	300,8	D ₁	4 L 110 · 110 · 10	2040	84,8
	4 L 150 · 100 · 10			D _{2,3}	4 L 110 · 110 · 10		
	1 — 800 · 10						
O ₂	2 — 620 · 15	386 272	562,0	V ₀	1 — 620 · 10	4245	165,4
	4 L 140 · 140 · 15				4 L 80 · 120 · 10		
	2 — 320 · 15				1 — 270 · 10		
O ₃	1 — 800 · 15	516 719	804,0	V _{z,m}	1 — 350 · 10	1721	103,4
	4 L 140 · 140 · 15				2 L 80 · 120 · 10		
	2 — 320 · 15				2 L 80 · 80 · 10		
	1 — 800 · 22						

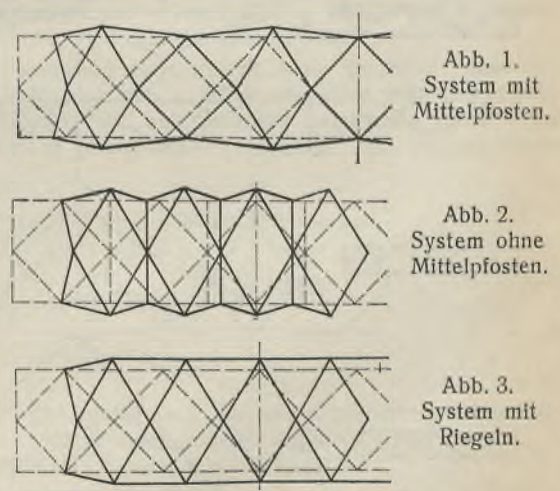


Abb. 1 bis 3. Systemverformungen bei gleicher Verkürzung der Gurte und Gelenkigkeit der Knotenpunkte.

¹⁾ Auszug aus der gleichnamigen Dissertation (Aachen 1930) des Verfassers; Referent Professor O. Domke, Korreferent Professor A. Müllenhoff.
²⁾ P. Christiani, Strenge Untersuchung am Rhombenfachwerk. Berlin 1929, Springer; s. auch Stahlbau 1929, Heft 16, S. 183.

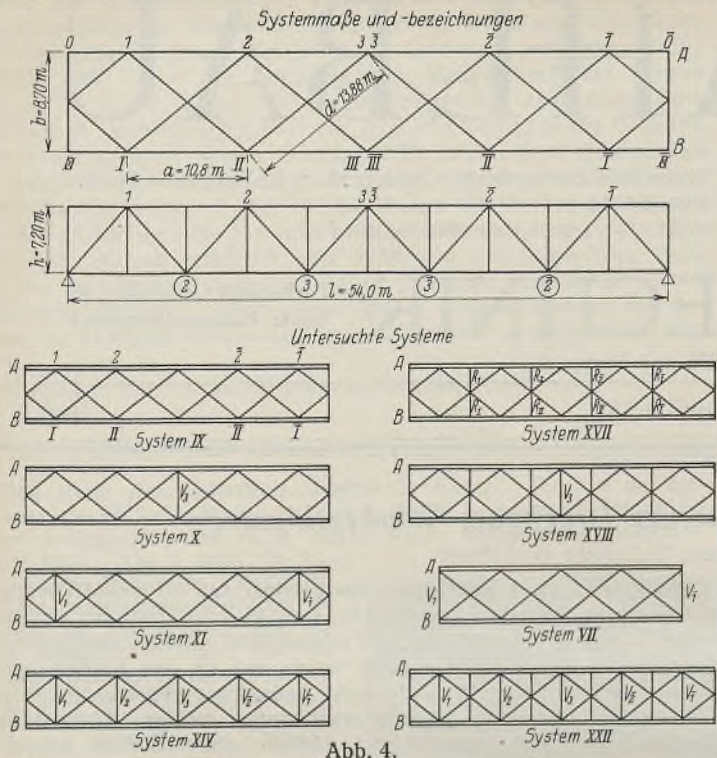


Abb. 4.

Aus den Einflußlinien der Unbekannten können in der üblichen Weise die Einflußlinien für die Stabkräfte der Windverbandstreben und Pfosten ermittelt werden, die sich natürlich ebenfalls über beide Hauptträger erstrecken. Sie ergeben sofort die Zusatzkräfte aus senkrechter Belastung der Hauptträger.

Da sich im statisch bestimmten Grundsystem keine Zusatzkräfte ergeben, sind alle Werte $S_0 = 0$. Die Einflußlinien der Füllstäbe setzen sich demnach nur aus den Unbekannten zusammen. Bezeichnet man den Anteil der zur Längsachse symmetrischen Unbekannten an den Einflußordinaten der Füllstäbe mit η_d , den Anteil der antisymmetrischen Unbekannten mit η_α , so lassen sich die Einflußordinaten der Füllstäbe anschreiben in der Form: $\eta = \eta_d \pm \eta_\alpha$. Aus diesen Werten läßt sich erkennen, daß man die Symmetrie zur Brückenachse auch weiterhin ausnutzen kann, wenn man erst die Werte η_d und η_α bildet.

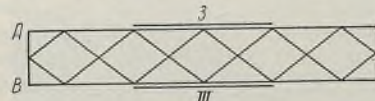


Abb. 5.

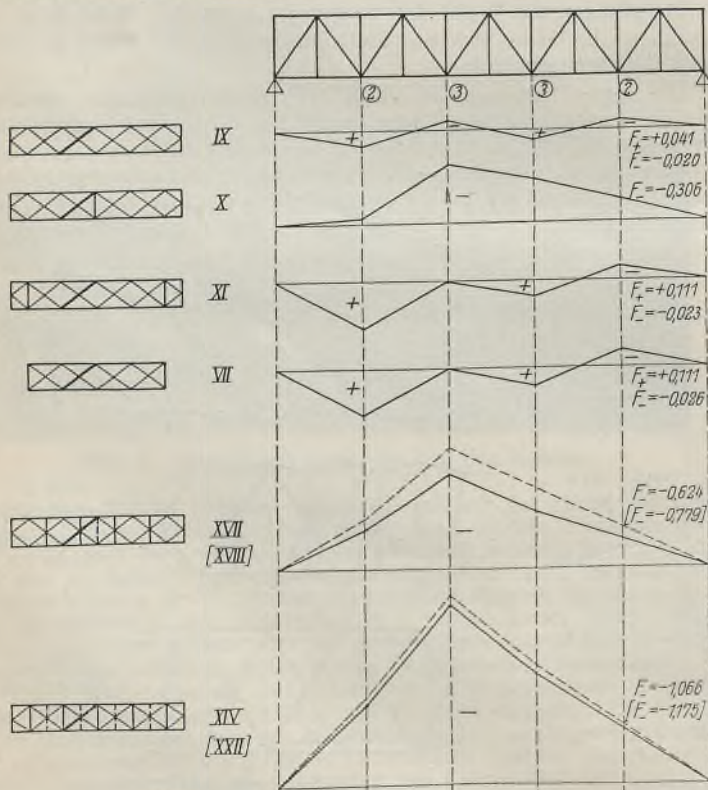


Abb. 6. Einflußlinien der Diagonalen D_3 .
(Unter Annahme gleicher Belastung beider Hauptträger).

Solange die Einzellast unmittelbar an dem Hauptträger A angreift, gilt $\eta_A = \eta_d + \eta_\alpha$; belastet sie den anderen Hauptträger, gilt $\eta_B = \eta_d - \eta_\alpha$. Greift die Last zwischen den beiden Hauptträgern an, so hat man die auf A und B entfallenden Auflagerdrücke zu bestimmen und diese mit η_A bzw. η_B zu multiplizieren. Man hat dann also eine doppelte Auswertung vorzunehmen. Bei gleicher Belastung beider Gleise läßt sich zusammenfassen: $\eta = \eta_A + \eta_B = 2\eta_d$. Dafür, ob ein- oder beiderseitige Belastung die größten Zusatzkräfte liefert, läßt sich leicht ein Kriterium aufstellen, auf dessen Wiedergabe leider verzichtet werden muß. Aus dem Kriterium ergibt sich, daß bei dem Rechnungsbeispiel stets gleichzeitige Belastung beider Gleise maßgebend ist. Man kann daher auf die Bildung der Werte η_A, η_B verzichten und erhält die ungünstigsten Kräfte sofort, wenn man die Einflußordinaten η_d für die Belastung beider Hauptträger auswertet.

Die Knappheit des zur Verfügung stehenden Raumes verbietet es, alle Einflußlinien hier wiederzugeben. Abb. 6 zeigt als Beispiel die Einflußlinien für die Zusatzkräfte der Schrägen D_3 in Brückenmitte. Aus ihnen ist deutlich zu ersehen, daß das pfostenlose System nur kleine Zusatzkräfte hat und wie diese durch Einfügung von Pfosten und Riegeln in die Höhe getrieben werden. Abb. 7 zeigt als weiteres Beispiel noch die Einflußlinie für die Zusatzkräfte eines Stabilisierungsstabes in Brückenmitte.

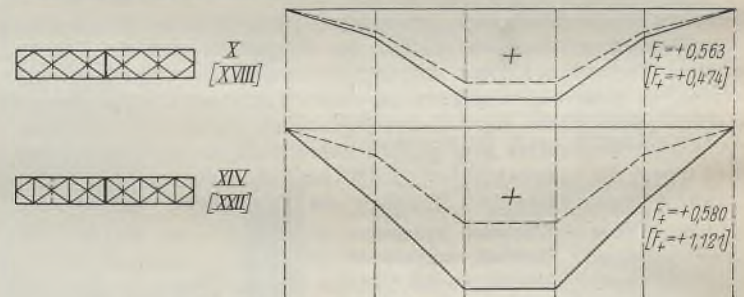


Abb. 7. Einfluß des Mittelpostens.

In der nachfolgenden Tafel werden für die verschiedenen Systeme der Abb. 4 die aus den Einflußlinien folgenden maximalen Zusatzkräfte den Kräften gegenübergestellt, für die die Stäbe bemessen sind.

Tafel 2.

Dim. für	Maximale Zusatzkräfte in t								
	IX	X	XI	VII	XVII	XVIII	XIV	XXII	
D_1	-11,5	+0,4	+0,4	+0,4	-	-0,3	-0,3	+0,4	-0,3
D_2	-9,0	-1,6	+4,3	-12,6	-11,1	-19,0	-17,0	-43,5	-44,8
D_3	+3,8	+4,3	-12,4	+4,3	+4,3	-23,1	-29,4	-43,2	-45,5
R_2	$\pm 8,7$	-	-	-	-	+21,1	+23,0	-	+6,7
R_3	$\pm 11,7$	-	-	-	-	+28,5	+23,4	-	+11,0
V_0	$\pm 8,0$	+0,7	-0,8	-2,9	-	+3,1	+2,4	-0,3	+0,8
V_1	-	-	-	+11,7	+8,2	-	-	+27,3	+24,8
V_2	-	-	-	-	-	-	-	+54,5	+47,2
V_3	-	-	+22,8	-	-	-	+19,2	+23,5	+45,5

Die Tafel 2 läßt erkennen, welche große Werte die Zusatzkräfte annehmen und wie sehr sie das Kraftbild verändern können.

Die Pfosten und Riegel erhalten nur Zugkräfte, die zwar recht große Werte annehmen, aber doch leicht aufgenommen werden können, u. U. jedoch bei den Anschlüssen berücksichtigt werden müssen.

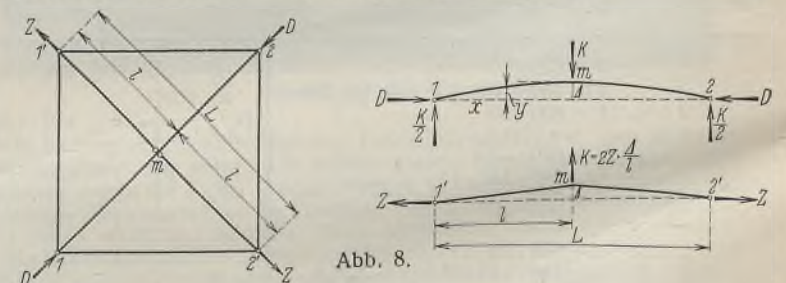


Abb. 8.

Die Schrägen dagegen erhalten zum Teil recht erhebliche Druckkräfte. Für die Beurteilung der einzelnen Systemausbildungen ist daher die Druckbeanspruchung der Schrägen aus den Zusatzkräften maßgebend. Der Kritik der einzelnen Ausfachungen soll daher eine kurze Betrachtung der Knickverhältnisse dieser Stäbe vorausgeschickt werden.

Besondere Beachtung verdienen die Strebenkreuze, deren Kreuzungspunkt nicht durch einen Riegel räumlich festgelegt ist. Die konstruktive

Ausbildung solcher Punkte erfolgt häufig in der Weise, daß der eine Stab durchgeführt, der andere unterbrochen wird und seine beiden Hälften nur mittels eines Knotenbleches, also gelenkig, an diesen angeschlossen werden. Ein solches System ist in Abb. 8 dargestellt. Mit den dort eingeführten Bezeichnungen ergibt sich: $M_x = Dy - \frac{x}{2} \cdot x$.

Mit $x^2 = \frac{D}{EI}$ läßt sich finden

$$\frac{D}{Z} = 1 - \frac{\text{tg } \alpha l}{\alpha l} = \frac{\alpha l - \text{tg } \alpha l}{\alpha l}$$

Ist die Zugkraft gleich der Druckkraft, so wird

$$\frac{\text{tg } \alpha l}{\alpha l} = 0, \text{ tg } \alpha l = 0, \text{ d. h. } \alpha l = \pi$$

und $D = \frac{\pi^2 EI}{l^2}$.

Die Knicklänge ist also $l_k = l$. Da bei Windbelastung die Bedingung $D = Z$ stets erfüllt ist, sagen die Berechnungsvorschriften der Deutschen Reichsbahn, daß bei gekreuzten Streben auch für Knicken aus der Systemebene die halbe Stablänge als Knicklänge eingeführt werden kann.

Ist die Zugkraft gleich 0, so wird

$$\frac{\text{tg } \alpha l}{\alpha l} = \infty, \text{ tg } \alpha l = \infty, \text{ d. h. } \alpha l = \frac{\pi}{2}$$

und $D = \frac{\pi^2 EI}{(2l)^2} = \frac{EI \pi^2}{L^2}$.

Knicklänge demnach $l_k = 2l = L$.

Ist Z kleiner als D , d. h. für das Bereich $\frac{\pi}{2} < \alpha l < \pi$, so ist $l < l_k < L$. Bleich (Theorie und Berechnung eiserner Brücken, S. 181) hat für diesen Bereich den Reziprokwert des Bruches $\frac{\alpha l}{\alpha l - \text{tg } \alpha l}$ durch Näherungswerte ersetzt und als Abminderungsfaktor für die Bestimmung der Knicklänge

$$l_k = \gamma L \text{ den Wert } \gamma = \sqrt{1 - \frac{3}{4} \cdot \frac{Z}{D} \cdot \frac{L_d}{L_z}}$$
 gefunden.

Tritt Druck statt Zug auf, so wird Z zu D' und

$$\frac{D}{-D'} = 1 - \frac{\text{tg } \alpha l}{\alpha l} \text{ oder } 1 + \frac{D}{D'} = \frac{\text{tg } \alpha l}{\alpha l}$$

Demnach muß sein $\alpha l < \frac{\pi}{2}$; dies bedeutet, daß die theoretische

Knicklänge größer als L sein wird. In Abb. 9 ist der Ausdruck $\frac{\text{tg } \alpha l}{\alpha l}$

für das Bereich $0 < \alpha l < \frac{\pi}{2}$ aufgetragen. Ist beispielsweise $D' = D$,

also $1 + \frac{D}{D'} = 2$, so ergibt sich $\alpha l \sim 66^\circ \sim 0,37 \pi$ und aus $x^2 = \frac{D}{EI}$

der Wert $D = \frac{EI \pi \cdot 0,37^2}{l^2} = \frac{EI \pi^2}{(2,7l)^2}$. Als theoretische Knicklänge ist

demnach $l_k = 2,7l = 1,35 L$ einzuführen.

Die Untersuchung beweist, daß die genannte konstruktive Ausbildung gekreuzter Stäbe größten Bedenken begegnen muß, wenn in beiden Stäben zugleich Druckkräfte auftreten können. Da dies bei den Streben der Druckgurtwindverbände infolge der Zusatzkräfte durchaus möglich ist, muß die Forderung aufgestellt werden: der Kreuzungspunkt der Windverbandsstreben ist — sofern er nicht durch Riegel räumlich festgelegt ist — konstruktiv so auszubilden, daß beide Streben für ihre gesamte Länge steif angenommen werden können.

Ist diese Bedingung erfüllt, dann kann man bei gleich großen Druckkräften jeden Stab für sich untersuchen, die Knicklänge kann also nicht größer als L sein.

Schließlich ist noch der Einfluß der Eigenlast g der Streben zu untersuchen; auf die Wiedergabe dieser Untersuchung muß hier jedoch verzichtet werden.

Die sehr eingehende rechnerische Untersuchung im einzelnen hier wiederzugeben, hätte zu weit geführt. Im wesentlichen konnte daher nur eine kurze Darstellung des Rechnungsganges gebracht werden. Wegen ihrer praktischen Bedeutung sollen die Folgerungen daraus etwas ausführlicher dargestellt werden.

a) Kreuzstreben-systeme mit Zwischenständern.
(Systeme XIV und XXII).

Die Anordnung von Kreuzstreben-systemen mit Zwischenständern als Druckgurtwindverband ist grundsätzlich zu vermeiden. Die Pfosten in den Anschlußpunkten der Schrägen gestatten ein seitliches Ausweichen

nur im Maße ihrer eigenen Längenänderung. Bei $F = \infty$ liegt der Fall vor, den Bleich (Theorie und Berechnung der eisernen Brücken, S. 528) der Ermittlung der Zusatzkräfte in Kreuzstreben-systemen zugrunde legt. Die Zusatzkräfte nehmen bei den Kreuzstreben-systemen mit Zwischenständern sehr hohe Werte an und können leicht ein Ausknicken der Stäbe herbeiführen; insbesondere dann, wenn die Strebenkreuzungspunkte nicht durch Riegel gehalten sind. Da man diese Gefahr erkannt hat — die Kreuzstreben-systeme sind auch bei Annahme gelenkiger Knotenpunkte vielfach unbestimmt —, werden solche Systeme im allgemeinen in Druckgurt nicht ausgeführt. Trotzdem wurde ihre Durchrechnung gebracht, denn jede Regel hat ihre Ausnahme; auch ist ein Vergleich der anderen Systeme mit dieser Ausführung erwünscht.

b) Rhombensystem-e ohne Riegel.

Bei den Rhombensystemen ohne Riegel hat man zu unterscheiden:

1. Systeme mit nur ganzen Rhomben (Systeme IX, X, XI).

Wieder sind zwei Ausbildungen zu unterscheiden: mit Mittelpfosten und mit Pfosten in den beiden Endrhomben.

Der Mittelpfosten wirkt dadurch besonders ungünstig, daß er die Gurte gerade dort zusammenhält, wo sie am steifsten sind. Die größten Zusatzkräfte ergeben sich demgemäß in den mittleren Streben; ihnen kommt zugute, daß sie aus praktischen Gründen meist mehr als ausreichend bemessen sind.

Umgekehrt ergeben sich bei Anordnung von Pfosten in den Endrhomben die größten Zusatzkräfte in den Endschrägen, in denen auch bei Windbelastung die größten Stabkräfte auftreten.

Vergleicht man die Einflußlinien der Systeme X und XI mit denen von System IX, so findet man bestätigt, was sich aus den Abb. 1 u. 2 herauslesen läßt: in den riegellosen Systemen mit nur ganzen Rhomben werden die Zusatzkräfte im wesentlichen durch die „Stabilisierungsstäbe“ hervorgerufen. Ihre Einfügung war erfolgt, weil man von der Annahme gelenkiger Knotenpunkte ausging. Die Untersuchung hat gezeigt, daß diese Annahme nicht zulässig ist. Bei biegeungssteifen Gurten sind die Rhombenverbände aber vielfach unbestimmte Systeme, der „Stabilisierungsstab“ ist nicht mehr erforderlich und stellt nur eine von vielen überzähligen Größen dar. Man kann diesen Stab deshalb ganz weglassen; die Konstruktion wird hierdurch sogar verbessert, da die Zusatzkräfte im pfostenlosen Rhombensystem (IX) nur noch kleine Werte annehmen. Für Eigenlast als gleichförmig verteilte Belastung verschwinden sie fast gänzlich.

2. Systeme mit halben Endrhomben.

Der Vergleich der Einflußlinien der Systeme XI und VII zeigt, daß die Zusatzkräfte in einem System mit halben Endrhomben ungefähr dieselben sind, wie wenn das System durch beiderseitige Anfügung eines halben Feldes zu einem System mit nur ganzen Rhomben vervollständigt würde. Hieraus geht gleichzeitig hervor, daß ein System mit halben Endrhomben größere Zusatzkräfte erhält als das System mit nur ganzen Rhomben ohne Pfosten.

Für die Systeme mit halben Endrhomben gilt in besonderem Maße die Forderung, die für die konstruktive Ausbildung des Strebenkreuzungspunktes gestellt wurde. Da beide Stäbe eines Kreuzes gleichzeitig Druck erhalten können und demgemäß die ganze Länge als Knicklänge einzuführen ist, darf der Schlankheitsgrad höchstens $\lambda = 150$ sein. Im allgemeinen wird diese Forderung von selbst erfüllt sein, da noch schlankere Stäbe unter dem Einfluß ihrer Eigenlast zu sehr durchhängen. Ein geringerer Schlankheitsgrad gibt eine erhöhte Sicherheit, weshalb gespreizte Querschnitte besser sind als die in letzter Zeit — meist aus ästhetischen Gründen — mehr bevorzugten sehr schlanken Profile.

Eine einfache Überlegung zeigt, daß auch die Anzahl der Rhomben von Einfluß ist. Denkt man sich zunächst den einen Endpfosten weg, die Knotenpunkte gelenkig und alle Gurtstäbe gleichmäßig verkürzt, so wird sich die Verformung gemäß Abb. 10 einstellen. Man erkennt hieran

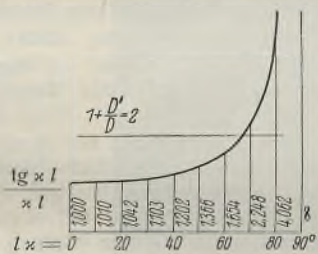


Abb. 9.

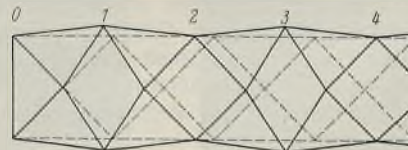


Abb. 10.

leicht: es kann nicht gleichgültig sein, wo man den anderen Endpfosten einfügt. In 2, 4... wird er ohne größeren Einfluß bleiben, in 3, 5... eine neue Zwängung in das System bringen.

Bei den Systemen mit halben Endrhomben sind demnach diejenigen am günstigsten, die eine ungerade Zahl ganzer Rhomben zwischen den Endfeldern aufweisen.

c) Rhombensysteme mit Riegeln.

Die Rhombensysteme mit Riegeln nehmen eine Mittelstellung zwischen den unter a) und b) besprochenen Ausbildungsformen ein. Zwar werden die Gurte durch die Riegel stark zusammengehalten, doch ist in den Anschlußpunkten der Schrägen ein Ausbiegen noch möglich. Die Riegel legen den Kreuzungspunkt der Streben räumlich fest, verbürgen also die halbe Stablänge als Knicklänge. Ein „Stabilisierungsstab“ ist bei den Rhombensystemen mit Riegeln natürlich noch weniger erforderlich als bei der riegellosen Ausfachung.

Die Zusatzkräfte nehmen bei den Systemen mit Riegeln recht erhebliche Werte an. Es ist darum auch hier anzustreben, die Windverbandschrägen möglichst steif auszubilden. Um die Zusatzkräfte herabzusetzen, ist die Ausschaltung des Einflusses der ständigen Last empfehlenswert. Bei der Montage des Vernieten der Verbände erst nach dem Absetzen der Hauptträger vorzunehmen, was bei Untergurtverbänden zuweilen geschieht, kommt bei Druckgurtverbänden nicht in Frage; das vorausgegangene

Ausrichten der Druckgurte würde zwecklos und die Knicksicherheit gefährdet sein. Möglich ist aber durchaus, auf den Anschluß der Riegel zunächst zu verzichten. Man wird sie lose lagern, so daß sie zwar das Gewicht der Strebenkreuze, aber keine Längskräfte aufnehmen können. Für ständige Last liegt dann nur ein Rhombensystem ohne Riegel vor, für das, wie unter a) gesagt, eine gleichmäßig verteilte Belastung der Brücke keine nennenswerten Zusatzkräfte liefert.

d) K-Verband.

Der Vollständigkeit halber sei der K-Verband noch erwähnt. Da die Querriegel eine sehr geringe Seitensteifigkeit besitzen und infolgedessen bei einer Längenänderung der Gurte seitlich ausbiegen, treten in den Streben keine nennenswerten Dehnungen auf. In den K-Verbänden ergeben sich darum keine oder nur geringfügige Zusatzkräfte aus senkrechter Belastung der Hauptträger (vgl. Bleich, Theorie und Berechnung der eisernen Brücken, S. 529).

Einige Bemerkungen zu der Frage der Feuersicherheit von Stahlskelettbauten.¹⁾

Alle Rechte vorbehalten.

Von Dipl.-Ing. K. Klöppel, Berlin.

Die an der Weiterentwicklung der Stahlskelettbauweise interessierte Fachwelt wird die in letzter Zeit bei Vortragsveranstaltungen und in Veröffentlichungen feststellbare außerordentlich rege Beschäftigung mit Fragen der Feuersicherheit von Stahlbauwerken begrüßt haben. Je mehr Beachtung im Fachschriftentum der Klärung dieser Frage geschenkt wird, um so eher dürfte damit zu rechnen sein, daß das bis weit in die Fachkreise hinein verbreitete Vorurteil, die Feuersicherheit eines Stahlskelettbauwerks genüge den an eine neuzeitliche Bauweise zu stellenden Anforderungen nicht, endlich als beseitigt angesehen werden kann. Es muß sich endlich bis weit in die breite Öffentlichkeit hinein die Erkenntnis Bahn brechen, daß es keine Zufälligkeit, sondern eine Selbstverständlichkeit ist, wenn bisher noch kein gegen Feuereinwirkungen ordnungsgemäß geschützter Stahlskelettbau infolge Schadenfeuer eingestürzt ist. Auch die bedauerliche Gewohnheit, die Frage der Feuersicherheit von geschützten Stahlbauten mit einem Hinweis auf Bilder von stark verbogenen Überresten einer durch Feuersbrunst zerstörten ungeschützten Stahlkonstruktion abzutun, dürfte dann wohl bald überwunden sein. Gewiß fehlte es auch bisher nicht an richtigen Hinweisen im Fachschriftentum, doch bedurfte es immer einer gewissen Entdeckungskunst, um dieser wichtigen Ergebnisse teilhaftig zu werden und auf sie erforderlichenfalls verweisen zu können. Auch in dieser Zeitschrift ist erfreulicherweise Gelegenheit gegeben worden, die Feuersicherheitsfrage näher zu beleuchten. Branddirektor Effenberger hat in seinem Aufsatz: „Die Forderungen der Feuerwehringenieur an die Feuersicherheit der Baukonstruktionen“ im Stahlbau 1931, Heft 22, in aufschlußreicher Weise die bestehenden Fragen und die bisherigen Ergebnisse in ihrer Gesamtheit zusammengestellt. Damit ist eine begrüßenswerte Grundlage geschaffen, zusätzliche Einzelfragen unter Hinweis auf diese allgemeinen Ausführungen in möglichstster Kürze zu behandeln. Auch die nachfolgenden Zeilen sollen lediglich in ergänzender Form auf einige Gesichtspunkte aufmerksam machen, die vielleicht bei der Beurteilung der Feuersicherheitsfrage von Stahlskelettbauten Beachtung verdienen.

Bei der Schaffung neuer, möglichst einheitlicher Vorschriften über feuersicherheitstechnische Maßnahmen für neuzeitliche Bauwerke werden insbesondere zwei Gesichtspunkte bestimmend sein: 1. Angaben über den Baustoff, die Bemessungsstärken und die konstruktive Durchbildung des Feuerschutzes der einzelnen Bauglieder und 2. Angaben über die Abstufung der feuersicherheitstechnischen Forderungen nach Art und Benutzung der Gebäude.

Die Frage nach dem zweckmäßigsten Feuerschutz der Stahlskelettbauten, insbesondere der Innenstützen, muß sowohl auf Grund der Ergebnisse von Brandkatastrophen — worüber im obenerwähnten Aufsatz von Effenberger ausführlich berichtet ist — wie auch an Hand von durchgeführten Versuchen beantwortet werden. Derartige Versuche, die hier als bekannt vorausgesetzt werden sollen, sind in letzter Zeit in Deutschland, Amerika, Holland und Österreich durchgeführt worden. Leider gestattet die Verschiedenartigkeit der Versuchsdurchführungen nicht die wünschenswerte Vergleichsmöglichkeit der Ergebnisse.

Die Amerikaner²⁾ sind wohl in großzügigster Weise vorgegangen.

¹⁾ Die Grundlage zu diesen Ausführungen bildet der vom Verfasser anlässlich der Leipziger Herbstmesse 1931 gehaltene Vortrag: Das Verhalten der Stahlbauten im Feuer.

²⁾ Die amerikanischen Versuche wurden in den Jahren 1917 bis 1919 in Chicago durchgeführt von Associated Factory Mutual Fire Insurance Companies, The National Board of Fire Underwriters and the Bureau of Standards, Department of Commerce. Veröffentlicht als „Fire Tests Building Columns“ Underwriters Laboratories, 207 Ohio Street, Chicago, Illinois. — S. a. Siegmund Müller: Neuzeitlicher Stahlhochbau. Bericht

Ihre Versuche zeichnen sich vor allem dadurch aus, daß die zu prüfenden Stützen während der ganzen Versuchsdauer der Beanspruchung durch die Nutzlast ausgesetzt und die standgehaltenen Stützen noch auf ihre Bruchlast hin geprüft wurden. Durch Verwendung der Gasfeuerung ist es gelungen, die Branddauer bei leichter Regulierung der durchschnittlich etwa 1000° C betragenden Raumtemperatur auf acht Stunden auszudehnen. Die Wärmeleitfähigkeit der Ummantelungsstoffe wurde durch Vorversuche in einem besonderen Glühofen festgestellt.

Bei einer Kritik dieser Versuchsergebnisse beansprucht naturgemäß das meiste Interesse die Frage nach dem Einfluß des Ummantelungsbaustoffes und der Ummantelungsstärke auf die Feuerwiderstandsfähigkeit der Stahlstützen. Die Versuche haben aber auch erwiesen, daß sich noch andere Einflüsse geltend machen können, auf die hier zunächst kurz hingewiesen werden soll.

Bei den mit Beton ummantelten Stahlstützen hat sich herausgestellt, daß die Art des Zuschlagstoffes die Feuerschutzwirkung der Ummantelung stärker beeinflussen kann als deren Stärke, und zwar nehmen die Zuschlagstoffe in dieser Hinsicht an Wert in der Reihenfolge nachstehender Aufzählung ab: 1. Kalkstein und Dolomit; 2. Gabbro (plutonisches Eruptivgestein mit feinem, kristallinischem Gefüge), Granit, Sandstein und Steinkohlenschlacke; 3. Quarz und Hornstein. Hornstein ist wasserhaltig, beim Erhitzen zersprengt der Dampfdruck die Knollen, auch tritt bei 210° eine plötzliche Volumenänderung ein. Quarz ändert sein Volumen plötzlich bei 573° C, indem er sich in Tridymit verwandelt, außerdem enthält er ebenfalls Wassereinschlüsse. Der vielfach verwendete Kiesbeton läßt als Feuerschutz Wünsche offen. Schlackenbeton ist schon besser.

Natürlich spielt das Mischungsverhältnis des Betons ebenfalls eine ausschlaggebende Rolle — ein fetter Beton ist einem mageren unbedingt vorzuziehen —, dagegen ist die Festigkeit des Betons für dessen feuerschützende Wirkung anscheinend von untergeordneter Bedeutung.

Drahteinlagen in den Horizontalfugen erhöhen die Widerstandsdauer; bei den mit Kalksteinbeton ummantelten Stützen hatte jedoch das Fehlen der Drähte keinen Einfluß. Die Prüfung der Ummantelungen durch plötzliche Abkühlung mit einem Wasserstrahl größeren Druckes bewies ebenfalls die günstige Wirkung der Drahteinlagen, die in einer Erhöhung des Zusammenhalts der feuerschützenden Mittel besteht.

Bei Verwendung gebrannter Baustoffe als Ummantelung zeigte sich, daß auch bei Hohlsteinen die Widerstandsfähigkeit im allgemeinen nicht mit der Festigkeit des Materials zunahm. Auch nicht die am schärfsten gebrannten Hohlsteine waren die besten, sondern mittelgebrannte und mittelharte Hohlsteine.

Weiterhin ergibt sich die überraschende Tatsache, daß eine Verdoppelung der Ummantelungsstärke kaum eine Vergrößerung der Widerstandsfähigkeit brachte (Abb. 1). Eine Erklärung hierfür könnte vielleicht darin gefunden

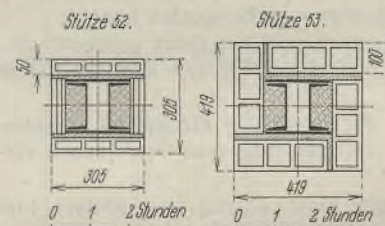


Abb. 1. Stützen-Ummantelung mit amerikanischen Hohlsteinen. (Ohio-Shale-Steine und Schlackenbetonfüllung.)

über die XXV. Tagung des Reichsvereins Deutscher Feuerwehringenieur. Hackebeil, Berlin SW 48. — van Genderen Stort: Das Verhalten der Ummantelungsbaustoffe für Stahlkonstruktionen im Feuer. D. Bauztg. vom 26. August 1931. — F. Emperger: Der Feuerschutz von Gerippebauten nach amerikanischen Versuchen. B. u. E. 1931, Heft 13.

werden, daß diese Zunahme der Ummantelungsstärke in erster Linie nur eine Vergrößerung der Luftschicht bedeutet. Nun ist bekannt, daß die Wärmeisolerfähigkeit einer stagnierenden Luftschicht über eine Stärke von 5 cm hinaus kaum noch nennenswert zunimmt. Vielleicht liegen die Verhältnisse hier ähnlich, wenn sie natürlich auch schwieriger erfaßbar sind. Bei der Regelmäßigkeit dieses Ergebnisses der amerikanischen Versuche dürfte die Ansicht Dr. Empergers (s. B. u. E. 1931, Heft 13), daß die Güte der Ummantelungsausführungen diese merkwürdige Erscheinung erkläre, kaum zu teilen sein. Vielmehr verdient dieses Ergebnis als Warnung vor Überschätzung der Feuerschutzwirkung starker Luftschichten große Beachtung.

Für die Wahrscheinlichkeit der voranstehenden Erklärung spricht, daß sich bei Ummantelung mit Vollziegeln — wo also keine Luftschicht vorhanden ist — die Zunahme der Überdeckung in der Widerstandsdauer ganz bedeutend auswirkt; sie steigt bei den Verhältnissen nach Abb. 2 von $1\frac{3}{4}$ Std. auf $7\frac{1}{4}$ Std. Hochkant vermauerte Ziegel sind auch zu wenig standfest im Feuer. Wenn nicht andere Gründe dagegen sprechen, sollte man also auf alle Fälle im Interesse einer erhöhten Feuersicherheit die vollen Ziegel flach vermauern, die sich ganz allgemein als ein ausgezeichnetes Schutzmittel bewährt haben und deshalb in manchen Fällen einer Betonummantelung vorzuziehen sind.

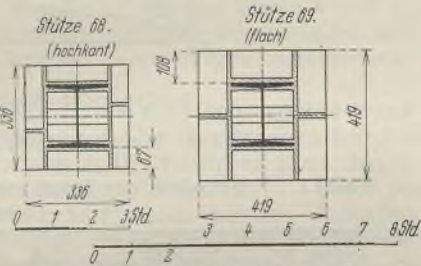


Abb. 2. Stützen-Ummantelung mit Mauerziegeln.

Die österreichischen Versuche³⁾ bestätigen im übrigen ebenfalls, daß die Wienerberger Leichtziegel — ein poröser Vollziegel aus gemagertem Beton — einen ausgezeichneten Feuerschutz bieten. Nicht unerwähnt soll bleiben, daß die verwendeten gebrannten Steine große Neigung zum Springen zeigten, insbesondere beim Löschen. Wie sich deutsche Hohlsteine bei einer achtstündigen Brenndauer verhalten, ist anscheinend noch nicht festgefällt.

Im übrigen bedarf die Frage der Unterschiede in der Beschaffenheit der amerikanischen und deutschen Ummantelungsbaustoffe bei der Übertragung der amerikanischen Versuchsergebnisse auf deutsche Verhältnisse noch besonderer Berücksichtigung, grundsätzliche Schlußfolgerungen dürften davon weniger stark beeinflusst werden.

Bei der Ummantelung mit Gipsblöcken bringt die Verdoppelung der Überdeckung etwa die gleiche Zunahme der Widerstandsdauer. Die Isolierfähigkeit von Gips ist infolge seines starken Wassergehaltes sehr gut, der bei Einwirkung von Feuer eine endothermische Wirkung zur Folge hat. Nach Verdampfung des Wassergehaltes besitzt die Gipsummantelung fast keine Haftfähigkeit mehr, so daß dann sämtliche Gipsblöcke ziemlich unvermittelt von der Stütze abfallen. Bis dahin haben

³⁾ Gundacker, Hofbauer und Groß: Z. d. Oe. I. A. V. 1931, Heft 15/16, S. 131.

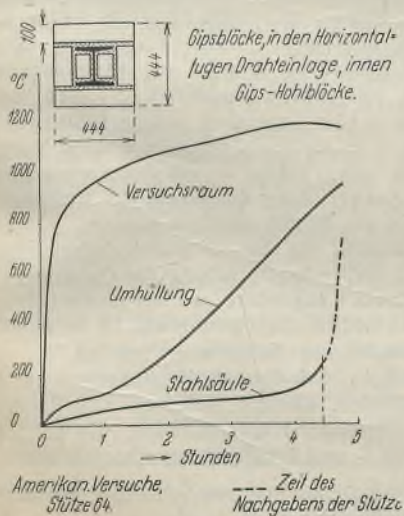


Abb. 3.

Temperaturverlauf während des Brandversuches.

jedoch die Stützen bei 5 cm Ummantelungsstärke etwa $2\frac{1}{4}$ Std. einer Temperatur von durchschnittlich 1000°C Widerstand geleistet, während eine gleich starke Ummantelung mit Vollziegeln nur $1\frac{3}{4}$ Std. widerstand. Abb. 3 gibt den charakteristischen Temperaturverlauf — die Temperatur der Stahlstütze bleibt lange Zeit nahezu konstant — eines Versuches mit einer Stütze wieder, die mit 10 cm starken Gipsblöcken geschützt war; sie versagte erst nach fast $4\frac{1}{2}$ Std. bei durchschnittlich 1000°C Raumtemperatur. Daraus geht hervor, daß dem Gips als feuerwiderstehendem Mittel mehr Beachtung gebührt als bisher⁴⁾.

Die Rabitzummantelungen ergaben auch recht beachtliche Widerstandsdauern. Eine Ummantelung mit nur 2,5 cm starkem Putz auf Streckmetall widerstand 1 Std. lang einer Feueinwirkung von durchschnittlich 900°C . Eine doppelt so starke Ummantelung ergab nur eine wenig größere — keinesfalls die doppelte — Widerstandsdauer. Erst durch Einschaltung einer 2 cm starken Luftschicht zwischen den beiden Putzschichten konnte eine Widerstandsdauer von $2\frac{1}{2}$ bis 3 Std. erreicht werden. Hier wirkt sich also die geringe Wärmeleitfähigkeit einer ruhenden, dünnen Luftschicht vorteilhaft aus. Auf die Ergebnisse dieser Versuchsreihe mit Rabitzummantelung scheint aber auch die Form des Stahlschnitts einen beachtlichen Einfluß auszuüben.

Aus dem Voranstehenden erklärt sich, daß das Amsterdamer Floratheater während des dreistündigen Brandes mit stellenweise 800°C Temperatur nicht einstürzte, obgleich die stählerne Konstruktion nur primitiv mit Rabitzputz geschützt war. Abb. 4 zeigt die Balkonkonstruktion mit der an stählernen Dachbindern aufgehängten Deckenwölbung.

Auch bei dem Brand des Warenhauses Hermann Tietz⁵⁾, Berlin, Chauseestraße, haben sich Rabitzummantelungen sehr gut bewährt, die allerdings mehrere Zentimeter stark waren.

Ungeschützte Stahlkonstruktionen sollen naturgemäß nur dort Verwendung finden, wo mit den Gefahren eines heftigen Brandes nicht zu rechnen ist. Handelt es sich um Bauwerke, die nach dieser Richtung hin Zweifel offen lassen, so kann auch schon ein geringer Feuerschutz vor den größten Schäden bewahren, und vor allem Verluste an Menschenleben ausschließen. In diesem Zusammenhange sei an einen Schutz von Lokomotivhallenbindern erinnert, der vielleicht in solchen Fällen ausreicht. Reichsbahnoberrat Dr. Tils⁶⁾ hat die Binderstäbe zur Erlangung eines guten Rostschutzes gegen den Angriff von Rauchgasen mit Zementmörtel auf Drahtgewebe ummantelt (Abb. 5 u. 6). Das Verfahren hat sich in diesem besonderen Fall als zweckmäßig und wirtschaftlich erwiesen. Der Mörtel war in zwei Lagen aufgebracht bei einer Gesamtstärke von 2,5 cm. Auf Grund der mit Rabitzputz bei den amerika-

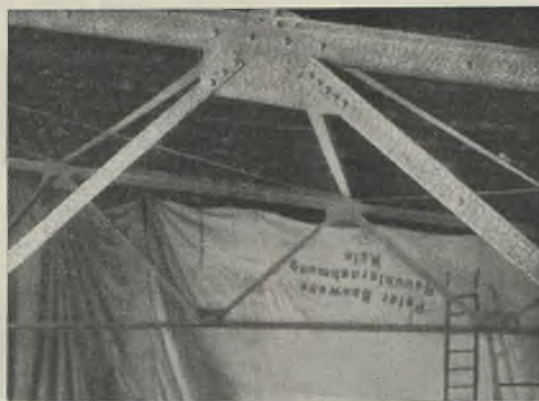


Abb. 5.



Abb. 6.

Abb. 5 u. 6. Schutz der Lokomotivhallen-Dachbinder mit Zementmörtel auf Drahtgeflecht.

⁴⁾ Bedenken gegen die Verwendung des Gipses im Stahlskelettbau aus Gründen der Rostgefahr sind nur gerechtfertigt, wenn die Berührung des Stahles mit Gips unter Feuchtigkeit Zutritt erfolgt, was im allgemeinen bei Innenstützen nicht zu befürchten ist. Daß trockener Gips keinen korrodierenden Einfluß auf Stahl ausübt, haben die Erfahrungen mit Rabitzgeweben ausreichend bewiesen.

⁵⁾ Kohsan: Ztschrift. Feuerschutz 1929, Heft 2, S. 29.

⁶⁾ Tils: Zementmörtelschutz für eiserne Lokomotivschuppenbinder. „Der Bautenschutz“ 1930, S. 15.



Abb. 4.

Rangkonstruktion des Amsterdamer Floratheaters nach dem Brand.

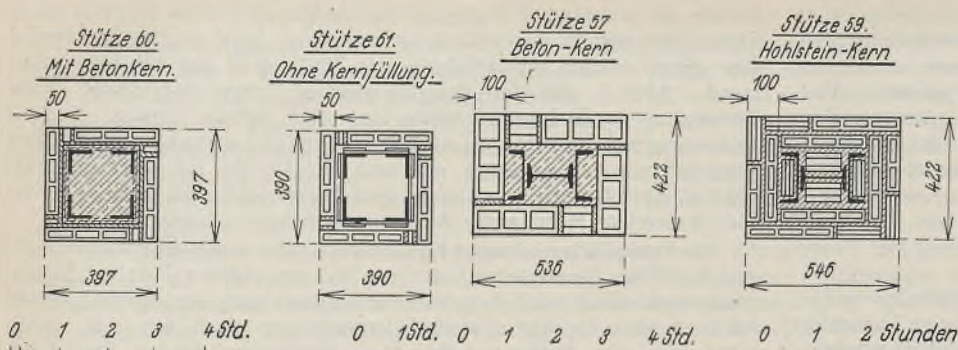


Abb. 7. Einfluß der Kernauffüllung.

Abb. 8. Einfluß der Art der Kernauffüllung.

nischen Versuchen und andernorts gemachten Erfahrungen sollte man erwarten können, daß dieser Schutz ausreicht, Bauwerke niedriger Gefahrenklasse vor dem Einsturz zu bewahren.

Über die Abhängigkeit der Feuerwiderstandsfähigkeit geschützter Stützen von der Ausbildung der Querschnittsform wäre ganz allgemein kurz festzuhalten, daß das Verhältnis von Stahlquerschnittsfläche zu Gesamtquerschnitt (Bewehrungsprozentsatz) naturgemäß von erheblichem Einfluß sein kann. (Von einer gewissen unteren Grenze ab, also bei sehr starker Ummantelung, ist es richtiger, von steifbewehrten Eisenbetonsäulen und nicht von Stahlstützen zu sprechen.) Zur Erhöhung des Widerstandes gegen Feuereinwirkungen müßte eine sperrige Ausbildung des Stützenquerschnitts (kleiner Bewehrungsprozentsatz) angestrebt werden, sofern nicht Gründe der Räumersparnis dagegen sprechen. Dabei ist schon vorausgesetzt, daß der innere Raum zwischen den Profilen — der Kern — auch mit Beton ausgefüllt wird. Im Interesse der Feuersicherheit ist diese Kernauffüllung auf jeden Fall zu begrüßen (Abb. 7), die in vielen Städten zu einer baupolizeilichen Forderung erhoben ist und fast bei allen neueren Stahlskelettbauten Anwendung gefunden hat. Wirtschaftlichkeitsgründe können natürlich oftmals dagegen sprechen, so daß nur von Fall zu Fall auch mit Rücksicht auf die Gefahrenklasse des Bauwerkes hierüber entschieden werden kann. Auch aus dem großen Einfluß der Kernauffüllung ist ersichtlich, daß mit der Angabe der „Überdeckungsstärke“ der Ummantelung die Feuerwiderstandsfähigkeit der Stütze noch nicht hinreichend gekennzeichnet ist. Eine Verringerung der Ummantelungsstärke durch Verwendung besonders geeigneter Materialien und sachgemäße Ausbildung des Querschnitts scheint möglich zu sein. Hier müßten zur Klärung von Einzeleinflüssen Versuche einsetzen. Abb. 8 zeigt, daß die Ausfüllung des Kernes aus feuersicherheitstechnischen Gründen besser mit Beton als mit Hohlsteinen erfolgen sollte.

Kurz erwähnt sei noch, daß sich bei ungeschützten und nur wenig gegen Feuereinwirkungen geschützten Stahlkonstruktionen — sofern solche ausnahmsweise überhaupt einer Brandgefahr ausgesetzt sind — zur Erhöhung der Feuerwiderstandsfähigkeit die Ausbildung eines gedrungenen Querschnitts empfiehlt. Hierauf dürften auch die guten Ergebnisse bei dem während der Montage des Skeletts erfolgten Brand des Warenhauses Ara in Prag zurückzuführen sein⁷⁾. Um Raum zu sparen, wurden dort sehr schlanke Stützen mit gedrungenen Querschnitten verwendet. Die Widerstandsfähigkeit dieser Stützen wäre vielleicht noch größer gewesen, wenn die Ausbeulungen der Gurtplatten des I-Querschnitts nicht durch den auffallend großen Nietabstand begünstigt worden wären. Hinzu kommt noch, daß durch Wahl der gedrungenen Querschnittsform der Schlankheitsgrad verhältnismäßig groß und somit die reine Druckbeanspruchung entsprechend klein war. Hervorgehoben sei nochmals, daß es sich hierbei um die Widerstandsfähigkeit ungeschützter Stahlkonstruktion handelt.

Ein hochwertiges Gebäude soll im Brandfalle nicht nur gegen Einsturzgefahr gesichert sein, sondern darüber hinaus auch eine leichte und schnelle Beseitigung der Brandschäden gestatten¹⁰⁾. Besonderer Wert wird hierauf seitens der Versicherungsgesellschaften gelegt. Daß die Stahlskelettbauweise im besonderen Maße geeignet ist, diese Forderung zu erfüllen, ist hinlänglich bekannt. Auch die amerikanischen Versuche haben das gleiche Ergebnis gezeigt. Mit Beton ummantelte I-Stützen (Abb. 9) ergaben bei 10 cm Überdeckung eine Widerstandsdauer von 8 Stunden und nach dem Brand eine Bruchstabilität (Tafel 1), die erkennen läßt, daß die Säule an Tragfähigkeit nichts eingebüßt hat.

Die Verwendung des Betons als Feuer- und auch als Rostschutz in der Stahlskelettbauweise läßt es zweckmäßig erscheinen, den Beton unter Ausnutzung der Verbundwirkung auch zum Tragen der Belastungen mit heranzuziehen⁹⁾. Die Grundlagen der rechnerischen Behandlung solcher Stützen sind allerdings noch nicht so weit geklärt, wie auf Grund verschiedener Veröffentlichungen angenommen werden könnte und zwecks be-

⁷⁾ Emperger: Ein großes Schadenfeuer in einem Stahlskelettbau in Prag. Der Stahlbau 1931, Heft 10, S. 109.

⁸⁾ Emperger: Die umschürte Stahlsäule. Der Stahlbau 1931, Heft 16, S. 188.

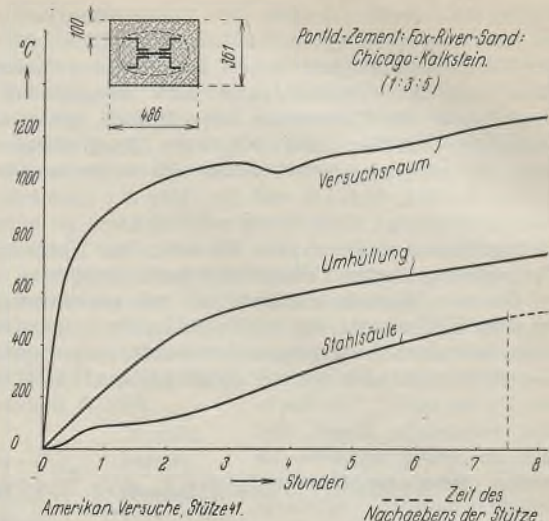


Abb. 9. Temperaturverlauf während des Brandversuches.

Tafel 1. Ergebnisse der Bruchversuche nach dem Brande.
Stahlstützen.

Probe Nr.	33	33 A	35	41	42
Belastung in t . . .	54,2	54,2	54,2	47,6	47,6
Knicklast in t . . .	196,0	184,0	158,0	151,0	152,0
Sicherheit	3,62	3,40	2,92	3,17	3,19

Eisenbetonsäulen:				
Probe Nr.	70	72	74	75
Belastung in t . . .	45,8	48,8	58,5	58,5
Knicklast in t . . .	133,0	113,0	110,0	74,0
Sicherheit	2,91	2,31	1,88	1,26

hördlicher Genehmigung notwendig ist. Versuche, die für die nächste Zukunft in Aussicht genommen sind, bringen vielleicht die notwendige Klärung.

Als sicher dürfte die Erhöhung der Knicksicherheit durch den Betonkern angesehen werden⁹⁾, was durch Einführung einer kleineren Knicklänge als „ideelle Knicklänge“ bei der Dimensionierung berücksichtigt werden könnte. Darauf dürfte bei den amerikanischen Versuchen auch die im Hinblick auf die an den Stahlteilen gemessenen Temperaturen als verhältnismäßig groß zu bezeichnende Knickwiderstandsfähigkeit der Stützen zum Teil zurückzuführen sein. Ferner auch darauf, daß die bloße, satte Auflagerung der Stützen in der Versuchseinrichtung eine Einspannung und damit eine Heraussetzung der Knicklasten zur Folge hat.¹⁰⁾

Allen Laboratoriumsversuchen haftet u. a. folgender Mangel an. Bedenkt man, daß bei verbotener Wärmeausdehnung einer Stütze einer Temperaturerhöhung von 1 °C eine Zunahme der Druckbeanspruchung um etwa 26,5 kg/cm² entspricht, so wird man verstehen können, daß die Elastizität der übrigen Tragkonstruktionen des Gebäudes, insbesondere der, die mit der Stütze in unmittelbarem Zusammenhang stehen, von großer Bedeutung ist. Bei den amerikanischen Versuchen entsprach der Erwärmung eine Gesamtausdehnung der Stützen von mehr als 2,4 cm, die sich infolge Nachgiebigkeit des Kolbens der hydro-pneumatischen Presse ohne weiteres auswirken konnte. In einem Gebäude haben also die übrigen Tragkonstruktionen die Aufgabe, diese Verformung mitzumachen. Inwieweit dies ohne Ribbildung möglich ist, hängt in erster Linie von der Zugfestigkeit des verwendeten Baustoffes ab. Daß Stahlkonstruktionen im hohen Maße in der Lage sind, solche stellenweisen Nachgiebigkeiten ohne Schaden zu entsprechen, ist ihr besonderer Vorteil, den sie allen anderen Bauweisen voraus haben. — Bei dem vorerwähnten Prager Brand hat man bei der Auswechslung der Stütze das Stahlskelett mittels Wasserdruckpressen leicht um 80 mm anheben können.

Ein geradezu klassisches Beispiel für die elastische Nachgiebigkeit der Stahlkonstruktion ist die i. J. 1929 erfolgte Hebung des Gebäudes der Kohlenmahlanlage im Großkraftwerk Klingenberg, wo bei einem Stützendruck von etwa 1000 t innerhalb 24 Std. die Hebung um 12 cm möglich gewesen ist, ohne daß das Gebäude einen Schaden erlitten hat.¹¹⁾

Man muß sich vergegenwärtigen, daß diese Kräftewirkungen an den steifsten Konstruktionsteilen auftreten, nämlich dort, wo sich Rahmen-ecken oder Einspannungen durchlaufender Träger befinden. Da der Stahl in jeder Richtung wirkenden Kräften — und damit auch unvorhergesehenen —

⁹⁾ Emperger: Die Verstärkung von Stahlgewölbgebäuden mit einem Betonmantel. Z. d. Ö. I. A. V. 1930, Heft 47/48.

¹⁰⁾ Petermann: Zur Lagerung der Druckplatten von Knickmaschinen. Der Stahlbau 1931, Heft 16, S. 184.

¹¹⁾ AEG-Mitteilungen 1927, Heft 11. — Rein: Die Eisenbauten des Großkraftwerkes Klingenberg. Bauing. 1928, S. 752 bis 765.

nahezu gleichen Widerstand entgegenzusetzen vermag, kann diese Wärmeausdehnung meist schadlos aufgenommen werden. Dieses günstige Verhalten der Stahlkonstruktionen kommt leider auch durch die amerikanischen Versuche nicht zum Ausdruck. Es wäre deshalb zu begrüßen, wenn kommende Versuche in der Art der holländischen durchgeführt würden, wo also ganze Stahlskeletthäuser den Versuchszwecken unterworfen werden. Vielleicht lassen sich im Interesse des Fortschritts in der Klärung dieser Fragen deutsche Versuche in dieser Weise durchführen; abgesehen davon, daß auch die Prüfung der bei den amerikanischen Versuchen unberücksichtigt gebliebenen Leichtbetonarten, wie Bimsbeton usw., mit einbezogen werden müßte. In diesem Zusammenhange sei der Vollständigkeit halber noch auf die Brandversuche der Bayerischen Landesgewerbeanstalt Nürnberg verwiesen, die an anderer Stelle ausführlich beschrieben sind¹²⁾. Hier sind bereits Ummantelungen mit ausföhrlich beschriebenen, Insulite- und Korkplatten geprüft worden. Die Versuchsdauer betrug 1 1/2 Std. bei einer Raumtemperatur von etwa 1000° C. Auch die schon erwähnten österreichischen Versuche geben Aufschluß über die Feuerbeständigkeit einiger in Amerika nicht geprüften Ummantelungsbaustoffe.

Noch ein anderer Grund spricht für die Vornahme weiterer Brandversuche in besondere Stahlskelettbauten. Bei dem jüngsten Brand in Prag hat sich z. B. gezeigt — übrigens in Übereinstimmung mit den Ergebnissen des großen Brandes in Baltimore im Jahre 1906 —, daß die Decken oftmals viel eher gefährdet sind als die Stützen. Durch die Überlagerung verschiedenster Einflüsse, die sich aus dem Wechselspiel zwischen Wärmedehnung und Beanspruchung, Verteilung der Last auf Stahlkern und Ummantelung, verschiedenen Ausdehnungskoeffizienten usw. ergeben, ist es nicht möglich, aus reinen Stützenversuchen auf das Verhalten eines gesamten Gebäudes im Brandfalle zu schließen. Neben den Wärmerissen verdienen auch die Kaltrisse besondere Beachtung, die durch zeitlich verschiedenen Rückgang der Ausdehnungen in den einzelnen Konstruktionsgliedern, deren Abmessungen stark voneinander abweichen, hervorgerufen werden.

Bei Versuchen an eigens hierfür hergestellten Stahlskelettbauten würde sich vielleicht auch folgende Schwierigkeit zeigen, die für die Beurteilung der Versuchsergebnisse nicht ohne Wichtigkeit ist. Einen Brand von 8 Std. Dauer in einem solchen Versuchshaus unter Verwendung fester und flüssiger Brennstoffe zu unterhalten, würde wahrscheinlich nicht leicht sein oder mit der Wirklichkeit im allgemeinen nicht übereinstimmen. Die österreichischen Brandversuche³⁾ sind zweimal durchgeführt worden, und zwar deshalb, weil die mit einer Stunde Brenndauer durchgeführten Versuche bei 1100° C nicht den erwünschten Aufschluß gegeben haben. Um die Brenndauer in ihrem zweiten Versuch auf vier Stunden zu erhöhen, wurden 1050 kg Hüttenkoks und 200 kg Fichtenholz benötigt, wobei noch zu berücksichtigen ist, daß alle Vorkehrungen getroffen waren, die für eine günstige Ausnutzung dieses Brennmaterials zwecks rascher und starker Temperatursteigerung erforderlich sind. Dieses Brennmaterial ergibt eine Belastung von 200 kg/m² auf der Rostfläche. Diese verhältnismäßig große Menge Brennmaterial hat unter den günstigsten Bedingungen genügt, um in 1 Std. den Raum auf 1100° C zu erwärmen und diese Temperatur auf eine Dauer von 2 Std. zu erhalten. In der vierten Stunde der Brenndauer nahm die Temperatur bereits wieder beträchtlich ab. Man könnte also günstigstenfalls damit rechnen, daß eine Raumtemperatur von 1000 bis 1100° C etwa auf die Dauer von 3 Std. durch diese Menge Brennmaterial erzielt wurde. 200 kg/m² bedeuten aber nach der neuen amerikanischen Gefahrenklasseneinteilung die höchstgefährdete Klasse (Tafel 2). Man kann also mit gutem Recht behaupten, daß diese Feuereinwirkung, wie sie bei den österreichischen Versuchen und in ähnlicher Weise bei den holländischen Versuchen vorgelegen hat, im allgemeinen den heftigsten Bränden entspricht. Da nun im allgemeinen Stahlstützen mit 3 bis 5 cm starken Betonummantelungen nach den Versuchsergebnissen genügen, einer solchen Belastungsprobe standzuhalten, und da weiterhin die übrigen Tragglieder imstande sind, den notwendigen Wärmeausdehnungen ohne Ribbildungen in den tragenden Querschnitten nachzugeben, kann man wohl mit Recht behaupten, daß unsere neuzeitlichen Stahlskelettbauten heftigsten Bränden ohne Einsturzgefahr widerstehen. — Leider hat die in Amerika getroffene Wahl einer für die Klärung theoretischer Fragen notwendigen 8-stündigen Versuchs-

Tafel 2. Einteilung der Gebäude nach Gefahrenklassen hinsichtlich der Feuersicherheit (nach amerikanischen Vorschriften).

Brennbarer Inhalt	Voraussichtliche Dauer eines Brandes von 1000° C	Gesamtdauer	Gebäudeart
50 kg/m ²	1 Stunde	3 Stunden	Öffentliche Gebäude
75 "	1 1/2 "	4 "	Wohnhäuser
100 "	2 Stunden	5 "	Geschäftshäuser
200 "	4 "	8 "	Lagerhäuser

¹²⁾ K11p: Der P-Träger 1930, Nr. 3, S. 38.

dauer dazu geführt, daß oftmals 2-stündige Brandversuche mit 1000° C Raumtemperatur von vielen Kreisen als für die Praxis ausreichender Nachweis der Feuerbeständigkeit eines Baustoffs nicht anerkannt werden. Nach dem Vorstehenden liegt hierzu im allgemeinen kein Anlaß vor.

Was die Feuerwiderstandsfähigkeit der ummantelten Stahlunterzüge und -träger anbetrifft, so sei insbesondere auf die Ausführung von Mensch¹⁵⁾ hingewiesen. Daraus und aus anderen Beispielen geht hervor, daß die Gewährleistung der Widerstandsfähigkeit dieser Tragkonstruktionen gegenüber den Decken und Innenstützen bei Stahlskelettbauten an Bedeutung zurücktritt. Dagegen dürfte dieser Frage bei Eisenbetonbalken infolge der Verringerung des Elastizitätsmoduls mit steigender Temperatur¹⁶⁾ (Verlagerung der neutralen Linie und stärkeren Beanspruchung der Eisenlagen) größere Aufmerksamkeit zu widmen sein.

Besondere Beachtung wird vielfach der Frage über die Anordnung von Dehnungsfugen geschenkt. Immer wieder zeigt sich, daß, wie beispielsweise bei dem Karstadt-Brand in Hamburg (Abb. 10), das Schließen der Dehnungsfugen Zerstörungen der Außenwände und andere verhängnisvolle Schäden zur Folge gehabt hat. Hier bedarf es des Hinweises, daß

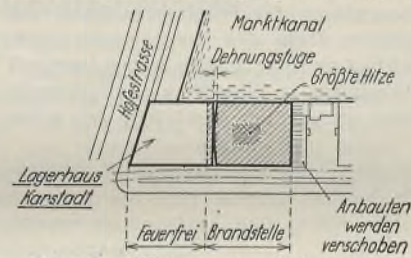


Abb. 10. Wirkung der Dehnungsfuge beim Karstadtbrand in Hamburg.

solche Dehnungsfugen nie und nimmer als Vorkehrung gegen Spannungserhöhungen durch Ausdehnungen in Brandfällen angeordnet werden. Bei Eisenbetonbauten handelt es sich in erster Linie um Schwindfugen. Dementsprechend ist auch die Fugenbreite bemessen. Sie würde also in Brandfällen nicht ausreichen, um die unerwünschten Wirkungen zu verhindern; was anderes ist es

natürlich bei Auflagerungen von Tragteilen auf Konsolen, wo Vorsorge gegen Abgleiten getroffen werden muß. Vor allem soll sich der Feuerwehingenieur davor hüten, die übliche Dehnungsfuge in Eisenbetonbauten als eine Maßnahme gegen Feuereinwirkungen zu betrachten und sich darauf zu verlassen.

Bei der Stahlskelettbauweise kommen Schwindfugen nicht in Frage. Witterungseinflüsse vermögen in den feuerfest ummantelten Stahlteilen nennenswerte Temperaturunterschiede nicht hervorzurufen; die entsprechenden Längenänderungen können auf Grund der Elastizität des Stahles ohne weiteres schadlos aufgenommen werden. So ist es verständlich, daß das bekannte 175 m lange Siemens-Schaltwerk-Hochhaus keinerlei Ausdehnungsfugen enthält. In dem gewaltigen 252 m langen Verwaltungsgebäude der I. G. Farben, Frankfurt/Main, hat man zwar an einer Stelle Langlöcher in der Stahlskelettkonstruktion angeordnet, doch dürfte nach maßgeblicher Meinung diese Vorkehrung nur als „Beruhigungsmittel“ aufzufassen sein. Die ausgleichende Wirkung an diesen Langlöchern wird gar nicht notwendig sein.

Selbst größere durch Feuereinwirkungen hervorgerufene Ausdehnungen können infolge der Elastizität und der oft bewiesenen Selbsthilfe des Stahles innerhalb des Stahlskeletts ohne Einsturzgefahr aufgenommen und ausgeglichen werden, sofern die wichtigen Anschlußstellen der Konstruktionsteile verschraubt sind, um Zugkräfte übertragen zu können. Hier wird sich also bei Bränden das Fehlen großer Ausgleichfugen nicht so verhängnisvoll auswirken können wie bei Massivbauten. Dabei sei noch darauf hingewiesen, daß bei den in Rede stehenden Stahlskelettbauten wohl kaum mit einem Brand zu rechnen ist, der zu gleicher Zeit an allen Traggliedern des Gebäudes die gleiche Wärmeausdehnung zur Folge hat. Wenn die Feuersicherheit solcher Bauwerke an Hand der Ergebnisse der amerikanischen Versuche beurteilt wird, darf nie vergessen werden, daß ein 4-stündiger Brand dieser Bauwerke mit einer durchschnittlichen Temperatur von 1000° C kaum denkbar ist, geschweige denn ein 8-stündiger Brand mit 1000° C, wie er den amerikanischen Versuchsbedingungen entsprechen würde. Ausnahmefälle kann es geben, die aber für die Beurteilung normaler Verhältnisse und Festsetzung entsprechender Vorschriften nicht herangezogen werden können. Andererseits soll mit diesem Hinweis auf die Bedingtheit der Übertragbarkeit von Versuchsergebnissen auf die Wirklichkeit der Unterschätzung der Gefahren und Folgen eines Brandes natürlich nicht das Wort geredet werden. Schließlich wird jeder einsichtige Stahlbauingenieur durch Anordnung eines ausreichenden Feuerschutzes seinen Ruf und den der Stahlskelettbauweise zu wahren wissen, aber seine gerechte Beurteilung der jeweils vorliegenden Verhältnisse und verantwortungsfreudigen Entscheidungen dürfen nicht durch wenig elastische Vorschriften unterbunden werden.

Wie bereits erwähnt, sind Stützensausdehnungen in den Stahlskelettbauten in Brandfällen meist ohne weiteres möglich; wenn an einzelnen

¹⁵⁾ Mensch: Beitrag zur Feuersicherheit von Stahldeckenträgern. Stahlbau 1931, Heft 18, S. 212.

¹⁶⁾ E. A. van Genderen Stort: Ztschrft. Feuerschutz 1931, Heft 9, S. 183. Die Kurvendarstellung in diesem Aufsatz erstreckt sich auf Kalksteinbeton und Basaltbeton (nicht Gasbeton).

Gebäudeteilen Träger starke Ausdehnungen erfahren, so können sie schlimmstenfalls nach unten oder oben ausbiegen, was aber noch keinen Einsturz des Skeletts zur Folge zu haben braucht, zumal benachbarte Konstruktionsglieder eine dadurch bedingte Überbelastung vorübergehend aufnehmen können (s. ebenfalls Prager Brand).

Die Gefahr des Herausdrückens der Umfassungswände durch die Ausdehnung von stählernen, frei aufliegenden Einzelträgern braucht der Feuerwehingenieur bei einem Stahlskelettbau nicht in dem Maße zu befürchten wie bei Massivbauten, da die Wände nur raumabschließender Art sind und die Ausdehnungskräfte der Unterzüge und Träger von dem Skelett in sich aufgenommen werden, das meist sowohl in senkrechter wie waagerechter Richtung den hierfür notwendigen statischen Zusammenhang aufweist.

Nur der Vollständigkeit halber sei noch erwähnt, daß bei Bauwerken, wo die Stahlteile gegen Temperatureinflüsse nicht geschützt sind, also beispielsweise bei Hallenbauten, der Einbau von Ausdehnungsfugen notwendig werden kann. Auch können schlechter Baugrund¹⁷⁾ und ähnliche Gründe in besonderen Fällen die Anordnung von Ausdehnungsfugen erfordern.

Man muß weiterhin bei der Beurteilung der Feuerbeständigkeit von Gebäuden bedenken, daß in steigendem Maße den Brandverhütungsmöglichkeiten zugunsten der Brandbekämpfung größte Aufmerksamkeit geschenkt wird. Die tragischen Ereignisse in New York (Aschgebäude) und Chicago (Iroquois-Theater) haben es deutlich bewiesen, daß selbst

¹⁷⁾ Wachsmann: Der Neubau der Knabenberufsschule in Hindenburg O.-S. Stahlbau 1931, Heft 24, S. 286, Abb. 3.

Verschiedenes.

Verstärkung einer Brücke durch Schweißung. Über den Kanal St. Martin in Paris führt eine Brücke der Pariser Métro von 20,73 m Spannweite, auf der neben zwei Gleisen auch zwei Außenbahnsteige liegen. Die vollwandigen Hauptträger sind 0,95 m hoch. Quer zu ihnen liegen 11 Querträger von 0,22 m Höhe. Die Brücke rührt aus dem Jahre 1900 her und ist entsprechend den damaligen Betriebsmitteln für eine Belastung mit 31 t schweren Triebwagen, gefolgt von 11,5 t schweren Anhängern, entworfen. Mittlerweile ist das Gewicht der Triebwagen auf 54 t angewachsen, und die Brücke bedurfte daher der Verstärkung. Man entschloß sich, diese mit Hilfe des elektrischen Lichtbogen-Schweißverfahrens auszuführen, das bequem und verhältnismäßig billig auszuführen ist und nur geringer Nebenarbeiten bedarf. Namentlich läßt sich dabei eine durch die Verkehrslasten überbeanspruchte Nietung leicht entlasten.

Die Längsträger sind durch Aufschweißen von Platten auf ihren Obergurt verstärkt worden. Auf die Untergurte sind an den Anschlüssen an die Querträger Bleche aufgeschweißt worden, die die zwei aneinanderstoßenden Längsträger erfassen und so deren Einspannung erhöhen. Ferner sind Schweißnähte angebracht worden, welche die zum Anschluß der Längsträger an die Querträger dienenden Nietreihen entlasten, eine Maßnahme, die auch an anderen Stellen der Brücke getroffen worden ist. Auf diese Art ist die Fahrbahn erheblich versteift worden. Die nur wenig überlasteten Hauptträger sind in ihrem ursprünglichen Zustande belassen worden.

Die Ausführung der Arbeiten bot einige Schwierigkeiten, da einerseits der Betrieb auf der Brücke und andererseits die Schifffahrt unter ihr nicht gestört werden durfte. Der größte Teil der Arbeiten war von unten her vorzunehmen, es durfte aber zu diesem Zweck nicht etwa eine feste Rüstung aufgestellt werden. Deshalb wurde auf einem kleinen Prahm von 4 × 2 × 1 m ein leichtes Bockgerüst aufgebaut; da dieses sich etwa 2,5 m über den Wasserspiegel erhob, mußte es gegen Umkippen dadurch gesichert werden, daß der Prahm mit vier seitlichen Schwimmern versehen wurde. Dieses Gerüst konnte bei Bedarf leicht ausgefahren werden.

Die herzustellenden Schweißnähte hatten insgesamt eine Länge von 1200 m. Es wurde Tag und Nacht gearbeitet. Der Strom wurde aus dem Netz der Métro als Gleichstrom von 620 V entnommen. Drei Schweißeinheiten haben die Arbeit in drei Monaten vollendet.

Die Spannungen in der verstärkten Brücke wurden mit Hilfe von Manet-Rabut-Spannungsmessern ermittelt; die Messungen wurden wiederholt vorgenommen und ergaben gut übereinstimmende Zahlen. Als Belastung dienten zwei vierachsige Triebwagen von je 60 t Gewicht. Die ermittelten Werte blieben allenthalben hinter den errechneten und damit hinter den zulässigen Werten zurück. Im Gen. Civ. wird in Heft 9 vom 29. August 1931 über die Verstärkung eingehend berichtet und namentlich die günstige Wirkung der Verstärkung der Anschlußstellen der Brückenteile aneinander hervorgehoben; dadurch ist der Grad der Einspannung erhöht und infolgedessen die ganze Brücke so versteift worden, daß man ohne Änderung der Hauptträger auskommen konnte. Wernecke.

Knickfestigkeit eingemauerter Stützen. (Aus Eng. News-Rec. vom 29. Oktober 1931.) Das Bureau of Standards im Verein mit der Common Brick Manufacturers Association hat kürzlich Versuche gemacht, um die verstelfende Wirkung der Einmauerung auf Stahlstützen festzustellen. Drei reine Stahlstützen gaben durch seitliches Ausknicken bei im Mittel 1687 kg/cm² nach, während sechs gleiche, aber eingemauerte Stützen im Mittel 2812 kg/cm² ohne wesentliche Ausbiegung trugen. Die herausragenden Teile der Stahlstütze waren allerdings zusammengestaucht, aber der eingemauerte Teil und das Mauerwerk waren offenbar unbeschädigt.

Die Stahlstützen hatten alle denselben H-Querschnitt von 152 mm Höhe, wogen 29,8 kg/m, hatten einen Querschnitt von 34,7 cm², eine

Gebäude, die im höchsten Maße feuerbeständig sind, innerhalb kurzer Zeit Hunderte von Opfern fordern können.

Wenn wir heute in Deutschland auch noch nicht soweit sind und es uns vielleicht auch nicht leisten können, in jedes moderne Gebäude eine Sprinkleranlage einzubauen, so darf doch andererseits nicht vergessen werden, daß wir auf diesem Gebiet dank der aufklärenden Tätigkeit unserer Feuerwehingenieure ein gutes Stück vorwärts gekommen sind.

Der Benutzer eines Gebäudes wird verlangen, daß er im Falle eines Brandes das Gebäude ungehindert und ohne Gefahr rechtzeitig verlassen kann. Ihn interessieren daher in erster Linie die Anordnungen von Ausgängen, Notausgängen, Brandtreppen, Abschlußtüren, Sprinkleranlagen, modernen Feuermeldern usw. Gleiches Interesse an diesen Sicherheits-einrichtungen haben auch die Versicherungsgesellschaften und die Feuerwehr. Das Verhalten des Bauwerkes während des Brandes ist von besonderer Wichtigkeit für die Sicherheit der Löschmannschaft. Die Wiederaufbaumöglichkeit des von einem Schadenfeuer heimgesuchten Gebäudes, die Wiederverwendungsmöglichkeit der Baustoffe und die Kostenfrage der Beseitigung von Gebäudeüberresten bestimmen die Höhe der Versicherungsprämie maßgeblich. Auch diese Gesichtspunkte dürfen bei einer umfassenden Beurteilung einer Bauweise nicht außer Betracht bleiben.

In dem Kampf, der Vernichtung von Werten durch Schadenfeuer mit menschlichem Vermögen durch baukonstruktive Verbesserungen Einhalt zu gebieten, steht die Stahlskelettbauweise, wie Ergebnisse vieler Brände und Versuche gezeigt haben, in der vordersten Reihe.

Noch viele Fragen harren ihrer Klärung. Vielleicht tragen die voranstehenden Ausführungen als Anregung dazu bei.

Länge von 7,01 m und einen Schlankheitsgrad von 185. Ihre rechteckig abgeschnittenen Enden wurden zwischen Platten von 203 · 203 · 13 mm in die Prüfmaschine eingesetzt.

Drei dieser Stützen wurden ohne Einmauerung geprüft, die sechs übrigen erst, nachdem sie in eine Backsteinmauer von 35,5 cm Dicke und 1,83 m Länge, also rd. 6500 cm² Querschnitt eingemauert waren, die vom Fuß der Stütze bis etwa 30 cm unterhalb des oberen Endes der Stütze reichte. Die obere Druckplatte der Prüfmaschine drückte mittels einer Platte von 13 mm Dicke auf die Stahlsäule, und zwar ohne Berührung mit dem Mauerwerk, während die Unterfläche der Mauer sowohl wie der Stütze auf der unteren Druckplatte der Maschine ruhte, so daß der Druck bis zu einem gewissen Grad auf die volle Fläche der Mauer verteilt war. Die Mauer selbst, als ein homogenes, rechteckiges, auf seinen Endflächen gelagertes Prisma aufgefaßt, hatte einen Schlankheitswert von ungefähr 65.

Für die Mauer wurden Hartbrandsteine in Zementmörtel 1:3, dem $\frac{1}{10}$ des Zementgewichtes an hydraulischem Kalk zugesetzt war, benutzt. Die Steine wurden im Verband mit vollen Fugen verlegt und der Raum um den Träger herum mit Mörtel vergossen. — In drei Stützen stand der Steg des Trägers senkrecht, in den drei anderen parallel zur Mauerdicke; es wurde jedoch kein Unterschied in der Festigkeit bemerkt.

Das Versagen der eingemauerten Stütze war die Folge örtlicher Ausknickungen der Flansche in dem herausragenden, etwa 300 mm langen Teil der Stahlstütze. Nach der Beendigung der Versuche wurde das Mauerwerk abgeschlagen; es zeigte sich, daß es fest anhaftete.

Durch die Versuche wurde nicht festgestellt, wie groß die Bruchlast einer auf die ganze Länge eingemauerten Stütze ist. Unter dieser, bei den meisten eingemauerten Stützen erfüllten Bedingung wird die Tragfähigkeit wegen der Verringerung des in den Stahl gehenden Lastanteils noch größer sein.

Dipl.-Ing. G. Koch.

Rostfreier Stahl. Bei der Stahlerzeugung hat man durch Zusatz von Chrom, Nickel und Silizium Legierungen erreicht, die dem Rostvorgang großen Widerstand entgegensetzen. Bei einem Zusatz von 12 bis 15 % Chrom und 0,18 bis 0,20 % Kohlenstoff hat man einen rostfreien Stahl erzeugt, der 75 bis 150 kg/mm² Bruchfestigkeit bei 18 % Dehnung besitzt. Der hohe Preis dieser Legierung schließt jedoch einstweilen ihre Verwendung für Eisenkonstruktionen aus. In USA hat man kürzlich eine neue Walztechnik eingeführt, die es gestattet, innerhalb wirtschaftlicher Grenzen die Vorteile des rostfreien Stahles in Anwendung zu bringen. Man hat dünne Platten rostfreien Stahles an zwei sich gegenüberliegende Seiten der vorgewalzten Rohstahlblöcke geschweißt. Hierauf hat man diese Blöcke in der üblichen Weise profilgemäß ausgewalzt. Es hat sich gezeigt, daß die angeschweißten Platten vollkommen homogen mit den Kernblöcken während des ganzen Walzvorganges geblieben sind. So hat man beispielsweise Blöcke zu Bandstahl von nur 0,25 mm Dicke ausgewalzt; die Dicke der rostfreien Schicht auf beiden Bandseiten betrug nach ausgeführter Messung nur 0,03 mm. Es hat sich gezeigt, daß diese dünne Schicht den Stahlkern vollkommen gegen Rost schützt. Die Dicke der anzuschweißenden Platten wird zu $\frac{1}{15}$ bis $\frac{1}{30}$ der Blockdicke gewählt. Das neue Verfahren hat bereits vielfach praktische Verwendung im Behälter- und Apparatebau für die chemische Industrie gefunden (Tekn. Ukeblad 1931, Nr. 32). Oberbaurat Nils Buer, Hamburg.

INHALT: Zur Ausbildung und Berechnung stählerner Druckgurt-Windverbände. — Einige Bemerkungen zu der Frage der Feuersicherheit von Stahlskelettbauten. — Verschiedenes: Verstärkung einer Brücke durch Schweißung. — Knickfestigkeit eingemauerter Stützen. — Rostfreier Stahl.

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.

DER STAHLBAU

Schriftleitung:

Dr.-Ing. A. Hertwig, Geh. Regierungsrat, Professor an der Technischen Hochschule Berlin, Berlin-Charlottenburg 2, Technische Hochschule
Fernsprecher: C1 Steinplatz 0011

Professor W. Rein, Breslau, Technische Hochschule. — Fernsprecher: Breslau 421 61

Beilage
zur Zeitschrift

DIE BAUTECHNIK

Fachschrift für das ge-
samte Bauingenieurwesen

Preis des Jahrganges 10 RM und Postgeld

5. Jahrgang

BERLIN, 29. April 1932

Heft 9

Alle Rechte vorbehalten.

Dauerversuche mit Nietverbindungen.*)

Von Dr.-Ing. K. Schaechterle, Stuttgart.

Zur Feststellung des Verhaltens von Nietverbindungen unter oftmals wiederholten Belastungen und zur Nachprüfung des Sicherheitsgrades der nach den Vorschriften für Stahlbrücken (BE¹⁾ und DIN 1073) berechneten Nietverbindungen sind im Auftrage des Deutschen Stahlbauverbandes und der Deutschen Reichsbahn-Gesellschaft an der Materialprüfungsanstalt der Technischen Hochschule Stuttgart unter der Leitung von Prof. O. Graf Dauerversuche mit Nietverbindungen aus verschiedenen Stählen eingeleitet und durchgeführt worden. Über die Vorversuche mit Nietverbindungen in St 37 wurde in Heft 24 (vom 28. November 1930) und Heft 25 (vom 5. Dezember 1930) dieser Zeitschrift bereits berichtet. Die folgenden Mitteilungen sind als Fortsetzung und Ergänzung dieses Berichts anzusehen. Der Rahmen der ursprünglich gestellten Aufgabe war nach den aus den Vorversuchen gewonnenen neuen Erkenntnissen, namentlich hinsichtlich des Verhaltens der aus hochwertigen Baustählen hergestellten Nietverbindungen zu eng gefaßt. Mehr und mehr rückten die allgemeinen Fragen in den Vordergrund:

1. Wie groß ist der Einfluß der Walzhaut und der werkstattmäßigen Bearbeitung, insbesondere der konstruktiv bedingten Bohrungen und Kerben bei den verschiedenen Stahlsorten?
2. Wie ist die Nietverbindung zu gestalten und zu bemessen, damit die Dauerfestigkeit des Nietanschlusses oder Zugstoßes derjenigen des durch die Nietlöcher verschwächten Stabes möglichst nahe kommt?
3. Welche Anforderungen sind mit Rücksicht auf die Nietverbindung an die Werkstoffe, insbesondere die hochwertigen Baustähle, zu stellen?

Der erste Versuchsplan wurde dementsprechend ergänzt und erweitert, die Werkstofffrage abgetrennt, auf breiterer Grundlage und gemeinsam mit den Vertretern der Eisenhüttenindustrie in Angriff genommen. Die von Prof. Graf eingeleiteten Versuche zur Erkundung der Dauerfestigkeitswerte von gelochten Stahlstäben mit Walzhaut²⁾ (vgl. auch Schaechterle: „Die Grundlagen der Festigkeitsberechnung von Stahlbrücken, zulässige Spannungen und Sicherheitsgrade“, Bauing. 1929, Heft 7 u. 8, und „Zur Wahl der zulässigen Anstrengungen bei Stahlbrücken“, Stahlbau 1931, Heft 8) sollten planmäßig ausgebaut, die Versuche mit Nietverbindungen gleichzeitig weitergeführt werden. Für die Durchführung der Versuche war der Grundsatz leitend, das Verhalten der Werkstoffe und der damit hergestellten Nietverbindungen unter Bedingungen zu erkunden, die denen der praktischen Verwendung im Betrieb möglichst nahe kommen, auf jeden Fall aber die maßgebenden Einflüsse bei der Prüfung eindeutig zum Ausdruck bringen.

Die nachstehend beschriebenen Dauerzugversuche mit Nietverbindungen aus St 37 (Niete St 34) sollten zur Nachprüfung der Berechnungsgrundlagen für Stahlbrücken hinsichtlich der τ_{zul} - und σ_{zul} -Werte dienen. Zu diesem Zweck war der Bruch der Nietverbindung einmal durch Überschreitung des Abscherwiderstandes der Niete, das andere Mal durch Überbeanspruchung der Nietlochwände herbeizuführen. Dementsprechend wurden zwei Versuchsreihen zur Dauerzugprüfung vorgesehen:

1. Gruppe: Zugverbindungen mit dicken Blechen (130 × 23) und mit ein-, zwei-, drei- und vierreihiger Nietverbindung (Niete ϕ 17).
2. Gruppe: Zugverbindungen mit dünnen Blechen (200 × 10) und mit ein-, zwei-, drei- und vierreihiger Nietverbindung (Niete ϕ 17).

In den beiden Gruppen entspricht jeweils die dreireihige Nietverbindung den Berechnungs- und Bemessungsvorschriften (BE) der Deutschen Reichsbahn-Gesellschaft und DIN 1073.

* Aus der Feder des gleichen Verfassers erscheint demnächst in der „Bautechnik“ ein umfassender Aufsatz zur allgemeinen Frage der Dauerfestigkeit von gelochten Stäben und Nietverbindungen.

¹⁾ Berlin 1926. Wilh. Ernst & Sohn.

²⁾ G. Barner, Der Einfluß von Bohrungen auf die Dauerfestigkeit von Stahlstäben.

Die Versuchskörper wurden in der Materialprüfungsanstalt der Technischen Hochschule Stuttgart hergestellt, zum Niete Preßlufthammer mit 11,3 kg Gewicht benutzt (Überdruck 4 at während des Nietens).

Die Nietlöcher wurden mit scharf geschliffenen Spiralbohrern in üblicher Weise (Kühlen mit Seifenwasser) ausgeführt, die Grate an den Lochrändern mit Spitzsenker entfernt, die Schmalseiten der vernieteten Prüfkörper eben gefräst und gefeilt. Die Berührungsfächen der Bleche blieben ohne Anstrich.

Wie bei den früheren Versuchen sind auch diesmal zum Vergleich neben den Dauerzugversuchen gewöhnliche (statische) Zugversuche durchgeführt und die Werkstoffeigenschaften (Streckgrenze, Zugfestigkeit, Dehnung, Kugeldruckhärte) in üblicher Weise festgestellt worden. Die Versuchseinrichtung ist in Heft 24 vom 28. Nov. 1930 beschrieben (vgl. auch Abb. 13, S. 279 d. J.). Die Anordnung der Prüfkörper der ersten Versuchsreihe ist aus Abb. 1 zu ersehen. Die Messungen während des Versuchs wurden auf die Verfolgung der gesamten federnden und bleibenden Längenänderungen der Meßstrecken A und B beschränkt. An den in die Dauerprüfmaschine eingespannten Prüfkörpern wurden unter der Anfangslast (P_u) die Meßhaken für die Meßstrecken A u. B abgelesen, sodann wurde der selbsttätige Steuerapparat in Tätigkeit gesetzt und zur Beschleunigung der Versuche auf drei Lastspiele (gegenüber zwei bei den bisherigen Dauerversuchen) in der Minute zwischen der Anfangslast P_u und der oberen Laststufe P_o eingestellt. Weiterhin sind nicht alle Laststufen bis zum Erreichen des Gleichzustandes durchgeführt worden. Das abgekürzte Verfahren erschien zur Feststellung der Belastungsgrenze ausreichend.

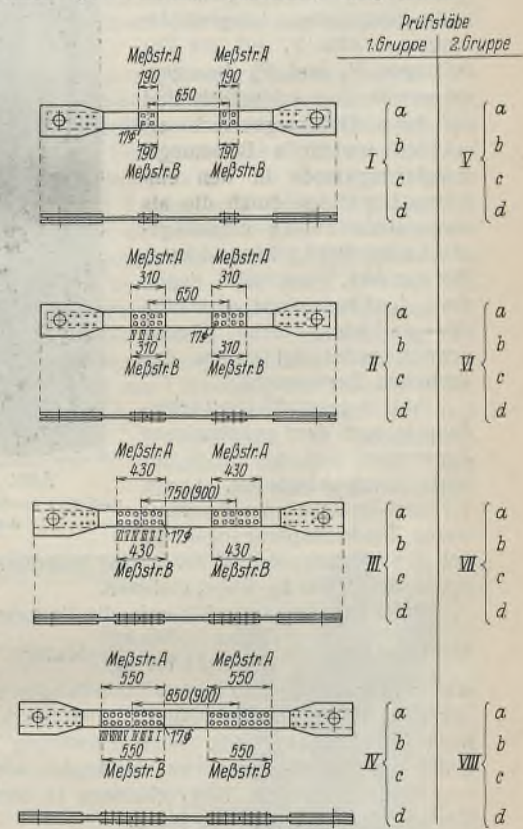


Abb. 1.

Die Prüfkörper der beiden Versuchsreihen.

1. Gruppe.

a) Prüfkörper I.

Zulässige Belastung nach BE 10 400 kg.

Zugehörige Scherspannung im Nietschaft $\tau = 1120 \text{ kg/cm}^2 = 0,8 \sigma_{zul}$.Zugehöriger Lochwanddruck $\sigma_l = 1310 \text{ kg/cm}^2$.

Dauerzugversuch mit Prüfkörper Ic:

Anfangsbelastung $P_u = 300 \text{ kg}$.Laststufen $P_o = 3300, 5300, 7300, 9800, 15100, 17700, 21100, 24400$.

Bruch auf der Laststufe 24 400 kg nach 15 281 Lastspielen.

Sicherheitsgrad für oftmals wiederholte Zugbelastung:

$$\frac{\text{Bruchlast (Dauerzugversuch)}}{\text{Zulässige Last (BE)}} = \frac{24400}{10530} = 2,3.$$

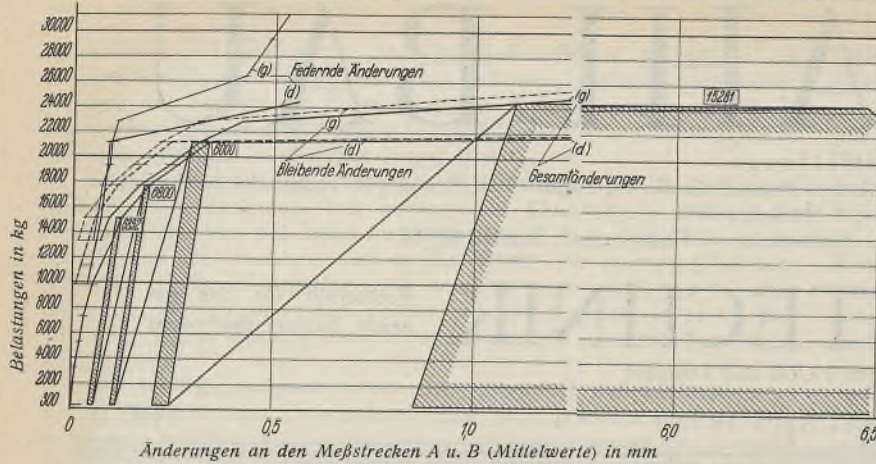


Abb. 2. Lastlängenänderungslinien für Prüfkörper I.

Bruchlast beim gewöhnlichen Zugversuch mit der Probe gleicher Abmessungen Ia 34 050 kg.

$$\frac{\text{Bruchlast (gewöhnlicher Zugversuch)}}{\text{zulässige Last (BE)}} = \frac{34050}{10400} = 3,2.$$

Die obere Grenze, bei der der Körper als Ganzes sich noch elastisch verhält, darf bei rd. 21 000 kg ($\tau_d = \frac{21000}{9,28} = 2260 \text{ kg/cm}^2$) angenommen werden.

In Abb. 2 sind die beim statischen (g) und Dauerversuch (d) gemessenen gesamten, federnden und bleibenden Längenänderungen der Meßstrecken A und B gegenübergestellt. Außerdem sind die beim Dauerzugversuch aufgetretenen gesamten und bleibenden Längenänderungen in Abb. 2, auf die Belastungen P_u und P_o bezogen, dargestellt und schließlich sind die beim Dauerzugversuch erreichten jeweiligen Belastungsausgleichszustände in den einzelnen Laststufen durch die als eingerahmte Zahlen eingetragenen Lastwechsel gekennzeichnet. Wie aus Abb. 2 ersichtlich, liegen die Lastlängenänderungslinien (P- η -Linien) beim Dauerversuch unter denjenigen des statischen Zugversuchs.

Abb. 3 zeigt die Nietverbindung Ia nach dem gewöhnlichen Zugversuch und den Bruch der Niete durch Abscheren. Lange vor dem Erreichen der Bruchlast waren Zunderabsprengungen an den Schließköpfen bei 26 300 kg und Aufkrümmen der Laschenenden nach außen bei 29 300 kg wahrzunehmen.

Beim Dauerzugversuch wurde die Verformung der Laschen und Niete unter Lastwechseln ($P_u = 300 \text{ kg}$, $P_o = 24 400 \text{ kg}$) deutlich sichtbar, nach 8000 Lastwechseln sprang Zunder an den Schließköpfen ab, nach 14 825 Lastwechseln der untere Setzkopf eines Nietes. Der Bruch der Nietverbindung Ic trat nach 15 281 Lastwechseln durch Zerstörung der Niete in der unteren Hälfte ein (Abreißen von zwei Setzköpfen und einem Schließkopf).

Abb. 4 zeigt die Nietverbindung Ia nach dem Bruch, Abb. 5 den Zustand der Nietlöcher im Blech.

Der Zustand der gleichzeitig in die Prüfmaschine eingespannten Nietverbindung Id nach dem Bruch von Ic zeigt, daß nach der weitgehenden Verformung der Laschen und Niete und der Öffnung des Spaltes an der Stoßstelle der Bruch auf der gleichen Stufe (24 400 kg) mit Sicherheit zu erwarten war. Von einer Fortsetzung des Versuches wurde deshalb abgesehen.

Während beim gewöhnlichen Zugversuch die Niete durch Abscheren zerstört wurden, führten beim Dauerzugversuch Zug- und Biegeanstrengungen (ausmittige Kraftübertragung) zum Abreißen der Nietköpfe und zum Bruch im mittleren Teil. An den Scherflächen sind nur kleine Verdrückungen (Abb. 4) entstanden.

b) Prüfkörper II.

Zulässige Belastung nach BE 20 790 kg.
Zugehörige Scherspannung $\tau = 1120 \text{ kg/cm}^2 = 0,8 \sigma_{zul}$.
Zugehöriger Lochwanddruck $\sigma_l = 1325 \text{ kg/cm}^2$.

Dauerversuche mit den Prüfkörpern IIc und II d:
Anfangsbelastung $P_u = 300 \text{ kg}$.
Laststufen $P_o = 3300, 5300, 7300, 9800, 15100, 17700, 21100, 24400, 30100, 36900, 42100, 44400, 46400$.

Bruch auf der Laststufe 46 400 kg nach 22 228 Lastwechseln.

Sicherheitsgrad für oftmals wiederholte Zuganstrengung:

$$\frac{\text{Bruchlast (Dauerversuch)}}{\text{zul. Last (BE)}} = \frac{46400}{20790} = 2,23.$$

Bruchlast beim gewöhnlichen Zugversuch mit dem Prüfkörper gleicher Abmessungen II a 68 000 kg und damit

$$\frac{\text{Bruchlast (gewöhnl. Zugversuch)}}{\text{zul. Belastung (BE)}} = \frac{68000}{20790} = 3,27.$$

Die obere Grenze, bei der sich der Prüfkörper als Ganzes noch elastisch verhält, darf bei rd. 42 000 kg angenommen werden

$$\left(\tau_d = \frac{42000}{18,56} = 2260 \text{ kg/cm}^2\right).$$

Die Abb. 6 enthält sinngemäß die gleichen Darstellungen wie Abb. 2, bezogen auf die Prüfkörper II. Auch hier liegen beim Dauerversuch die Längenänderungslinien (P- η -Linie) unter denjenigen des statischen Zugversuchs.

Bemerkenswerte Feststellungen beim gewöhnlichen Zugversuch IIa:

Verformung der Laschen bei 49 500 kg deutlich sichtbar, Abspringen von Zunder an den Setz- und Schließköpfen der äußeren Niete bei 52 000 kg, Streckfiguren an den Schmalseiten der Bleche im Querschnitt der äußeren Nietreihen, bei 60 000 kg Strecklinien an den Breitseiten der Bleche.

Bei der Nietverbindung II b trat der Bruch bei 68 000 kg durch Abscheren der Niete in der unteren Hälfte ein. Die Niete der Verbindung II a waren bei 68 000 kg so stark verformt, daß eine Steigerung der Höchstlast über 68 000 kg nicht zu erwarten war.

Bemerkenswerte Feststellungen beim Dauerversuch:

Auf der Laststufe $P = 46 400 \text{ kg}$ wurde nach 9455 Lastspielen die Verformung der Laschen deutlich sichtbar, nach 14 027 Lastspielen sprang erstmals Zunder an den Schließ-

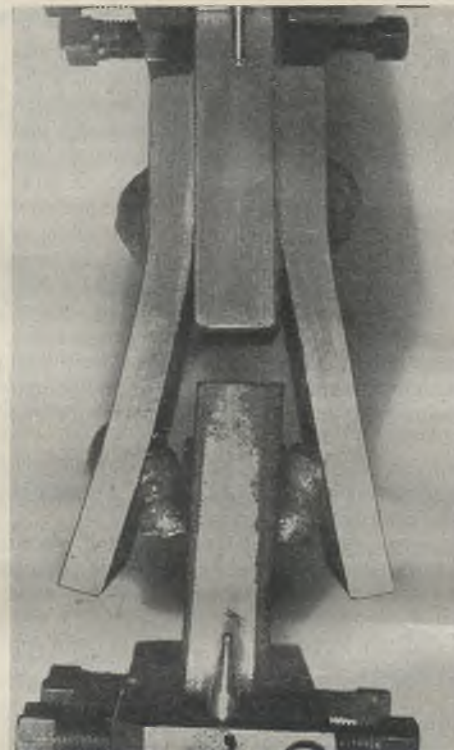


Abb. 4. Nietverbindung Ic nach dem Bruch (Dauerversuch)

köpfen der äußeren Niete ab. Nach 22 228 Lastspielen brach die Nietverbindung II d durch Zerstören der Niete in der oberen Stoßhälfte. Das Bruchbild ist aus Abb. 7 zu ersehen. Die Nietenlöcher waren stark verdrückt, die Nietlochränder sowohl im Blech als in den Laschen weitgehend verformt. Bei der Nietverbindung II c waren unmittelbar vor dem Bruch Laschen und Niete besonders in einer Stoßhälfte stark verformt.

c) Prüfkörper III.

Zulässige Belastung nach BE 30 180 kg bei III a
30 020 kg bei III b.
Zugehörige Scherspannung $\tau = 1095 \text{ kg/cm}^2 = 0,78 \sigma_{zul}$.
1090 "
Zugehöriger Lochwanddruck $\sigma_l = 1270 \text{ kg/cm}^2$
1280 "

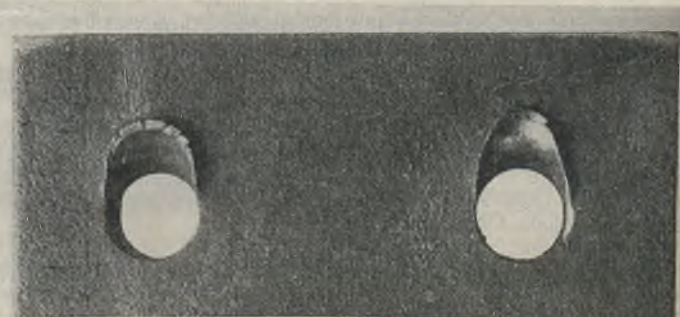


Abb. 5. Unteres Blech der Nietverbindung Ic nach dem Dauerversuch.

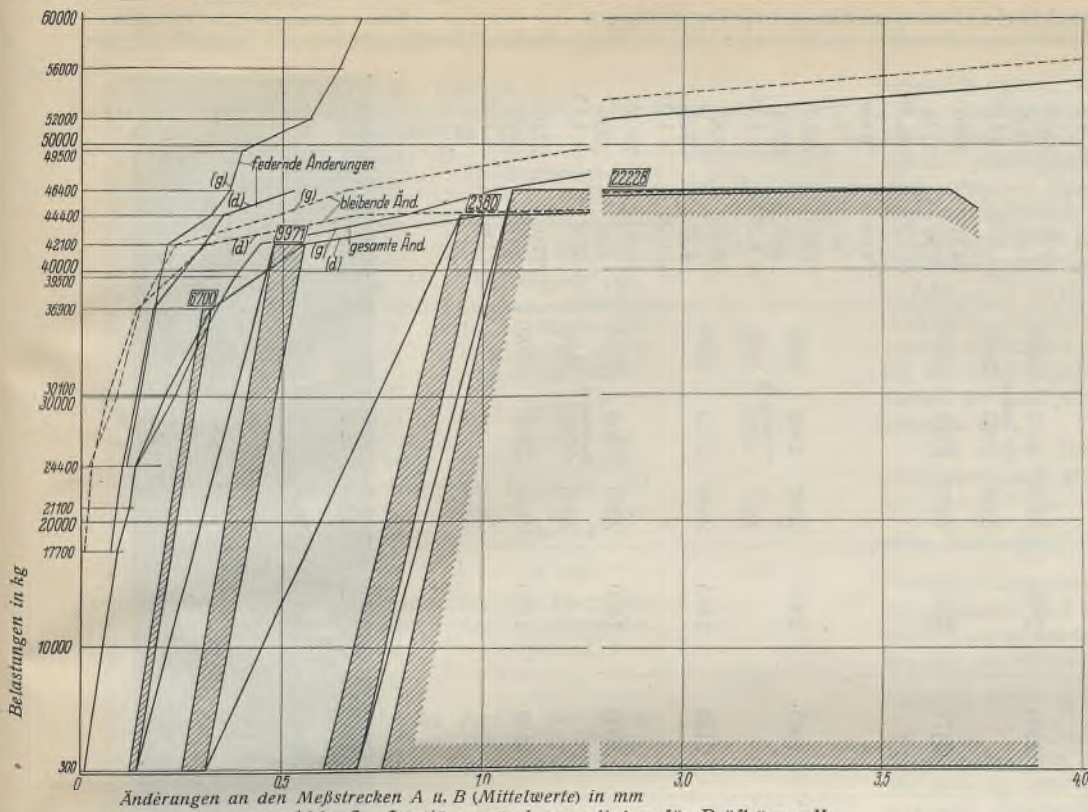


Abb. 6. Lastlängenänderungslinien für Prüfkörper II.

Zugehörige Spannung im verschwächten Querschnitt

$$\sigma = 1400 \text{ kg/cm}^2 = \sigma_{zul}$$

Dauerversuche III c und III d:

Anfangsbelastung $P_u = 300 \text{ kg}$.

Laststufen $P_o = 7300, 9800, 15100, 16300, 18000, 19300, 21000, 24500, 30000, 36000, 42000, 44500, 46500, 49500, 52000, 54500, 57500$.

Bruch auf der Laststufe 57 500 kg nach 13 861 Lastspielen.

Sicherheitsgrad für oftmals wiederholte Zuganstrengung:

$$\frac{\text{Bruchlast (Dauerversuche)}}{\text{zul. Last (BE)}} = \frac{57500}{30180} = 1,90.$$

Bruchlast beim gewöhnlichen Zugversuch mit dem Prüfkörper gleicher Abmessung III a 87 900 kg.

$$\frac{\text{Bruchlast (gewöhnlicher Zugversuch)}}{\text{zul. Belastung (BE)}} = \frac{87900}{30180} = 2,91.$$

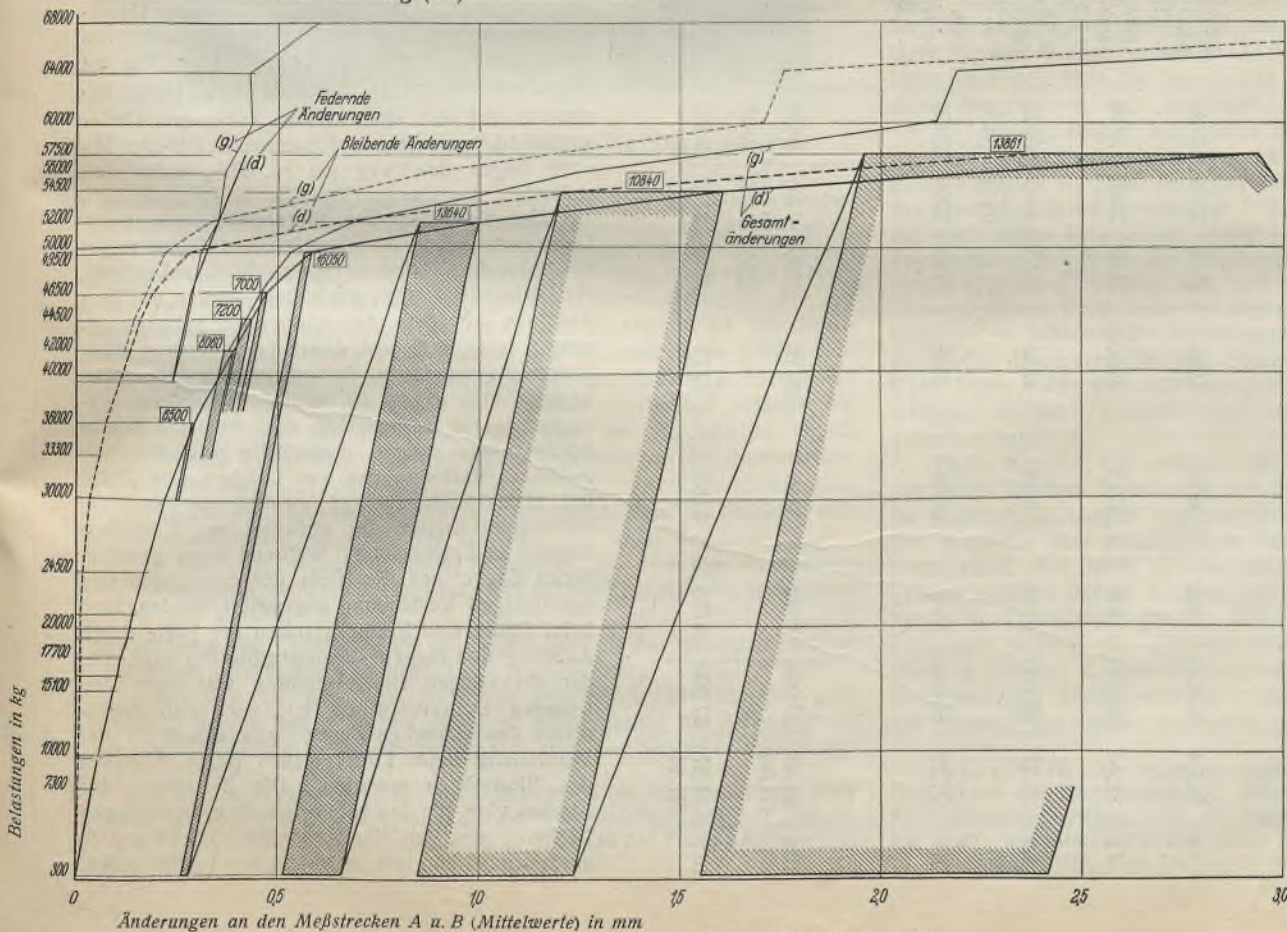


Abb. 8. Lastlängenänderungslinien für Prüfkörper III.

Die obere Grenze, bei der sich der Prüfkörper als Ganzes noch elastisch verhielt, darf bei rund 54 000 kg angenommen werden

$$\tau_d = \frac{54000}{27,6} = 1955 \text{ kg/cm}^2;$$

$$\sigma = \frac{54000}{21,27} = 2538 \text{ kg/cm}^2.$$

Wiederum enthält Abb. 8 sinngemäß die gleichen Darstellungen wie Abb. 2 u. 6, bezogen auf die Prüfkörper III. Die Lastlängenänderungslinien ($P-\eta$ -Linien) liegen beim Dauerversuch unter denjenigen des statischen Zugversuches.

Bemerkenswerte Feststellungen. Gewöhnlicher Zugversuch. Bei 52 000 kg Streckfiguren an den Schmalseiten des Bleches im Querschnitt der äußeren Nietreihen, bei 58 000 kg Abtrennen von Zunder an der Breitseite des Bleches neben den Laschen, bei 60 000 kg Strecklinien auf der Breitseite des Bleches neben den Laschen, bei 64 000 kg Zunderablösungen des Bleches an einer Einspannstelle, bei 72 000 kg Strecklinien auf den Breitseiten des Bleches zwischen den Nietverbindungen III a und III b, bei 76 000 kg Zunderablösungen an den Breitseiten der Laschen, bei 79 900 kg kreuzweise verlaufende Strecklinien auf den Laschen zwischen den Nietlöchern der ersten und zweiten Nietreihe, außerdem Streckfiguren an den Schmalseiten der Laschen, bei 87 900 kg Bruch der Nietverbindung III b durch Reißen des Bleches in dem durch die äußere Nietreihe verschwächten Querschnitt. Abb. 9 zeigt

die Nietverbindung III b nach dem Bruch und nach dem Abnehmen der Schließkopflasche.

Dauerzugversuch. Beim Dauerzugversuch konnten schon auf der Laststufe 300 bis 52 000 kg Zunderabsprengungen auf einer Breitseite des Bleches neben den Laschen und Streckfiguren auf den Schmalseiten des Bleches im Querschnitt der äußeren Nietreihen beobachtet werden. Auf der Höchststufe nahm die Zunderablösung zu und die Streckfiguren traten nach wenigen Lastspielen deutlich in Erscheinung. Nach 51 Lastspielen wurde bei III c je eine Strecklinie auf den Breitseiten des Bleches neben den Laschen sichtbar, nach 13 861 Lastspielen zwischen $P_u = 300$ und $P_o = 57 500 \text{ kg}$ erfolgte der Bruch der Verbindung III c durch Abreißen des Bleches in dem durch die äußere Nietreihe verschwächten Querschnitt. Abb. 10 zeigt die Bruchfläche des Bleches der Nietverbindung III c.

Die gleichzeitig geprüfte Nietverbindung III d zeigte starke Verformungen des Bleches, besonders in der Umgebung der äußeren Niete. Nach dem Ausbau und dem Abnehmen der Schließkopflasche konnten von den äußersten Nietlochändern aus-

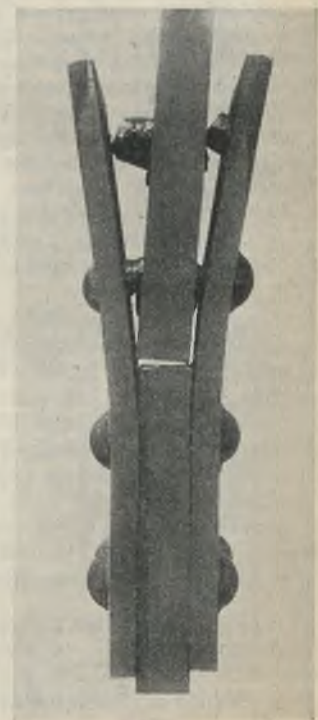


Abb. 7. Nietverbindung II d nach dem Dauerversuch.

Tafel 1.

Dauerzugversuche													
Bezeichnung des Stabes	Blech-quer-schnitt F_n cm ²	Gewöhnliche Zugversuche				Belastungen, Zugspannungen Scherspannungen, Lochwanddrücke				Sicherheitsgrad			
		Höchstlast kg	Zugspannung $d = \frac{P}{F_n}$ kg/cm ²	Scherbeanspruchung $\tau = \frac{2 \cdot \pi \cdot d^2 \cdot n}{4}$ kg/cm ²	Lochwanddrücke $d_l = \frac{P}{d \cdot n \cdot \delta}$ kg/cm ²	Streckgrenze kg/cm ²	Zugfestigkeit kg/cm ²	Höchstlastfestigkeit kg/cm ²	Höchstlastfestigkeit untere $\frac{\sigma_H}{\sigma_{zul}}$				
Bezeichnung des Stabes	Blech-quer-schnitt F_n cm ²	Bruchlast durch Dauerversuch ermittelt kg/cm ²	Zugspannung $d = \frac{P}{F_n}$ kg/cm ²	Scherbeanspruchung $\tau = \frac{2 \cdot \pi \cdot d^2 \cdot n}{4}$ kg/cm ²	Lochwanddrücke $d_l = \frac{P}{d \cdot n \cdot \delta}$ kg/cm ²	Streckgrenze kg/cm ²		Zugfestigkeit kg/cm ²	Sicherheitsgrad				
						σ_{S_0} oben	σ_{S_u} unten						
Ia	21,34	34 050	1595	3670	4285	2510	2315	3780	1595 1400 = 1,14	2595 1120 = 2,3	2315	3780	2595 1120 = 1,1
Ib	21,34	39 100	1830	4215	4930	2510	2315	3780	1830 1400 = 1,3	2595	2315	3780	2595 1120 = 1,1
IIa	21,27	68 000	3195	3665	4355	2555	2365	3825	3195 1400 = 2,28	2500	2305	3665	2500 1120 = 2,23
IIb	21,22	68 000	3205	3665	4355	2440	2225	3500	3205 1400 = 2,29	2470	2440	3500	2470 1120 = 1,12
IIIa	21,48 (21,56)	87 900	4090	3185	3710	2395	2305	3665	4090 1400 = 2,92	2065	2395	3665	2065 1400 = 1,46
IIIb	21,27 (21,44)	87 900	4135	3185	3775	2555	2365	3825	4135 1400 = 2,95	2110	2440	3500	2110 1400 = 1,52
IVc	21,65	57 500	2655	1560	1810	2395	2305	3605	2655 1400 = 1,9	1560	2395	3605	2655 1400 = 1,9
IVd	21,39	57 500	2710	1550	1840	2555	2365	3825	2710 1400 = 1,94	1550	2440	3500	2710 1400 = 1,94

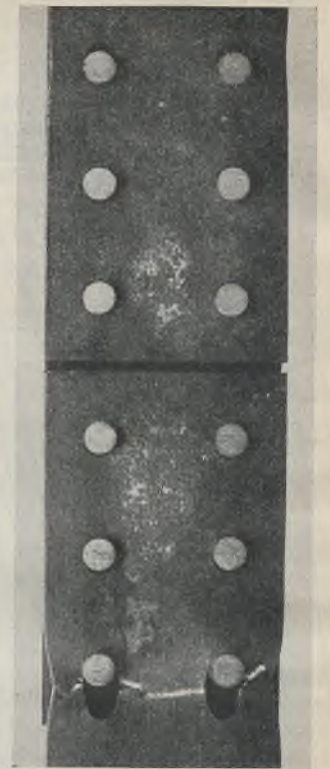


Abb. 9. Nietverbindung IIIb nach dem Dauerversuch und nach Entfernung der Schließkopfflasche.

gehende Anrisse festgestellt werden. Die starken Verformungen des Bleches und die Risse und der Verlauf der Linie der Längenänderungen bezogen auf die Zahl der Wiederholungen weisen darauf hin, daß der Bruch auf der Laststufe 57 500 bestimmt zu erwarten war.

Zusammenfassung. Die wichtigsten Ergebnisse der ersten

Versuchsreihe sind in Tafel 1 übersichtlich zusammengestellt. Die Höchstlasten beim Dauerzugversuch (oftmals wiederholte Belastung von einer kleinen Anfangslast $P_u = 300$ kg bis zu einem Höchstwert P_0 langsam und stetig ansteigend und nach einer kleinen Ruhepause wieder absinkend, insgesamt drei Lastwechsel in der Minute) liegen durchweg um rd. 33% unter den statischen Bruchlasten (Tafel 2).

Das Verhalten der Nietverbindungen beim Dauerzugversuch mit ansteigenden Laststufen, wobei auf jeder der Höchstlast vorangehenden Laststufe die Lastspiele solange wiederholt wurden, bis eine dauernde Abnahme der bleibenden Längenänderungen festgestellt und damit das Erreichen eines Gleichgewichtszustandes mit Sicherheit zu erwarten war, ist wesentlich anders als beim gewöhnlichen Zugversuch. Dementsprechend sind auch die Brucherscheinungen andere. Augenfällig treten die weitgehenden Verformungen der Laschen und Niete bei der einreihigen und zweireihigen Zugstoßverbindung infolge der außermittigen Kraftübertragung in Erscheinung. Während beim gewöhnlichen Zugversuch die Niete der einreihigen und zweireihigen Verbindung abgeschert wurden, fand beim Dauerzugversuch ein Zerstören der Niete durch Axialzug- und Biegebeanspruchungen statt. Bei der dreireihigen Nietverbindung war nach den früheren Dauerzugversuchen und nach den Ergebnissen des statischen Zugversuchs ein Bruch der Verbindung beim Dauerzugversuch durch Abreißen des Bleches zu erwarten. Die Zerstörung des Bleches ging von den Nietlochrändern der äußeren Nietreihe aus, wo die von den Nietlochrändern ausgehenden Anrisse sich langsam vergrößerten,

Tafel 2.

Niet- verbindung	Höchstlasten		Dauerbruchlast stat. Bruchlast
	Gewöhnlicher Zugversuch kg	Dauerzugversuch kg	
einreihig	36 600 Bruch durch Abscheren der Niete	24 400 Verbiegung der Laschen, Abreißen der Nietköpfe und Biegebungsbruch der Niete im Schaft	0,67
zweireihig	68 000 Bruch durch Abscheren und Kopf-abreißen der Niete	46 400 Verbiegung der Laschen, Abreißen der Nietköpfe und Bruch des Nieschaftes	0,68
dreireihig	87 900 Bruch des Blechs im verschwächten Querschnitt	57 500 Bruch im Blech, von den Nietlöchern ausgehend	0,65
vierreihig	87 900 Bruch des Blechs im verschwächten Querschnitt	57 500 Anrisse im Blech, von den Nietlöchern ausgehend	0,65

bis infolge der damit verbundenen Querschnittschwächung das durch Fließerscheinungen gekennzeichnete Abreißen eintrat. Bei der nach den Vorschriften der BE bemessenen dreireihigen Nietverbindung (IIIc und III d) wurde das Blech bis zur Streckgrenze ausgenutzt,

$$\frac{\text{Dauerbruchfestigkeit}}{\text{Untere Streckgrenze}} = \frac{P_{d \max}}{F_n} = \frac{2685}{2225} = 1,2.$$

Die Dauerbruchfestigkeit dieser dreireihigen Nietverbindung liegt höher als die Ursprungsfestigkeit des gelochten Bleches (nach Barner $0,55 \cdot 3500 = 1925 \text{ kg/cm}^2$). Dabei ist zu beachten, daß örtlich an den Stellen der Spannungsspitzen die Streck- und Quetschgrenze überschritten wurde, worauf die Verformung der Nietlochwände hinweist. Das außerordentlich



Abb. 10. Bruchfläche der Nietverbindung IIIc (Dauerversuch).

günstige Ergebnis zeigt, daß die Nietverbindung sich bei oftmals wiederholter Belastung auf den jeweiligen Belastungszustand einzuspielen vermag, daß in der Nietverbindung ein teilweiser Spannungsausgleich eintritt, wobei die Verfestigungsfähigkeit des Werkstoffs eine wichtige Rolle spielt. Nach den aus statischen Versuchen vorliegenden Erkenntnissen³⁾ ist bei der mehrreihigen Nietverbindung der Anteil der Nietreihen an der Kraftübertragung vom Blech auf die Laschen sehr verschieden, so entfällt z. B. bei der dreireihigen Zugstoßverbindung auf die äußersten Nieten der größte, auf die mittleren Nieten der kleinste Kraftanteil solange die Spannungen unter der Proportionalitäts- bzw. der Streckgrenze liegen. Auf höheren Belastungsstufen tritt eine Annäherung an die theoretischen Grenzfälle ein:

- Stab und Laschen starr, Niete elastisch, bei dem die Stabkraft sich gleichmäßig auf alle Niete verteilt,
- Stab und Laschen elastisch, Niete starr, bei dem nur die äußeren und inneren Niete beansprucht, alle dazwischenliegenden spannungslos bleiben,

je nachdem die Beanspruchung der Bolzen oder die der Stäbe und Laschen zuerst die Streckgrenze erreicht.

Aus den bei den Dauerversuchen gemachten Feststellungen geht deutlich hervor, daß durch die oftmalige Wiederholung der Belastung auf den verschiedenen Belastungsstufen tatsächlich ein teilweiser Spannungsausgleich eintritt, so daß sich die Verbindung als Ganzes auch bei örtlicher Überschreitung der Streck- oder Quetschgrenze noch elastisch verhält. Fände ein Spannungsausgleich, ein Einspielen der Nietverbindung auf den jeweiligen Belastungszustand nicht statt, so würden die Stellen stark örtlichen Spannungsanstiegs (Spannungsspitzen) viel früher zum Dauerbruch führen.

Die bezüglich der Niescherfläche überdimensionierte vierreihige Nietverbindung (IVc und IVd) ($\sigma_{zul(\text{Stab})} = 1400 \text{ kg/cm}^2$, $\tau_{(\text{Niet})} = 825 \text{ kg/cm}^2 = 0,59 \cdot \sigma_{zul}$) ergab beim Dauerversuch die gleiche Höchstlast wie die dreireihige Nietverbindung (IIIc und III d) mit dem gleichen Stab- und Laschenquerschnitt. Das war von vornherein zu erwarten, nachdem bereits bei der dreireihigen Nietverbindung der Dauerbruch durch Abreißen des Stabes in dem verschwächten Querschnitt der äußeren Nietreihe eingetreten war.

Die oberen Belastungsgrenzen, bei denen sich die Nietverbindungen im Dauerversuch als Ganzes noch hinreichend elastisch verhielten, wurden bei Ic und Id zu 21 000 kg, bei IIc und IId zu 42 000 kg gefunden, was einer Anstrengung von $\frac{21\,000}{9,28} = 2260 \text{ kg}$ bezogen auf 1 cm^2 Niescherfläche entspricht. Beim Überschreiten dieser Grenzen nahmen die gesamten und bleibenden Längenänderungen stark zu; bei jeder Lastwiederholung wurde Arbeit verbraucht, bis schließlich der Bruch eintrat. Bei der dreireihigen Nietverbindung wurde die Elastizitätsgrenze auf der Laststufe 49 000 kg erreicht, was einer Anstrengung von $\frac{49\,000}{27,6} = 1780 \text{ kg}$ auf 1 cm^2 Niescherfläche entspricht. Auf der nächsthöheren Laststufe ist das Blech an dem durch Nietlöcher verschwächten Querschnitt gebrochen. Mit dem aus den Versuchen I und II ermittelten Wert von 2260 kg/cm^2 errechnet sich für die dreireihige Nietverbindung der erforderliche Niescherquerschnitt aus $\frac{49\,000}{2260} = 21,7 \text{ cm}^2$, gegenüber $27,6 \text{ cm}^2$ beim Prüfkörper III. Mit der zulässigen Belastung nach BE und $21,7 \text{ cm}^2$ Niescherfläche wird $P_{zul} = 1400 \cdot 21,7 = 30\,380 \text{ kg}$ und $\tau'_{zul} = \frac{30\,380}{21,7} = 1400 \text{ kg/cm}^2$. Hiernach erscheint eine Erhöhung der zulässigen Scher-
spannung von $0,80 \sigma_{zul}$ auf σ_{zul} unbedenklich. Die für die praktische Anwendung entscheidende obere Belastungsgrenze, auf 1 cm^2 Niescherfläche bezogen, liegt erheblich über dem von Bach angegebenen Gleitwiderstand der Nietverbindung (1000 bis 1500 kg auf 1 cm^2 Niescherfläche). Von Bach und Baumann haben bekanntlich in der durch die Klemmwirkung der Niete hervorgerufenen Reibung zwischen den vernieteten Eisenteilen, d. h. im Gleitwiderstand die Größe gesehen, die für die Güte der Nietverbindung maßgebend sei und betont, daß die Grundanschauung, auf welcher das Vorgehen der Bauingenieure (nämlich die Berechnung der Niete auf Abscheren und Lochwanddruck) beruhe und damit das letztere selbst unrichtig sei, daß vielmehr der Widerstand gegen Gleiten bei der Nietverbindung entsprechend den tatsächlichen Verhältnissen in die erste Linie gestellt werden müsse⁴⁾. Auch Schwedler hat in seiner grundlegenden Arbeit über die Berechnung der Nietverbindungen ausdrücklich darauf hingewiesen, daß „die Festigkeit der Nietverbindung meist durch die Reibung der Bleche aufeinander bedingt sei“.

Die von Schachenmaier in seinem Vortrag über „Die Zähigkeit der Flußeisensorten als Sicherheitsgrad bei Eisenbauten“ (Hauptversammlung des Deutschen Stahlbauverbandes 1922) vertretene Auffassung⁵⁾, daß sich mit wachsenden Belastungen infolge der dem Werkstoff innewohnenden Zähigkeit ein Ausgleich der Belastungen und Spannungen vollziehe und eine Verfestigung eintrete, daß sich diese günstigen Wirkungen bis zu einem gewissen Grade auch bei oftmals wiederholten Belastungen zeige, kommt den tatsächlichen Verhältnissen sehr nahe. Die Ergebnisse der Stuttgarter Dauerversuche mit Nietverbindungen in St 37 stehen der Bach'schen Auffassung nicht entgegen, haben aber andererseits die Zweckmäßigkeit der von Schwedler eingeführten Berechnungs- und Bemessungsverfahren bestätigt.

Bisher bestand ein unüberbrückbarer Widerspruch zwischen der in der Praxis üblichen Berechnung und den Ergebnissen genauer Messungen im praktisch zulässigen Spannungsbereich beim statischen Zugversuch. Der Annahme einer gleichmäßigen Verteilung der Last auf die einzelnen Niete stand eine beim gewöhnlichen Zugversuch nachgewiesene weitgehend ungleichmäßige Kraftverteilung gegenüber. Die Dauerversuche haben die Verhältnisse geklärt; dabei sind wertvolle neue Erkenntnisse gewonnen worden, die mit den praktischen Erfahrungen durchaus in Einklang stehen. Bei oftmals wiederholter Belastung im zulässigen Belastungsbereich ändert sich die Kraftverteilung; sie ist beim Erreichen des Ausgleichszustandes wesentlich günstiger als bei der einmaligen

*) C. v. Bach, Die Maschinenelemente. 13. Aufl., Bd. I. — Baumann, Das Wesen der Nietverbindung. Bauing. 1925. — Vgl. Weyrauch, Die Festigkeitseigenschaften und die Methoden der Dimensionenberechnung bei Eisen- und Stahlkonstruktionen. Leipzig 1889, B. G. Teubner.

5) Bauing. 1922, Heft 24.

³⁾ Vgl. A. Hertwig u. H. Petermann: „Über die Verteilung einer Kraft auf die einzelnen Niete einer Nietreihe“. Stahlbau, Jahrg. 2, Heft 25 vom 13. Dezember 1929. — Findeisen, Heft 229 der Forschungsarbeiten des VDI.

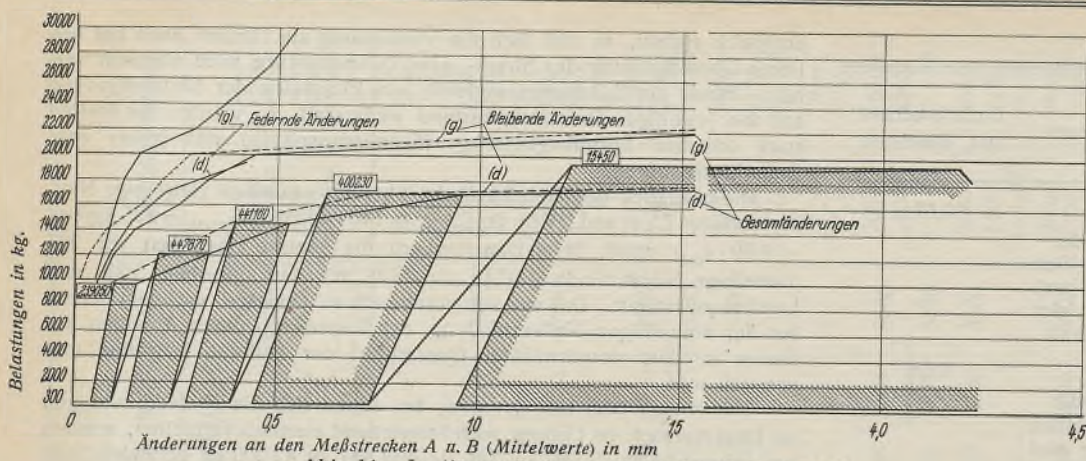


Abb. 11. Lastlängenänderungslinien für Prüfkörper V.

Belastung, so daß mit vollkommen elastischem Verhalten der Verbindung als Ganzes gerechnet werden darf.

Innerhalb der aus Dauerversuchen hergeleiteten Anstrengungsgrenzen gelten sonach die mathematischen Gesetze der Elastizitätslehre. Die Übertragung der neuen Erkenntnisse auf die Praxis, d. h. die Anwendung einer auf Dauerprüfergebnissen aufgebauten Festigkeitsrechnung, verbürgt die betriebssichere Ausführung dynamisch beanspruchter Bauwerke.

2. Gruppe.

Die Anordnung der Prüfkörper dieser Versuchsreihe ist ebenfalls aus Abb. 1 zu ersehen.

Die Messungen während des Versuchs mußten mit Rücksicht auf die verfügbaren Mittel auf die Verfolgung der gesamten federnden und bleibenden Längenänderungen der Meßstrecken A und B beschränkt werden. Um an Zeit zu sparen, wurden die Laststufen verringert und die Lastwechsel in der Minute von 3 auf 26 bis 27 erhöht.

Im einzelnen ist zu bemerken:

d) Prüfkörper V.

Bleche aus St 37, Niete aus St 34.

Zulässige Belastung 9740 kg,

Zugehörige Scherspannung im Nietschaft $\tau = 1070 \text{ kg/cm}^2 = 0,765 \sigma_{zul}$,

Zugehöriger Lochwanddruck $\sigma_l = 2800 \text{ kg/cm}^2 = 2,0 \sigma_{zul}$,

Zugehörige Zugspannung im verschwächten Querschnitt

$$\sigma = 585 \text{ kg/cm}^2 = 0,42 \sigma_{zul}$$

Dauerversuch V d.

Anfangsbelastung $P_u = 800 \text{ kg}$ (entsprechend $\sigma = \frac{P}{F_n} = \text{rd. } 50 \text{ kg/cm}^2$).

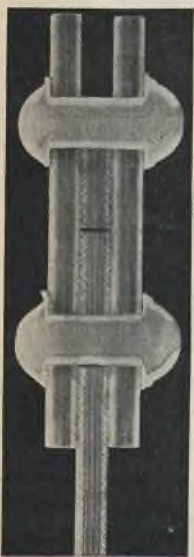


Abb. 12. Längsschnitt durch die Nietverbindung Vc nach dem Dauerzugversuch.

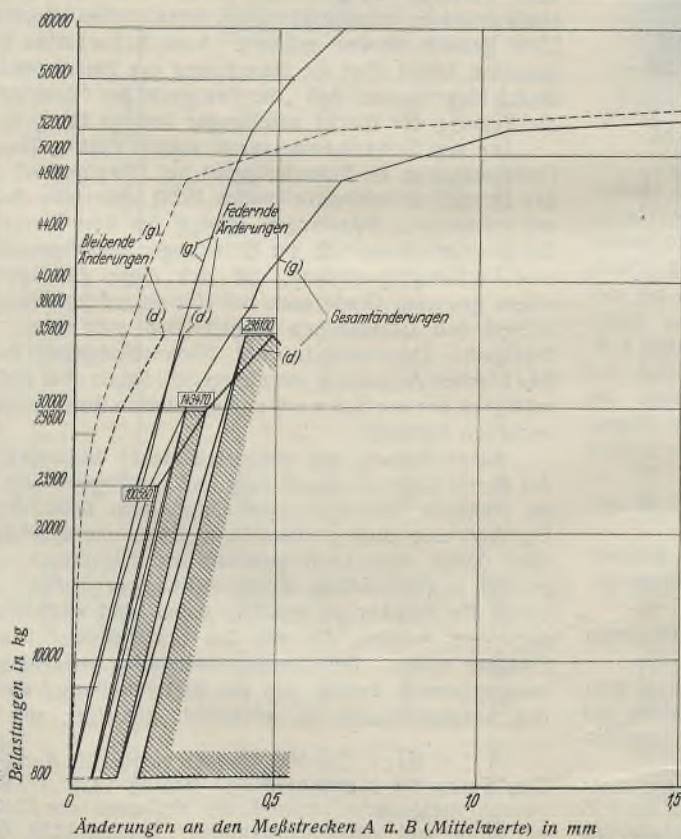


Abb. 13. Lastlängenänderungslinien für Prüfkörper VI.

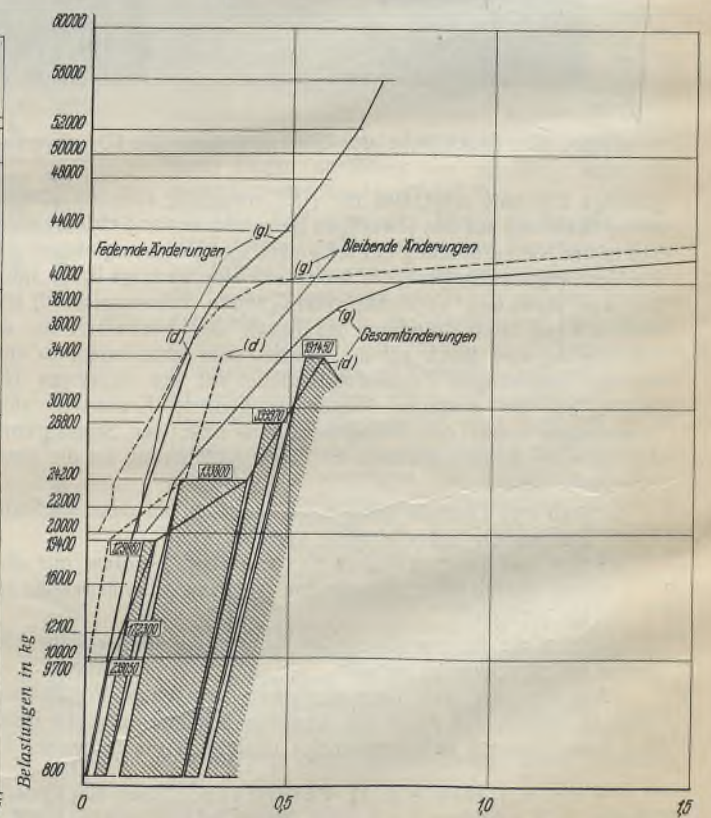


Abb. 15. Längslängenänderungslinien für Prüfkörper VII.

Laststufen $P_o = 9700, 12100, 14600, 17000$ und 19400 .

Bruch auf der Laststufe 19400 kg nach 15450 Lastspielen (Abreißen des Bleches in dem durch die Nietlöcher verschwächten Querschnitt).

Sicherheitsgrad für oftmals wiederholte Zugbelastung:

$$\frac{\text{Bruchlast (Dauerversuch)}}{\text{zul. Last (BE)}} = \frac{19400}{9720} = 1,99.$$

Bruchlast beim gewöhnlichen Zugversuch mit dem Prüfkörper gleicher Abmessungen (Bruch durch Abscheren der Niete) $V_b 31000 \text{ kg}$.

$$\frac{\text{Bruchlast (gewöhnlicher Zugversuch)}}{\text{zul. Last (BE)}} = \frac{31000}{9740} = 3,18.$$

$$\frac{\text{Bruchlast (Dauerversuch)}}{\text{Bruchlast (stat. Zugversuch)}} = \frac{19400}{31000} = 0,63.$$

Die obere Grenze, bei der der Körper als Ganzes sich noch elastisch verhält, darf bei rd. 18000 kg ($\sigma_l = \frac{18000}{3,47} = 5190 \text{ kg/cm}^2$) angenommen werden.

Abb. 11 zeigt sinngemäß die gleichen Darstellungen wie Abb. 2, 6 und 8, bezogen auf die Prüfkörper V, und Abb. 12 einen Längsschnitt durch die Nietverbindungen Vc (deutlich sichtbare Streckfiguren).

e) Prüfkörper VI.

Zulässige Belastung nach BE 19520 kg (VI a)

19600 kg (VI b)

Zugehörige Scherspannungen $\tau = 1070 \text{ kg/cm}^2 = 0,765 \sigma_{zul}$,

$= 1060 \text{ kg/cm}^2 = 0,757 \sigma_{zul}$.

Zugehöriger Lochwanddruck $\sigma_l = 2800 \text{ kg/cm}^2 = 2,0 \sigma_{zul}$,

$= 2800 \text{ kg/cm}^2 = 2,0 \sigma_{zul}$.

Zugehörige Spannung im verstärkten Querschnitt

$\sigma = 1160 \text{ kg/cm}^2 = 0,83 \sigma_{zul}$,

$= 1170 \text{ kg/cm}^2 = 0,84 \sigma_{zul}$.

Dauerversuche VIc und VI d.

Anfangsbelastung $P_u = 800 \text{ kg}$.

Laststufen $P_o = 9700, 12100, 19400, 24200, 28800$ und 34000 .

Bruch auf der Laststufe 34000 kg nach 191450 Lastwechseln.

Sicherheitsgrad für oftmals wiederholte Zuganstrengung:

$$\frac{\text{Bruchlast (Dauerversuch)}}{\text{zul. Last (BE)}} = \frac{34000}{19430} = 1,75.$$

Zugehörige Zugspannung im schwächsten Querschnitt

$$\sigma = 1400 \text{ kg/cm}^2 = \sigma_{zul}$$

$$= 1400 \text{ kg/cm}^2 = \sigma_{zul}^*$$

Dauerversuche VIIc und VIId.

Anfangsbelastung $P_u = 800$ kg.

Laststufen $P_o = 23\ 900, 29\ 800$ und $35\ 800$.

Bruch auf der Laststufe $35\ 800$ kg nach $296\ 100$ Lastwechseln.

Sicherheitsgrad oftmals wiederholter Zuganstrengung:

$$\frac{\text{Bruchlast (Dauerversuche)}}{\text{zul. Last (BE)}} = \frac{35\ 800}{23\ 870} = 1,5.$$

Bruchlast beim gewöhnlichen Zugversuch mit dem Prüfkörper gleicher Abmessung VIIb $85\ 900$ kg,

$$\frac{\text{Bruchlast (gewöhnlicher Zugversuch)}}{\text{zul. Last (BE)}} = \frac{85\ 900}{23\ 410} = 3,67,$$

$$\frac{\text{Bruchlast (Dauerversuch)}}{\text{Bruchlast (stat. Zugversuch)}} = \frac{35\ 800}{85\ 900} = 0,42.$$

Die obere Grenze, bei der sich der Prüfkörper als Ganzes noch elastisch verhielt, darf bei rd. $31\ 000$ kg angenommen werden.

$$\left(\sigma_l = \frac{31\ 000}{10,45} = 2960 \text{ kg/cm}^2 \text{ und } \sigma = \frac{31\ 000}{17,05} = 1818 \text{ kg/cm}^2 \right).$$

Abb. 15 enthält sinngemäß die gleichen Darstellungen wie die Abb. 2, 6, 8, 11 und 13, bezogen auf die Prüfkörper VII.

Beim gewöhnlichen Zugversuch zeigten sich bei $52\ 000$ kg die ersten Streckfiguren an beiden Schmalseiten des Flacheisens bei Querschnitt I, bei $56\ 000$ kg Streckfiguren an den Schmalseiten von beiden Flacheisen neben den Laschen, bei $60\ 000$ kg Zunderabsprengungen an allen sichtbaren, un bearbeiteten Flächen der Flacheisen, bei $85\ 900$ kg trat der Bruch der Nietverbindung VIIb durch Reißen des Flacheisens im Querschnitt VI ein.

Zusammenfassung. Die wichtigsten Ergebnisse der Versuchsreihe einschließlich eines Dauerversuchs mit vier Nietreihen sind in Tafel 3 übersichtlich zusammengestellt. Die Höchstlasten beim Dauerzugversuch (oftmals wiederholte Belastung von einer kleinen Anfangslast $P_u = 800$ kg bis zu einem Höchstwert P_o stetig ansteigend und nach einer kleinen Ruhepause wieder absinkend, insgesamt 26 bis 27 Lastwechsel in der Minute) liegen bis zu 57% unter den statischen Bruchlasten (Tafel 4).

Tafel 4.

Nietverbindung	Höchstlasten		Dauerbruchlast stat. Bruchlast
	Gewöhnlicher Zugversuch kg	Dauerzugversuch kg	
einreihig	31 000 Bruch durch Abscheren der Niete	19 400 Bruch durch Reißen des Flacheisens	0,63
zweireihig	63 750 Bruch durch Abscheren der Niete	34 000 Bruch durch Reißen des Flacheisens	0,53
dreireihig	83 150 Bruch durch Reißen des Flacheisens	35 800 Bruch durch Reißen des Flacheisens	0,43
vierreihig	—	39 100 Bruch durch Reißen des Flacheisens	—

Während beim gewöhnlichen (statischen) Zugversuch bei der einreihigen Nietverbindung die Niete abgeschert wurden, bei der zweireihigen Nietverbindung der Bruch durch Abscheren der Niete unter gleichzeitigem Ausreißen des Bleches in der oberen Hälfte eintrat, bei der dreireihigen Nietverbindung die Bleche in den Querschnitten der äußeren Nietreihen gerissen sind, ergab die Dauerprüfung für die ganze Versuchsreihe die charakteristischen, von den Lochrändern der äußeren Nietreihe ausgehenden Anrisse, bis schließlich die Zerstörung nach einer mehr oder weniger großen Zahl von Wiederholungen der Höchstlast durch Abreißen der Bleche in den durch die Nietlöcher und die Anrisse verschwächten Querschnitten eintrat.

In der Abb. 16 sind die bei den ein-, zwei-, drei- und vierreihigen Nietverbindungen aus den Dauerbruchlasten errechneten Anstrengungen (σ_{max} , σ_{lmax} und τ_{max}) übersichtlich aufgetragen. Die Größtwerte der Anstrengungen, die für den Bruch ausschlaggebend waren, sind dabei durch Doppelringe gekennzeichnet. Beachtenswert ist, daß schon bei der zweireihigen Verbindung eine verhältnismäßig hohe Dauerbruchlast erreicht wurde. Gegenüber einer Dauerbruchfestigkeit des gelochten Zugstabes, die bei dem verwendeten Werkstoff (St 37) nach den Versuchen Prof. Grafs zu $\frac{9}{10}$ der Streckspannung σ_{Su} gefunden wurde, ist infolge

der mit der Kraftübertragung durch die Nietbolzen verbundenen ungünstigeren Spannungsverteilung eine Herabsetzung der Dauerbruchfestigkeit von $\frac{9}{10} \cdot 2800 = 2520 \text{ kg/cm}^2$ auf 2030 kg/cm^2 (VI d) eingetreten.

Von vornherein war zu erwarten, daß durch die dritte und vierte Nietreihe und die damit verbundene Ermäßigung des Lochwanddruckes

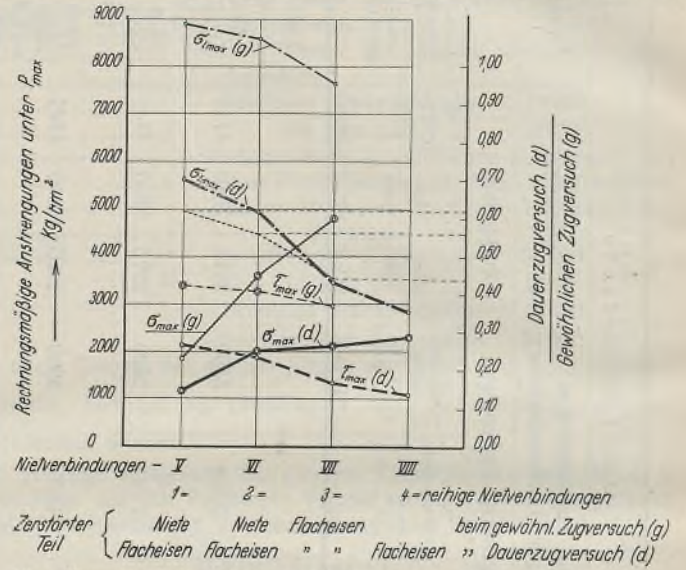


Abb. 16. Übersichtliche Darstellung der aus den Dauerbruchlasten jeweils errechneten Beanspruchungen.

die Dauerfestigkeit gesteigert werden konnte. Die Erhöhung der Dauerfestigkeit auf 2090 kg/cm^2 bei der dreireihigen und 2290 kg/cm^2 bei der vierreihigen Verbindung ist jedoch nicht bedeutend.

Der Einfluß der Größe des Lochwanddruckes auf die Dauerfestigkeit der Nietverbindung geht aus Abb. 17 hervor, wo die Lochwanddrucke als Abszissen, die zugehörigen Dauerbruchlasten des gelochten und mit Nietbolzen belasteten Bleches als Ordinaten aufgetragen sind. Von der Ursprungsfestigkeit des gelochten Stabes ausgehend, zeigt sich ein ziemlich stetig verlaufender Dauerfestigkeitsabfall mit zunehmender Größe des Lochwanddruckes, der mit höheren Spannungsspitzen am Lochrand verbunden ist. Überschreitet der Lochwanddruck eine gewisse Grenze (im vorliegenden Fall für St 37 4900 kg/cm^2), so tritt ein plötzlicher Dauerfestigkeitsabfall auf, die Kurve von σ_d biegt aus ihrem bisherigen Verlauf scharf nach unten ab.

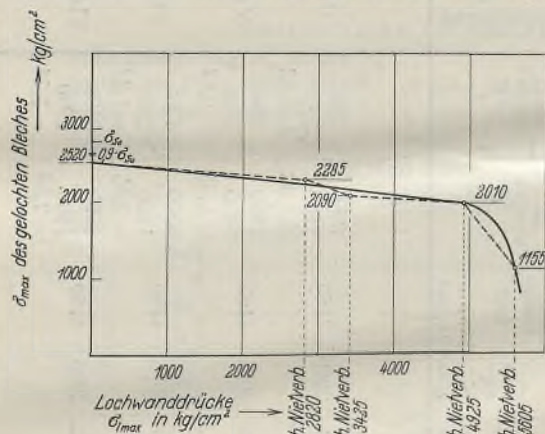


Abb. 17. Einfluß der Größe des Lochwanddruckes auf die Dauerfestigkeit der Nietverbindungen.

Bei der dreireihigen Nietverbindung, die den Vorschriften der BE entspricht, ergaben die Versuche aus $\frac{2090}{1400} = 1,49$ eine rund eineinhalbfache Sicherheit gegen Dauerbruch. Der zur Grenzspannung $\sigma_{max} = \frac{P}{F_n}$

$= 2090 \text{ kg/cm}^2$ zugehörige Lochwanddruck errechnet sich zu 3440 kg/cm^2 . Auf Grund der Ergebnisse der vorliegenden Versuchsreihe erscheint es unbedenklich, den Lochwanddruck durch Verringerung der Blechdicke auf 4800 kg/cm^2 zu steigern. Dieser Grenzanstrengung entspricht bei 1,5 facher Sicherheit eine zulässige Anstrengung von $\frac{4800}{1,5} = 3200 \text{ kg/cm}^2$ oder rd.

$2,3 \sigma_{zul}$. Eine volle Ausnutzung der Dauerfestigkeit des gelochten Zugstabes läßt sich erreichen nach den Ergebnissen der ersten Versuchsreihe (vgl. „Stahlbau“ 1930, Heft 24, S. 281; Prüfkörper A 3 d (dz, 1 und dz, 2) und Prüfkörper IIIc und III d des vorliegenden Berichtes), wenn der Lochwanddruck der Verbindung $\sigma_l \leq 2,0 \sigma_{zul}$ gewählt wird.

Zur näheren Bestimmung der Grenzanstrengungen sind einige Ergänzungsdauerversuche in Angriff genommen.

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 ge-
samte Bauingenieurwesen

Preis des Jahrganges 10 RM und Postgeld

5. Jahrgang

BERLIN, 13. Mai 1932

Heft 10

Der Stahlbau des neuen Verwaltungsgebäudes der Allgemeinen Ortskrankenkasse in Berlin.

Alle Rechte vorbehalten.

Von Oberregierungs- und -baurat Dr.-Ing. Herbst, Berlin.

In der Altstadt Berlins, am Märkischen Museum, entsteht gegenwärtig in der Rungestraße ein neues Verwaltungsgebäude der Allgemeinen Ortskrankenkasse von Groß-Berlin, welches in stark gegliederten, die Umgebung beherrschenden Formen in die Höhe strebt (Abb. 1). Dieses Gebäude zeichnet sich ebenso sehr durch seine Größe und seine Gestaltung wie auch durch seine bemerkenswerte Stahlkonstruktion aus.

Für den Neubau, der zur Zeit seiner Vollendung entgegengeht, stand der Bauherrin ein Grundstück von etwa 1500 m² Größe zwischen Rung- und Cöpenicker-Straße zur Verfügung, wobei auf eine spätere Erweiterungsmöglichkeit nach drei Seiten hin Rücksicht genommen werden konnte.

Die Berliner Ortskrankenkasse plante schon seit Jahren, alle bisher über den riesigen Stadtkreis Berlins zerstreuten Einzelkassen in einem großen Verwaltungsgebäude zusammenzufassen, um zu dem Ziele möglichst neuzeitlicher und sparsamer Verwaltung zu gelangen. Die Entwurfsbearbeitung und Bauüberleitung wurde dem bereits mehrfach mit der Errichtung von Bauten der sozialen Versicherung betrauten Berliner Architekten A. Gottscheiner übertragen.

Zur Zeit gehören der Berliner Ortskrankenkasse etwa 550 000 Versicherungsnehmer an. Das neue Verwaltungsgebäude hat bei etwa 130 000 m³ umbautem Raum die Aufgabe, alle Büros und Räumlichkeiten für den Kassen- und Geschäftsverkehr zur Abfertigung der Mitglieder, für die Verwaltung und Direktion, für die Unterbringung aller Einrichtungen zur Untersuchung und ärztlichen Fürsorge, für die Druckerei, zur Aufnahme der hygienischen Einrichtungen für die Kassenangestellten, ferner für die Autogaragen und für die gesamten Betriebs-einrichtungen, wie Beleuchtung, Heizung, Lüftung, Be- und Entwässerung, in sich zusammenzufassen. Hierbei wird mit einer Gesamtbelegschaft von 800 Köpfen

gerechnet. — Bei der Größenbemessung und Gesamtgestaltung ließ sich der Schöpfer des Baues von dem Gedanken leiten, unter Berücksichtigung aller städtebaulichen und baupolizeilichen Anforderungen eine zwar monumentale und würdige, aber andererseits sparsame, einfache und übersichtliche Bauanlage zu schaffen.

Abb. 2 u. 3 erläutern den Grundriß und Aufbau, welcher sich folgendermaßen gliedert:

- a) in einen Hauptbau an der Rungestraße von 104 m Länge und 15 m Breite,
- b) in einen linken Flügelbau A von 60 m Länge und 14 m Breite,
- c) in einen mittleren Flügelbau B von 55 m Länge und 14 m Breite,
- d) in eine Schalterhalle zwischen den Flügeln A und B von 19 m Breite,
- e) in einen rechten Flügelbau C an der Wassergasse von 36 m Länge und 13 m Breite.

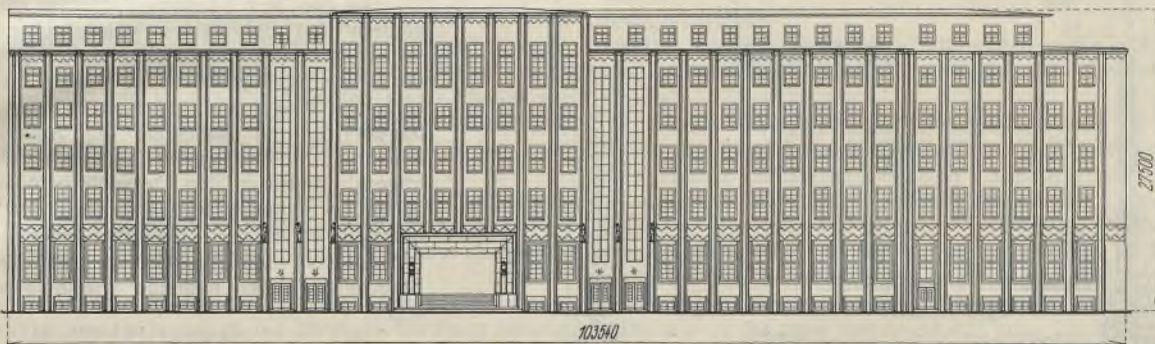


Abb. 1. Ansicht des Hauptbaues in der Rungestraße.

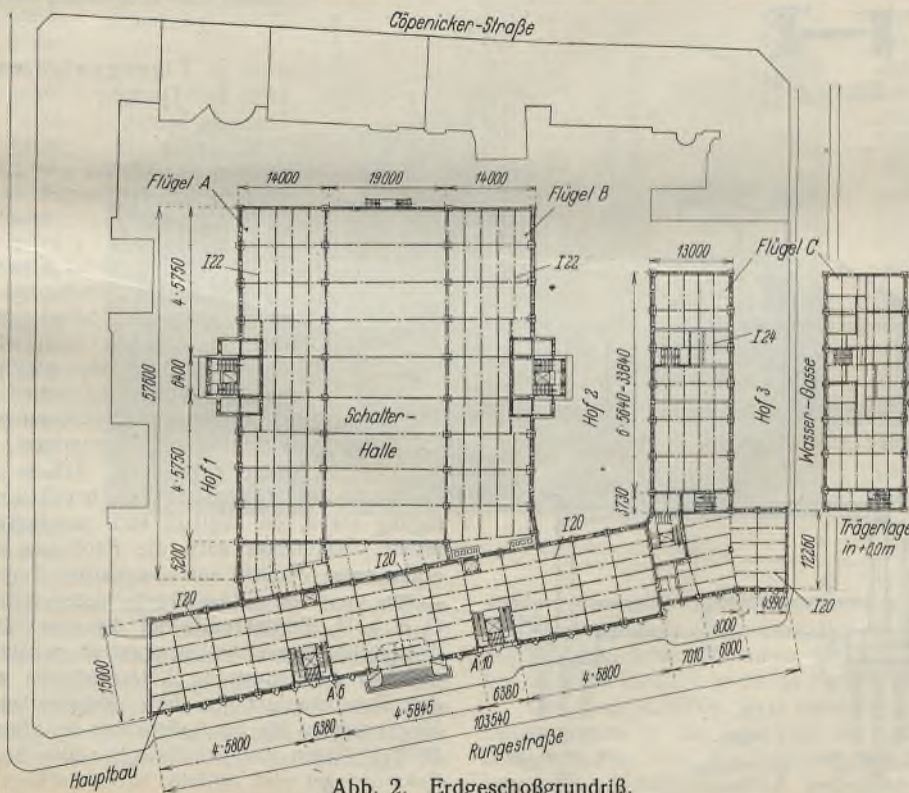


Abb. 2. Erdgeschoßgrundriß.

Diese Hauptgebäude-teile enthalten die einzelnen Zugänge nebst zwei Treppenhäusern, Aufzüge und die für die Schornsteine erforderlichen Zwischenbauten.

Das Hauptgebäude sowie die Flügel A und B enthalten je sieben Geschosse, deren Abmessungen aus Abb. 3 zu ersehen sind. Von dem Flügel C, welcher später so hoch wie die anderen Flügel ausgebaut werden kann, werden vorläufig nur Kellergeschoß, Erdgeschoß und Zwischengeschoß ausgeführt. Die Gesamthöhe der drei großen Baukörper beträgt rd. 28 m über Straße. Die zwischen den Gebäuden befindlichen Höfe, deren Größe sich der Rücksicht auf geeigneten Lichteinfall unterordnet und welche zwischen den Flügeln A, B und C etwa 18 m Lichtbreite aufweisen, sind sämtlich unterkellert. Ihre Decken sind so stark bemessen, daß sie befahren

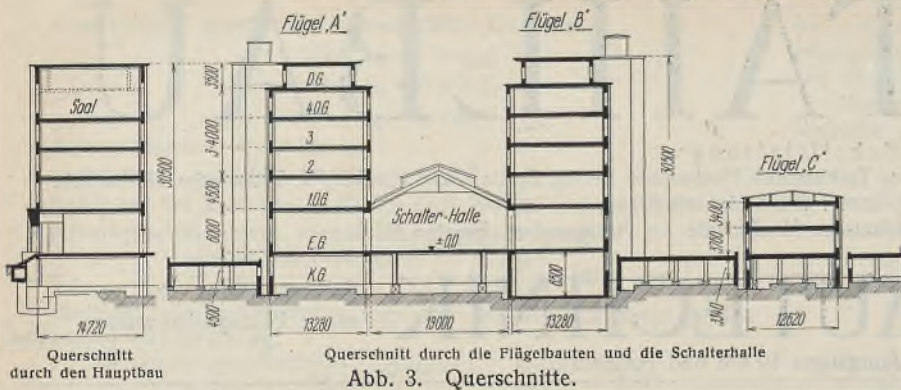


Abb. 3. Querschnitte.

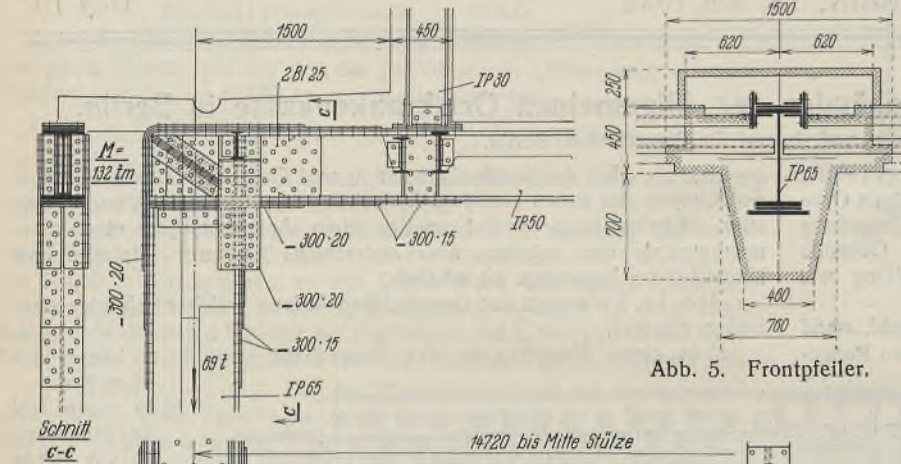


Abb. 5. Frontpfeiler.

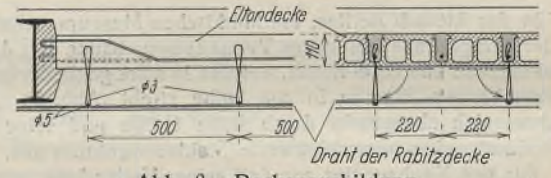


Abb. 6. Deckenausbildung.

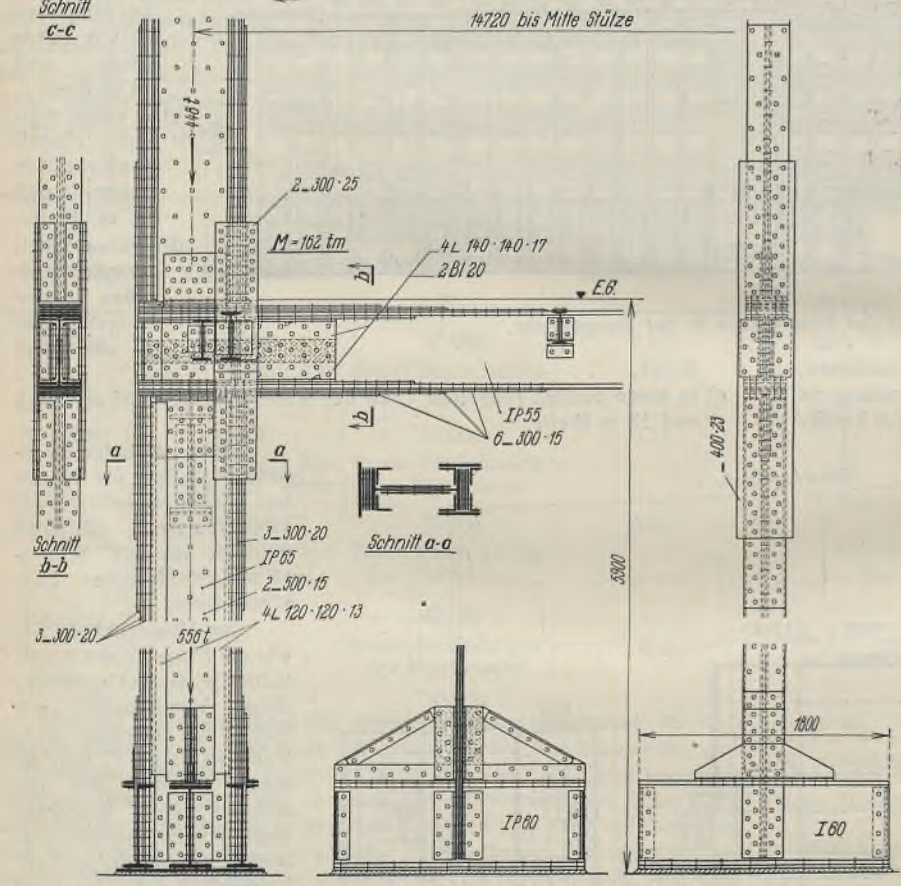


Abb. 4. Konstruktive Ausbildung der Stockwerksrahmen.

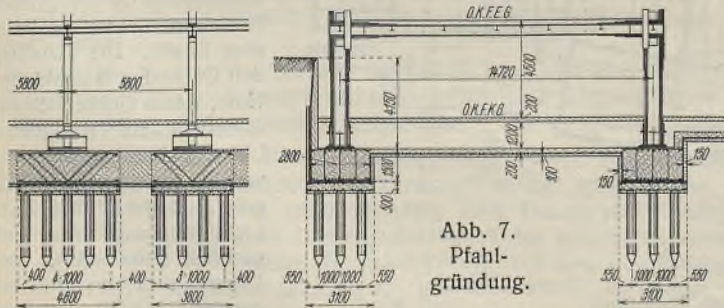


Abb. 7. Pfahlgründung.

werden können. Bei den Flügeln A und B springen die Außenwände des Dachgeschosses um 1,5 m von der Bauflucht zurück. Zwischen den Achsen A 6 bis A 10, welche die Schalterhalle begrenzen, ist die Frontwand des Hauptbaues im Dachgeschoß nicht zurückgesetzt. Hier ist im vierten und Dachgeschoß ein Sitzungssaal mit 7 m Raumhöhe untergebracht.

In sämtlichen Flügeln sind keinerlei Innenstützen vorgesehen, um breite, durchgehende Lichträume zu erzielen. Dadurch kann über die gesamten nutzbaren Grundflächen in den einzelnen Geschossen frei verfügt werden, wobei Rücksicht genommen ist, daß quer durchlaufende Wände beliebig eingezogen und versetzt werden können. Daraus ergab sich auch der konstruktive Aufbau, für dessen Ausführung die Bauleitung ein Stahlskelett mit Massivdecken wählte, teils mit Rücksicht auf den unsicheren Baugrund, teils aber auch, um die Vorzüge dieser Bauweise: schnelle Ausführungsmöglichkeit, Anpassungsfähigkeit, geringe Bauhöhe, Unempfindlichkeit gegen Erschütterungen, leichte Änderungsmöglichkeit u. a. m. ausnutzen zu können.

Das über dem Fundamentunterbau aus Banketten, Mauerpfeilern und Bohrpfehlen sich erhebende Stahlskelett ist statisch klar und einfach gegliedert. Es besteht im wesentlichen aus Stockwerksrahmen, welche die ganze Breite der einzelnen Flügel frei überspannen, mit besonderen Randträgern für die Aufnahme der Außenmauern, teilweise schweren, weitgespannten Abfangungsträgern und Deckenträgern. Zwischen den Deckenträgern sind in den Hauptgebäuden Steineisendecken in Form der Elton-Decken und unter den befahrbaren Höfen und dem Druckereibetrieb Eisenbetondecken ebenfalls zwischen Stahlträgern gespannt. Der Berechnung waren folgende Belastungswerte zugrunde gelegt:

I. Bewegliche Nutzlasten.

Höfe und Garagen	800 kg/m ²
Druckereibetrieb	1300 "
Schalterhalle	500 "
Dach (nicht begehbar)	75 "
Verwaltungsräume	275 "
Räume über Erdgeschoß sowie 1. bis 3. Obergeschoß	275 "

II. Eigengewichte der Massivdecken.

Höfe und Garagen	600 kg/m ²
Druckereibetrieb	700 "
Schalterhalle	290 "
Decken über Keller und 4. Obergeschoß	260 "
Decken über Erdgeschoß und 1. bis 3. Obergeschoß	255 "

Die sehr sinnreiche Konstruktion der Stockwerksrahmen ist aus Abb. 4 zu entnehmen. Diese Darstellung enthält eine der am schwersten belasteten Stützen. Sämtliche übrigen Rahmen sind unter entsprechender Anpassung der Querschnitte an die Lasten gleichartig ausgebildet. Vom bauleitenden Architekten waren ursprünglich für die Stützen die üblichen durchlaufenden Stützensträngen vorgesehen, zwischen welchen die Rahmenriegel eingespannt werden sollten. Später ergab sich, daß in Anpassung an die Fassadenbildung für Stützen mit Doppelprofilen nicht genügend Raum zur Verfügung stand, da zugleich auch möglichst an Baustoff gespart werden mußte. Da ferner auch die Forderung erhoben wurde, die Rahmenecken unter Verzicht auf voutenartige Einspannungen scharf auszubilden, wurde von der entwerfbearbeitenden Firma Krupp-Druckenmüller G. m. b. H., Berlin-Tempelhof, die zum DRP. angemeldete und in Abb. 4 dargestellte sinnreiche Konstruktion gewählt. Im Gegensatz zu den sonst üblichen durchlaufenden Stützensträngen werden hierbei die Stützen an den Rahmenunterzügen bzw. Rahmenriegeln unterbrochen und diese Riegel werden bis zur Außenkante der Stützen durchgeführt. Durch sorgfältiges Fräsen der Schnittflächen der Stützen und Auflagerflächen der Rahmenriegel wird zunächst sattes Aufliegen der Riegel an den Stielen ge-

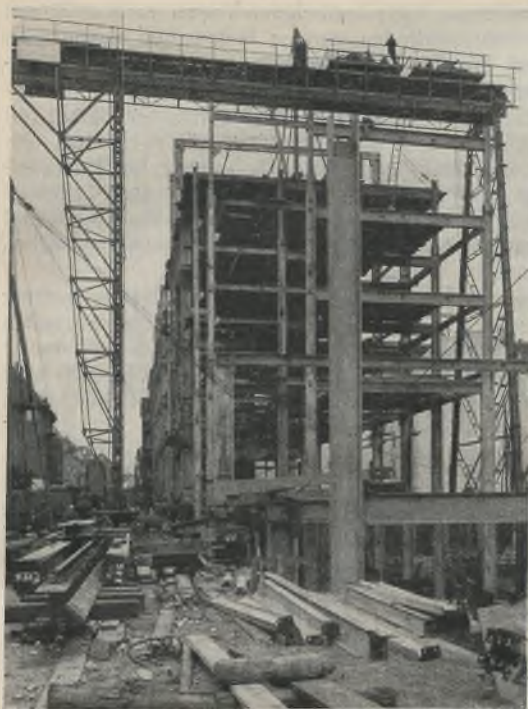


Abb. 8. Montage des Hauptbaues.

währleistet. Die Kraftübertragung wurde außerdem durch Anordnung besonderer Keile, welche nach dem Anziehen mit den Stielen verschweißt wurden, gesichert. Zugkräfte werden durch die Flanschen der Stützen mittels besonderer, beiderseits der Rahmenriegel angeordneter Zuglaschen übertragen. Durch diese aus Breitstählen bestehenden Zuglaschen wird außerdem die Überleitung der Stützenquerschnitte an der Unterbrechungsstelle erreicht. Sie geben zugleich dem Rahmen erhöhte Steifigkeit.

Die Stützenstiele bestehen allgemein aus schweren Peiner Breitflanschprofilen, auf welche nach Bedarf noch Steg- und Flanschplatten aufgenietet sind. Auch die Riegel werden durch schwere Peiner Breitflanschprofile gebildet und in den Rahmenecken durch Platten auf den Flanschen verstärkt. Außerdem sind zur einwandfreien Überleitung der Querkräfte auch die Stege durch eingeschweißte Platten und je zwei Winkel verstärkt.

Die Fußkonstruktion der Stützen besteht aus einem Rost mit einem schweren Breitflanschprofil in der Mitte und zwei seitlichen Normalprofilen von gleicher Höhe. Auch dadurch ist eine räumlich äußerst gedrängte und sehr günstige Konstruktion erzielt.

Abb. 4 zeigt außerdem noch die ebenfalls sehr sinnreich durchgebildete obere Rahmenecke unter dem Dachgeschoß und die gegen die Front zurückgesetzten Stiele der Dachrahmen.

Die 45 cm starken Frontwände werden von Geschoß zu Geschoß durch besondere Randträger aufgenommen (vgl. Abb. 4). Neben den senkrechten Lasten haben die in 6 m Regelabstand angeordneten Stockwerkrahmen auch die Windlasten aufzunehmen und verleihen dem Gebäude zweifellos gegen die auftretenden Kräfte und Erschütterungen eine große Steifigkeit. Die Deckenträger in den Gebäuden sind dem Rahmenabstand entsprechend etwa 6 m weit gestützt und in etwa 2,4 m bis 2,7 m Abstand angeordnet.

Ein besonders starker Deckenrost, zwischen welchen Eisenbetondecken eingespannt sind, liegt unter der Plattform der unterkellerten, 50 bzw. 60 m langen und 18 m breiten Höfe zwischen den Flügeln A und B und B und C. Hier werden die senkrechten Lasten durch quer gespannte und in 3 m Abstand verlagerte, 18 m lange Unterzüge aufgenommen, welche zu beiden Seiten an die Randlängsträger der Flügelbauten angeschlossen sind. In 3 m Entfernung werden diese Unterzüge auf beiden Seiten durch besondere Mauerwerkpfeiler unterstützt und haben in der Mitte der Höfe 12 m Spannweite. Eine kräftige Abfangekonstruktion von 12 m Stützweite ist noch über dem mit einer 1,5 m hohen Freitreppe versehenen, zur Schalterhalle führenden Eingangshauptportal in der Front der Rungestraße angeordnet. Die schweren Rahmenstützen dieses Gebäudes verkörpern die nur dem Stahlbau eigene Möglichkeit der Zusammenfassung großer Kräfte auf äußerst gedrängtem Raum. Sie bilden in der Front der Rungestraße auch die Grundlage der Fassadengliederung.

Die zwischen den Stahlstützen gespannten, 45 cm starken Außenwände werden in Ziegelmauerwerk mit Klinkerverblendung ausgeführt. Die die Fensterbänder umschließenden Frontmauerpfeiler sollen in 3 m Abstand angeordnet und bis zum 6. Stockwerk durchgeführt werden. Sie sind durchweg der aus Abb. 5 ersichtlichen, die Stahlstützen ummantelnden Keilvorlage angepaßt. Vor der aufsteigenden Außenwand bleibt im Kellergeschoß noch ein Lichtschacht von 1,2 m Breite bestehen, welcher zugleich Verkehrserschütterungen vom Gebäude abzuhalten vermag. Stützwände trennen die Straße vom Geländekörper bzw. vom Gebäude.

Die Lichtschacht- und Hofkellerwände sind in Eisenbeton bis zur StraÙe hochgeführt und biegungssteif mit den Fundamenten bzw. mit dem entsprechend verstärkten Fußboden verbunden.

Die Anordnung eines Deckenfeldes mit der Eltonplatte zeigt Abb. 6. Diese von der Firma Elektrische Tonwerke Oberlangenöls in Liegnitz ausgeführte und in Preußen amtlich zugelassene Decke ergibt eine sehr tragfähige und feuerbeständige Deckenplatte mit sehr guter Versteifung. Bei 500 kg/m² Nutzlast und 2,5 m Spannweite ist diese vorteilhafte Deckenplatte nur 11 cm stark und wiegt nur etwa 100 kg/m². In den Büros und Verwaltungsräumen ist Linoleum-Fußboden mit den üblichen schall- und wärmeisolierenden Zwischenlagen vorgesehen.

Eine eingehende Beschreibung der Gründung soll einem späteren Aufsatz vorbehalten bleiben. Mit Rücksicht auf Lagerung und Schichtung des anstehenden, aus Sand bestehenden Baugrundes wurde seitens der Baupolizei nur eine Bodenpressung von 2,5 bis 3 kg/m² zugelassen. Damit ergaben sich erhebliche Pfeilergrundflächen, die zweckmäßigerweise unter den Stützenreihen zu durchlaufenden Streifenfundamenten zusammengefaßt wurden. Der zwischen den Fundamentstreifen verbleibende Kellerfußboden liegt unter dem höchsten Grundwasserstand. Er wurde daher in die unter Grundwasserhaltung hergestellte Dichtung, eine 2- bis 3fache Blehsche Pappdichtung, mit einbezogen und durch entsprechende Bewehrung mit den Fundamenten verbunden, um ein Abreißen der Dichtungshaut an den Übergangstellen zu vermeiden. Im östlichen Teile des Frontbaues war der Baugrund von moorigen Schichten überlagert, so daß hier eine Pfahlgründung notwendig wurde, wofür Rammfähle System Mast verwendet wurden (s. Abb. 7).

Eine wertvolle Ergänzung der Beschreibung der Stahlkonstruktion zeigen die Lichtbildaufnahmen der Abb. 8 bis 10, welche zugleich einen interessanten Einblick in die bemerkenswertesten Bauzustände vermitteln.

Die gesamte, 3000 t Stahl umfassende Montage dieses großen Skelettbauwerks konnte in der Zeit vom 18. Juni 1931 bis zum 15. August 1931 fertiggestellt werden. Die Lieferung und Aufstellung der Stahlkonstruktion war einer Arbeitsgemeinschaft, und zwar den Firmen Krupp-Drucken-

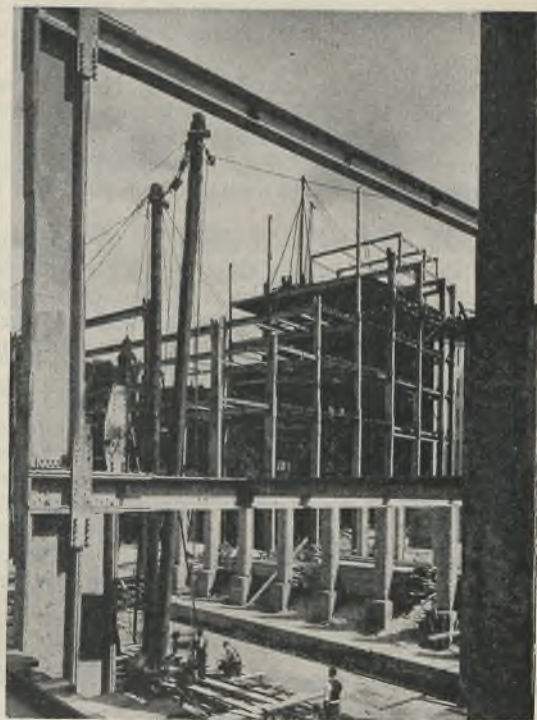


Abb. 9. Montage der Flügelbauten.



Abb. 10. Montage der Flügelbauten.

müller G. m. b. H., Berlin-Tempelhof, Breest & Co., Berlin-Tempelhof, D. Hirsch, Berlin-Lichtenberg, unter Führung der erstgenannten Firma übertragen.

Der an der Rungestraße gelegene Hauptbau wurde von Krupp-Druckenmüller mit Hilfe eines Portalkranes von 20 m Stützweite und 26 m Höhe über Fahrschienenoberkante und zwei darauf arbeitenden elektrischen Winden von je 7,5 t Tragfähigkeit in raschem Baufortschritt aufgestellt. Der Kran überspannte diesen Bauteil in seiner ganzen Breite (Abb. 8.)

Der Anschluß des Stahlskeletts an das vorhandene Gebäude wurde hiervon abweichend mittels eines großen Stahlschwenkmastes hergestellt, da der Portalkran mit seinem verhältnismäßig langen Fahrgestell nicht dicht genug an die bestehenden Gebäude heranfahren konnte. Zur Entladung der vom Werk angefahrenen Bauteile wurde ein kleinerer Schwenkmast verwendet.

Die anderen Bauteile, und zwar die Flügel A, B und C sowie die Hofkellerdecken I, II und III wurden von den Firmen Breest & Co. und D. Hirsch mittels leichterer Holzschwenkmaste etagenweise aufgestellt (vgl. Abb. 9 u. 10). An jedem Flügel arbeiteten zwei Maste derart, daß der erste die untere Etage in Richtung von der Cöpenicker-Straße zur Rungestraße aufstellte, während der zweite jeweils nach Fertigstellung der ersten Hälfte die Aufstellung der darüber befindlichen Etage begann. So konnten die Aufstellungsarbeiten in einem Zuge ununterbrochen durch-

geführt werden. Die Bauleitung hatte dadurch den Vorteil, auch an diesen Bauabschnitten jeweils schon mit den übrigen Bauarbeiten beginnen zu können, ohne erst auf die Fertigstellung der gesamten Stahlskelettkonstruktion warten zu müssen. Während also an einem Teil des betreffenden Flügels noch montiert wurde, konnten an dem anderen Teil bereits die Decken eingespannt und die Mauern hochgeführt werden. Dadurch wurde erreicht, daß die Flügel A, B und C sowie die Hofkellerdecken fast gleichzeitig mit dem Hauptbau fertiggestellt wurden. Zuletzt wurde das Dach der Schalterhalle aufgestellt. Aus den Abb. 9 u. 10 sind auch die bereits beschriebenen Einzelheiten der Stahlkonstruktion, namentlich die Rahmenecken deutlich zu ersehen.

An der Ausführung des Baues waren ferner noch folgende Berliner Unternehmen beteiligt: Berliner Bauhütte G. m. b. H. (Maurerarbeiten und Decken), A. Stapf (Deckenausführung), Raebel-Werke, Berlin (Deckenausführung), Müller & Mattheus (Maurerarbeiten), Beton- und Tiefbau-Gesellschaft Mast m. b. H. (Gründungsarbeiten einschließlich Pfahlgründung), Schrefeld & Frömming (Erdaushub).

Mit der statischen Durcharbeitung der Stahlkonstruktion war Dipl.-Ing. F. Domany betraut.

Auch dieser große, den Hochstand der deutschen Stahlbautechnik besonders zum Ausdruck bringende Neubau läßt deutlich erkennen, daß produktive, verständnisvolle Gemeinschaftsarbeit von Architekt und Ingenieur zu hervorragenden Leistungen im Bauwesen zu führen vermag.

Alle Rechte vorbehalten.

Das Schwingungsproblem des Stabbogens.

Von Prof. E. v. Pistolkors, z. Zt. Kowno, Litauen.

Bei der Beliebtheit, deren sich der Stabbogen bei der Anwendung für Straßenbrücken erfreut, dürfte es angebracht sein, näher auf die Eigenschwingungen derartiger Brücken einzugehen. Der Stabbogen oder Langersche Balken unterscheidet sich grundsätzlich vom gewöhnlichen Bogenträger in dem Sinne, daß die waagerechte Komponente im Bogen bei jeder Belastung über die ganze Länge konstant bleibt. Ist die Belastung aber halbseits symmetrisch und entgegengesetzt, wie es bei Schwingungen mit einem Knotenpunkt in der Mitte der Fall ist, so wird die Spannung im Bogen 0 und man hat es einfach mit Schwingungen des Versteifungsbalkens zu tun.

Infolgedessen läßt sich das Schwingungsproblem nicht wie bei einem Balken mit veränderlichem Trägheitsmoment behandeln und man hat auf das Verfahren zurückzugreifen, welches zur Aufstellung von Integralgleichungen führt.

Hat man eine schwingende Last von der Masse P/g , wo P das Gewicht und g die Beschleunigung durch die Schwerkraft bedeutet, und bezeichnet man die größte Auslenkung aus dem Gleichgewicht mit y_0 , so ist bei einer Schwingungsdauer T die jeweilige Auslenkung und die entsprechende Beschleunigung:

$$y = y_0 \sin 2\pi \frac{t}{T}, \quad \frac{\partial^2 y}{\partial t^2} = -\frac{4\pi^2}{T^2} y_0 \sin 2\pi \frac{t}{T}.$$

Bezeichnet man die der Last 1 entsprechende Senkung mit k , so ist im Augenblick der größten Auslenkung bei $t = T/4$ die dynamische Belastung und die ihr entsprechende Senkung:

$$Q = \frac{P}{g} \frac{4\pi^2}{T^2} y_0, \quad y = kQ = \frac{P}{g} \frac{4\pi^2}{T^2} k y_0.$$

Die Schwingungsperiode ergibt sich danach zu:

$$T = 2\pi \sqrt{\frac{P}{gk}}.$$

Sind mehrere Lasten $P_1, P_2 \dots P_n$ an einem Balken aufgebracht, so daß die Trägheitsbelastungen in den Punkten 1, 2 ... n sich zu:

$$P_1 \frac{4\pi^2}{gT^2} y_1, \quad P_2 \frac{4\pi^2}{gT^2} y_2 \dots P_n \frac{4\pi^2}{gT^2} y_n$$

ergeben, und bezeichnet man die Senkungen, die eine Last 1, in den Punkten 1, 2 ... n angebracht, im Punkte 1, oder umgekehrt, hervorruft, mit

$$k_{11}, k_{12} = k_{21} \dots k_{1n} = k_{n1},$$

so hat man unmittelbar:

$$y_1 = P_1 \frac{4\pi^2}{gT^2} y_1 k_{11} + P_2 \frac{4\pi^2}{gT^2} y_2 k_{12} + \dots + P_n \frac{4\pi^2}{gT^2} y_n k_{1n}$$

$$y_2 = P_1 \frac{4\pi^2}{gT^2} y_1 k_{21} + P_2 \frac{4\pi^2}{gT^2} y_2 k_{22} + \dots + P_n \frac{4\pi^2}{gT^2} y_n k_{2n}$$

Setzt man zur Vereinfachung alle Lasten gleich $P_1 = P_2 \dots = P$ und setzt man ferner

$$\lambda = \frac{gT^2}{4\pi^2} \frac{1}{P},$$

so erhält man eine Anzahl von Gleichungen, die der Zahl der Unbekannten entspricht:

$$(1) \quad \begin{cases} (k_{11} - \lambda)y_1 + k_{12}y_2 + \dots + k_{1n}y_n = 0 \\ k_{21}y_1 + (k_{22} - \lambda)y_2 + \dots + k_{2n}y_n = 0 \\ \dots \\ k_{n1}y_1 + k_{n2}y_2 + \dots + (k_{nn} - \lambda)y_n = 0. \end{cases}$$

Damit diese Gleichungen eine Lösung für die Unbekannten $\lambda_1, \lambda_2 \dots \lambda_n$ außer der trivialen 0 zulassen, muß die aus den Beiwerten gebildete Determinante gleich 0 gesetzt werden:

$$(2) \quad \begin{vmatrix} (k_{11} - \lambda) & k_{12} & \dots & k_{1n} \\ k_{21} & (k_{22} - \lambda) & \dots & k_{2n} \\ \dots & \dots & \dots & \dots \\ k_{n1} & k_{n2} & \dots & (k_{nn} - \lambda) \end{vmatrix} = 0.$$

Damit erhält man die sogenannte Frequenzgleichung, von der bewiesen werden kann, daß sie n verschiedene reelle positive Wurzeln besitzt, $\lambda_1, \lambda_2 \dots \lambda_n$, denen die Schwingungsperioden $T_1, T_2 \dots T_n$ entsprechen.

Sollte sich für die Einflußzahlen k eine algebraische Form $K(x, \xi)$ angeben lassen, die die Senkung im Punkte x , hervorgerufen von einer Last 1 im Punkte ξ , darstellt, so käme man auf eine Integralgleichung

$$(1a) \quad y(x) = \frac{1}{\lambda} \int_0^l K(x, \xi) y(\xi) d\xi$$

mit dem Kern $K(x, \xi)$ und den Eigenwerten $\frac{1}{\lambda_1}, \frac{1}{\lambda_2} \dots$ in unbegrenzter Anzahl. Bekanntlich läßt sich aus der angegebenen Integralgleichung durch Differenzieren eine Differentialgleichung herleiten, wobei die Randbedingungen der Auflösung der letzteren unmittelbar die gesuchten Eigenwerte ergeben.

Bei der Behandlung des vorliegenden Problems des Stabbogens wird man im allgemeinen einzelne, dem Gewicht der Brücke entsprechende Lasten in den Knotenpunkten aufzubringen haben und die durch sie ebenfalls in den Knoten entstehenden Einsenkungen berechnen. Dabei wird man sich damit begnügen, die Lasten paarweise symmetrisch zur Mitte aufzubringen, um die Schwingungen zu ermitteln, die einer ungeraden Anzahl von Schwingungsbäuchen entsprechen. Bei einer geraden Anzahl letzterer spielt, wie oben erwähnt, der Bogen als solcher gar keine Rolle, und man hat nur die Schwingungen des Versteifungsträgers nach dem gewöhnlichen Verfahren für einen Balken konstanten Querschnittes zu behandeln, was bedeutend schneller zum Ziele führt, als das Rechnen mit Einzellasten.

Die sich durch eine beliebige Belastung des Stabbogens ergebenden Einsenkungen erhält man bekanntlich ohne weiteres, wenn man die ganze Länge mit der entsprechenden Momentenfläche belastet, wobei es vorteilhaft erscheint, auch diese Fläche zuvor in Einzellasten nach der Simpsonschen Regel aufzulösen.

Dabei hat man sowohl die aufgebrachten Lasten, als auch die von der zuvor ermittelten Bogenspannung durch die Hängestangen übertragenen und nach oben gerichteten Kräfte zu berücksichtigen.

Ohne auf diese vorläufige Ermittlung der Einsenkungen unter statisch aufgebrachten Lasten näher einzugehen, wollen wir diese Einsenkungen für einen gegebenen Fall als schon bekannt annehmen und uns der Berechnung der Eigenschwingungen der Brücke zuwenden¹⁾.

Die Länge des Überbaues betrage $4,75 \cdot 11 = 52,25$ m und das Eigengewicht je Hauptträger $6,5$ t/m, was einer Knotenbelastung von $P = 6,5 \cdot 4,75 = 30,875$ t entspricht. Mit $g = 9,81$ m/sek² hat man

$$\lambda = \frac{g T^2}{4 \pi^2 P} = \frac{9,81}{4 \pi^2 30,875} T^2, \quad T = 11,2 \sqrt{\lambda}$$

Das Trägheitsmoment des Versteifungsträgers betrage $0,01553$ m⁴, und wenn man noch die Biegesteifigkeit des Bogens mit $0,00034$ m⁴ berücksichtigt, so hat man $J = 0,01587$ m⁴ zu setzen. Der Elastizitätsmodul sei wie gewöhnlich $E = 2,1 \cdot 10^7$ t/m². Die Ordinaten h des Bogens betragen

n	0-0'	1-1'	2-2'	3-3'	4-4'	5-5'
h	0,40	3,60	5,08	6,64	7,68	8,20 m,

und die von einer in den Knotenpunkten aufgebrachten Last l hervorgerachte waagerechte Komponente der Bogenspannung X sei

n	1-1'	2-2'	3-3'	4-4'	5-5'
X	0,3449	0,6566	0,9112	1,0908	1,1836.

Berechnet man, wie oben angedeutet, die Einflußzahlen k , so kommt man auf das folgende Schema:

	1-1'	2-2'	3-3'	4-4'	5-5'
1-1'	1,48	1,58	0,84	-0,06	-0,65
2-2'	1,58	2,58	2,04	0,94	0,16
3-3'	0,84	2,04	2,98	2,90	2,52
4-4'	-0,06	0,94	2,90	4,90	5,78
5-5'	-0,65	0,16	2,52	5,78	8,30

wo alle Zahlen in m ausgedrückt mit 10^{-4} zu multiplizieren sind.

Die Determinante (2) ergibt bekanntlich eine Auflösung in der Form:

$$(-\lambda)^n + S_1(-\lambda)^{n-1} + S_2(-\lambda)^{n-2} + \dots + S_{n-1}(-\lambda) + S_n = 0,$$

worin

$$S_1, S_2, \dots, S_{n-1}$$

die Summen der Hauptminoren von der Ordnung $1, 2, \dots, (n-1)$ (für die Glieder der Hauptdiagonale) und S_n die aus den Beiwerten k_{nm} gebildete Determinante darstellen, wie sie oben zahlenmäßig angeführt ist.

Die Ausrechnung der Determinante, wie auch der einzelnen Minoren läßt sich leicht bewältigen, wenn man nach dem Gaußschen Eliminationsverfahren alle Glieder auf der einen Seite der Hauptdiagonale auf 0 bringt. Man erhält auf diese Weise z. B. für die Determinante selbst:

$$\begin{vmatrix} 1,48 & 1,58 & 0,84 & -0,06 & -0,65 \\ 0 & 0,90 & 1,14 & 1,00 & 0,85 \\ 0 & 0 & 1,06 & 1,67 & 1,81 \\ 0 & 0 & 0 & 1,16 & 1,95 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0,86 \end{vmatrix} = 1,48 \cdot 0,90 \cdot 1,06 \cdot 1,16 \cdot 0,86 = 1,41.$$

Die Berechnung der Summen der Hauptminoren ergibt:

$$S_4 = 21,27; \quad S_3 = 85,48; \quad S_2 = 92,48; \quad S_1 = 20,24,$$

so daß die zu lösende Gleichung lautet:

$$\lambda^5 - 20,24 \lambda^4 + 92,48 \lambda^3 - 85,48 \lambda^2 + 21,27 \lambda - 1,41 = 0.$$

Da diese Gleichung, wie man weiß, lauter reelle positive Wurzeln haben soll, so dürfte zu ihrer numerischen Auflösung das sogenannte Graffesche Verfahren²⁾ am geeignetsten sein.

Bekanntlich besteht letzteres darin, daß aus der gegebenen Gleichung mit den zu bestimmenden Wurzeln a_1, a_2, \dots, a_n

$$f(x) = (x - a_1)(x - a_2) \dots (x - a_n)$$

durch Multiplikation mit

$$f(-x) = (-1)^n (x + a_1)(x + a_2) \dots (x + a_n)$$

eine neue Gleichung zu bilden ist:

$$f(x)f(-x) = (-1)^n (x^2 - a_1^2)(x^2 - a_2^2) \dots (x^2 - a_n^2) = g(z)$$

mit den Wurzeln:

$$z_1 = a_1^2, \quad z_2 = a_2^2, \dots, z_n = a_n^2.$$

¹⁾ Die Angaben entsprechen den Überbauten zweier kürzlich in Kowno, Litauen, von der Firma Højgaard & Schultz, Kopenhagen, erbauten Straßenbrücken.

²⁾ H. v. Sanden, Praktische Analysis. Kap. IX, 3.

Führt man in derselben Weise fort, so ziehen sich die Wurzeln der Größe nach allmählich so auseinander, daß in der entsprechenden Gleichung

$$W^n + p_1 W^{n-1} + p_2 W^{n-2} + \dots + p_{n-1} W + p_n = 0$$

in den zwischen den Beiwerten derselben und ihren Wurzeln bestehenden Abhängigkeiten nur das erste jeweilige Glied von Belang ist:

$$W_1 + \dots = -p_1, \quad W_1 W_2 + \dots = p_2 \dots W_1 W_2 \dots W_n = (-1)^n p_n.$$

Infolgedessen zerfällt die Gleichung zur Bestimmung der Wurzeln in eine Reihe einzelner Gleichungen:

$$W_1 = -\frac{p_1}{1}, \quad W_2 = -\frac{p_2}{p_1}, \dots, W_n = -\frac{p_n}{p_{n-1}}.$$

Die ganze Berechnung läßt sich sehr einfach und schnell nach dem bei v. Sanden angegebenen Schema ausführen, und man kommt in unserem Fall nach vier Schritten mit $W = \lambda^{16}$ auf die Gleichung:

$$W^5 - 2,24 \cdot 10^{18} W^4 + 3,60 \cdot 10^{29} W^3 - 8,28 \cdot 10^{27} W^2 + 6,01 \cdot 10^{17} W - 2,56 \cdot 10^4 = 0.$$

Man hat infolgedessen für die Wurzeln:

$$W = 2,24 \cdot 10^{18}, \quad \frac{3,60}{2,24} \cdot 10^{11}, \quad \frac{8,28}{3,60} \cdot 10^{-2}, \quad \frac{6,01}{8,28} \cdot 10^{-10}, \quad \frac{2,56}{6,01} \cdot 10^{-13},$$

und durch wiederholtes Ausziehen von Quadratwurzeln mit dem Rechenschieber gewinnt man für λ die Werte:

$$\lambda = 14,05; \quad 5,02; \quad 0,790; \quad 0,233; \quad 0,147.$$

Bedenkt man, daß diese Größen von λ , wie alle Beiwerte k_{nm} oben in m ausgedrückt, mit 10^{-4} zu multiplizieren sind und daß die Schwingungszeit dann

$$T = 11,2 \sqrt{\lambda 10^{-4}} = 0,112 \sqrt{\lambda}$$

beträgt, so hat man für die entsprechenden Schwingungszeiten:

$$T = 0,42; \quad 0,25; \quad 0,10; \quad 0,054; \quad 0,043 \text{ sek.}$$

von denen allerdings nur die erste Grundschiwingung als stabil in Betracht kommt.

Was den etwas auffallenden ungleichmäßigen Gang der Wurzeln λ und der entsprechenden Schwingungszeiten T anbetrifft, so wäre zu bemerken, daß die Durchbiegungen K_{15} und K_{14} selbst sich unregelmäßig verhalten und infolge des nicht zentrischen Anschlusses des Bogens an den Stab im gegebenen Fall nach oben gerichtet waren.

Weiter wird sich jedoch zeigen, daß selbst eine Schwingung des Stabbogens nach der Grundperiode in der Praxis nicht in Frage kommt, sondern daß vielmehr eine derartige Brücke immer in Halbwellen schwingen wird. Wendet man sich jetzt der Ermittlung derartiger halbseitig symmetrischer Schwingungen zu, so hat man, wie oben schon angedeutet, lediglich mit den Schwingungen des Versteifungsträgers zu tun. Die Schwingungsgleichung ist in diesem Falle bei konstantem Querschnitt

$$EJ \frac{\partial^4 y}{\partial x^4} = \frac{p}{g} \frac{\partial^2 y}{\partial t^2}$$

Indem man die Lösung mit $y = X(x)T(t)$ ansetzt und die Randbedingungen $y_0 = y_l = 0, y_0'' = y_l'' = 0$ in Betracht zieht, erhält man für die Schwingungsperiode

$$T_n = \frac{1}{n^2} \frac{2}{\pi} \sqrt{\frac{p l^4}{g E J}}$$

In unserem Falle hätte man mit $n = 2$

$$T_2 = \frac{1}{2^2} \frac{2}{\pi} \sqrt{\frac{6,5 \cdot 52,25^4}{9,81 \cdot 2,1 \cdot 10^7 \cdot 0,01587}} = 0,61 \text{ sek}$$

für die erste halbsymmetrische Schwingung.

Diese Schwingungsperiode ist bedeutend größer als die oben gefundene für die Grundschiwingung der ganzen Brücke, so daß die Brücke das Bestreben haben wird, in Halbwellen zu schwingen.

Da dasselbe auch bei anderen Brücken dieses Systems bei den üblichen Abmessungen der Fall sein wird, so genügt es bei der Untersuchung ihrer Schwingungssteifigkeit, nur die Halbschwingungen ihres Versteifungsträgers in Betracht zu ziehen.

So erhält man z. B. bei einer leichten Straßenbrücke⁴⁾ mit Holzbelaag von $76,25$ m Länge und $1,6$ t/m je Hauptträger Eigengewicht mit einem Versteifungsträger von $J = 0,0230$ m⁴ eine Halbschiwingung von der Periode

$$T_2 = \frac{1}{2^2} \frac{2}{\pi} \sqrt{\frac{1,6 \cdot 76,25^4}{9,81 \cdot 2,1 \cdot 10^7 \cdot 0,0230}} = 0,54 \text{ sek.}$$

³⁾ Siehe z. B.: S. Timoshenko, Vibration problems in engineering.

⁴⁾ In Tauroggen, Litauen, von der Firma Mitteldeutsche Stahlwerke A.-G., Lauchhammer, erbaut.

Desgleichen hat man bei einer anderen Straßenbrücke⁵⁾ von 106,96 m Länge und 3,0 t/m je Hauptträger Eigengewicht mit einem Rhombenfachwerk als Versteifungsträger, für den man im Mittel $J = 0,106 \text{ m}^4$ ansetzen kann, eine Periode für die Halbschwingung von etwa

$$T_2 = \frac{1}{2^2} \frac{2}{\pi} \sqrt{\frac{3,0 \cdot 106,96^4}{9,81 \cdot 2,1 \cdot 10^7 \cdot 0,106}} = 0,67 \text{ sek.}$$

Das sind alles recht langsame Schwingungen, die im Bereich des Rhythmus des Verkehrs von Fußgängern und Fuhrwerken liegen, weshalb sich leicht Resonanzerscheinungen ausbilden, die den Eindruck einer ungenügenden Steifigkeit der Brücke hervorrufen können.

⁵⁾ Bei Raudondvaris, Litauen, von der Firma Flender Akt.-Ges., Düsseldorf-Benrath, erbaut.

Alle Rechte vorbehalten.

Geschweißte Stahlkonstruktion für eine Ortspackkammer. (Postamt I Wuppertal-Elberfeld.)

Von Obergeringeur Rudolf Ulbricht, Düsseldorf-Benrath.

Die Anordnung der Stahlkonstruktion für den Neubau der Ortspackkammer des Postamtes I in Wuppertal-Elberfeld zeigt Abb. 1 im Grundriß und Querschnitt.

Die unregelmäßige Aufteilung von Bindern und Stützen war durch die besonderen örtlichen Verhältnisse bedingt.

Das Vordach, die steilen Flächen des Hauptdaches (Sägedach) und die flache Dachfläche am vorhandenen aufgehenden Gebäude (Reihe F) sind mit Drahtglas, kittlos auf einsteigigen Sprossen, eingedeckt. Die übrigen Dachflächen erhielten doppelte Eindeckung mit Stegzementdielen. Die erste Lage ruht auf den unteren Flanschen der Pfetten, die zweite liegt

zwischen der Eindeckung liegende Verbände aufgenommen. Die 26,185 m weit gestützten Hauptbinder sind aus konstruktiven Gründen aus Breitflanschträgern gebildet und ohne Bleche in den Knotenpunkten verschweißt. An dem Untergurt kann an beliebiger Stelle eine zusätzliche Einzellast von 1 t angehängt werden. Um Baustellenschweißungen zu vermeiden, sind die Stöße der Binder mit eingepaßten Schrauben verschraubt. Den Auflagerpunkt *a* des Binders zeigt Abb. 4. Die besonderen Versteifungen waren erforderlich, da wegen Durchführung der Dachrinne der Obergurtstab nicht nach dem Systempunkt geführt werden konnte.

Besondere Sorgfalt wurde auf die Dichtung an den Durchbruchpunkten

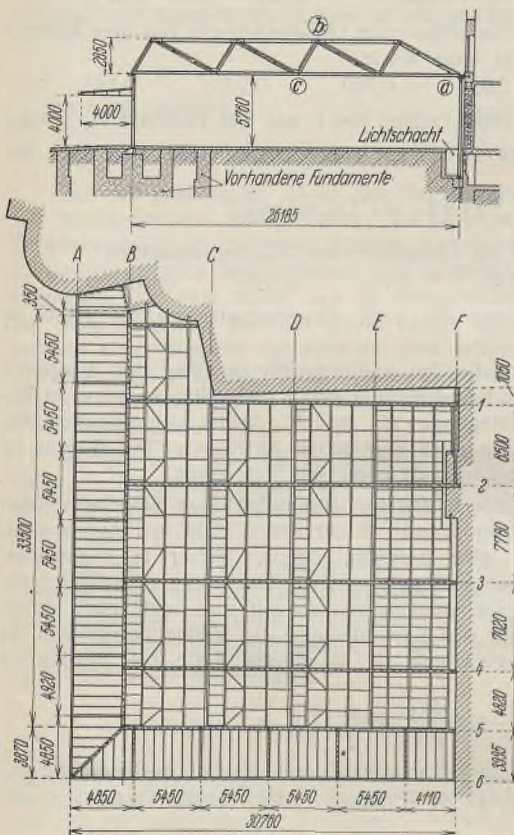


Abb. 1. Grundriß und Querschnitt der Halle.

putzten einhalbsteinstarken Leichtsteinverkleidung abgeschlossen werden.

Den unteren Teil dieser Außenwände bilden Stahlalttore, die am oberen Teil in Führungen aufgehängt sind. Der Neubau liegt in einem Hofe, der ringsum von hohen Gebäuden eingeschlossen ist, so daß Windkräfte bei der Berechnung der Konstruktion nicht besonders zu beachten waren.

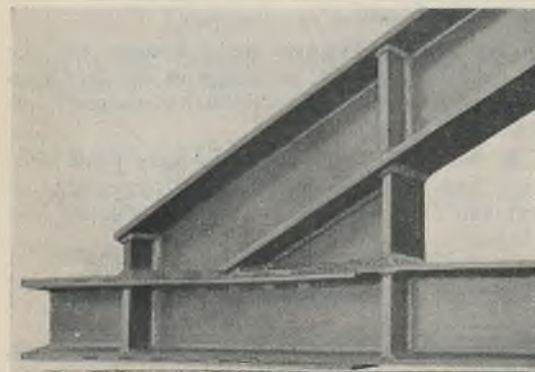


Abb. 4. Auflagerpunkt *a* der Hauptbinder (s. Abb. 1).

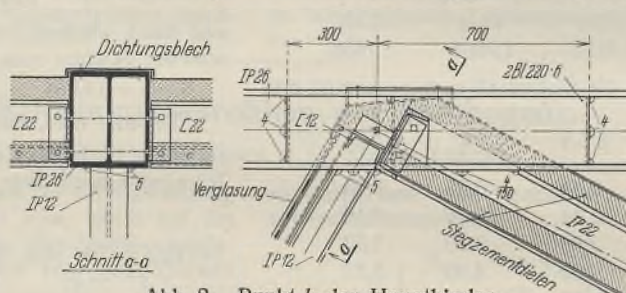


Abb. 2. Punkt *b* der Hauptbinder (s. Abb. 1).

auf den oberen Flanschen auf und wird mit Dachpappe und teerfreier Pappe versehen.

Zwischen den beiden Dachflächen befindet sich ein isolierender Luftraum von etwa 10 cm Höhe (s. Abb. 2 u. 3).

Die Umfassungswände werden auf zwei Seiten durch vorhandene Gebäude gebildet, die beiden anderen (Reihe B und 5) sind als Stahlfachwerkswände ausgebildet, welche im oberen Teil mit einer innen und außen verputzten einhalbsteinstarken Leichtsteinverkleidung abgeschlossen werden.

Die Pfetten sind als halbeingespannte Träger berechnet, deren Lasten die als Zweistützträger ausgeführten Dachbinder auf die unten eingespannten Stützen übertragen. Der Dachschub der steilen Flächen wird durch besondere Pfetten und der der flachen durch

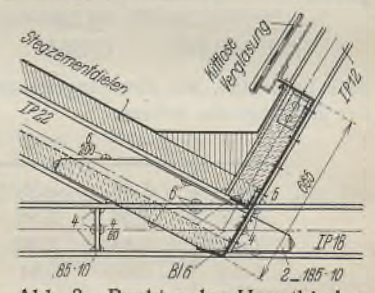


Abb. 3. Punkt *c* der Hauptbinder (s. Abb. 1).

des Obergurtes durch die Dachhaut verwendet. Durch Einschweißen von seitlichen Platten zwischen die Flanschen des Gurtes wurde ohne Schwierigkeit eine glatte seitliche Anschlußfläche erreicht. Der Punkt *b* ist aus Abb. 2, die auch weitere Einzelheiten der Ausführungen wieder gibt, ersichtlich.

Abb. 3 zeigt die Ausbildung des Untergurtnotens *c*. Die anschließende 665 mm hohe Traufenfette wurde aus 6 mm-Blech gekantet und durch aufgeschweißte Längs- und Querstäbe versteift. Sie trägt die doppelte Dachhaut, die Verglasung und ermöglicht eine gute Ausbildung der Rinne. Außerdem ergibt sich eine gute Innenansicht, auf die bei der Ausbildung des ganzen Bauwerks besonders geachtet wurde.

Die Stützen sind aus IP 22 hergestellt. Fuß und Kopf ließen sich durch Schweißen einfach ausbilden.

Die Vordach-Kragbinder sind vollwandig; Ober- und Untergurt bestehen aus getrennten I-Eisen mit zwischengeschweißtem Stehblech¹⁾.

Der Zusammenbau der Konstruktion im Werk und deren Schweißung bot keine besonderen Schwierigkeiten. Verwendet wurden blanke Elektroden. Die Aufstellung und das Anschließen an die vorhandene Konstruktion erfolgte in 23 Arbeitstagen. Abb. 5 läßt das Innere der fertigen Halle und die gute Raumwirkung erkennen.

Für den durchgehenden Streifen von $\frac{7,78 + 7,02}{2} = 7,4 \text{ m}$ Breite (s. Abb. 1) ergaben sich folgende Gewichte:

¹⁾ S. Bautechn. 1931, Heft 18, S. 263 u. 264, und Heft 33, S. 497 u. 498.



Abb. 5. Blick in die Halle.

a) Pletten mit Verbänden und Aufhängung . . .	4 765 kg
b) ein Dachbinder 26,185 m lang	5 500 "
c) $\frac{7,4}{5,45} = 1,36$ Vordachbinder 4 m lang, $1,36 \cdot 180$	245 "
d) Unterzug und Wandkonstruktion	1 495 "
e) 1,36 Stütze 6,4 m lang, Reihe B, $1,36 \cdot 600$. . .	815 "
f) 1 Stütze 8,5 m lang, Reihe A	460 "
	<hr/>
	13 280 kg

oder für 1 m² überdachte Fläche rd. 59,5 kg.

An Schweißnähten erforderten:

1. 1 Hauptbinder:	33,0 m Naht	4 mm	
	8,5 " "	5 "	
	14,5 " "	6 "	
	3,5 " "	7 "	
	2,5 " "	8 "	
	1,5 " "	10 "	
	<hr/>		
	63,5 m Naht		= theoretisches Nahtgewicht 6,84 kg.
2. 1 Vordachbinder:	15,2 m Naht	3,5 mm	
	3,3 " "	4 "	
	1,0 " "	6 "	
	0,3 " "	8 "	
	<hr/>		
	19,8 m Naht		= theoretisches Nahtgewicht 1,15 kg.

3. 1 Stütze B:	1,52 m Naht	4 mm
	1,30 " "	5 "
	3,30 " "	7 "
	<hr/>	
	6,12 m Naht	
		= theoretisches Nahtgewicht 0,85 kg.

Für 1 t Konstruktion ergibt sich:

	lfd. Naht	theoretisches Gewicht der Naht
1. beim Hauptbinder . . .	11,5 m	1,25 kg
2. beim Vordachbinder . . .	110,0 "	6,40 "
3. bei Stütze B	10,2 "	1,42 "

Der Entschluß der maßgebenden Herren der Oberpostdirektion Düsseldorf, das durch seine Binderstützweite von 26,185 m und die sonstige Ausbildung beachtenswerte Stahlbauwerk zu schweißen, ist zu begrüßen; denn je mehr geschweißte Bauwerke ausgeführt werden, desto eher wird sich ihre Zweckmäßigkeit zeigen und desto leichter werden sich die wirklichen Kosten solcher Bauwerke feststellen lassen.

Der Entwurf des Bauwerks ist durch die Oberpostdirektion Düsseldorf aufgestellt, Sachberater war Herr Postbaurat Agatz. Die örtliche Bauleitung lag in den Händen des Herrn Regierungsbaumeisters Maier. Die Lieferung und Aufstellung erfolgte durch die Firma Flender Akt.-Ges., Düsseldorf-Benrath.

Alle Rechte vorbehalten.

Zur Formgebung geschweißter Fachwerkurtungen.

Von Dipl.-Ing. Harry Gottfeldt, Berlin.

Während sich beim geschweißten Blechträger sehr bald der ideale Querschnitt aus Stehblech und Gurtplatten einbürgerte, hat sich bis jetzt ein bestimmtes Profil für Fachwerkstäbe noch nicht allgemein durchsetzen können. In statischer Hinsicht ist der Rohrquerschnitt am günstigsten; seiner Verwendung steht jedoch der hohe Werkstoffpreis entgegen. Auch die Frage der Knotenpunktbildung erscheint trotz verschiedener dahinzielender Vorschläge noch nicht endgültig geklärt. Das bei genieteten Fachwerkkonstruktionen übliche Profil aus zwei Winkeln ist an sich wohl zweckmäßig, jedoch geht das Bestreben bei Anwendung des Schweißverfahrens dahin, die Gesamtlänge der Nähte an einem Bauwerk nach Möglichkeit zu beschränken; das führt dazu, tunlichst einteilige Querschnitte zu verwenden. Diesem Wunsch kommt ein \perp -förmiges Profil recht gut entgegen, da hier ein zusammenhängender Querschnitt vorliegt, also die Futter fortfallen; überdies können die Füllungsstäbe häufig unmittelbar an die Stege der Gurtungen angeschlossen werden, so daß besondere Knotenbleche entfallen. Bei größeren Stabkräften bestehen jedoch Bedenken, dem vielleicht schon voll ausgenutzten Steg des Gurttes auch noch den Ausgleich der Stabkräfte am Knotenpunkt zuzuweisen.

Bei Verwendung von \perp -Profilen stört die konische Form des Steges, und auch die Abstufungsmöglichkeit ist sehr beschränkt. Besser eignen sich halbe I-Profile. Im Handel sind auch schon halbierte IP-Träger erhältlich, jedoch beginnt deren Reihe erst mit $\frac{1}{2}$ IP 40. Bei den diesem Querschnitt entsprechenden Stabkräften wird man kaum mehr ohne Knotenbleche auskommen. Alle diese Querschnitte erfüllen außerdem nur unvollkommen die aus statischen und wirtschaftlichen Gründen zu stellende Forderung, daß die Trägheitsmomente für beide Achsen möglichst gleich groß sein sollen.

Der Gedanke liegt nahe, die I-Normalprofile nicht in der Stegmitte zu spalten, sondern derart, daß für den zu gewinnenden Gurtquerschnitt $J_x = J_y$ wird. Die Höhe h eines solchen Profils ist um ein gewisses Maß „ a “ kleiner als die halbe Trägerhöhe h_{Tr} . Dann kann man dieses Maß zur Ausbildung von „Knotenblechen“ benutzen. Trifft man die Anordnung so, daß beim Auftrennen des Trägers diese „Knotenbleche“ nebeneinander liegen, so erhält man als Knotenblechhöhe — abgesehen von den wenigen durch den Schnitt verlorengehenden Millimetern — den Wert $\frac{1}{2} h_{Tr} + a = h + 2a$ (Abb. 1).



Abb. 1. Neuartige Teilung eines I-Trägers.

Für das gewonnene Profil (Abb. 2) ist

$$(1) \quad e' = \frac{S_x - \frac{d a^2}{2}}{\frac{1}{2} F_{Tr} - a d}$$

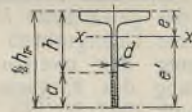


Abb. 2. Gurtquerschnitt.

$$(2) \quad J_x = \frac{1}{2} J_{Tr} - \frac{d a^3}{3} - \frac{\left(S_x - \frac{d a^2}{2} \right)^2}{\frac{1}{2} F_{Tr} - a d}$$

Hierin ist S_x das aus Tabellen zu entnehmende statische Moment des halben Trägers, bezogen auf Trägermitte. J_y kann genau genug gleich dem halben Trägheitsmoment J_y des Trägers gesetzt werden. Mit $J_x = J_y$ erhält man dann aus (2) für a die Bestimmungsgleichung vierten Grades

$$(3) \quad a^4 - a^3 \cdot \frac{2F}{d} + a^2 \cdot \frac{12S}{d} - a \cdot \frac{6(J_x - J_y)}{d} + \frac{3F(J_x - J_y)}{d^2} - \frac{12S^2}{d^2} = 0.$$

F, S, J_x, J_y beziehen sich hierin auf den ungeteilten Träger. Für einige I-Profile sind nachstehend die Werte a nach (3) angegeben:

I 20	I 30	I 40	I 50
23	49	74	100

Man erkennt, daß der Zusammenhang zwischen a und der Trägerhöhe nahezu linear ist, und zwar

$$(4) \quad a \approx \frac{h_{Tr} - 100}{4}$$

Mit dieser Vereinfachung sind in Tafel 1 für die Profile I 20 bis I 60 die Werte a nebst allen weiteren erforderlichen Zahlenangaben zusammengestellt (vgl. Abb. 2).

Tafel 1.

I	a	F	J	i	e
20	25	14,9	58	1,97	18
22	30	17,4	81	2,16	19
24	35	20,0	110	2,35	20
26	40	22,9	144	2,51	21
28	45	26,0	182	2,65	22
30	50	29,2	225	2,78	24
32	55	32,6	277	2,92	25
34	60	36,1	337	3,06	26
36	65	40,1	409	3,19	28
38	70	43,9	487	3,33	29
40	75	48,2	580	3,47	31
42 ^{1/2}	81	53,6	720	3,66	32
45	87	59,4	865	3,82	33
47 ^{1/2}	94	65,4	1045	4,00	35
50	100	72,0	1240	4,15	37
55	112	85,2	1745	4,53	40
60	125	100,0	2335	4,83	44

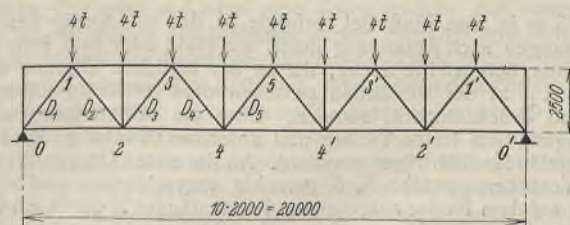


Abb. 3. Systemskizze.

Tafel 2.

Stab	S	Querschnitt	F	s _K	i	λ	ω	σ	Anschlußnähte ¹⁾	Tragkraft des Anschlusses ²⁾
O	- 38,4	aus I 34 nach Tafel 1	36,1	2,0	3,06	65,4	1,33	1415	—	—
U	+ 40,0	aus I 30 nach Tafel 1	29,2	—	—	—	—	1370	—	—
D ₁	- 23,0	∟ 80 · 120 · 8 a = 20	31,0	3,2	3,61	88,6	1,83	1360	2 × $\frac{6}{190} + 2 \times \frac{4}{140}$ ³⁾	16,0 + 7,8 = 23,8
D _{2,4}	+ 17,9	∟ 50 · 50 · 7	13,1	—	—	—	—	1370	2 × $\frac{7}{140} + 2 \times \frac{4}{90}$	13,7 + 5,0 = 18,7
D ₃	- 12,8	∟ 65 · 100 · 7 a = 22	22,4	3,2	3,17	101	2,41	1380	2 × $\frac{5}{125} + 2 \times \frac{4}{80}$	8,7 + 4,5 = 13,2
D ₅	- 2,56	∟ 55 · 75 · 7 a = 12	12,6	3,2	2,37	135	4,30	875	—	—
V	- 4,00	∟ 55 · 75 · 7	12,6	2,5	2,37	105,5	2,63	835	2 × $\frac{8}{45} + 2 \times \frac{4}{40}$	5,0 + 2,2 = 7,2

¹⁾ Die Schwerlinie des Anschlusses fällt mit der Stabachse zusammen.
²⁾ Stärkere Nähte als 4 mm lassen sich wegen der Abrundung der Winkelkanten kaum anordnen.
³⁾ Berechnet für $\tau_{zul} = \frac{1}{2} \cdot 1400 = 700 \text{ kg/cm}^2$.

Die Brauchbarkeit des vorgeschlagenen Querschnitts möge kurz an einem Zahlenbeispiel gezeigt werden. Zu bemessen sei der in Abb. 3 dargestellte Fachwerkträger. Tafel 2 enthält die erforderlichen Zahlenwerte.

Abb. 4 zeigt den fertigen Binder, die Teilung des I 34 und des I 30, sowie in größerem Maßstab einzelne Knotenpunkte. Man erkennt, daß die Größe und Stärke der entstehenden „Knotenbleche“ in gutem Einklang

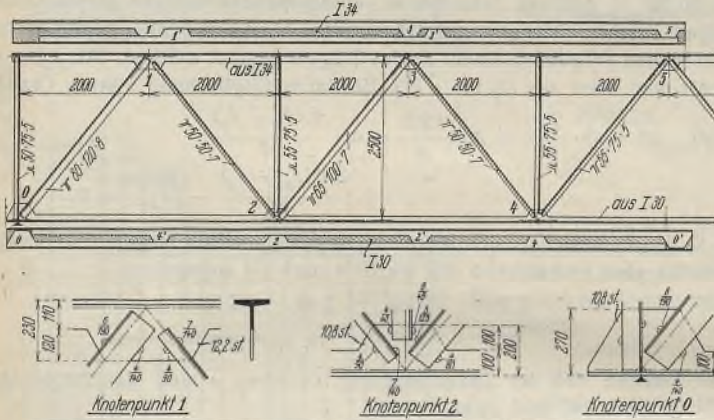


Abb. 4. Ausführung des Binders (Abb. 3).

mit den Stabkräften dieses normalen Durchschnittsbinders stehen; alle Anschlüsse lassen sich zwanglos, d. h. ohne übermäßig starke Nähte, Schlitzschweißungen u. dgl. m. ausbilden. Der Auflagerpunkt erhielt, wie das oft zweckmäßig sein wird, ein besonders hohes „Knotenblech“.

Das Gesamtgewicht des einbaufertigen Binders beträgt, reichlich gerechnet, etwa 1850 kg. Legt man eine Belastung von 250 kg/m² zugrunde, so entspricht der angenommenen Knotenlast eine Binderentfernung von

8,0 m. Das Gewicht des Binders beträgt dann nur 11,6 kg/m². Hierzu kommen noch die in Abb. 4 schraffierten Abfälle der I-Träger in Höhe von etwa 10 % des Bindergewichtes. In diesem hohen Prozentsatz könnte ein Nachteil des Vorschlages erblickt werden; hierzu wäre aber zu bemerken, daß man bei der bisher üblichen Halbierung der I-Träger mindestens¹⁾ das gleiche Profil wie nach Tafel 1 und überdies vielleicht noch besondere, an den Steg anzuschweißende Knotenblechansätze benötigt. So betrachtet, stellt der Abfall einen kostenlosen und mit konstruktiven Vorteilen verbundenen Gewinn an anderweitig verwertbaren Futterstücken, Unterlagsplatten usw. dar. Die etwas höheren Kosten des Schneidens spielen bei Anwendung der modernen Schneidverfahren keine ausschlaggebende Rolle.

Abschließend sei noch bemerkt, daß die vorstehenden Anregungen in ähnlicher Weise auch auf Fachwerkstützen übertragen werden können. Hier ist aber für Knicken aus der Fachwerkebene ein erheblich größeres Trägheitsmoment erforderlich als für die andere Achse. Für diesen Zweck empfehlen sich daher IP-Träger, die in ähnlicher Weise zu zerlegen wären wie die Normalprofile. Abb. 5 zeigt schematisch einen Teil einer solchen Stütze.

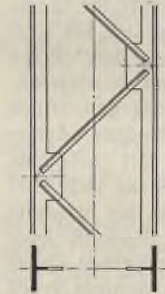
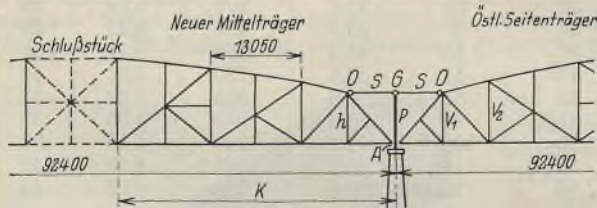


Abb. 5. Fachwerkstütze mit Stielen aus einem geteilten IP-Träger.

¹⁾ Z. B. sei: S = 27,6 t, s_K = 3,0 m; nach Tafel 1 gewählt: I 36, $\lambda = \frac{800}{3,19} = 94$, $\omega = 2,04$, $\sigma = \frac{2,04 \cdot 27\ 600}{40,1} = 1400 \text{ kg/cm}^2$. Für $\frac{1}{2}$ I 36 ist $\lambda = \frac{300}{2,90} = 103,5$, $\omega = 2,53$, $\sigma = \frac{2,53 \cdot 27\ 600}{48,6} = 1438 \text{ kg/cm}^2$. Erforderlich also $\frac{1}{2}$ I 38! Hier liegt ein weiteres Beispiel vor für die vom Verfasser im Stahlbau 1929, S. 270, behandelte Frage: „Kann durch Zugabe von Material eine Erhöhung der Beanspruchung eintreten?“

Verschiedenes.

Wiederherstellung einer gesprengten Straßenbrücke. Die Instandsetzung der im September 1930 mutwillig gesprengten Straßenbrücke über den Red River bei Garland City, Ark., drei gleiche Fachwerkträger von 91,4 m Stützweite (s. Abb.), wobei das mittlere Tragwerk aus einer Höhe



von rd. 25 m in den Fluß fiel, erfolgte in den nur wenig beschädigten Seitenöffnungen nach Abfangung durch aus Holz oder zum Teile aus dem Rückgewinne hergestellte Joche, die in der östlichen Öffnung unter der Vertikalen V₃, in der westlichen zwischen dem zweiteiligen Pfeiler, also nächst den Brückenlagern, standen. Über die Mittelöffnung wurde ein neues Tragwerk im freien Vorbau und unter Heranziehung der bereits instandgesetzten Nachbarträger gespannt. An die ersten Obergurtknoten O, O wurden Verankerungsstäbe S, S gelenkig angeschlossen und diese auch über dem auf dem Pfeiler aufgesetzten Presseständer P durch ein Gelenk G verbunden. Durch Betätigung einer unter G vorgesehenen Hubvorrichtung ließ sich zwangläufig eine vertikale Verschiebung der auskragenden

Brückenden erzielen. Unter Berücksichtigung der Längen h und S war eine Hebung des Punktes G um $\delta = 45 \text{ cm}$ notwendig, um die durch Montageungenauigkeiten, Wirkung der Eigenlast usw. eingetretene Senkung der schwebenden Kragträgerenden von rd. $\Delta = 15 \text{ cm}$ aufzuholen. Die Größe der Anhebung δ läßt sich bei gegebenem Δ annähernd aus:

$$\delta = \frac{S \Delta}{2K} + \left(\frac{S \Delta h}{K} \right)^{1/2}$$

berechnen; K ist die Länge des Kragarmes.

Am beweglichen Ende A des Mittelträgers wurde zwecks Einpassen des Schlußstückes eine provisorische Keillagerung (Stahlguß) mit einer gegen die Pfeilerachse fallenden Neigung vorgesehen, die beim Lüften der Keile nach beendetem freien Vorbau eine horizontale Verschiebung um das gewünschte Maß von etwa 20 mm zuließ. Vorerst wurde der mittlere Untergurtstab nur einerseits angeschlossen, während die Verbolzung des zweiten Endes unmittelbar nach entsprechender Verkürzung des Kragarmes infolge Temperaturabfall erfolgte. (Stahlbau-Technik 1932, Nr. III.)
Herzka.

INHALT: Der Stahlbau des neuen Verwaltungsgebäudes der Allgemeinen Ortskrankenkasse in Berlin. — Das Schwingungsproblem des Stabbogens. — Geschweißte Stahlkonstruktion für eine Ortschaftskammer. — Zur Formgebung geschweißter Fachwerkgurtungen. — Verschiedenes: Wiederherstellung einer gesprengten Straßenbrücke.

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.

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, 27. Mai 1932

Heft 11

Alle Rechte vorbehalten.

Das schraubenförmige Knicken der Eckpfosten von Gittermasten.

Von Dr.-Ing. A. Eggenschwyler.

Wenn ein beliebiger unregelmäßiger Trägerquerschnitt (Abb. 1) derart auf Biegung beansprucht ist, daß eine beliebige Schwerachse $x-x$ neutrale Faserschicht wird und die Beanspruchungen der anderen Querschnittspunkte dem Abstände y von der x -Achse proportional sind, dann stellt die Resultierende aller Querschnittsspannungen ein Moment M_x dar, das mit der y -Achse den Winkel

$$\alpha = \arctan \frac{I_{xy}}{I_x}$$

einschließt und dessen y -Komponente M_{xx} die Biegungsspannung

$$\sigma = \frac{M_{xx}}{I_x} \cdot y$$

liefert.

Bedeutet x und y die Ordinaten und z die Abszissen der Biegelinie, dann ist

$$\frac{d^2 y}{dz^2} = -\frac{M_{xx}}{I_x E}$$

$$\frac{d^2 x}{dz^2} = 0.$$

In entsprechender Weise wird $y-y$ zur neutralen Faserschicht, wenn das Moment M_y mit der x -Achse den Winkel

$$\beta = \arctan \frac{I_{xy}}{I_y}$$

einschließt. Die Biegungsspannungen sind dann

$$\sigma_b = \frac{M_{yy}}{I_y} \cdot x$$

und die Ordinaten der Biegelinie entsprechen der Beziehung

$$\frac{d^2 y}{dz^2} = 0,$$

$$\frac{d^2 x}{dz^2} = -\frac{M_{yy}}{I_y E} \quad 1).$$

Wird der Querschnitt durch eine exzentrisch in einem beliebigen Punkte A angreifende Druckkraft P beansprucht, dann kann diese zerlegt werden in eine im Schwerpunkt S angreifende Axialkraft P und ein Biegemoment

$$M = P r,$$

das wieder zu zerlegen ist in die Momente

$$M_x = P \varrho_1$$

und

$$M_y = P \varrho_2,$$

aus denen sich weiter

$$M_{xx} = P r_1$$

und

$$M_{yy} = P r_2$$

ergeben.

1) Zwischen dem in den Profilbüchern meistens nicht angegebenen Zentrifugalmoment I_{xy} und den Trägheitsmomenten I_x , I_y , I_{max} und I_{min}

besteht die Beziehung $I_{xy} = \sqrt{\left(\frac{I_{max} - I_{min}}{2}\right)^2 - \left(\frac{I_x - I_y}{2}\right)^2}$, für gleichschenklige Winkelisen ($I_x = I_y$) also $I_{xy} = I_{max} - I_x = I_x - I_{min}$.

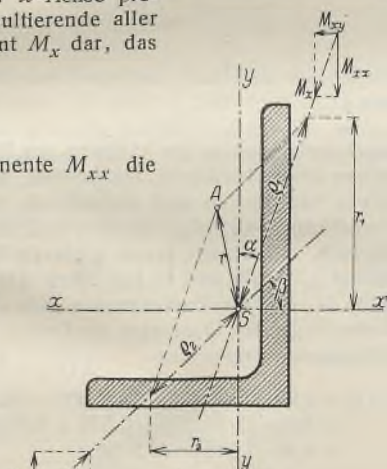


Abb. 1.

Fall I.

Abb. 2 stelle nun die Abwicklung eines Gittermastes dar, Abb. 3 seinen Querschnitt, Abb. 4 die Ansicht in Richtung A und Abb. 5 die Ansicht in Richtung B (s. Abb. 3). Der Pfosten I sei auf Knicken zu untersuchen. Nimmt man, wie üblich, an, daß das Ausknicken in Richtung einer der beiden anschließenden Fachwerkwände erfolge, z. B. in Richtung x (Abb. 6), dann wäre $\frac{d^2 y}{dz^2} = 0$ und $M_x = 0$; die Stabkraft P müßte irgendwo auf der Linie a angreifen, die durch den verschobenen Schwerpunkt S geht und mit der x -Achse den Winkel β einschließt. Da der



Abb. 3.

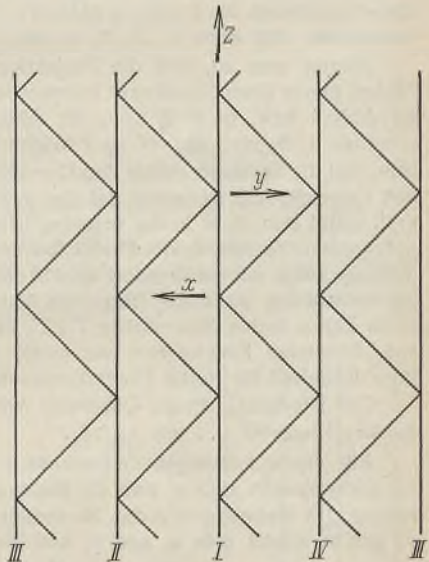


Abb. 2.

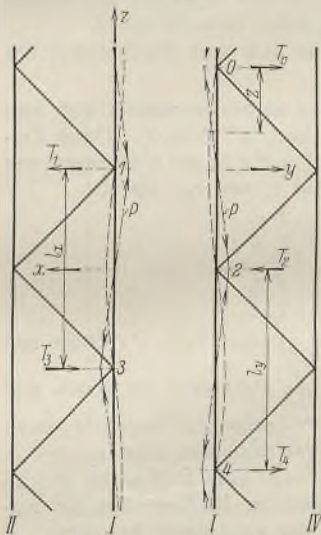


Abb. 4.

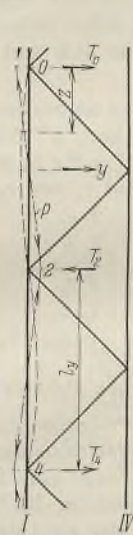


Abb. 5.

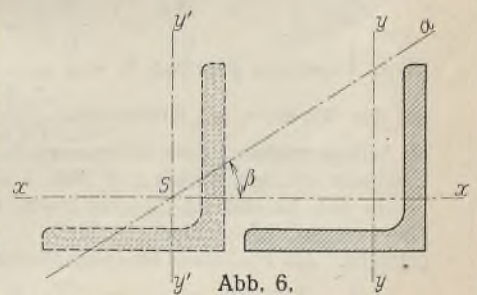


Abb. 6.

geometrische Ort aller a -Linien eine Zylinderfläche mit veränderlicher Pfeilhöhe ist, so müßte die Stabkraft dieser Zylinderfläche folgen. Das widerspricht jedoch der Annahme, daß äußere Kräfte nur in den Knotenpunkten angreifen und die Stabkraft infolgedessen zwischen je zwei Knotenpunkten geradlinig verlaufen muß. Daraus folgt, daß ein Stab unmöglich in einer anderen Ebene als einer seiner beiden Hauptträgheitsebenen ausknicken kann. Er wird entweder in einer Hauptträgheitsebene oder in einer räumlichen Kurve ausweichen. Im vorliegenden Falle biegt er gleichzeitig in der x - und y -Richtung aus und es liegt aus Symmetriegründen die Annahme nahe,

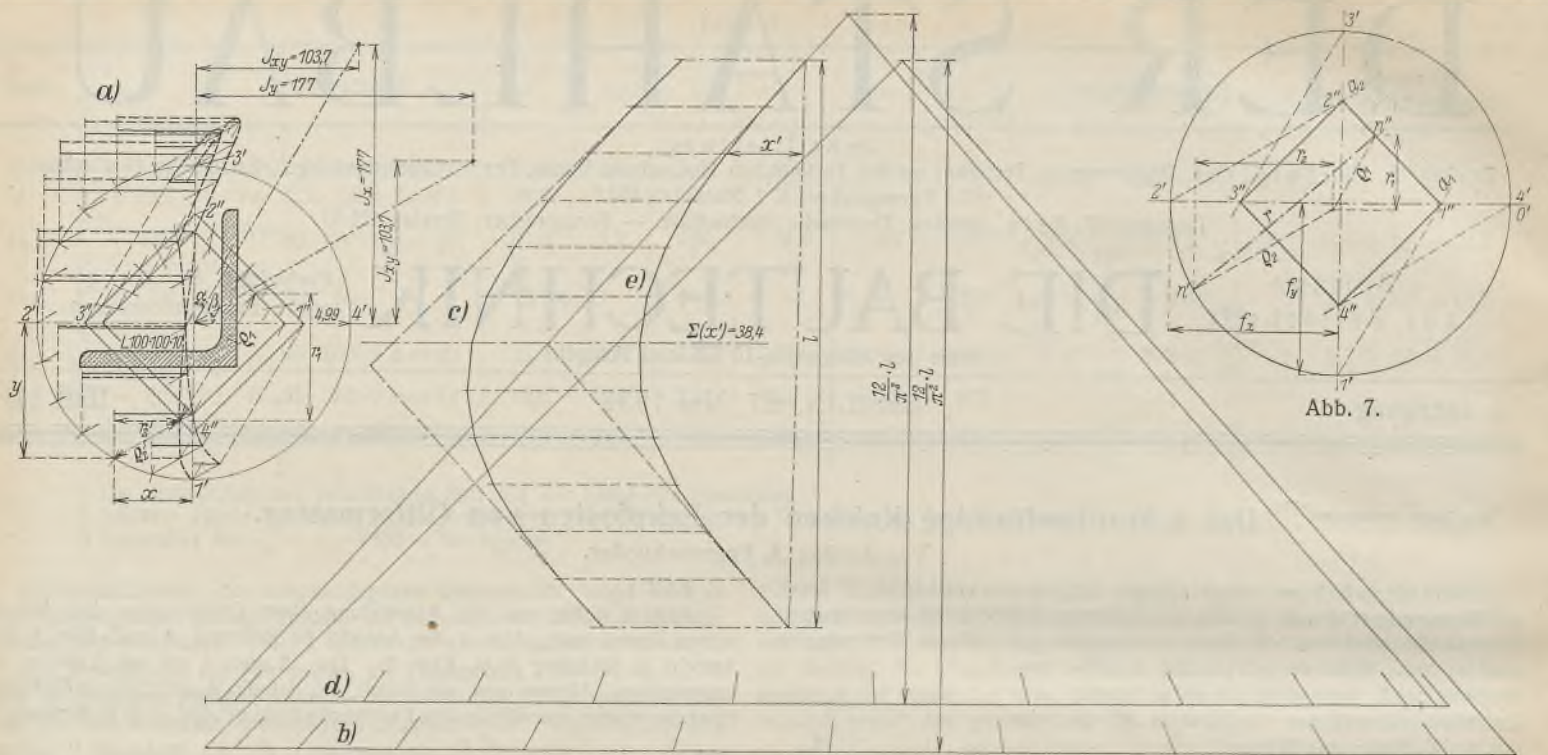


Abb. 8a bis e.

daß diese beiden Ausbiegungen gleich groß seien, daß das Ausknicken also in einer Schraubenlinie erfolge, deren Projektion auf die Querschnittsebene annähernd ein Kreis sei (Abb. 7). Die Knotenpunkte 1, 2, 3, 4 usw. verschieben sich nach 1', 2', 3', 4' usw.

Nimmt man an, daß die Projektion der Biegelinie auf die Wandflächen genau einer Sinuskurve entspreche, mit Wendepunkten in 1, 3 usw. für Abb. 4 bzw. in 0, 2 usw. für Abb. 5, dann müßte in den Querschnitten 1, 3 usw. $M_y = 0$ und in den Querschnitten 0, 2 usw. $M_x = 0$ sein, und die Stabkraft müßte den Querschnitt 1 irgendwo auf der a_1 -Linie, den Querschnitt 2 irgendwo auf der a_2 -Linie usw. schneiden. Die Stabkraft bleibt also nicht in der ursprünglichen Stabachse, sondern folgt einer polygonalen Spirale, deren Projektion auf die Querschnittsebene aus Symmetriegründen nur ein Quadrat sein kann, 1''-2''-3''-4''. Diese Spirale ist rechtsläufig, wenn die Biegelinie linksläufig ist, und umgekehrt. An ihren Ecken treten Seitenkräfte T_1, T_2 usw. auf (Abb. 4 u. 5), die in den anschließenden Fachwerken nur axiale Stabkräfte erzeugen und wegen ihrer Kleinheit für deren Dimensionierung außer Betracht fallen.

Die Diagonale dieses Quadrates verhält sich zum Durchmesser des Kreises 1'-2'-3'... wie $I_{xy} : I_x$.

Für einen beliebigen Querschnitt n des Stabes verschiebt sich also der Schwerpunkt nach n' und die Stabkraft nach n'' (Abb. 7). Durch Zerlegung des Hebelarmes r des Momentes $M = Pr$ in die Richtungen von a_1 und a_2 erhält man ϱ_1 und ϱ_2 und hieraus r_1 und r_2 . Da aber

$$\frac{d^2 x}{dz^2} = -\frac{M_{yy}}{I_y E} = -\frac{P r_2}{I_y E},$$

$$\frac{d^2 y}{dz^2} = -\frac{M_{xx}}{I_x E} = -\frac{P r_1}{I_x E}$$

ist, so kann man den Stab in eine Anzahl gleicher Teile dz teilen und mit den Werten r_2 als Kräften und $\frac{I_y E}{P dz}$ als Poldistanz ein Kraft- und ein Seileck zeichnen; dann ist letzteres die Projektion der Biegelinie, deren Ordinaten mit den Werten x in Abb. 7 übereinstimmen müssen.

In Abb. 8a sind die Strecken 1'-2', 1''-2'' usw. in je sechs gleiche Teile geteilt. Die gefundenen Werte r_2 sind im Kräfteck Abb. 8b aufgetragen. Als Poldistanz ist entsprechend der vorläufigen Annahme

$$P = \frac{\pi^2}{l^2} \cdot I_y E$$

der Wert

$$\frac{l^2}{dz \pi^2} = \frac{12}{\pi^2} \cdot l$$

gewählt. Das Seileck ist keine genaue Sinuskurve, weil die Hebelarme r_2 teils etwas größer und teils etwas kleiner sind als die in Abb. 8a angenommenen Ausbiegungen x . Die beiden Endtangente des Seilecks müßten sich in Stabmitte schneiden, weil 1-3 und 3-5 der Biegelinie (Abb. 4) aus Symmetriegründen genau spiegelbildlich sein müssen und die Kurve wegen der ununterbrochenen Biegesteifigkeit des Stabes in Punkt 3 stetig verlaufen muß. Das tun sie in Abb. 8c nicht. Der Grund

liegt darin, daß die Projektionen der Biegelinie auf die Wandflächen nicht genau einer Sinuskurve entsprechen, daß vor allem die Wendepunkte sich etwas verschieben und dadurch die vorstehende Ableitung des Größenverhältnisses zwischen Quadrat und Kreis hinfällig wird. Wir versuchen deshalb mit einem etwas größeren Quadrat (Abb. 8a), bestimmen die neuen r_2 -Werte und finden durch das Kräfteck Abb. 8d und das Seileck Abb. 8e, daß die Endtangente sich über Stabmitte schneiden, wenn die Seitenlänge des Quadrates annähernd gleich dem Radius des Kreises ist. Gleichzeitig ergibt sich

$$\Sigma(x') = 38,4 \text{ cm},$$

$$\Sigma(x) = 4,99 \cdot [2 \cdot (\sin 15^\circ + \sin 30^\circ + \sin 45^\circ + \sin 60^\circ + \sin 75^\circ) + \sin 90^\circ]$$

$$= 4,99 \cdot [2 \cdot (0,259 + 0,500 + 0,707 + 0,866 + 0,966) + 1,000]$$

$$= 4,99 \cdot 7,596 = 37,9 \text{ cm}.$$

Die Ordinaten der Biegelinie sind 1,3% größer als die in Abb. 8a angenommenen Ausbiegungen. Sie wären gleich, wenn die Polweite in Abb. 8d um 1,3% größer gewählt worden wäre. Daraus folgt die Knickkraft zu

$$P = \frac{\pi^2}{l^2} \cdot \frac{I_y}{1,013} \cdot E.$$

Die Abweichung gegenüber dem gewöhnlich angenommenen Wert

$$P = \frac{\pi^2}{l^2} \cdot I_y E$$

ist unbedeutend und könnte noch innerhalb der Fehlergrenzen des angewendeten zeichnerischen Verfahrens liegen.

Die Abweichung des Seilecks von der Sinuskurve ist augenscheinlich so unbedeutend, daß eine Korrektur der in Abb. 8a kreisförmig angenommenen Biegelinie sich erübrigt.

Fall II.

Sind die Knotenpunkte der beiden an demselben Pfosten anschließenden Fachwerkwände um $\frac{1}{4}$ der Feldweite gegeneinander versetzt (Abb. 9), dann wird der Gurtstab wieder gleichzeitig in der x - und y -Richtung ausknicken und wenn die Projektion der Biegelinie auf jede der beiden Wandebenen eine Sinuskurve ist, dann ist die Projektion auf die Querschnittsebene eine Ellipse (Abb. 10a) und die Stabkraft folgt einer entgegengesetzt laufenden polygonalen Schraubenlinie 0''-3''-12''..., deren Projektion auf die Querschnittsebene ein Rechteck mit dem Seitenverhältnis 3:1 ist. Die Größe dieses Rechtecks folgt wieder aus der Bedingung, daß sich die Tangente an die Punkte 0 und 12 der x - z -Projektion der Biegelinie in Stabmitte schneiden

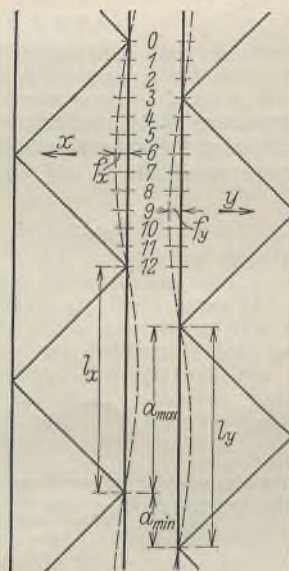


Abb. 9.

müssen, weil die Welle 0—12 aus Symmetriegründen genau spiegelbildlich zur Welle 12—24 und die Kurve in 12 stetig sein muß.

Durch Probieren wurde gefunden, daß diese Bedingung für die in Abb. 10a gezeichnete Rechteckgröße erfüllt ist. In Abb. 10b sind die Kräfte, d. h. die Hebelarme r_2 , gegenüber Abb. 10a $2\frac{1}{2}$ mal verkleinert. Die Polweite ist

$$\frac{I_y E}{dz P} = \frac{12}{\pi^2} \cdot l.$$

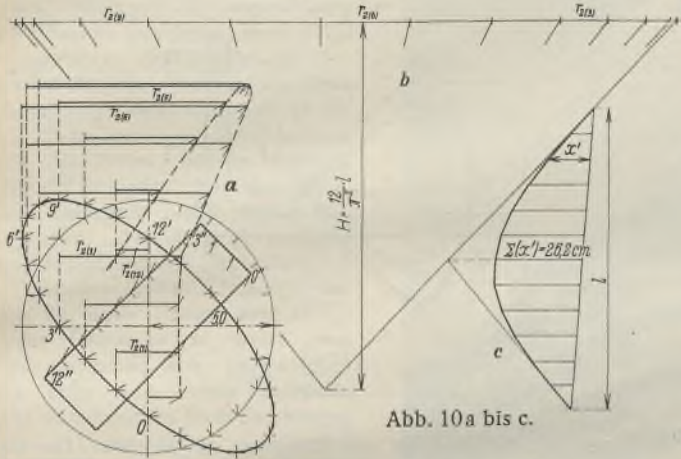


Abb. 10a bis c.

Infolgedessen sind die Ordinaten x' der Biegelinie (Abb 10c) mit 2,5 zu multiplizieren. Dadurch werden sie aber $2,5 \cdot 26,2 : (7,596 \cdot 5,0) = 1,73$ mal größer als die in Abb. 10a angenommenen Ausbiegungen. Sie wären gleich, wenn die Polweite 1,73 mal größer wäre. Daraus folgt, daß die Knickkraft im elastischen Bereich

$$P = \frac{\pi^2}{l^2} \cdot \frac{I_y}{1,73} \cdot E = \frac{\pi^2}{l^2} \cdot 102,5 \cdot E = 1,40 \cdot \frac{\pi^2}{l^2} \cdot I_{min} \cdot E \text{ ist.}$$

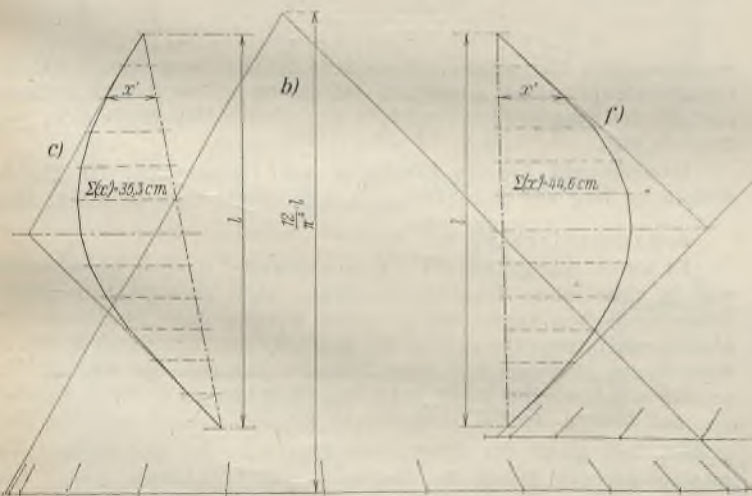
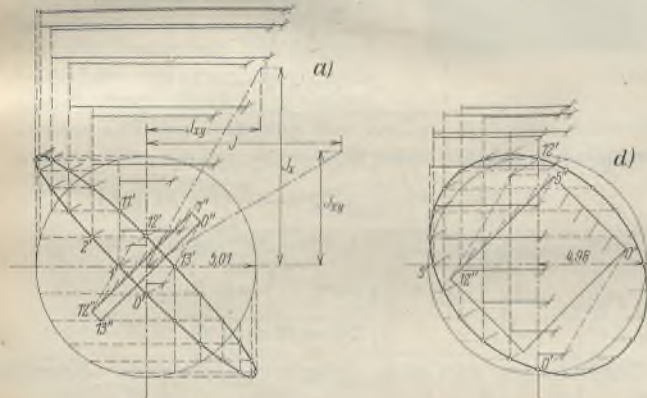


Abb. 12a bis f.

Fall III.

Fallen die Knotenpunkte der beiden an demselben Eckpfosten anschließenden Strebzügen zusammen (Abb. 11), dann erfolgt das Ausknicken augenscheinlich in Richtung des kleinsten Trägheitshalbmessers. Die Ellipse der Abb. 10a geht in eine Gerade über und die Knickkraft wird

$$P = \frac{\pi^2}{l^2} \cdot I_{min} \cdot E = \frac{\pi^2}{l^2} \cdot \frac{I_x}{2,42} \cdot E.$$

Fall IV und V.

In Abb. 12a bis f ist angenommen, daß die Knotenpunkte um $a_{min} = \frac{1}{12}$ bzw. $\frac{5}{12}$ der Feldweite gegeneinander versetzt seien. Die Projektion der schraubenförmigen Biegelinie auf die Querschnittsebene ist wieder eine Ellipse und es wurde, entsprechend wie für Fall II, durch Probieren gefunden, daß die Endtangente der Seilecke (Abb. 12c u. f) sich in Stabmitte schneiden, wenn die Stabkraft den in Abb. 12a u. d gezeichneten Rechtecken $0''-1''-12''$ bzw. $0''-5''-12''$ folgt. In Abb. 12b sind die Werte r_2 gegenüber Abb. 12a wieder 2,5 mal verkleinert. Die in Abb. 12c u. f gefundenen Ausbiegungen sind um

$$2,5 \cdot 35,3 : (7,596 \cdot 5,01) = 2,32 \text{ mal}$$

bzw.

$$44,6 : (7,596 \cdot 4,98) = 1,18 \text{ „}$$

zu groß. Die maßgebenden Trägheitsmomente I sind also (für ein Winkelprofil $100 \cdot 100 \cdot 10$):

für $a_{min} = 0$	$I = I_{min} = 73 \text{ cm}^4$	
„ $= l/12$	$I = I_x : 2,32 = 76 \text{ cm}^4$	
„ $= l/4$	$I = I_x : 1,75 = 102,5 \text{ „}$	
„ $= \frac{5}{12} l$	$I = I_x : 1,18 = 150 \text{ „}$	
„ $= l/2$	$I = I_x : 1,013 = 175 \text{ „}$	(Abb. 13).

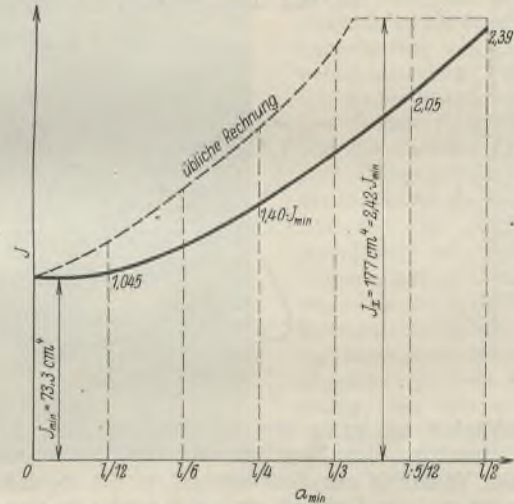


Abb. 13. Maßgebende Trägheitsmomente für L 100 · 100 · 10.

Würde man dagegen, wie vielfach üblich, an Stelle des schraubenförmigen Knickens annehmen, daß der Stab nur entweder nach I_{min} mit a_{max} als Knicklänge oder nach I_x bzw. I_y mit l_x bzw. l_y als Knicklänge ausknicken könne, dann würde man



Abb. 11.

für $a = 0$	$P = \frac{\pi^2}{l^2} \cdot I_{min} \cdot E = 1,00 \cdot \frac{\pi^2}{l^2} \cdot I_{min} \cdot E$
„ $a = l/12$	$P = \left(\frac{12}{11}\right)^2 \text{ „} = 1,19 \text{ „}$
„ $a = l/6$	$P = \left(\frac{6}{5}\right)^2 \text{ „} = 1,44 \text{ „}$
„ $a = l/4$	$P = \left(\frac{4}{3}\right)^2 \text{ „} = 1,78 \text{ „}$

$$\begin{aligned} \text{für } a = l/3 & P = \left(\frac{3}{2}\right)^2 \cdot I_{\min} \cdot E = 2,25 \cdot \frac{\pi^2}{l^2} \cdot I_{\min} \cdot E \\ \text{„ } a = 5/12 l & P = \frac{\pi^2}{l^2} \cdot I_x \cdot E = 2,42 \quad \text{„} \\ \text{„ } a = l/2 & P = \frac{\pi^2}{l^2} \cdot I_x \cdot E = 2,42 \quad \text{„} \end{aligned}$$

erhalten, entsprechend der gestrichelten Linie in Abb. 13. Man würde also für alle zwischen 0 und 0,5 l liegenden Werte von a wesentlich zu hohe Knickfestigkeiten erhalten und finden, daß die Knickfestigkeit zwischen $a = 0,356 l$ und $a = 0,5 l$ unverändert gleich

$$P = \frac{\pi^2}{l^2} \cdot I_x \cdot E$$

ist, während in Wirklichkeit dieser Wert nur bei $a = 0,5 l$ spitzentartig annähernd erreicht wird.

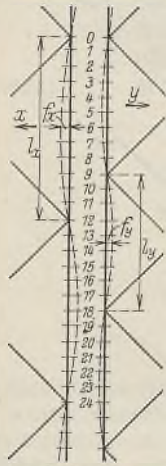


Abb. 14.

Fall VI.
Sind die Feldweiten der beiden anschließenden Strebenzüge ungleich, z. B. $l_x : l_y = 4 : 3$ (Abb. 14), und nimmt man wieder an, daß die Projektion der Biegelinie auf die

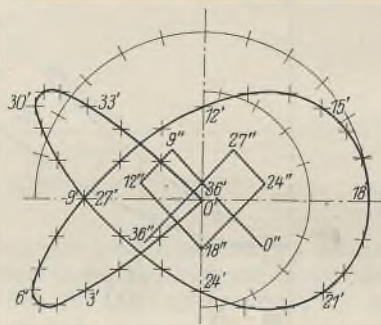


Abb. 15.

beiden Wandflächen nur wenig von der Sinusform abweiche, dann entspricht die Projektion der Biegelinie auf die Querschnittsebene der Abb. 15. Das Verhältnis der Ausbiegungen in der x- und y-Richtung wird unbekannt, und die Stabkraft wird sich wieder in eine gebrochene Schraubenlinie einstellen, deren Form aber erheblich schwieriger zu bestimmen ist. Die Untersuchung wird dadurch wesentlich umständlicher, weshalb hier nicht weiter darauf eingegangen werden kann.

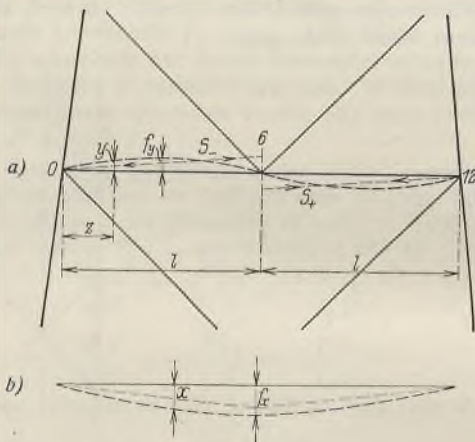


Abb. 16a u. b.

Zu den Druckstäben, die in einer räumlichen Kurve ausknicken, gehören auch die aus einfachen Winkelprofilen bestehenden Pfosten eines K-Systems (Abb. 16), die in der Regel auf der einen Seite eine Druckkraft S_- und auf der anderen eine gleich große Zugkraft $S_+ = -S_-$ erhalten. Nimmt man wieder an, daß die Ausbiegung in der x-Richtung einer Sinuskurve mit einfacher und in der y-Richtung einer Sinuskurve mit doppelter Wellenlänge entspreche (Abb. 16a u. b), dann entspricht die Projektion auf die Querschnittsebene der in Abb. 17 gezeichneten Kurve. Dabei ist das Verhältnis der Ausbiegungen f_x und f_y unbekannt. Außerdem schlägt die Druckkraft in einer unbekanntem Richtung und um einen unbekanntem Betrag $0-6''$ aus und die Zugkraft spiegelbildlich dazu nach der Linie $6''-12''$.

Die Untersuchung könnte wieder in der Weise durchgeführt werden, daß man aus Abb. 17 die Hebelarme r_1 und r_2 der Momente M_{xx} und

M_{yy} bestimmt, die x-z- und die y-z-Projektion der Biegelinie als Seileck aufzeichnet und das Verfahren so lange wiederholt, bis die Ordinaten der Seilpolygone mit den anfangs angenommenen Ausbiegungen übereinstimmen, die Punkte 0, 6 und 12 der y-z-Projektion auf einer Geraden liegen und die Polweite für beide Seilecke dieselbe Knickkraft P liefert. Außerdem wäre unter allen diesen Bedingungen genügenden Lösungen diejenige auszulesen, die die kleinste Druckkraft ergibt. Es wäre mit

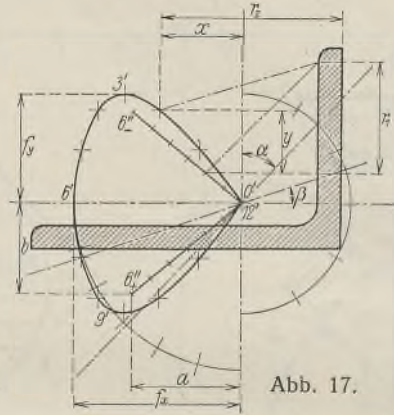


Abb. 17.

erheblichen Abweichungen von der Sinusform zu rechnen. Die Untersuchung würde augenscheinlich ziemlich umständlich und kann deshalb hier nicht weiter verfolgt werden.

Wollte man die Aufgabe analytisch lösen, dann erhält man

$$\begin{aligned} \frac{z}{l} b &= x - r_2 + r_1 \cdot \operatorname{tg} \alpha, \\ \frac{z}{l} a &= y - r_1 + r_2 \cdot \operatorname{tg} \beta \end{aligned}$$

und hieraus

$$\begin{aligned} r_1 &= \frac{\frac{z}{l} (b + a \cdot \operatorname{tg} \beta) - y - x \cdot \operatorname{tg} \beta}{1 - \operatorname{tg} \alpha \cdot \operatorname{tg} \beta}, \\ r_2 &= \frac{\frac{z}{l} (a + b \cdot \operatorname{tg} \alpha) - x - y \cdot \operatorname{tg} \alpha}{1 - \operatorname{tg} \alpha \cdot \operatorname{tg} \beta}. \end{aligned}$$

Die Biegelinie entspricht den Differentialgleichungen

$$\begin{aligned} \frac{d^2 y}{dz^2} &= -\frac{P r_1}{I_x E} = -\frac{P (y + x \cdot \operatorname{tg} \beta - \frac{z}{l} (b + a \cdot \operatorname{tg} \beta))}{I_x E (1 - \operatorname{tg} \alpha \cdot \operatorname{tg} \beta)}, \\ \frac{d^2 x}{dz^2} &= -\frac{P r_2}{I_y E} = -\frac{P (x + y \cdot \operatorname{tg} \alpha - \frac{z}{l} (a + b \cdot \operatorname{tg} \alpha))}{I_y E (1 - \operatorname{tg} \alpha \cdot \operatorname{tg} \beta)}. \end{aligned}$$

Im Gegensatz zu dem viel einfacheren Ansatz der Eulerschen Gleichung

$$\frac{d^2 x}{dz^2} = -\frac{P x}{I E}$$

erscheinen also hier auf der rechten Seite der Gleichung jeweils alle drei Unbekannten x, y und z, wodurch die Lösung außerordentlich erschwert und mit den bekannteren Grundlagen der höheren Mathematik nicht mehr möglich wird.

Dasselbe gilt für die Eckpfosten von Gittermasten, für die der analytische Weg auf einen ähnlichen, nicht direkt lösbaren Ansatz führt.

Zusammenfassung.

Es wurde gezeigt, daß ein Stab nur entweder in einer Schraubenlinie oder in einer seiner Hauptträgheitsebenen, nicht aber in einer anderen Ebene ausknicken kann. Aus einfachen Winkelprofilen bestehende Eckpfosten von Gittermasten weichen bei versetzten Anschlüssen der beiden anschließenden Strebenzüge in einer Schraubenlinie aus. Bei hälftiger Versetzung weicht die Knickkraft nicht wesentlich von der üblichen Annahme ab, daß I_x bzw. I_y das maßgebende Trägheitsmoment und die Feldweite $l_x = l_y$ gleich der freien Knicklänge sei. Bei nichthälftiger Versetzung dagegen liefert die Rechnung mit $I_x : l_y^2$ bzw. $I_y : l_x^2$ bzw. $I_{\min} : a_{\max}^2$ wesentlich zu hohe Werte für die Knickfestigkeit.

Die Untersuchung wurde auf den elastischen Bereich beschränkt und auf graphostatischem Wege durchgeführt. Für ungleiche Feldweiten der beiden anschließenden Strebenzüge und für die Pfosten eines K-Systems wird sie sehr kompliziert und der analytische Weg führt auf noch größere Schwierigkeiten, so daß eine befriedigende Klärung dieser bisher ungelösten Probleme eher durch Versuche zu erwarten ist.

Alle Rechte vorbehalten.

Der Neubau des Kaufhauses der E. Breuninger A.-G. in Stuttgart.

Von Dr.-Ing. Wilh. Weiß, München.

Der Neubau des Kaufhauses Breuninger A.-G. in Stuttgart hat allgemein berechnete Aufmerksamkeit erregt und über die Kreise der Bauwelt hinaus hohe Anerkennung gefunden. Im Septemberheft 1931 der „Modernen Bauformen“ (Verlag Julius Hoffmann, Stuttgart) ist dieses Bauwerk bereits gewürdigt; vom stahlkonstruktiven Standpunkt aus erscheint aber noch eine eingehendere Darstellung erwünscht, und es sei deshalb im nachfolgenden auf diesen Teil des Baues, der in mancher Hinsicht Besonderheiten und glückliche Lösungen bietet, näher eingegangen. Abb. 1 zeigt zunächst ein Gesamtbild des Baues.

Schon in tiefbautechnischer Hinsicht ist dieser Neubau kein alltägliches Bauwerk: er weist zwei Kellergeschosse auf, von welchen das erste von einem zeitweise sehr wasserreichen Bach durchzogen wird. Unter diesen Umständen gestalteten sich die Gründungen schwierig und kostspielig, doch soll auf diesen Teil der Bauarbeiten, da er in dem erwähnten Heft näher behandelt ist, nur ergänzend eingegangen werden.

Die Anordnung der Fundamente, die in Portland-Jurazement 1:5 ausgeführt wurden, läßt die Abb. 2 erkennen; unschwer ersieht man daraus auch im rückwärtigen Teil die Fundierung der Treppenhautürme auf zwei Eisenbetonplatten, deren Stärke 2,4 m beträgt. Diesem Teil der Gründung war insofern besondere Aufmerksamkeit zu widmen, als, wie wir unten noch sehen werden, die Treppenhautürme

geschoß in zwei Teile. Das in stark armerter und isolierter Betonkonstruktion ausgeführte Bett des Baches hat 4,3 m Lichtweite und 2,9 m Höhe. Das Profil des Bachbettes sowie die Abmessungen der einzelnen Bauteile sind aus Abb. 3 ersichtlich. Die Umfassungsmauern des zweiten Kellergeschosses sind durch eine schwach armierte Futtermauer, die isoliert ist, gegen die Einwirkungen des Grundwassers geschützt. Die Decke des ersten Kellergeschosses ist als Trägerdecke ausgeführt und zu diesem Zwecke sind auch die Stützen der Stahlkonstruktion bis zur Decke des zweiten Kellergeschosses hinabgeführt; lediglich im zweiten Bauabschnitt ist für die zweigeschossige Unterführung der Karlstraße Eisenbetonkonstruktion gewählt.

Außer den bereits beschriebenen beiden Kellergeschossen umfaßt der Bau ein Erdgeschoß und acht Obergeschosse. Das System des Gebäudes im Querschnitt zeigt Abb. 4. Die Abb. 5 zeigt die Anordnung der Stahlstützen und Trägereinteilungen des Erdgeschosses. Für die Erzielung der Standicherheit des Bauwerkes sollte von der Anwendung teurer Steifrahmen abgesehen werden. Wie auch sonst häufig, hat man vorgezogen, die Windkräfte durch besondere Fachwerkstrukturen aufnehmen zu lassen (s. Abb. 4). Dementsprechend mußten die Decken in massiver

Bauart derart ausgebildet werden, daß sie, als steife Platten wirkend, die Windkräfte auf die Windverbände übertragen konnten. Dieser Funktion dienen sechs Windböcke, die zu je dreien beiderseits des Baues im rückwärtigen Teil als mit Bimsbeton ausbetonierte steife Fachwerkwände die Treppenhäuser bilden. In Abb. 5 sind diese sechs Fachwerkwände durch



Abb. 1. Ansicht des Kaufhauses.

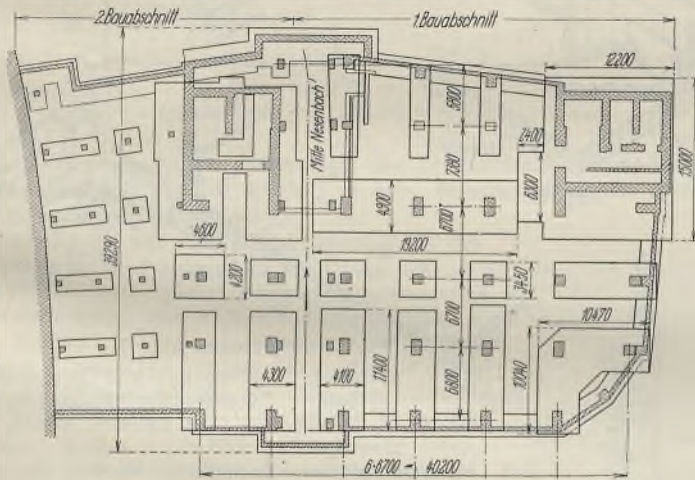


Abb. 2. Fundamentplan.

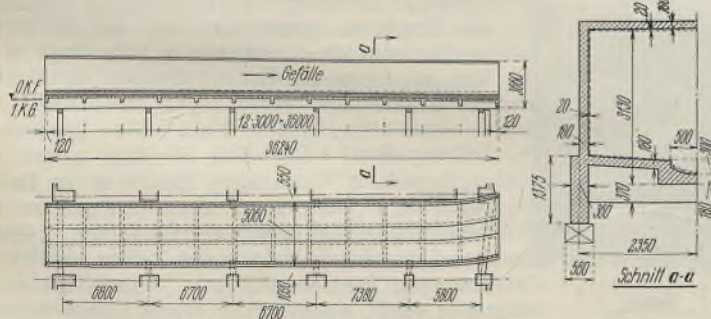


Abb. 3. Das Nesenbach-Bett.

die Windkräfte in die Fundamente abzuleiten haben. Zwischen den beiden Kellergeschossen ist eine Eisenbetonrippendecke mit 34 cm Rippenabstand und 33 cm Bauhöhe eingebaut. Der Nesenbach trennt das erste Keller-

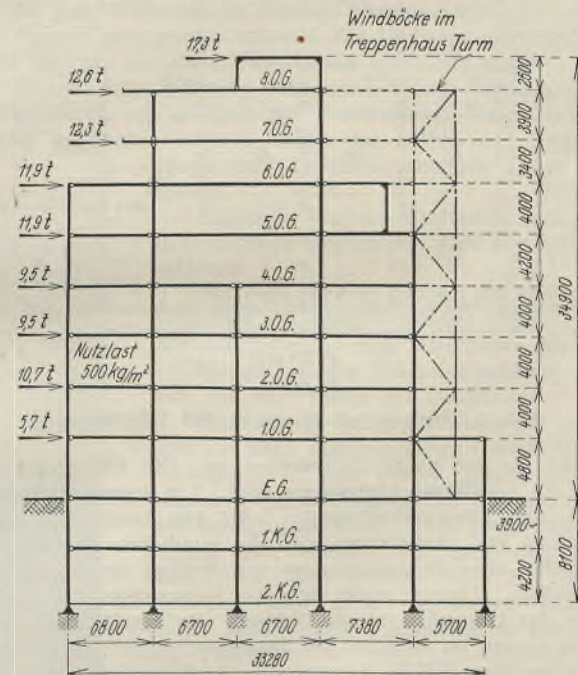


Abb. 4. Systemskizze.

stark umrahmte Flächen kenntlich gemacht. Die konstruktive Ausführung ist die meist übliche mit Knotenblechen und Füllstäben und geht zur Genüge aus den Aufnahmen während der Aufstellung des Skeletts, den Abb. 6 u. 7 hervor. Die Abb. 6 zeigt auch deutlich die solide Verbindung der Stahlkonstruktion der Windböcke mit den Eisenbetonwänden der Untergeschosse. Die hieraus nicht ersichtliche Verankerung einer solchen Wind-



Abb. 6. Montage des Stahlskeletts.

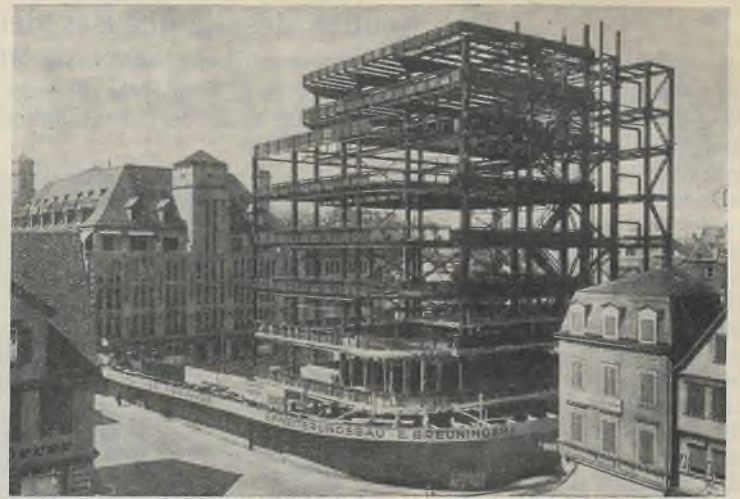


Abb. 7. Das fertig montierte Stahlskelett.

Fachwerkwand ist in Abb. 8 konstruktiv dargestellt. In der Abb. 4 sind die zu übertragenden Windlasten eingetragen und die Konstruktion eines Windbockes durch Systemlinien angedeutet. Ferner sind die Längs- und Höhenabmessungen, sowie auch die Nutzlasten des Gebäudes daraus zu ersehen.

Beim Breuninger-Neubau ist bezüglich der Stützen der □-Querschnitt einheitlich durchgeführt; in den unteren Geschossen ist dieser Querschnitt, den wachsenden Stützenbelastungen entsprechend, durch Platten verstärkt. In Abb. 5 sind einzelne Stützenbelastungen eingetragen. Die größte Stützenlast beträgt 780 t. Bei Festlegung der Stützenentfernungen war zu berücksichtigen, daß das genormte Mobiliar leicht umzustellen sein mußte. Dieser Forderung entsprechend wurden die Stützenentfernungen bzw. der lichte Abstand zwischen den Stützen nach beiden Richtungen gleich groß gewählt. Dieser Mittenabstand beträgt 6,7 m. Bei der Ausbildung der

entspricht dem in Abb. 5 besonders gekennzeichneten Punkte A einer Frontwand und gibt auch sonst einen guten Einblick in die sehr zweckmäßige Lösung aller konstruktiven Fragen.

Hohe Bedeutung, sowohl in baukünstlerischer als auch in stahlkonstruktiver Hinsicht, kommt bei dem Breuninger-Neubau infolge der Betonung der Horizontalen den Lichtbändern der Fenster und dem Band der Fensterbrüstungen zu. Die Art, wie konstruktiv diese baukünstlerische Forderung gemeistert wurde, muß als muster-gültig bezeichnet werden; umso mehr, als damit gleichzeitig durch Vermeidung von Fensterstürzen stärkste Lichtzufuhr und gute Entlüftung in einfachster Weise erzielt werden konnte. Die Abb. 10 gibt

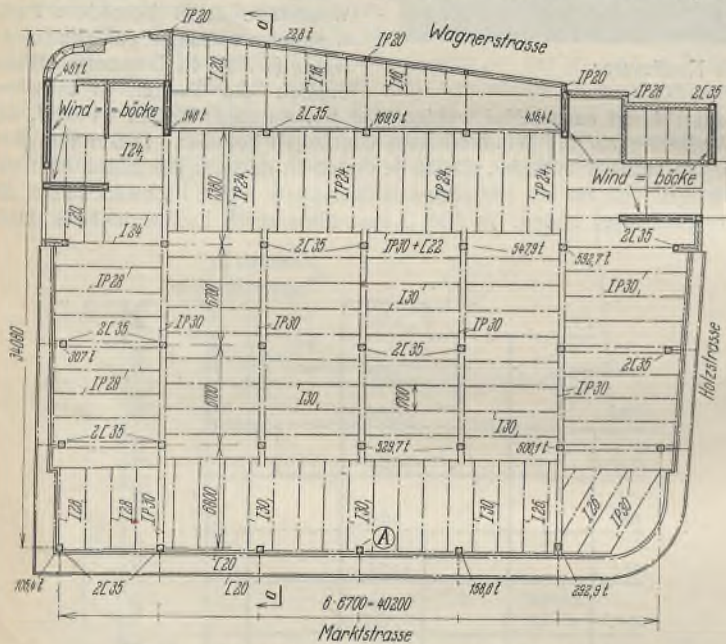


Abb. 5. Erdgeschoß-Grundriß und Trägerlagen.

Decken kam es auf glatte Untersichten an. Die Deckenträger (überwiegend I 30), welche im Abstand von rund 1,7 m liegen, mußten deshalb in die Unterzüge eingewinkelt werden. Bei dem Anschluß der Unterzüge an die Stützen war zu beachten, daß die sämtlichen Rohrleitungen für die Installation ohne Behinderung an den Stützen entlang durchgeführt werden mußten. Daraus ergab sich die Notwendigkeit doppelseitiger Anschlüsse der Unterzüge an die Stützen. Da hierfür □-Profile nicht ausreichten, fanden im mittleren Teil Breitflanschträger von gleicher Höhe wie die Deckenträger (I P 30) Anwendung. Ausflansungen bei derartigen Anschlüssen sind natürlich unumgänglich, sie bringen aber für die Installation erhebliche Vorteile und Kostenersparnisse, so daß auf diesem Gebiet der Ausgleich für die Mehrkosten an Werkarbeit gegeben ist. Noch günstiger wird die Anordnung, wenn sich die Rohrleitungen für die Installation um 90° gegen die Unterzuganschlüsse versetzt durchführen lassen; Deckenträgeranschlüsse an die Stützen sind in diesem Fall durch entsprechende Trägerteilung leicht vermeidlich. Die isometrische Darstellung in Abb. 9 veranschaulicht dies besonders gut. Diese Darstellung

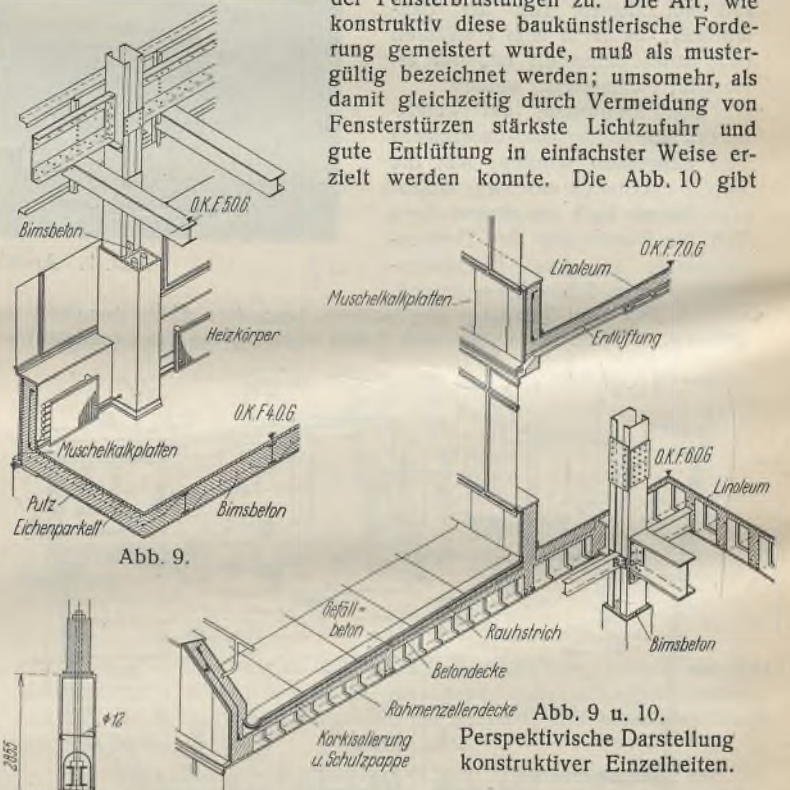


Abb. 9.

Abb. 9 u. 10.
Perspektivische Darstellung konstruktiver Einzelheiten.

Abb. 8. Verankerung des Skeletts im Eisenbetonpfahl.

uns in isometrischer Darstellung hiervon ein anschauliches Bild. Wir entnehmen hieraus, daß die durchlaufenden Brüstungen aus Blechträgern bestehen, die mit Bimsbeton einbetoniert sind und an deren unterer Gurtung die Deckenträger aufgehängt sind. Die sich so ergebende Gesamthöhe des Bimsbetonkörpers erhielt nach außen einen mit Dolben im Beton verankerten Vorsatz von hellen fränkischen Muschelkalkplatten. Die Abb. 10 läßt weiter erkennen, in welcher Weise durch Schlitze in der Decke die Entlüftung reguliert werden kann und gewährt zugleich Einblick in die Bauart der Decke des 5. Obergeschosses, die abweichend von den Decken der übrigen Geschosse als Rahmenzellendecke System Pohlmann ausgeführt wurde, um bei dieser Decke eine besonders gute Wärmehaltung zu gewährleisten. Die Spannweite wurde, da im Erfrischungsraum keine Stützen stehen sollten, zu 13,8 m festgelegt. Die gleiche Spannweite besitzen auch die Decken des 6. und 7. Geschosses, die für Arbeitsräume bestimmt sind. Für die Aus-

führung der Deckenplatten wurde beim Breuninger-Neubau grundsätzlich Bimsbeton verwendet; auch sonst war die Verwendung von Bimsbeton sehr weitgehend, so daß man feststellen kann, daß alle Stahlteile in Bimsbeton eingebettet liegen. Ebenso wie die Brüstungsträger und die Stahlkonstruktion der Treppenhäustürme sind auch die sämtlichen Stützen mit Bimsbeton umgeben und verputzt. Im Lichte der Bauweisen gesehen, stellt sich somit der Breuninger-Neubau als ein typischer Stahlskelett-Bimsbetonbau dar.

Der Bau wurde in zwei Abschnitten ausgeführt (s. Abb. 2): der Bauabschnitt 1 an der Holzstraße beanspruchte sieben Wochen, der Abschnitt 2 an der Karlstraße sechs Wochen für die Aufstellung. Lieferung und Auf-

stellung der Stahlkonstruktion im Gewichte von 1400 t erfolgte durch die Firmen Maschinenfabrik Eßlingen A.-G. und Gebr. Wöhr, Unterkochen; die Abb. 6 und 7 geben einige Baustadien wieder. Entwurf und Bauleitung lagen in den Händen der Architekten B. D. A. Eisenlohr & Pfennig, Stuttgart, die statische Berechnung und Prüfung der Stahlkonstruktionen war dem bekannten Techn. Büro von Reg.-Baumeister Prof. Kintzinger, Stuttgart, übertragen. Mit dem Breuninger-Neubau hat nicht nur das Stadtbild der Stadt Stuttgart eine reizvolle neuzeitliche Bereicherung erfahren, sondern auch die stattliche Anzahl deutscher hervorragender Stahlskelettbauten ist damit wiederum um ein Bauwerk vermehrt worden, welches der Stahlbauweise weitere Freunde gewinnen wird.

Alle Rechte vorbehalten.

Umbau eines Kesselhauses unter Aufrechterhaltung des Betriebes.

Von Dipl.-Ing. Heinrich Berghaus, Dortmund.

Um den Einbau von etwa 20 m hohen Steilrohrkesseln im alten Kesselhaus der Schachanlage Scholven (Bergwerks-Aktiengesellschaft Recklinghausen) zu ermöglichen, wurde die Hebung des Daches dieses

Von Bedeutung war die konstruktive Ausbildung der Mittelstiele und ihrer Füße, die möglichst gedungen ausgeführt werden mußten, weil sie keinen größeren Raum einnehmen durften als die alten Stützen, die zwischen den vorhandenen in Betrieb befindlichen Kesselbatterien eingeschachtelt waren.

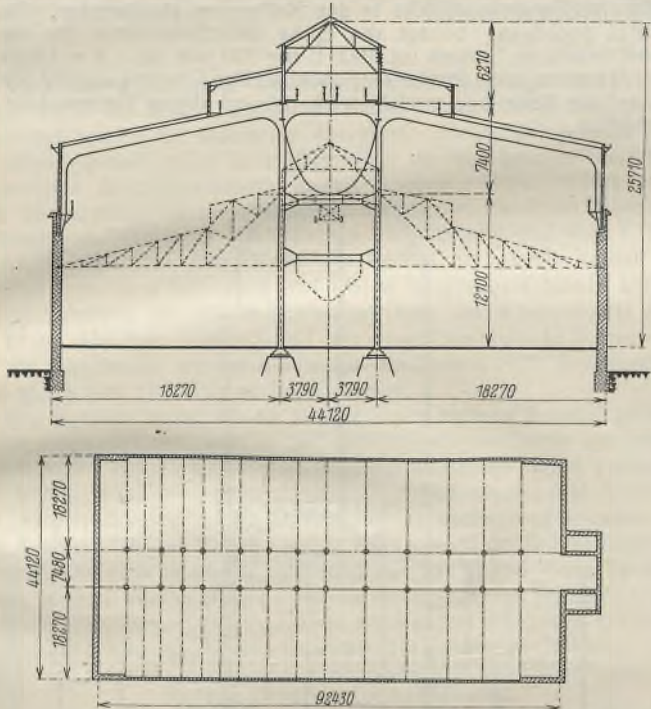


Abb. 1. Querschnitt und Grundriß des Kesselhauses.

Kesselhauses um 9,40 m notwendig. Die Seitenmauern sollten 2,40 m aufgemauert und darüber durch 7 m hohe Stahlfachwände mit großen Lichtbändern ausgefüllt werden.

Bedingung war, die Seitenmauern durch die erforderliche Neukonstruktion sowohl vertikal als auch horizontal möglichst wenig zu beanspruchen. Weiterhin sollte der Kesselhausbetrieb während der Bauzeit in vollem Umfange weitergeführt werden, wobei in erster Linie die Bunkerbeschickungsbahn mit den alten Bunkern während der ganzen Montagedauer erhalten und in Betrieb bleiben mußte. Sämtliche Schutzmaßnahmen, sämtliche Rohrabstützungen usw. sollten alleinige Sache des Unternehmers sein.

Unter diesen Umständen erwies sich als günstige Form für die neue Stahlkonstruktion ein etwa 44 m weit gespanntes und 25 m hohes Rahmensystem, welches in Abb. 1 stark ausgezogen gezeichnet ist, im Gegensatz zu der gestrichelten Darstellung, welche die Konstruktion der Halle in ihrem alten Zustande wiedergibt. Dieser einfach statisch-unbestimmt gerechnete, mehrstielige Rahmen ist mit seinen Seitenpfosten beweglich gelagert, um bei Auftreten von Horizontalkräften (u. a. Wind auf die 7 m hohe Fachwand und auf das gesamte Dach) die Außenmauern nicht zu beanspruchen. An die 19,5 m hohen und 7,58 m breiten dreistöckigen Mittelrahmen lehnen sich einhüftige Rahmen von $l=18,270$ m an. — Zwischen den Mittelstielen ist der Bunker gelagert, der ein Fassungsvermögen von 50 t je lfdm hat und durch ein darüberliegendes Transportband beschickt wird.



Abb. 2. Montagezustand.

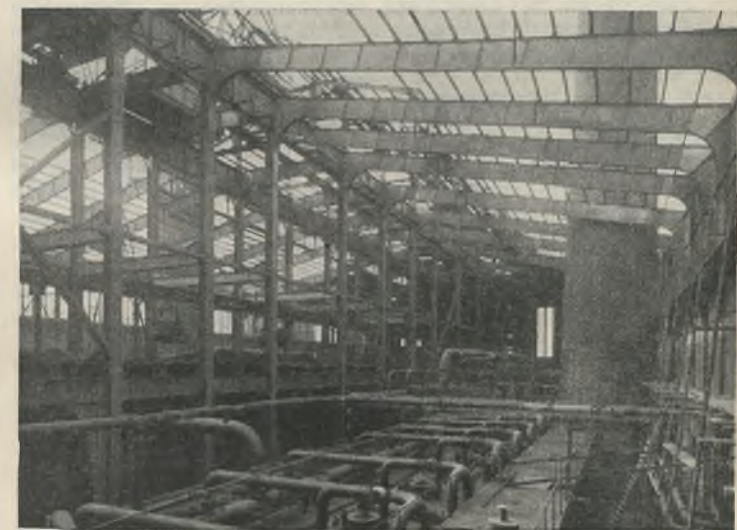


Abb. 3. Blick in das Innere des Kesselhauses während der Montage.

Neben den rein praktischen Vorzügen der Neukonstruktion sei auch kurz auf das gute Aussehen der Rahmen hingewiesen, deren ruhige und sachliche Formen sich gerade während des Umbaus gegen das Gewirr der vielen Maschen der alten Konstruktion wohltuend abhoben.

Das Gebäude trägt weiterhin noch einen 6,21 m hohen und 18,50 m breiten Dachaufbau mit Jalousien und Stahlfenstern. Viele Laufstegen mit zweckmäßig angelegten Treppen sorgen für leichte und bequeme Zugänglichkeit zu allen wichtigen Teilen des Gebäudes.

Sämtliche Pfetten, der Dachaufbau und die Dachverbände wurden der alten Konstruktion entnommen.

Mit zur Lieferung gehörte die Abdeckung der alten und die Eindeckung der neuen Halle mit Stegzementdielen unter tunlichster Verwendung des Altmaterials, die Wiederverwendung der Jalousien und der Fenster des Dachreiters.

Die Montage fiel in die Wintermonate 1929/30 und war unter den gegebenen Umständen äußerst schwierig. An den beiden Längsseiten des Gebäudes war kein Platz für die Aufstellung irgendwelcher Montagegeräte. Tiefe Baugruben zur Verlegung von Kabeln und Leitungen aller Art versperrten zum größten Teil den Weg. So entschloß man sich, die neuen Bunkerträger durch behelfsmäßiges Aufklemmen von Schienen als Fahrbahn für einen Montagekran zu benutzen und so von oben her zu montieren. Zunächst mußte allerdings das erste alte Binderfeld von der Giebelwand aus abgebaut, die ersten beiden Rahmen montiert und die Bunkerträger eingebaut werden, um eine Fahrbahn für das vorgesehene Montagegerüst zu schaffen. Jetzt konnte der eigentliche Montagekran aufgestellt werden und mit seinen 22 m langen elektrisch betriebenen Auslegern die alten Teile von innen nach außen und die Neukonstruktion,

die vom Waggon aus durch einen Abladekran auf Kleinwagen umgeladen und herangefahren wurde, von außen nach innen transportieren und an der gewünschten Stelle absetzen. Das Fahrgestell des Kranes war 8 m breit, so daß die Reichweite des ganzen Gerätes 50 m betrug. In ihren tiefsten Ausladungen mußten die Ausleger Stücke von 6 t heben. Die Stöße der Rahmen waren so gewählt, daß sie durch gemeinsames Arbeiten der beiden Ausleger schnell zusammengefügt werden konnten.

Die Montage ging felderweise vor sich. Nach dem Abbruch eines alten Binderfeldes wurde ein Rahmen mit Pfetten, Bunkerträgern, Riegeln und Versteifungen eingebaut, die Kranschiene verlegt und der Kran vorgefahren. Eine gewisse Schwierigkeit bot das Einfädeln der bereits oben erwähnten Mittelstiele in die verhältnismäßig kleinen Öffnungen zwischen den vorhandenen Kesseln. Für das Montieren des Dachaufbaues und des Bunkers wurden besondere Hebezeuge aufgestellt, welche ebenfalls oben

auf der Neukonstruktion verfahrbar waren. Hand in Hand mit der Aufstellung der Stahlkonstruktion ging die Eindeckung der neuen Halle mit Stegzementdielen, so daß bereits die ersten Arbeiten für die Aufstellung der Stielrohrkessel in dem fertig eingedeckten Teil der Halle vor sich gehen konnten. Nachdem die neue Kesselanlage mit den Bunkern in Betrieb genommen war, wurde der alte Bunker mit der Beschickungsbahn abmontiert und verschrottet. Die Abb. 2 u. 3 veranschaulichen deutlich den Vorgang der Montage und das Aussehen der neuen Halle. Trotz der Wintermonate gingen die von der Firma Heinrich Berghaus, Dortmund, ausgeführten Arbeiten ohne Betriebsstörung vor sich und sind terminmäßig beendet worden.

Zusammenhängend sei noch erwähnt, daß das ganze Gebäude eine Fläche von $92,43 \text{ m} \times 44,12 \text{ m}$ bedeckte, wobei die Rahmenentfernung naturgemäß durch die alte Binderteilung gegeben war.

Verschiedenes.

Bemerkenswerte Londoner Stahlskelettbauten. (Nach „The Structural Engineer“, Februar 1931.) Abb. 1 zeigt einen Schnitt durch einen elfstöckigen Baublock der „Bank von England“. Bemerkenswert sind hier besonders die schweren Blechträger (Abb. 1 rechts), welche die Stützenlasten von zehn Geschossen abfangen, um im Keller einen großen stützenfreien Raum für die Heizungs-, Licht- und Kraftzentrale zu erhalten. Die über diesen schweren Blechträgern ersichtlichen Queraussteifungen der Stützen durch Schrägen in Zwischenwänden bzw. durch Kopf- und Fußbänder dienen nicht nur zur Aussteifung des Gebäudes gegen Windkräfte, sondern auch zur Verringerung der Durchbiegung dieser Blechträger. Man beabsichtigt mit dieser Maßnahme, Risse in dem darüberliegenden Mauerwerk und außerordentliche Belastung der Stützen zu vermeiden. Hierdurch kommt natürlich eine vielfache statische Unbestimmtheit in die Konstruktion, und eine einigermaßen genaue Erfassung des Kräfteverlaufs dürfte wohl ausgeschlossen sein.

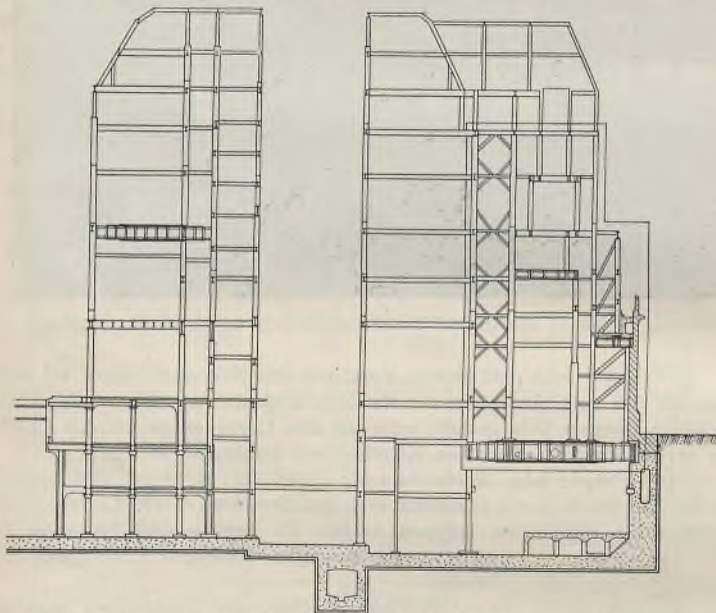


Abb. 1. Tragsystem eines Baublockes der „Bank von England“ (Querschnitt).

Abb. 2 zeigt einen Schnitt durch einen anderen Baublock der „Bank von England“. Auch hier sind schwere Blechträger zur Abfangung der Mittelstützen angeordnet. Zwischen diesen Blechträgern und den Stützen wurden Eckaussteifungen vorgesehen, welche lediglich der Ableitung von Windkräften dienen sollen. Um zu verhindern, daß schon während der Aufstellung des Stahlskeletts durch die allmählich wachsende Durchbiegung des Trägers Biegemomente in den Stützen erzeugt werden, wurde zunächst zwischen den Aussteifungen und den Blechträgern ein Spalt frei gelassen, welcher etwa der Durchbiegung des Trägers infolge der ständigen Last entsprach. Die Aussteifung während der Aufstellung wurde durch behelfsmäßige Holzstreben erzielt. Diese behelfsmäßigen Streben waren unmittelbar neben den Stützen auf den Unterzügen einer ebenfalls nur während der Aufstellung eingebauten Zwischendecke abgestützt. Nachdem die gesamte ständige Last auf die Blechträger wirksam war, wurden die Holzstreben entfernt, und der erwähnte Spalt schloß sich fast vollständig, so daß die endgültigen Eckaussteifungen vernietet werden konnten.

Bei diesem Gebäude sind die Stützen nicht mit der üblichen genieteten Fußkonstruktion versehen, und zur Übertragung der Stützenlasten auf die über die ganze Grundfläche des Gebäudes durchgehende Eisenbetondecke wurden auch keine druckverteilenden Trägerroste verwendet. Für die Übertragung der Stützenlasten wurden hier vielmehr einfache Stahlplatten verwendet, auf welchen die Stützen errichtet wurden. Diese Anordnung soll eine wesentliche Ersparnis an Baukosten erbracht haben, da bei der

sonst üblichen Anordnung hoher Fundamentblöcke deren Sohle bedeutend tiefer geführt werden mußte. Außerdem wollte man auch vermeiden, daß einzelne Fundamentblöcke in den Kellerraum hineinragten. Bei der gewählten Anordnung beträgt die Dicke der Stahlplatten für die am höchsten belasteten Stützen (rd. 1000 t) nur 230 mm bei 1,8 m Länge und Breite. Ob durch diese Platten eine gleichmäßige Übertragung der Stützenlasten auf die Betonfuge erreicht wird, ist bei dieser Plattenstärke aber wohl fraglich.

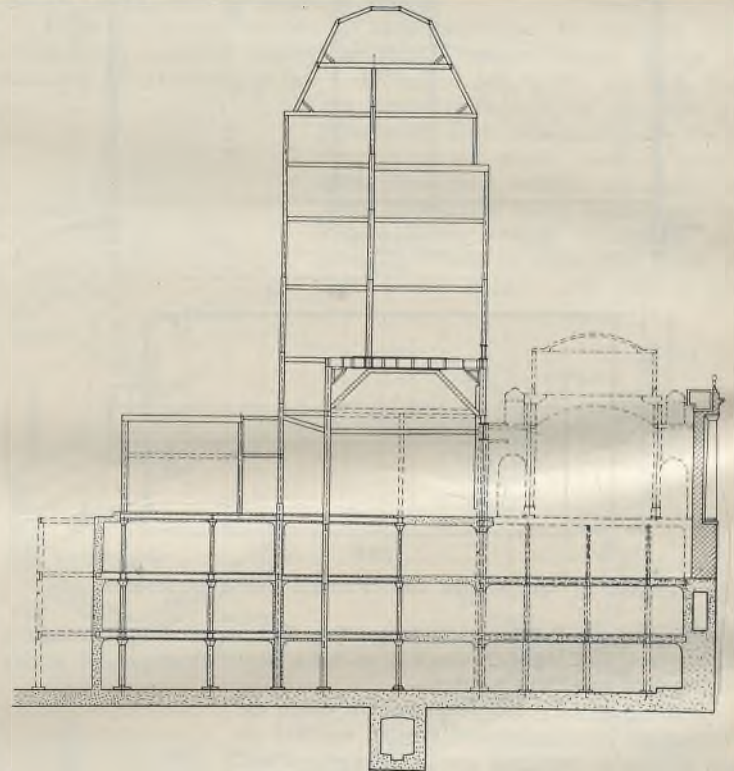


Abb. 2. Tragsystem eines weiteren Baublockes der „Bank von England“ (Querschnitt).

Die Bewehrung der Eisenbetondeckplatte ist so bemessen, daß sie für Stützendrucke bis rd. 350 t ausreicht. Unter Stützen mit großen Lasten wurden kreuzweise Zusatzbewehrungen angeordnet, welche beispielsweise bei den schwersten Stützen aus insgesamt 80 Rundstählen von 32 mm Durchmesser bestehen, von welchen eine Hälfte gerade geführt ist, während die andere zur Aufnahme der Scherkräfte aufgebogen ist.

Eine weitere in der Abhandlung beschriebene Stahlkonstruktion betrifft den Speisesaal des Haileybury College. Dessen Decke besteht aus einem großen Kreuzgewölbe mit vier anschließenden kleineren Tonnengewölben. Die Kämpfer der aus einer Fachwerkstahlkonstruktion bestehenden Grat- und Wandbogen dieser Gewölbe mußten auf Verlangen des Architekten sehr hoch angeordnet werden, und dort waren die Bogenschübe, nämlich 35 t des Gratbogens und 28 t des Wandbogens, unmittelbar abzuleiten. Aus diesem Grunde wurden Köpfe und Füße der Eckstützen durch die Streben eines Hängewerks, dessen Pfosten in Kämpferhöhe angeordnet ist, verbunden. Köpfe und Füße der gegenüberliegenden Eckstützen sind durch besondere Anker miteinander verbunden, so daß sich die Gewölbeschübe in diesen Anker gegenseitig aufheben. A. Schultz, Breslau.

INHALT: Das schraubenförmige Knicken der Eckpfosten von Gittermasten. — Der Neubau des Kaufhauses der E. Breuninger A.-G. in Stuttgart. — Umbau eines Kesselhauses unter Aufrechterhaltung des Betriebes. — Verschiedenes: Bemerkenswerte Londoner Stahlskelettbauten.

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.

DER STAHLBAU

Schriftleitung:

Dr.-Ing. A. Hertwig, Geh. Regierungsrat, Professor an der Technischen Hochschule Berlin, Berlin-Charlottenburg 2, Technische Hochschule
Fernsprecher: C1 Steinplatz 0011

Professor W. Rein, Breslau, Technische Hochschule. — Fernsprecher: Breslau 421 61

Beilage
zur Zeitschrift

DIE BAUTECHNIK

Fachschrift für das ge-
samte Bauingenieurwesen

Preis des Jahrganges 10 RM und Postgeld

5. Jahrgang

BERLIN, 10. Juni 1932

Heft 12

Alle Rechte vorbehalten.

Geschweißte Blechträger - Straßenbrücke.

Von Dipl.-Ing. Hermann Schütte, Hamburg.

Über den „Querkanal“ im linkselbischen hamburgischen Freihafen-
gebiet wurde die Straße „Stillhorner Damm“ bisher durch eine genietete
Blechträgerbrücke mit Holzbelag überführt. Diese 1885 erbaute Brücke
war abgängig und ist im Jahre 1931 durch die im folgenden beschriebene
geschweißte Blechträgerbrücke ersetzt worden. Dabei erwies es sich
auch wirtschaftlich als zweckmäßig, den bisher vorhandenen Mittelpfeiler
zu beseitigen. Die nach den örtlichen Verhältnissen und dem Verkehrs-
bedürfnis gewählten Hauptmaße der Brücke sind nach Fortfall eines
Mittelpfeilers: 24 m Stützweite und 7,50 m Hauptträgerabstand. Die zwei-
spurige Fahrbahn hat 5,20 m Breite; der Rest der Brückenbreite entfällt
auf einen seitlichen Fußweg und das gegenüberliegende Schrammbord.
Für die Berechnung wurden die Lasten der Dinorm 1072, Brückenklasse I
(24 t-Walze und 12 t-Wagen), angenommen.

Die Behörde hatte für die Brücke einen eigenen Entwurf genieteter
Bauart ausgeschrieben, weil es bei dem derzeitigen Stande der Schweiß-
technik weder sicher war, daß eine geschweißte Brücke billiger herzustellen
sein würde, noch, daß jede anbietende Firma die für die Ausführung
geschweißter Brücken nötige Eignung würde nachweisen können. Nach
dem ausgeschriebenem Entwurf wurde das Gewicht der Brücke auf 76 t be-
rechnet. Die Brücke wurde schließlich — auf Grund eines Sonderent-
wurfes in geschweißter Bauart — an die Firma J. Jansen Schütt G. m. b. H.,
Hamburg, vergeben. Die ausgeführte geschweißte Brücke hat ein Gewicht
von nur 62 t, also 81,5% des Gewichtes der genieteten Brücke.

Berechnung und Ausbildung.

Für sämtliche Bauglieder und für die maßgebenden geschweißten
Kraftanschlüsse wurden, nachdem die Abmessungen im üblichen Be-
rechnungsverfahren ermittelt waren, die „Beziehungsformeln“¹⁾ zwischen
Spannung und Verkehrslast aufgestellt, und zwar sowohl für volle Belastung
der Brücke durch Kraftwagen und entsprechende gleichmäßig verteilte
Verkehrslast, als auch für ein einzelnes Fahrzeug bei sonst unbelasteter
Brücke. Die Zusammenstellung der Beziehungsformeln und deren
Auswirkungen für die übliche Stoßzahl und $\sigma_{zul} = 1400 \text{ kg/cm}^2$ bzw.
 $\rho_{zul} = 0,5 \cdot \sigma_{zul} = 700 \text{ kg/cm}^2$ ist im folgenden wiedergegeben:

ferner, daß — abgesehen von den Anschlüssen der Tonnenbleche — die
Schweißanschlüsse rechnerisch in keinem Falle ungünstiger beansprucht
werden als die verschweißten Bauglieder selbst. Im einzelnen seien die
folgenden Überlegungen angeführt:

Die Buckelbleche werden bei Brückenbauten oft gar nicht be-
rechnet, weil eine zuverlässige, durch Versuche bestätigte Berechnungs-
weise nicht bekannt ist, und weil man also auf mehr oder weniger will-
kürliche und unzutreffende Annahmen angewiesen ist. Um mindestens
einen Anhalt für die Bemessung der Schweißnähte zu gewinnen, wurde
die Berechnung hier nach den Annahmen der Formeln von Bleich²⁾ aus-
geführt. Dabei wird reine Zugbeanspruchung des Bleches angenommen.
Die Bleche wurden durch volle Stirnkehlnähte an der Oberseite der
Längs- und Querträger angeschlossen. Nach den „Vorschriften für
geschweißte Stahlbauten“, Dinorm 4100, hat die Naht wegen $a \equiv \frac{t}{\sqrt{2}}$
theoretisch 70% des Blechquerschnittes. Mit $\rho = 0,5 \cdot \sigma$ können also
 $0,5 \cdot 70 = 35\%$ der vom Blech aufnehmbaren Kräfte angeschlossen
werden; dies war im vorliegenden Falle ausreichend. Immerhin führte
die Berechnung dazu, sämtliche Nähte in einer Dicke von $a = \frac{t}{\sqrt{2}}$ zu
schweißen.

Die Längs- und Querträger wurden in Walzprofilen ausgeführt.
Gegenüber dem ausgeschriebenem Entwurf, der ebenfalls Walzprofile vorsah,
konnte dabei keine Gewichtsersparnis erzielt werden, denn auch bei der
genieteten Bauweise durften die Walzträger mit dem vollen Widerstands-
moment in die Berechnung eingeführt werden, da Nietlöcher in der Zug-
zone nicht vorgesehen waren. Die Ersparnis durch Fortfall der Anschluß-
winkel und der durchschießenden Laschen der Längsträger mit einem
Gewicht von 1,5 t gegenüber 0,32 t Eckbleche bei der geschweißten Bau-
weise betrug 1,18 t, das sind 20% des Gewichtes der Längsträger.

Die Hälfte der Längsträger mußte, wie weiter unten beschrieben, auf
der Baustelle angeschweißt werden. Diese Schweißungen konnten zwar
einwandfrei durchgeführt werden, doch bereiten Bauschweißungen be-
kanntlich immer Schwierigkeiten und sollen auch nach den Vorschriften

Zusammenstellung.

Konstruktionsteil	Normale Stoßzahl	a) Vollverkehr bei $\sigma = 1400 \text{ kg/cm}^2$			b) Einzelfahrzeug bei $\sigma = 1400 \text{ kg/cm}^2$		
		$\varphi \cdot P =$	Rad	Wagen	$\varphi \cdot P =$	Rad	Wagen
1. Tonnenblech; Anschluß	1,4	$21,1 \left(\frac{\sigma}{2} - 16 \right)$	10,3	30,9	$21,1 \left(\frac{\sigma}{2} - 16 \right)$	10,3	30,9
2. Längsträger; Biegung	1,4	$11,9 (\sigma - 125)$	10,8	32,4	$11,9 (\sigma - 125)$	10,8	32,4
2. Längsträger; Anschluß	1,4	$40 \left(\frac{\sigma}{2} - 35 \right)$	19,0	57,0	$40 \left(\frac{\sigma}{2} - 35 \right)$	19,0	57,0
3. Querträger; Biegung	1,39	$9,5 (\sigma - 470)$	6,35	19,05	$16,0 (\sigma - 338)$	12,2	36,6
3. Querträger; Anschluß	1,39	$19,6 \left(\frac{\sigma}{2} - 124 \right)$	8,1	24,3	$63,2 \left(\frac{\sigma}{2} - 93 \right)$	28,0	84,0
4. Hauptträger; Trägermitte	1,37	$9,6 (\sigma - 715)$	4,8	14,4	$38,0 (\sigma - 650)$	20,7	62,1
4. Hauptträger; Stoßdeckungsanschluß	1,37	$23,2 \left(\frac{\sigma}{2} - 290 \right)$	6,95	20,85	$88,0 \left(\frac{\sigma}{2} - 216 \right)$	31,0	93,0

Die Zusammenstellung zeigt, daß bei Vollverkehr der Hauptträger
in der Trägermitte, bei Belastung der Brücke durch ein einzelnes schweres
Fahrzeug jedoch der Tonnenblechanschluß und die auf Biegung be-
anspruchten Längsträger am ungünstigsten beansprucht werden. Sie zeigt

„tunlichst beschränkt“ werden. Fraglich bleibt daher, ob in ähnlichen
Fällen nicht auch dann für einen Teil des Bauwerks die Nietung der
Schweißung vorzuziehen sei, wenn im ganzen die Schweißung vorteil-
hafter ist.

¹⁾ Schütte, „Die Beziehungsformel, als Ausdruck der Tragfähigkeit
von Straßenbrücken“. Der Stahlbau 1931, Heft 20.

²⁾ Fr. Bleich, „Theorie und Berechnung der eisernen Brücken“.
Verlag Julius Springer 1924.

Die Anschlüsse der Querträger an den Hauptträger mußten sämtlich auf der Baustelle geschweißt werden. Um Überkopf-Schweißungen zu vermeiden, wurden Nähte nur an den Oberseiten der Gurtflanschen und am Steg angeordnet. In der Abb. 1 sind neben dem Längsträgeranschluß die Nähte des Querträgeranschlusses mit den rechnerischen Nahtdicken und unter Abzug der Knotenenden herausgezeichnet.

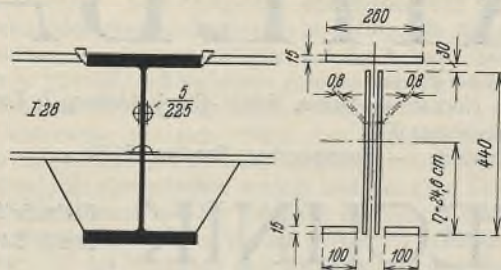


Abb. 1. Verbindung der Längs- und Querträger.

Die anzuschließenden Schweißnähte haben demnach eine Gesamt-Bruchfläche von $F = 1,394 \text{ cm}^2$ und ein Widerstandsmoment von $W = 2020 \text{ cm}^3$. Für die Biegefestigkeit des Anschlusses wurde angenommen, daß der Hauptträger den geringen Verbiegungen der Querträger folge; aus der Belastung der Querträger wurde also kein Biegemoment am Anschluß hergeleitet. Dagegen ruft die (Knick-)Seitenkraft des Hauptträger-Druckgurtes ein Moment (M_A) am Querträger-Anschluß hervor. M_A ist abhängig von dem Biegemoment M_H des Hauptträgers und damit auch von der Verkehrslast. Die Hauptträger-Momente betragen in Brückenmitte aus ständiger Last $M_{Hg} = 26\,900\,000 \text{ kgcm}$, aus Verkehrslast $M_{Hv} = \varphi \cdot P \cdot 5070 \text{ kgcm}$. Für Schweißnähte war das Moment (Vorschriften II § 4,2) aus Verkehrslast um $\frac{\text{max } M + 1/2 (\text{max } M - \text{min } M)}{\text{max } M}$, das ist 50% für ein $\text{min } M = 0$, zu erhöhen.

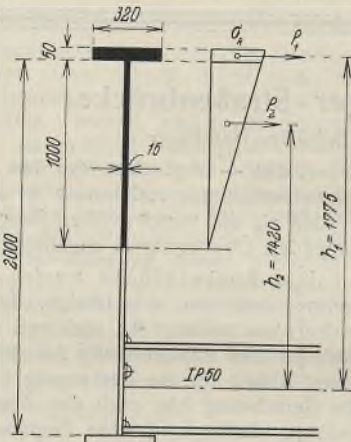


Abb. 2. Zusätzliche Beanspruchung des Querträgeranschlusses.

das ist 50% für ein $\text{min } M = 0$, zu erhöhen.

$$\sigma_r = \frac{M_{Hg} + 1,5 M_{Hv}}{W_H} = \frac{26\,900\,000 + \varphi P \cdot 7600}{41\,500}$$

Die Seitenkraft (H) des Hauptträgers wurde (entsprechend Dinorm 1073) mit $\frac{1}{100}$ der achsrechten Druckkraft angenommen. $H = \frac{1}{100} (P_1 + P_2)$

(Abb. 2) und das Anschlußmoment des Querträgers $M_A = \frac{1}{100} (P_1 h_1 + P_2 h_2) = 379 \sigma_r$. Die Schweißspannung infolge M_A wird:

$$\delta_1 \rho_1 = \frac{M_A}{W} = \frac{26\,900\,000 + \varphi P \cdot 7600}{41\,500} \cdot \frac{379}{2020} = 0,0344 (\varphi P + 3540)$$

Aus der Querkraft wurde ermittelt $\rho_2 = \frac{A}{F} = 0,0376 (\varphi P + 1490)$. Der Vergleich dieser Werte für ρ_1 und ρ_2 zeigt, daß die Biegebeanspruchung die Scherbeanspruchung überwiegt. Die Annahme von Seitenkräften des Obergurtes ist also von erheblicher Bedeutung für die Beurteilung der Festigkeit des Querträger-Anschlusses.

Aus $\rho = \sqrt{\rho_1^2 + \rho_2^2}$ folgt nach Einsetzen dieser Werte für ρ_1 und ρ_2 die Beziehungsformel $\varphi P = -2430 + 19,6 \sqrt{\rho^2 - 26\,000}$, der negative Wert unter der Wurzel konnte hier gegenüber dem in Betracht kommenden Werte von ρ^2 vernachlässigt werden. Danach lautete die Beziehungsformel vereinfacht:

$$\varphi P = 19,6 (\rho - 124) \text{ oder wenn } \rho = 0,5 \cdot \sigma \text{ eingesetzt wird}$$

$$\varphi P = 19,6 \left(\frac{\sigma}{2} - 124 \right)$$

Die Hauptträger wurden aus einem Stegblech von $2000 \cdot 15 \text{ mm}$ und Gurtplatten von $320 \cdot 15$, $320 \cdot 32$ und $320 \cdot 50 \text{ mm}$ zusammengesetzt. Die Gewichtsersparnis in den Hauptträgern gegenüber der genieteten Bauweise kommt zustande durch die zur Erzielung eines hohen Trägheitsmomentes günstigere Form des Hauptträgers, durch Fortfall der Nietabzüge und besonders noch durch Fortfall der anliegenden Winkelschenkel und Futterstücke der Aussteifungen; sie drückt sich in folgenden Zahlen aus: Gewicht eines Hauptträgers in genieteter Bauweise 18 t, in Schweißbauweise 14 t. Um die bei der Schweißbauweise erzielbare Ersparnis an Aussteifungen in vollem Umfange auszunutzen, wählt man zweckmäßig für den Querträgerabstand ein Vielfaches des nach den Vorschriften (II, § 6, 4) höchstzulässigen Maßes von 1,30 m der Aussteifungen, weil bei den Querträgern ohnehin Aussteifungen angeordnet werden müssen. Der Querträgerabstand wurde daher von 3,00 m beim ausgeschriebenen Entwurf

auf $2,67 \text{ m} = \text{rd. } 2 \cdot 1,30$ herabgesetzt. Die Aussteifungen bei den Querträgern haben zugleich die Aufgabe, Seitenkräfte des Druckgurtes auf die Querträger abzuleiten; sie wurden durch je ein Versteifungsblech außen- und innen- des Hauptträger-Stegbleches ausgeführt. Für die Zwischenversteifungen genügte ein Blech außenseitig; doch wurde innen- seitig noch ein Eckblech unter der Gurtplatte eingeschweißt, um dessen Ausknickungen zu begegnen³⁾.

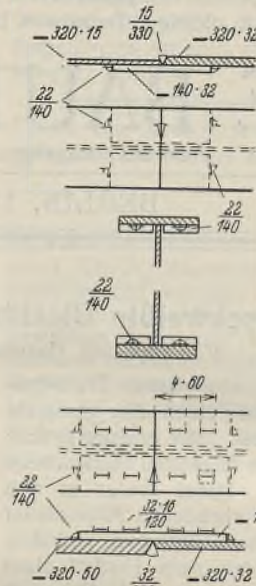


Abb. 3. Stöße zwischen Gurtplatten verschiedener Stärke.

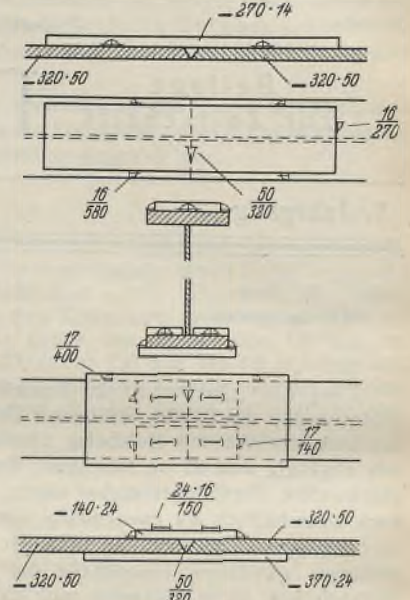


Abb. 4. Montagestoß.

Die Stöße der Gurtplatten wurden als Stumpfstöße unter Verstärkung durch Laschen ausgebildet (Abb. 3 und 4). Bei den Stößen am Übergang von einem Gurtquerschnitt zum anderen ließ sich die Verstärkungslasche am bequemsten innenseits der Gurte anbringen, weil hier kein Sprung zu überbrücken war. Beim Baustoß wurden, um Überkopf-Schweißungen zu vermeiden, die Laschen nur oben aufgelegt und sämtliche Nähte so angeordnet, daß sie von oben zugänglich waren. Bei der Beurteilung der Sicherheit der Stöße wurde das geringe durch die Außer-mittigkeit der Kraftübertragung entstehende Moment als unschädlich angesehen. Wichtiger wäre hier die zuverlässige Kenntnis über die Spannungsverteilung beim Zusammenwirken der Nähte verschiedener Art. Da für die Berechnung dieser Spannungsverteilung noch kein Verfahren bekannt war, blieb die Rechnung nach der Formel $\rho = \frac{P}{\Sigma(a l)} \leq 0,5 \sigma_{zul}$ durch-

zuführen, wobei Ungleichheiten in der Spannungsverteilung als durch die geringe zugelassene Schweißspannung berücksichtigt gelten. Aus dem Moment wurde die Achskraft der Gurtplatte bestimmt. Ein Teil der Achskraft in Höhe von $F_s \cdot \rho = t(l - \text{Kraterende}) \cdot 0,5 \sigma$ wird von der Stumpfnah aufgenommen. Für den Rest der Achskraft wurden die Nähte an der Lasche bemessen. Als Kraterenden wurden von der Brutto-Nahtlänge zwei Nahtdicken abgezogen. An der ausgeführten Schweißung (Abb. 5) sind solch große Kraterenden nicht zu sehen. Bei starken Nähten, wie sie hier ausgeführt wurden, wird der größere Teil der Naht durch Füllschweißung hergestellt. Die Füllung, bei der Schweißbraupe über Schweißbraupe gelegt wird, verbindet die Randfasern der Gurtplatten so gut wie die mittleren Fasern. Kraterenden, die wohl bei der einzelnen Schweißbraupe auftreten, sind gegenüber der Masse des aufgetragenen Schweißgutes ohne Bedeutung und brauchten daher bei der Berechnung nicht abgezogen zu werden.



Abb. 5. Seitenansicht der Laschenstumpfnah mit Kraterende.

Zusammenbau und Bauüberwachung.

Für den Zusammenbau wurde im voraus ein genauer Plan gemacht, durch den als erstes die in der Werkstatt und die auf der Baustelle zu schweißenden Nähte unterschieden wurden. Abb. 6 gibt eine Übersicht über die Fahrbahn und den westlichen Hauptträger, in der die Werkstatt-schweißungen und die Bauschweißungen unterschiedlich gekennzeichnet

³⁾ Siehe hierzu auch Hoening, „Vergleichende Belastungsproben an einem einstielligen Bahnsteigbinder in Niet- und Schweißkonstruktion“. Der Stahlbau 1931, Heft 19.



Abb. 6. Übersichtszeichnung mit Kennzeichnung der Werkstatt- und Baustellenschweißung.

geschweißten Reichsbahnbrücke bei Münster⁴⁾ beobachtet wurden, konnten hier nicht festgestellt werden. Nach Fertigstellung der Gurtstöße wurden die Eckbleche aufgesetzt und verschweißt. Nachdem derart bei aufrecht gestelltem Stegblech beide Gurtungen an diesem befestigt waren, wurde der Träger flach gelegt und die Aussteifungen eingeschweißt.



Abb. 7. Anbohrung einer Schweißnaht.

sind. Aus der Abbildung ist zu sehen, daß die Fahrbahn in einzelnen Teilen von je zwei Querträgern und den dazwischen befindlichen Längsträgern und Buckelblechen in der Werkstatt fertiggestellt wurde. Die Hauptträger wurden zu je drei Teilen in der Werkstatt fertig geschweißt. Auf der Baustelle waren die Hauptträger in den Baustößen zusammenzusetzen, die fertigen Fahrbahnteile anzubringen und die danach noch bestehenden Lücken der Fahrbahn auszufüllen. Das Verhältnis von Werkstattschweißung und Bauschweißung war danach ungefähr wie 2:1.

Beim Zusammenbau der Hauptträger wurde mit der Schweißung der Stumpfnähte zwischen den Gurtplatten verschiedener Stärke begonnen. Verwendet wurden getauchte Elektroden G. S. 4-Elektroden. Bei so starken V-Nähten, wie sie hier herzustellen waren, ist die Gefahr groß, daß Verziehungen durch ungleichmäßige Erwärmung eintreten. Um dem zu begegnen, wurde jeweils eine größere Reihe der Gurtstumpfnähte nebeneinander gleichmäßig gefördert. Nachdem an einem Stoß eine Raupe gezogen war, wurde nacheinander an sämtlichen übrigen Nähten gearbeitet. So konnte die zuerst gezogene Naht vollständig abkühlen, bevor die nächste Schweißung aufgebracht wurde. Die Erwärmung konnte so auf ein Mindestmaß eingeschränkt und Verziehungen vollständig vermieden werden. Ähnlich wurde in der Folge beim Aufbringen der Laschen und danach beim Anschweißen der Gurte an die Stegbleche verfahren. Auch leichte Verbiegungen der Gurtflanschen, wie sie beim Bau der ersten

Für die Beurteilung der Güte der Schweißungen war man hier wie überall hauptsächlich auf die Ergebnisse der nach der Dinorm 4100 durchgeführten Schweißerprüfung und auf die Beobachtung der Schweißer und die Besichtigung der Nähte angewiesen. Zur Beurteilung und Belehrung der Schweißer ist es wichtig, bei etwa sich herausstellenden Mängeln einer Naht den betreffenden Schweißer feststellen zu können. Zu diesem Zwecke wurde in der Übersichtszeichnung bei jeder Naht vermerkt, wer sie geschweißt hatte. Als weitere Überwachungsmaßnahmen wurden die fertigen Nähte stichprobeweise angebohrt. Die Anbohrung (Abb. 7) deckt Poren, Schlackeneinschlüsse und Einbrand der Naht an der betreffenden Stelle auf. Wenn diese Stichproben nicht gerade weitgehenden Anhalt für die Gütebeurteilung bieten, so zwingen sie doch den Schweißer, keinen Augenblick in der Sorgfalt der Schweißarbeit nachzulassen, da er vor einer späteren Aufdeckung von Mängeln nie sicher ist.

Für die Gütebeurteilung selbst wurden von Zeit zu Zeit für Zerreiß- und Ätzproben besondere Probestücke neben dem Werkstück geschweißt, die bei gleichen Querschnittsmaßen und Stahlstärken, wie diese mit den gleichen Elektroden am gleichen Orte ausgeführt, auf die ähnliche Beschaffenheit der Schweißungen am Werkstück selbst schließen lassen.

⁴⁾ Witte, „Die erste geschweißte Reichsbahnbrücke“, Die Elektroschweißung 1930, S. 140.

Das neue Berliner Bürohaus der Iduna-Germania Versicherungsgesellschaft, Stettin.

Von Karl Martin, Beratender Ingenieur V. B. I., Berlin.

Alle Rechte vorbehalten.

Ende 1930 wurde das neue Bürohaus nach den Plänen des Architekten Rudolf A. Kessler errichtet. Das Gebäude war ursprünglich als Geschäftshaus mit Verkaufsräumen im Erdgeschoß und 1. Stock und mit Büroräumen in den übrigen Geschossen geplant. Während der Ausführung jedoch wurde beschlossen, das Gebäude als Hauptverwaltung des Konzerns zu verwenden und später die benachbarten, dem Konzern gehörigen Grundstücke Koch- und Charlottenstraße im gleichen Sinne auszubauen. — Proportion und Gliederung der Fassade wirken kraftvoll und wuchtig (Abb. 2); nach Ausbau der geplanten Erweiterung dürfte sich diese Wirkung noch verstärken. Dem ursprünglichen Zweck entsprechend erfolgte



Abb. 1. Büroraum im II. Stock.
Beachtlich der Verzicht auf ebene Deckenunteransicht.)

die Ausbildung der Fenster im 1. Obergeschoß als ein durchlaufend vorgebauter Schaukasten zu Ausstellungszwecken. Dicht unter der Decke ebenfalls durchlaufend angeordnete Entlüftungsfügel im Keller, Erdgeschoß und 1. Stock sorgen für reichliche Entlüftung.

Das Dachgeschoß ist entsprechend dem Lichteinfallwinkel zur Straße zurückgesetzt angeordnet.

Wie Abb. 3 zeigt, besteht die Grundrißform aus einem schmalen Streifen an der Kochstraße und einem ebensolchen an der Charlottenstraße mit einem fast zentrisch angeordneten hinteren Treppenhaus. Das aus Keller und sieben Geschossen bestehende Bauwerk mit etwa 29,0 m Höhe über Terrain ist in Stahlskelettbauweise ausgeführt. Die Fun-

dierung erfolgte mit Rücksicht auf den Grundwasserspiegel in Eisenbeton, die Ummantelung der Stützen mit hochgestellten Hartbrandsteinen in Zementmörtel. Zur Ausmauerung der Wände dienten gebrannte Leichtsteine; die Verblendung der Fassade erfolgte mit Weibernen Tuffsteinplatten von 10 cm Stärke sowie Grünfelder Muschelkalk von 3 cm Dicke. Sämtliche Decken sowie das Dach sind massiv mit Kleineschen Deckensteinen, und zwar für die Decke mit 500 kg/m² Nutzlast und für das Dach mit 350 kg/m² Belastung ausgeführt.

Da die Gebäudeflügel auf die ganze Breite von Stützen frei zu halten waren, wurden der architektonischen Gliederung gemäß in 4,75 m Abstand Stockwerkrahmen angeordnet (Abb. 1 u. 4). Diese Stockwerkrahmen werden gebildet durch die aus zwei Profilen bestehenden Stützen und die hindurchgesteckten und mittels Flachkeile in üblicher Art eingespannten Deckenunterzüge.

In statischer Hinsicht bietet der Bau bei dem heutigen Stande der Stahlbauweise nichts Außergewöhnliches; jedoch soll die Windaufnahme kurz besprochen werden.

Als wirtschaftlichste Anordnung wurde nach überschläglicher Ermittlung das nahezu zentrisch gelagerte Treppenhaus für die Windaufnahme herangezogen, so daß die Stockwerkrahmen — mit Ausnahme des rechten Endrahmens Kochstraße, bei dem auch die spätere Erweiterung berücksichtigt wurde — nur für vertikale Lasten zu berechnen waren.

Die hintere Wand des Treppenhauses als Grenzmauer ist massiv ausgeführt, die drei übrigen Treppenhauswände A bis C als Fachwerkscheiben mit Ausmauerung in Leichtsteinen. Mit Rücksicht auf die vielen Fenster- und Türöffnungen mußten die Strebenführungen diesen angepaßt werden. Auf die Streben ganz zu verzichten und die Wände mit Vollziegeln auszumauern, ging nicht an, da infolge der Kragwirkung der Decken die großen Schubkräfte von den schmalen Wandstreifen nicht aufgenommen werden konnten. Abb. 5 zeigt die Systemskizze der Fachwerkwände A und B mit den gebrochenen Strebenzügen.

Die massiven Decken wirken bei der Windübertragung als horizontal liegende Kragträger. Die bei der großen Höhe der Deckenscheibe auftretenden



Abb. 2. Front in der Kochstraße.

geringen Zugkräfte werden von den Sturzträgern, die Schub- und Druckkräfte von den massiven Deckenplatten aufgenommen. Bei Windrichtung von der Kochstraße (Abb. 6) muß die Deformation der beiden Scheiben A und B infolge Starrheit der Decken und deren Wirkung als Kragträger angenähert die gleiche sein, und daher wurde angenommen, daß sich beide Scheiben in gleichem Maße an der Windaufnahme beteiligen.

Bei Windrichtung von der Charlottenstraße fällt die resultierende der Windlasten zwar nicht genau mit der Scheibenebene C zusammen, doch sind die hierdurch in den Ebenen A und B entstehenden Kräfte bedeutend geringer als die bei der erstgenannten Windrichtung auftretenden. Die hierbei in Scheibe A mit umgekehrten Vorzeichen entstehenden Strebenkräfte sind berücksichtigt.

Das Gesamtgewicht der Konstruktion betrug 300 t bei 11 000 m³ umbautem Raum, so daß auf 1 m³ ~ 27 kg entfallen.

Die Gesamtausführung war der Baufirma Heilmann & Littmann übertragen; die Lieferung und Montage der Stahlkonstruktion erfolgte durch Breest & Co., Berlin, die trotz der ungünstigen Platzverhältnisse die Aufstellung in der vorgesehenen Zeit von 6 Wochen durchführten. Die statische Bearbeitung und konstruktive Leitung lag in den Händen des Verfassers.

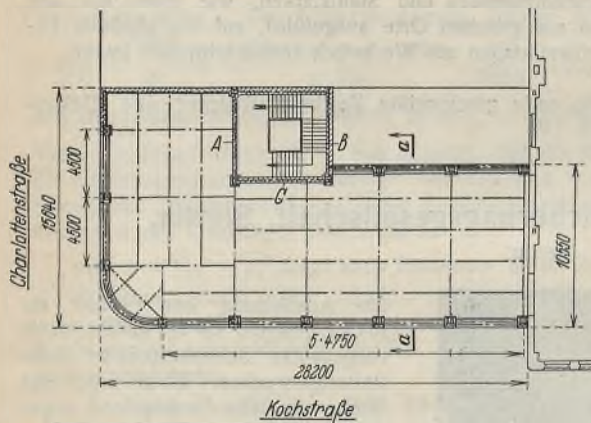


Abb. 3. Grundriß.

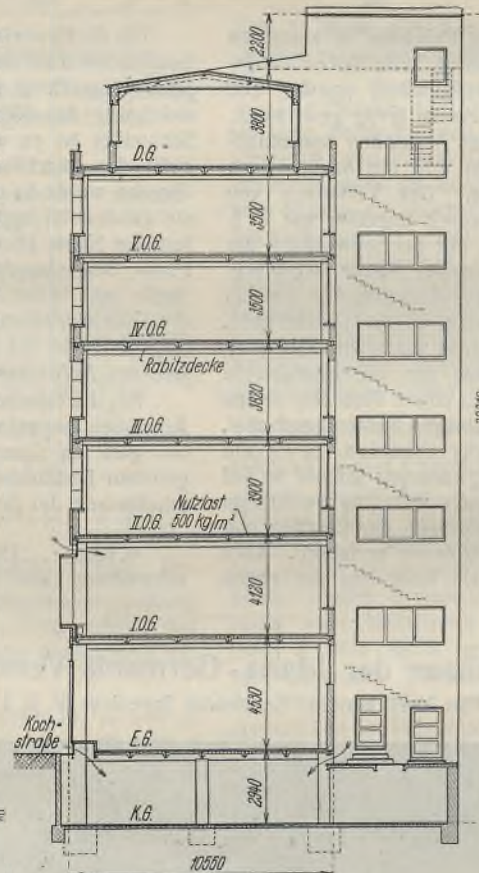


Abb. 4. Querschnitt.

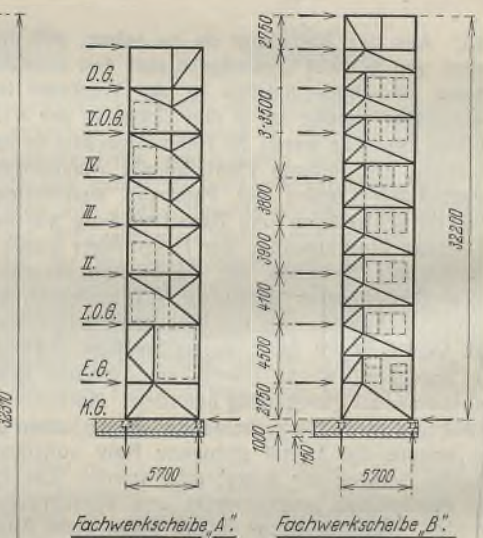


Abb. 5. Versteifung der Treppenhauswände.

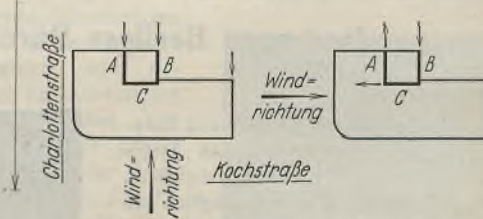


Abb. 6. Aufnahme der Windkräfte durch das Treppenhaus.

Alle Rechte vorbehalten.

Spannungsverteilung in einer Flankenschweißnaht.

Von Dr.-Ing. Petermann, a. o. Professor an der Technischen Hochschule zu Berlin.

Übersicht: Aus der Kraftverteilung auf die einzelnen Niete einer Nietreihe wird durch einen Grenzübergang die Spannungsverteilung in einer durchgehenden Flankennaht gefunden und das Ergebnis der Rechnung an einem Zahlenbeispiel gezeigt.

In einer früheren Veröffentlichung¹⁾ ist die Verteilung einer Kraft 1 auf eine Nietreihe untersucht worden für einen Flacheisenstab, dessen

Stoß beiderseits durch gleich starke Laschen gedeckt war. Dabei war die vereinfachende Annahme gemacht worden, daß die Spannung in den

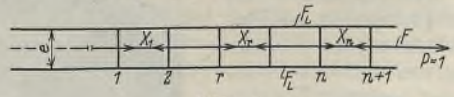


Abb. 1.

¹⁾ A. Hertwig u. H. Petermann: „Über die Verteilung einer Kraft auf die einzelnen Niete einer Nietreihe“. Stahlbau 1929, Heft 25.

einzelnen Feldern von Stab und Laschen — also je für eine Nietteilung — konstant sei. Die Niete wurden als einfache Balken betrachtet, und als

Unbekannte wurden die Kräfte X_r in den einzelnen Feldern des Stabes eingeführt (s. Abb. 1).

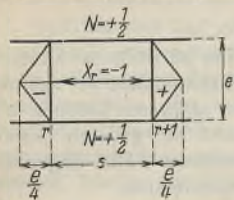


Abb. 2. Zustand $X_r = -1$.

Abb. 2 zeigt den Zustand $X_r = -1$ und Abb. 3 den Zustand $X = 0$.

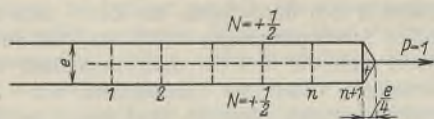


Abb. 3. Zustand $X = 0$.

Bezeichnet man mit

- F den Stabquerschnitt,
- F_L den Querschnitt einer Lasche,
- F_b den Nietquerschnitt,
- J_b das Trägheitsmoment des Nietquerschnitts,
- s die Feldlänge (Nietteilung),
- e den Abstand der Laschen,

so ergab sich

$$\delta_{r,r} = \frac{e^3}{24} + \left(\frac{J_b}{F} + \frac{J_b}{2F_L} \right) s + \frac{1}{2} \cdot \alpha \cdot \frac{E}{G} \cdot \frac{J_b}{F_b} \cdot e = \beta,$$

$$\delta_{r,r-1} = \delta_{r,r+1} = -\frac{e^3}{48} - \frac{1}{4} \cdot \alpha \cdot \frac{E}{G} \cdot \frac{J_b}{F_b} \cdot e = -\alpha,$$

$$\delta_{r,r-2} = \delta_{r,r+2} = 0,$$

$$\delta_{0,r} = \frac{1}{2} \cdot \frac{J_b}{F_L} \cdot s = \gamma.$$

Man erhielt ein System dreigliedriger Gleichungen von der Form:

$$-\alpha X_{r-1} + \beta X_r - \alpha X_{r+1} = \gamma.$$

Diese Gleichung kann man in der Form schreiben

$$-X_{r-1} + 2X_r - X_{r+1} = \frac{\gamma}{\alpha} - \frac{\beta - 2\alpha}{\alpha} \cdot X_r,$$

$$\Delta^2 X_r = -\frac{\gamma}{\alpha} + \frac{\beta - 2\alpha}{\alpha} \cdot X_r.$$

Dividiert man durch s^2 und geht man vom Differenzenquotienten zum Differentialquotienten über, so erhält man den Ausdruck für eine kontinuierliche Verbindung von Stab und Laschen, wie sie bei einer Flankennaht vorliegt:

$$\frac{d^2 X}{dx^2} = -\frac{\gamma}{s^2 \alpha} + \frac{\beta - 2\alpha}{s^2 \alpha} \cdot X.$$

Mit

$$\frac{\beta - 2\alpha}{s^2 \alpha} = k^2$$

geht die Gleichung in die Form über:

$$\frac{d^2 X}{dx^2} - k^2 X = -\frac{\gamma}{s^2 \alpha}.$$

Die Lösung lautet

$$X = C_1 \cos ikx + C_2 \sin ikx + C \quad \text{oder}$$

$$X = A \cos ikx + B \sin ikx + C^2).$$

Hierin ist

$$C = \frac{\gamma}{s^2 k^2 \alpha}$$

und A und B ergeben sich aus den Grenzbedingungen:

$$X = 0 \text{ für } x = 0,$$

$$X = 1 \text{ für } x = l$$

zu

$$A = -C$$

$$B = \frac{1 - C(1 - \cos k l)}{\sin k l}.$$

Die Schubkraft T , bezogen auf die Längeneinheit sämtlicher Flankennahten zusammen, ist

$$T = \frac{dX}{dx} = A k \sin ikx + B k \cos ikx = K_1 \sin ikx + K_2 \cos ikx$$

mit

$$K_1 = -C k$$

$$K_2 = k \cdot \frac{1 - C(1 - \cos k l)}{\sin k l}.$$

Zahlenbeispiel.

Für das Zahlenbeispiel sind dieselben Abmessungen gewählt wie bei dem Zahlenbeispiel in dem oben erwähnten Aufsatz im Stahlbau für eine genietete Verbindung.

²⁾ Prof. Dr. Fillunger hat auf anderem Wege und in etwas anderer Form dieselbe Lösung gefunden. Österreich. Wochenschr. f. d. öffentl. Baudienst 1919, Heft 7/8, „Über die Festigkeit von Löt-, Leim- und Nietverbindungen“.

Stabquerschnitt	$F = 28 \text{ cm}^2,$
Laschenquerschnitt	$F_L = 14 \text{ cm}^2,$
Nietquerschnitt	$F_b = 3,46 \text{ cm}^2,$
Trägheitsmoment	$J_b = 0,96 \text{ cm}^4,$
Laschenabstand	$e = 3 \text{ cm},$
Nietteilung	$s = 7 \text{ cm},$
Für den Kreisquerschnitt ist	$\alpha = \frac{32}{27},$
Elastizitätsmodul	$E = \frac{8}{3}.$
Gleitmodul	$G = \frac{8}{3}.$

Damit wird

$$\alpha = 1,2202 \quad \beta = 2,9204 \quad \gamma = 0,24.$$

Hieraus ergibt sich

$$k = \frac{1}{s} \sqrt{\frac{\beta - 2\alpha}{\alpha}} = 0,0896$$

$$C = 0,5$$

$$K_1 = -0,0448$$

$$K_2 = 0,0896 \cdot \frac{1 - 0,5(1 - \cos k l)}{\sin k l}.$$

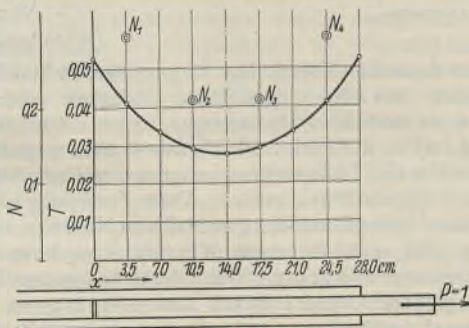


Abb. 4. Nahtlänge 28 cm.

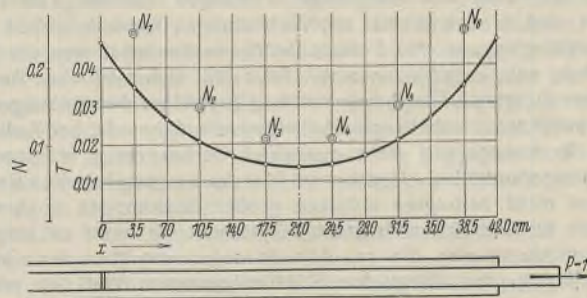


Abb. 5. Nahtlänge 42 cm.

In der folgenden Tafel sind für drei verschiedene Längen der Schweißnähte, und zwar für

$$l = 4s = 28 \text{ cm}, \quad l = 6s = 42 \text{ cm}, \quad l = 8s = 56 \text{ cm}$$

die Werte von T zusammengestellt. In den Abb. 4 bis 6 sind sie aufgetragen. Zum Vergleich mit der Kraftverteilung bei einer genieteten Verbindung sind die früher errechneten, auf die Niete entfallenden Kraftanteile N auch angegeben.

Verteilung einer Kraft 1 auf die Flankennahten von der Länge:

x cm	$l = 28 \text{ cm}$	$l = 42 \text{ cm}$	$l = 56 \text{ cm}$
	T für 1 cm	T für 1 cm	T für 1 cm
0	0,0527	0,0469	0,0454
3,5	0,0411	0,0350	0,0334
7,0	0,0335	0,0265	0,0246
10,5	0,0292	0,0206	0,0184
14,0	0,0278	0,0168	0,0139
17,5	0,0292	0,0147	0,0108
21,0	0,0335	0,0140	0,0088
24,5	0,0411	0,0147	0,0077
28,0	0,0527	0,0168	0,0073
31,5		0,0206	0,0077
35,0		0,0265	0,0088
38,5		0,0350	0,0108
42,0		0,0469	0,0139
45,5			0,0184
49,0			0,0246
52,5			0,0334
56,0			0,0454

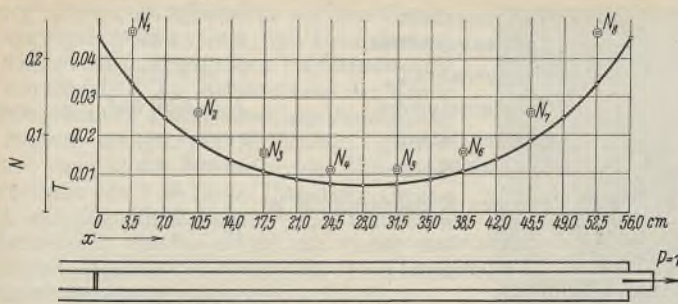


Abb. 6. Nahtlänge 56 cm.

Die Größe der Höchstspannung nimmt mit zunehmender Länge der Naht nur verhältnismäßig wenig ab; es empfiehlt sich daher nicht, die Nähte zu lang zu machen.

Die Kurve der Schubspannungen in der Flankennaht liegt symmetrisch

zur Mitte der Naht. Das gilt aber nur für das hier angenommene Verhältnis 1:1 vom gesamten Laschenquerschnitt $2 F_L$ zum Stabquerschnitt F . Ist

$$2 F_L < F,$$

dann ist die Spannungsverteilung unsymmetrisch. Bei schwächeren Laschen verschiebt sich der Scheitel der Kurve nach dem Laschenende zu, und die größten Schubspannungen treten am Stoß auf; bei stärkeren Laschen verschiebt sich der Scheitel nach dem Stoß zu, und die größten Schubspannungen treten am Laschenende auf. Im ersteren Falle liegen die Größtspannungen erheblich über denen des Symmetriefalles.

Die Rechnung setzt voraus, daß die elastische Nachgiebigkeit der Flankennaht der der Niete entspricht. Ist die Schweißverbindung steifer, dann verlaufen die Kurven steiler, ist sie weicher, dann verlaufen sie flacher, die Unterschiede in der Spannung sind geringer. An dem grundsätzlichen Bilde der Spannungsverteilung ändert sich aber nichts. Maßgebend ist hier der Faktor k , den durch Versuche zu bestimmen eine dankenswerte Aufgabe wäre.

Zur Frage der Bedeutung und Erkennung von Anfangsspannungen in geschweißten Konstruktionen.

Alle Rechte vorbehalten.

Von Dr.-Ing. G. Bierett, Berlin-Dahlem.

(Mitteilung aus dem Staatlichen Materialprüfungsamt.)

Die neuen deutschen Vorschriften für geschweißte Stahlbauten befassen sich eingehend mit den hinsichtlich Festigkeit und Zähigkeit an Schweißungen zu stellenden Bedingungen. Eine dritte Forderung konnte dort vorläufig nur in der Form: „Die Schweißnähte müssen so ausgeführt werden, daß nach der Fertigstellung möglichst geringe Nebenspannungen zurückbleiben“ aufgenommen werden. Diese Forderung ist sehr allgemein gefaßt und durch kein größtzulässiges Maß von Nebenspannungen erhärtet, dennoch aber wird man den durch Wärmewirkung beim Schweißen entstehenden Spannungen wegen der besonderen Spannungs-Formänderungsbedingungen größere Aufmerksamkeit zuwenden müssen.

Dem darauf bezüglichen und oft vertretenen Hinweis, daß auch bei Bolzen und Nietverbindungen vielfach mit Anfangsspannungen zu rechnen ist, ohne daß nachteilige Wirkungen eintreten, ist entgegenzuhalten, daß es sich hierbei um Verbindungen handelt, welche hinsichtlich Kraftübertragung und Formänderungsmechanismus von der Schweißverbindung sehr verschieden sind. Zwar läßt sich auch ohne Anwendung der Schweißung eine Überbeanspruchung gegenüber den zulässigen Werten bei Vorhandensein unbekannter Anfangsspannungen oder bei Bedingungen, die im Rechnungsgang nicht genügend berücksichtigt werden können, nicht immer vermeiden. Gedacht sei hier der im gewöhnlichen Rechnungsvorgehen nicht verfolgten örtlichen großen Spannungen in Anschlüssen oder den in statisch unbestimmten Systemen oft nicht zu umgehenden Überbeanspruchungen, die aus Abweichungen zwischen den Grundlagen der Rechnung, vor allem den Stützbedingungen, und den praktischen Verhältnissen herrühren. Die Vertiefung in den Spannungsformänderungsmechanismus derartiger Gebilde hat jedoch in bezug auf die Sicherheit dieser Konstruktionen günstige Ergebnisse gezeitigt. Wenn auch dieses Problem keineswegs — und dies besonders im Hinblick auf die zur Zeit sehr im Vordergrund stehende Frage der Dauerfestigkeit — als vollkommen geklärt angesehen werden darf, so kann doch geschlossen werden, daß Bauwerksteile sich gegen Überlastungen, verursacht durch Anfangsspannungen oder sonstige nicht zu erfassende Einflüsse, günstig verhalten, wenn vermittelt verhältnismäßig formänderungsfähiger Werkstoffe und entsprechend formänderungsfähiger Anschlüsse eine Gewähr für eine Ableitung derartiger Wirkungen auf andere Teile gegeben ist.

Diese Erkenntnisse könnten sich einmal dahin auswirken, daß durch bestimmte konstruktive Anordnungen auch bei verhältnismäßig starrem Schweißgut bei Überbeanspruchung ein Kraft- und Spannungsausgleich eintreten kann. Zu erzielen wäre dies durch Anordnung von Stumpf- und Stirnkehlnähten überall dort, wo Unsicherheiten über die Übereinstimmung zwischen Rechnung und Wirklichkeit vorliegen, also Herstellung solcher Verbindungen, die bei Überbeanspruchungen nicht zwangsläufig an den Verformungen des formänderungsfähigeren Werkstoffes teilnehmen müssen. Da ein solches Vorgehen die allgemeine Anwendung der Schweißung sehr hemmen müßte, kann als Idealziel die Herstellung einer Schweißung angesehen werden, die hinsichtlich ihrer Formänderungsgesetze sich denen der gebräuchlichen Konstruktionsstähle möglichst annähert. Dieses Ziel soll sich nun nicht mit der von manchen Seiten gestellten Forderung „100% Festigkeit, 100% Dehnung“ decken. Der zweite Teil dieser Bedingung enthält eine Forderung rein werkstofflicher Art, die nicht aus den Spannungsanschauungen des Konstrukteurs erwachsen ist, sogar von diesem Standpunkt aus im Vergleich zur beschränkten Formänderungsfähigkeit einer Nietverbindung bis zum Bruch gegenüber der Bruchdehnung des Werkstoffes als außerordentlich weitgehend angesehen werden muß und die vielleicht auf Grund zukünftiger Versuche dynamischer Art als unberechtigt erkannt werden wird. Das hier angegebene Ziel soll sich vielmehr auf das praktisch wirklich aus-

genutzte Formänderungsgebiet beschränken, also auf Formänderungen, die bei Beanspruchungen des Grundwerkstoffes bis zur Fließgrenze und in Berücksichtigung möglicher Anfangsspannungen und Überlastungen bei Fließen des Grundwerkstoffes eintreten.

Im Gegensatz zu den bisher gebräuchlichen Verbindungsmitteln, Bolzen und Nieten, wird die Schweißverbindung in vielen Fällen, vor allem bei Flankenkehlnähten, bei Erfüllung ihrer Aufgabe als Verbindungselement gleichzeitig Bestandteil der verbundenen Teile. Sie erfährt infolgedessen außer den ihr vom konstruktiven Gesichtspunkt aus zugewiesenen Spannungen, die in solchen Fällen im allgemeinen rechnerisch nur als Schubspannungen verfolgt werden, Normalspannungen, die nach Erreichung der Fließgrenze des Werkstoffes je nach dem Formänderungswiderstand der Schweißung sehr schnell anwachsen können. Dieser wesentliche Unterschied bedingt größere Beachtung der Anfangs- oder Schrumpfspannungen und der Bedeutung einer durch diese erfolgenden Überbeanspruchung von Schweißkonstruktionen, als sie bei den bisherigen Bolzen- oder Nietverbindungen erforderlich erschien.

Die wichtigsten Erkenntnisse über Wesen und Auswirkung von Schrumpfspannungen mußten naturgemäß in der Praxis gewonnen werden. Tatsächlich wird die genaue Beobachtung der Schrumpfvorgänge während des Schweißens, soweit diese als augenfällige Verformungen auftreten, die besten Unterlagen zur Herstellung annähernd spannungsfreier Konstruktionen ergeben. Bei den meistens steifen Ingenieurkonstruktionen und ihren Elementen werden dagegen die Verformungen infolge von Spannungen oft nicht deutlich zu beobachten sein. Hier kann eine Verfolgung der Spannungen durch Messungen einfacherer Art schon sehr wertvolle Hinweise auf ihre Größenordnung und auf die zu treffenden Maßnahmen zu ihrer Verminderung geben¹⁾. Häufig werden sich die größten Spannungen auf die nähere Umgebung der Schweißnähte beschränken. Sie bilden dort ein im Gleichgewicht befindliches Spannungssystem, bei dem Spannungen erheblicher Größe auftreten können, während ähnlich große Spannungen in einiger Entfernung von den Nähten auch durch Messung während des Schweißvorganges nicht festzustellen wären. Ein Verfahren, welches zwecks Ermittlung der Spannungen Formänderungsmessungen während des Schweißens an oder in der Nähe der Nähte gestattet und welches die Temperatureinflüsse hinreichend berücksichtigt, ist m. W. noch nicht bekannt. Voraussichtlich ist nur der Weg gangbar, die fertigen und erkalteten Nähte und ihre Umgebung auf ihren Spannungszustand zu untersuchen.

Hierfür könnte das von Heyn und Bauer²⁾ angegebene und entwickelte Zerspannungs-Verfahren sinngemäß auf Schweißverbindungen übertragen werden. Es würde aber eine Auflösung der Schweißkonstruktion in oder neben den Nähten in ihre Elemente unter gleichzeitiger meßtechnischer Beobachtung der eintretenden Formänderungen nahe den Nähten erforderlich machen. In Frage käme hierfür nur ein mechanisches, spannbildendes Schnittverfahren, Autogenschnitte nur in größerer Entfernung von den Meßstellen. Die Meßapparate müßten verhältnismäßig unempfindlich gegen die beim Trennen auftretenden Erschütterungen sein. In Betracht kämen neben anderen z. B. akustische Dehnungsmesser nach Dr. Schäfer. Die Untersuchung an großen, der Praxis entsprechenden Versuchsstücken würde durch die Kosten der mechanischen Trennung und

¹⁾ Obermarinebaurat Lottmann, Schrumpfspannungen und deren Beachtung beim Lichtbogenschweißen, Z. d. V d I 1930, Bd. 74, S. 1340.

²⁾ E. Heyn und O. Bauer, Int. Z. f. Metallographie Bd. 1 (1910), S. 16/50; St. u. E. Bd. 31 (1911), S. 760/65. — E. Heyn, St. u. E. Bd. 32 (1912), S. 2097 u. 98; Mitt. Mat.-Prüf.-Amt Bd. 35 (1917), S. 1/25.

durch Herstellung besonderer Versuchsstücke für diesen Zweck sehr teuer werden. Die Untersuchung kleinerer Stücke dürfte zu Ergebnissen führen, die der Wirklichkeit nicht entsprechen.

Nun konnten bei gelegentlichen Belastungsversuchen an großen, der Wirklichkeit entsprechenden Versuchsstücken oder direkt an Bauwerkteilen in den Messungen Erscheinungen beobachtet werden, die einen anderen aussichtsreichen und verhältnismäßig einfachen Weg zur Vertiefung der Kenntnisse über Anfangsspannungen eröffnen. Bei Ermittlung der Belastungsformänderungskurven an geschweißten Konstruktionen ergeben sich nämlich häufig an Stelle der im nutzbaren Spannungsbereich voraussetzenden geraden Formänderungslinien nicht sehr proportionale, gekrümmte Linien. Bei eingeschalteten Zwischenentlastungen treten häufig trotz vorausgegangener geringer Beanspruchung merkliche bleibende Formänderungen auf. Bei mehreren in der Ausbildung gleichartigen, doch unter verschiedenen Bedingungen geschweißten Konstruktionen ergeben sich Formänderungsverhältnisse verschiedenster Art, deren Verfolgung oft unschwer erkennen läßt, welche Schweißbedingungen hinsichtlich der Anfangsspannungen die günstigsten sind, vielfach sogar Schlüsse über die Größe der an den Nähten auftretenden Spannungen zuläßt.

Diese Untersuchung erfordert für den praktischen Nachweis, daß Schweißkonstruktionen nicht übermäßig mit Anfangsspannungen behaftet sind, nur die Ausführung einer gewissen Zahl von Feinmessungen bei der meistens ohnehin vorgenommenen Probelastung. Sie erfordert auch bei planmäßiger Behandlung der Schrumpfspannungsfrage nur die Ausführung von Feinmessungen an konstruktiv gleichartigen, doch unter verschiedenen Bedingungen geschweißten Konstruktionen. Zur Ermöglichung quantitativer Auswertung der Ergebnisse wären die Messungen in diesem Fall durch eingehende Materialuntersuchung zu unterstützen. In keinem Fall ist eine Zerstörung der Konstruktionen notwendig, so daß die Untersuchungen ohne weiteres an Bauwerken durchgeführt werden können, welche vordem noch keine größere Belastung erfahren haben.

Einige charakteristische Erscheinungen bei derartigen Untersuchungen mögen diese Ausführungen erläutern, und zwar einmal an Stücken, die direkt für den Versuch hergerichtet waren, und dann an großen Bauwerkträgern, die der Probelastung unterworfen wurden.

Abb. 1 zeigt das Mittelstück einer 6,0 m langen, auf 3,3 m Länge prismatischen, 1,9 m breiten Platte. Die verbleibende Länge von 2,7 m entfällt auf die breiteren, zur Einspannung in die Zerreißmaschine benötigten Köpfe. Die drei aus einem Blech geschnittenen Längsbahnen waren in zwei V-Längsnähten durch elektrische Lichtbogenschweißung miteinander verbunden. Die mittlere Bahn war außerdem gestoßen und durch eine Quernaht wieder zusammengeschweißt. Ohne daß hier auf die besonderen Schweißbedingungen eingegangen werden kann, können in Abb. 2 u. 3 die für die hier behandelte Frage wesentlichen Ergebnisse für zwei konstruktiv gleichartige Platten wiedergegeben werden.

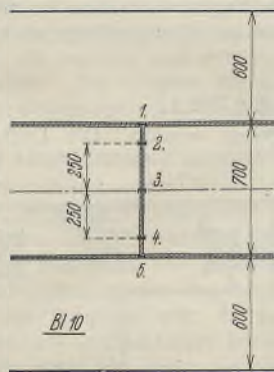


Abb. 1. Versuchsplatte mit Dehnungsmeßstellen.

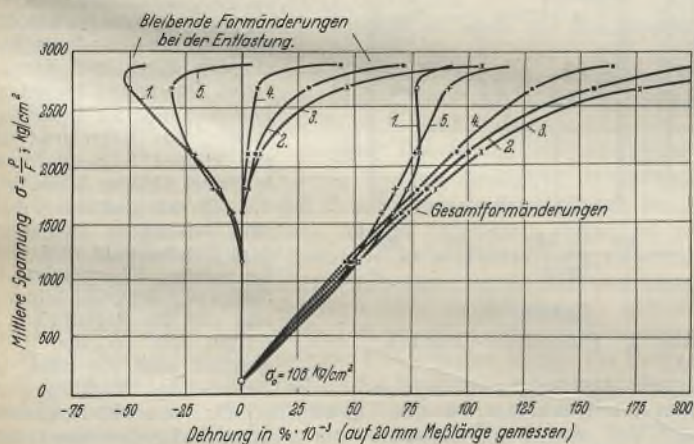


Abb. 2. Formänderungen bei Platte Nr. 1.

Die Anordnung der Dehnungsmeßstellen geht aus Abb. 1 hervor. Die Formänderungskurven der Abb. 2 u. 3 entsprechen den Mittelwerten der auf Wulst- und Wurzelseite auf 20 mm Meßlänge gefundenen Dehnungswerte.

In den Abbildungen sind besonders eindringlich die Kurven der Entlastungswerte, die gezeichnet sind, indem jeder bei der Entlastung auf eine kleine, aus versuchstechnischen Gründen gewählte Anfangsspannung von $\sim 100 \text{ kg/cm}^2$ gemessene Wert als Abszisse und die der Entlastung

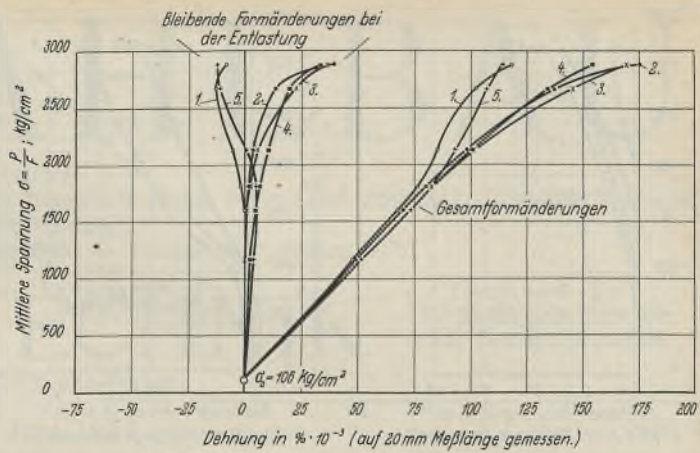


Abb. 3. Formänderungen bei Platte Nr. 2.

vorausgegangene Beanspruchung als Ordinate aufgetragen worden ist. Die Ordinate zeigt die mittleren rechnermäßigen Beanspruchungen des Querschnitts. Durch besondere Messungen wurde nachgewiesen, daß die Spannungsverteilung über die Plattenbreite im prismatischen Teil nahe den Köpfen sehr gleichmäßig, also gute Kräfteinleitung vorhanden war. Die dargestellten Kurven der Gesamtdehnungswerte am Stoß zeigen dementsprechend anfänglich sehr gleichmäßige Dehnungsverteilung. Bei größeren Spannungen zweigt die Dehnungskurve an den Längsnahtmeßstellen in eigenartiger Weise von den anderen ab. Dem Wesen nach sind die Erscheinungen gleichartig für beide Platten, in der Größe jedoch sehr verschieden. Bei der Platte Nr. 1 treten an den Meßstellen 1 und 5 nach steigender Beanspruchung relative Zusammendrückungen gegenüber dem Anfangszustand bis zu etwa $\frac{2}{3}$ der Größe der bei Belastung festgestellten Dehnungen an diesen Stellen auf. Zur Deutung dieser Ergebnisse ist zu sagen, daß es sich hierbei nicht um absolute Druckspannungen handeln wird, sondern um die durch die Vorbelastung hervorgerufene Verminderung um etwa 1000 kg/cm^2 sehr wesentlicher anfänglicher Zugspannungen, denen in Nähe der Achse, wahrscheinlich auch in den äußeren Bahnen, Druckspannungen gegenüberstanden. Wird dabei in Erwägung gezogen, daß solche starken Änderungen des Anfangsspannungszustandes nur durch Verformungen plastischer Art innerhalb des Spannungsfeldes eintreten können, und beachtet, daß diese Erscheinungen bei Platte Nr. 1 schon wenig über 1200 kg/cm^2 mittlerer Beanspruchung beginnen, so dürfte auf Grund dieser Messungen erwiesen sein, daß die Schweißbedingungen ungünstiger waren als bei Platte Nr. 2.

Ob sich Nr. 1 im Dauerbetrieb ungünstiger verhalten hätte als Nr. 2, ist aus diesen Feststellungen nicht mit Sicherheit zu entnehmen, da gerade die Stellen mit Zugvorspannungen an den Längsnähten geringere Kräfte aufnehmen. Für die Frage der Erkennung der Anfangsspannungen sind diese Feststellungen jedenfalls sehr aufschlußreich.

Etwas anders geartet sind die bei der Probelastung zweier Hauptträger einer Eisenbahnbrücke gefundenen Ergebnisse, die wieder für die Untersuchung der Anfangsspannungen wertvolle Hinweise geben. Die Einzelheiten dieser Untersuchungen sind bereits besprochen³⁾. Die geschweißten Träger nach Abb. 4 waren bei der Probelastung auf 12 m gestützt und wurden in den Viertelpunkten bis zu einer rechnermäßigen Spannung von 1600 kg/cm^2 belastet. Die in Trägermitte am Untergurt an der Gurtplatte und auf den Nähten für 20 mm Meßlänge ausgeführten Dehnungsmessungen waren nach Abb. 4 angeordnet. Abb. 5 u. 6 zeigen die Kurven der Entlastungsrestwerte in Abhängigkeit von der rechnermäßigen Spannung bei der vorausgegangenen Belastung. Die aufgetragenen Werte entsprechen den Mittelwerten der an je zwei symmetrisch liegenden Meßpunkten gefundenen Werte. In beiden Fällen und in allen Punkten haben die Restwerte das Vorzeichen der vorausgegangenen Beanspruchung. Hinsichtlich der Größe der Restwerte unterscheiden sich die Ergebnisse an beiden Trägern sehr stark. Es läßt sich ohne weiteres erkennen, daß

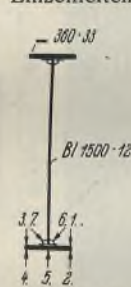


Abb. 4. Träger mit Dehnungsmeßstellen.

der Träger 2 (s. Abb. 6) unter ungünstigeren Bedingungen geschweißt worden ist als der Träger 1. Die bleibenden Verformungen bei verhältnismäßig geringen Spannungen sind hier kaum anders zu deuten als durch erhebliche Vorspannungen, die in Zusammenwirkung mit den Spannungen aus der Belastung eine vorzeitige Überschreitung der Elastizitätsgrenze zur Folge hatten. Nimmt man für den Werkstoff die Spannung, bei der eine bleibende Verformung von $0,005\%$ eintritt, niedrig zu 1500 kg/cm^2 an und entnimmt man den Kurven für den Träger 2, daß diese bleibende

³⁾ A. Massenberg, Geschweißte Eisenbahnbrücke mit Stützweiten der einzelnen Öffnungen bis zu 15 m, Bauing. 1931, S. 705, Heft 40.

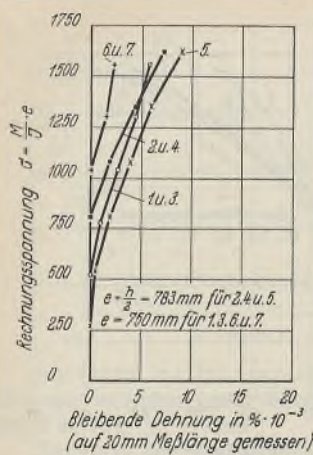


Abb. 5. Bleibende Formänderungen bei Träger Nr. 1.

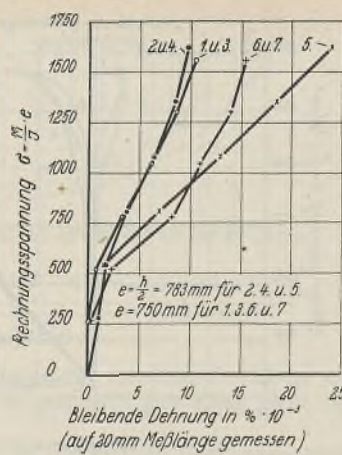


Abb. 6. Bleibende Formänderungen bei Träger Nr. 2.

Verformung an der Meßstelle 5 schon bei 700 kg/cm² Belastungsspannung erreicht worden ist, so dürfte daraus hervorgehen, daß bisweilen doch recht große Anfangsspannungen vorhanden sind, deren Verfolgung bei der Eigenart der Schweißverbindung besonders angezeigt ist. Aus den Abbildungen ist weiter ersichtlich, daß an den Kanten der Gurtplatte die bleibende Verformung gleicher Größe erst bei größeren Spannungen eintritt als in der Mitte der Gurtplatte. Bei gleichen Werkstoffeigenschaften der Platte in der Mitte und an den Kanten würde durch diese Feststellung eine von der Mitte der Gurtplatte nach außen stark abfallende Anfangsspannung angezeigt. Zur genauen Verfolgung dieser Umstände bedürfte es einer eingehenderen Werkstoffuntersuchung, vor allem der Feststellung des Formänderungsgesetzes des Werkstoffes bis zur Streckgrenze, die bei planmäßigen Versuchen auszuführen wäre. — Über die Vorbeanspruchung

der Nähte ist aus den Kurven nichts Sicheres zu entnehmen. In Beachtung des zwangsläufigen Formänderungszusammenhanges von Naht und umgebendem Werkstoff können jedoch größere Unterschiede in den Anfangsspannungen in der Naht und in der Gurtplatte nicht angenommen werden. Die Feststellung der Anfangsspannungen in der Gurtplatte dürfte deshalb auch für Rückschlüsse auf die Anfangsspannung der Naht genügen. Die an den Nähten festgestellten bleibenden Formänderungen können entweder plastischer Art sein und aus den werkstofflichen Eigenschaften des Schweißgutes erklärt oder als Restzugspannungen infolge der plastischen Verformungen des Grundwerkstoffes gedeutet werden.

Dieser innige Zusammenhang zwischen den Formänderungen des Grundwerkstoffes und des Schweißgutes in Konstruktionen, bei denen die Spannungen in den Nähten, vor allem die zwangsläufig in den Nähten auftretenden Normalspannungen von dem Formänderungsverhalten des Grundwerkstoffes abhängen, geben dieser ganzen Frage ihre besondere Bedeutung. Für die statische Festigkeit wären diese Zusammenhänge vielleicht als nicht so wesentlich anzusehen. Bei einzelnen eigenen Versuchen wurden tatsächlich keine bedeutenden Unterschiede in den Bruchlasten gleichartiger Konstruktionen festgestellt, obwohl diese hinsichtlich ihrer Anfangsspannungen sehr verschiedenen Bedingungen unterlagen. Der bei Bruchbelastung regelmäßig zu beobachtende Spannungsausgleich führt auch hier bei anfänglich ungünstigen Verhältnissen wie häufig zu recht günstigen Ergebnissen, die aber Rückschlüsse auf das Verhalten im Betriebe nur im geringen Maße zulassen. Jedenfalls werden hierüber nur Dauerversuche Aufschluß geben können. In Anbetracht der starken Abhängigkeit der Nahtbeanspruchung von dem Verhalten des Grundwerkstoffes, die sich in ungünstigen Fällen bei großen Anfangsspannungen und Nähten von größerem Formänderungswiderstand in starkem Anwachsen der Nahtspannungen auswirken kann, ist deshalb der Frage der Anfangsspannungen große Bedeutung beizumessen. Die im vorliegenden gegebenen Hinweise auf die Möglichkeiten zur Erkennung von Anfangsspannungen sollen dazu beitragen, auch diese für die Entwicklung der Schweißung bei Ingenieurbauten wichtige Frage zu einer befriedigenden Lösung zu bringen.

Verschiedenes.

Neubau des Geschäftshauses der Deutschen Bau- und Bodenbank AG., Berlin, Taubenstraße. Das sieben Obergeschosse und ein Kellergeschoß umfassende Gebäude ist als Stahlskelettbau mit ein Stein starker Ziegelmauerung und vorgesetzter Verblendung ausgeführt.

Für diese Bauweise hat man sich aus mehreren Gründen entschlossen. Der wichtigste war die schnellere Ausführungsmöglichkeit. Außerdem gestatteten die geringen Ausmaße der tragenden Stahlkonstruktion weitestgehende Ausnutzung des wertvollen Grundstücks. Da ferner an einigen Stellen der Baugrund nicht ganz einwandfrei war, schien es auch aus diesem Grunde zweckmäßig, das Haus in Stahlkonstruktion zu errichten. Lieferung und Montage der Stahlkonstruktion erfolgte durch die Firma Krupp-Druckenmüller G. m. b. H., Berlin-Tempelhof. Das Gewicht des aus St 37 ausgeführten Stahlskeletts beträgt 328 t. Die Deckenunterzüge sind als kontinuierliche, über drei Stützen laufende Träger ausgeführt.

Die Stützen bestehen aus I-Profilen, teilweise auch aus I-Profilen und Differdinger Breitflansch-Profilen.

Durch Einziehen von I-Trägern in den äußeren Umfassungswänden wurde für die notwendige Windversteifung gesorgt.

Die Bauzeit war außerordentlich kurz. Die Montage der Stahlkonstruktion, die in Tag- und Nachtschicht durchgeführt wurde, war in sechs Wochen beendet. Die Gesamtbauzeit einschließlich Innenausbau — z. B. auch der Tresoranlage im Keller — betrug elf Monate.

Bemerkenswert ist die Gestaltung der Fassade, die aus besonders gebrannten Steinen ausgeführt ist (Abb. 1). Der besseren inneren Aufteilung wegen hat man sehr schmale Fensterbreiten von 1,2 m gewählt. Die Fenster der Vorderfront sind als Stahlfenster ausgeführt, die mit ihrem schmalen Rahmen einen größeren Lichteinfall gewähren als Holzfenster. Die Hoffronten sind mit weißglasierten Steinen verblendet. Bei der Ausführung der Decken ist besonders Wert auf eine gute Schallsolierung

gelegt worden. Die Decke ist folgendermaßen hergestellt: Über der tragenden Steineisendecke ist eine Schicht Torf mit etwas Sand gemischt aufgefüllt. Auf dieser Füllung ist eine etwa 3 cm starke Schicht flacher Hohlziegelplatten angeordnet (Silenziendecke). Dann folgt eine Schicht Ausgleichbeton in etwa 3 bis 4 cm Stärke einschließlich Glatzstrich, hierauf ist das Linoleum verlegt worden.

Die Einteilung des Hauses ist folgende: Im Keller befinden sich die Heizung, die Garderobenräume für die Angestellten, ein Werkraum für den Hausmeister, ein größerer Tresor und einige Archivräume. Im Erdgeschoß befinden sich die Kasse und die Buchhaltung (Abb. 2). Ein besonderer Hauseingang führt zum Kundenraum. Im ersten Obergeschoß befinden sich die Direktionsräume, das Sekretariat und ein kleines Sitzungszimmer. In zweckmäßiger Weise sind die Direktionsräume durch eine besondere Treppe mit dem Kundenraum verbunden. Im zweiten Obergeschoß befinden sich der große Sitzungssaal und die Registratur. Im dritten bis sechsten Obergeschoß sind die Büros der einzelnen Abteilungen untergebracht. Im Seiten- und Rückflügel des fünften Obergeschosses ist der Kasinobetrieb für etwa 200 Angestellte eingerichtet. Auf dem Flachdach ist ein größerer Dachgarten vorgesehen.

Die statische Berechnung erfolgte durch das Ingenieurbüro Kuhn & Schaim, Berlin. Entwurf und Bauleitung lagen in Händen des verstorbenen Reg.-Bmstr. Hans Jessen, Berlin. Dr. Bauer, Essen.



Abb. 1. Ansicht.

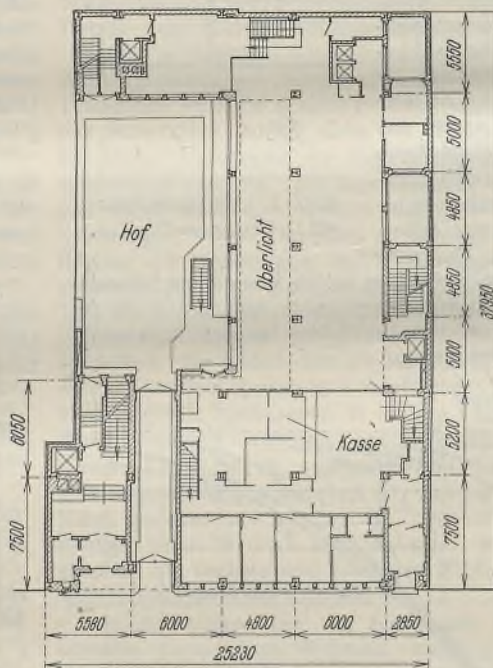


Abb. 2. Erdgeschoß-Grundriß.

INHALT: Geschweißte Blechträger-Straßenbrücke. — Das neue Berliner Bürohaus der Iduna-Germania Versicherungsgesellschaft, Stettin. — Spannungsverteilung in einer Flankenschweißnaht. — Zur Frage der Bedeutung und Erkennung von Anfangsspannungen in geschweißten Konstruktionen. — Verschiedenes: Neubau des Geschäftshauses der Deutschen Bau- und Bodenbank AG., Berlin, Taubenstraße.

Für die Schriftleitung verantwortlich: Geh. Regierungsrat Prof. A. Hertwig, Berlin-Charlottenburg. Verlag von Wilhelm Ernst & Sohn, Berlin W8. Druck der Buchdruckerei Gebrüder Ernst, Berlin SW 68.

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 ge-
samte Bauingenieurwesen

Preis des Jahrganges 10 RM und Postgeld

5. Jahrgang

BERLIN, 24. Juni 1932

Heft 13

Bogenbrücken mit mehreren Öffnungen und die Verwendung elastischer Zugbänder zur Entlastung der Zwischenpfeiler.

Alle Rechte vorbehalten.

Von Dr.-Ing. Karl Hoening in Duisburg/Köln.

Bogentragwerke mit mehreren durch schmale Zwischenpfeiler getrennten Öffnungen sind sowohl in Stahl als auch in Stein, Beton und Eisenbeton recht häufig ausgeführt. Sie haben teils die Form hoher Viadukte und Talüberbrückungen, teils die weitgespannter Strombrücken. Die tragenden Bogen liegen fast immer unter der Fahrbahn. Insbesondere am Mittelrhein bei Mainz und Koblenz zeigen drei ältere Rheinbrücken in Stahlkonstruktion, daß diese Brückenform sich in früheren Jahren großer Beliebtheit erfreute. Heute sind sie, besonders im Stahlbau, gegenüber den Balkenbrücken mehr zurückgetreten, zweifellos nicht mit Recht, wenn man die ansprechenden, oft leichten und gefälligen Formen älterer Bauwerke dieser Art betrachtet. Die Ursache für dies Zurücktreten muß wohl in erster Linie in gewissen statischen Bedenken gesucht werden.

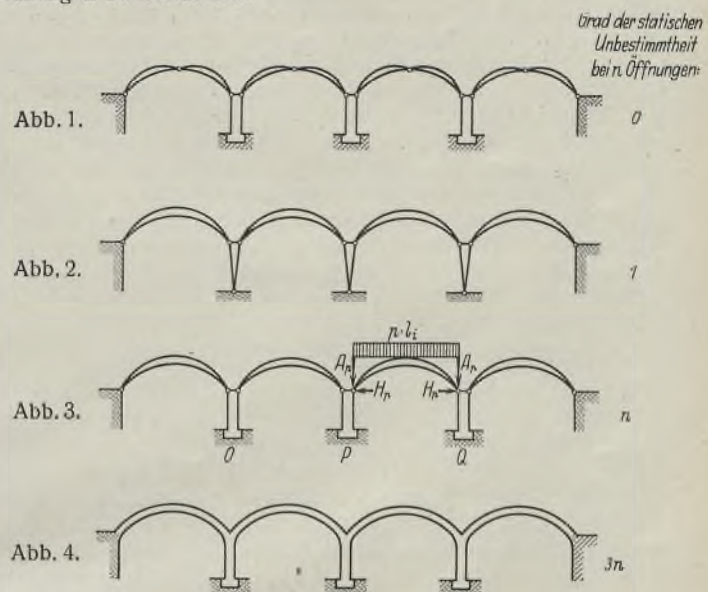
I.

Allen Ausführungen gemeinsam sind zwei feste, starre Widerlager und eine Anzahl verhältnismäßig schlanker, elastischer Zwischenpfeiler. Die Endwiderlager nehmen den vollen Bogenschub der Endüberbauten auf und müssen diesem Schub entsprechend bemessen und gegründet sein, dagegen gleichen sich auf den Zwischenpfeilern die von beiden Seiten wirkenden Bogenschubkräfte ganz oder teilweise aus. Je vollkommener der Schubausgleich ist, um so leichter und schlanker können die Pfeiler gehalten werden. Unausgeglichen bleibt bei einem Brückenüberbau stets der Bogenschub aus der Verkehrslast, der auf jeden Pfeiler je nach der Belastung der Überbauten entweder von rechts oder von links einwirkt. Wandernde Lasten verursachen daher schnellen Wechsel in der Beanspruchung der Pfeiler, der Fundamente und des Baugrundes, der unter Umständen zu beträchtlichen seitlichen Ausbiegungen führen kann. Zur Verminderung solcher Belastungsschwankungen ist eine hohe ständige Last oft erwünscht. Bei der Berechnung dürfte es, wenigstens bei Straßenbrücken, nicht immer erforderlich sein, für einen einzelnen Überbau die volle Verkehrslast zugrunde zu legen und die benachbarten Überbauten als völlig leer anzunehmen, da ein solcher Fall wohl nur bei einer Probebelastung eintreten könnte. Im allgemeinen genügt hier wohl die Annahme etwas verminderter, über die Teilfläche gleichmäßig verteilter Lasten bei normalen Baustoff- und Baugrundbeanspruchungen, während die Vollbelastung einzelner Überbauten als außergewöhnlich betrachtet werden kann. Dagegen sind oft bestimmte Bauzustände für die Bemessung der Pfeiler und ihrer Fundamente maßgebend, bei denen noch kein Ausgleich der Schübe aus den Eigenlasten eingetreten ist.

Beim fertigen Bauwerk besteht eine Wechselwirkung zwischen den Verbiegungen und Drehungen der Pfeiler bei waagrechttem und lotrechttem Kraftangriff einerseits und der Einsenkung der Überbauten andererseits. Die Pfeilerbewegung wird bedingt durch die elastische Verformung des Pfeilerschaftes und die Drehung des Fundamentes infolge der Nachgiebigkeit des Baugrundes. Der Einfluß des Baugrundes, der in der Regel den des Pfeilerbaustoffes weit überwiegt, ist von der Bodenziffer c und von der Verteilung der positiven und negativen Reaktionen des Angriffsmomentes über die Bausohle abhängig. Beide werden in hohem Maße von der Baugrundbeschaffenheit und der Belastung beeinflusst. Die Bodenziffer c kann bei Sand- oder Tonboden zwischen 5 und 20 kg/cm³ liegen und steigt bei Felsboden auf 100 und mehr kg/cm³. Die Spannungsverteilung wird in der Regel linear angenommen, was indessen nur für sehr festen Boden zutreffen dürfte. Mit dieser Voraussetzung ist für das Angriffsmoment M die Kantenpressung p , wenn Abheben der Sohle vom Baugrund vermieden wird: $p = \frac{M}{W}$ und die Drehung $\varphi = \frac{M}{Jc}$, worin W das Widerstandsmoment, J das Trägheitsmoment der Sohlenfläche ist.

Messungen des Drehwinkels φ , die an den ausgeführten Bauwerken unter bekannter Belastung nicht schwer durchzuführen wären und die über die Bodenziffer c Aufschluß geben würden, sind bisher nicht bekannt geworden.

Es ist zur Klarstellung des Einflusses der Pfeilernachgiebigkeit auf die statischen Wirkungen der Verkehrsbelastung eines einzelnen Überbaues zweckmäßig, zunächst kurz die in den Abb. 1 bis 4 dargestellten Anordnungen zu betrachten.



Eine statisch bestimmte Anordnung mit Dreigelenkbogen-Tragwerken stellt Abb. 1 dar. Der Bogenschub H_p ist, wenn man von der Wirkung der Verformung absieht, unabhängig von der Nachgiebigkeit der Pfeiler, dagegen wird das Maß der Einsenkung hierdurch stark beeinflusst. Während der belastete Überbau sich wesentlich stärker einsenkt als bei starren Pfeilern, werden die unbelasteten Überbauten im Scheitel angehoben. Eine Entlastung der Pfeiler mit wachsender Ausbiegung tritt nicht ein.

Unabhängig von der Bodenziffer ist die Anordnung nach Abb. 2 mit Fußgelenken und Zweigelenkbogen. Der Bogenschub H_p der belasteten Öffnung wird durch die unbelasteten Überbauten auf die Endwiderlager übertragen. Der Schub H_p vermindert sich bei n gleichen Überbauten, von denen einer belastet ist, auf $\frac{1}{n}$ des Schubes, der bei starren Widerlagern auftreten würde, weil in der bekannten Elastizitätsgleichung für den Bogenschub der Zähler sich nur über einen, der Nenner dagegen über n Überbauten erstreckt. Daher erzeugt im belasteten Überbau ein Anteil von $\frac{n-1}{n}$ der Verkehrslast reine Balkenmomente. Die statische Wirkung des Bogenträgers beschränkt sich also hier auf die ständige Last und auf $\frac{1}{n}$ der Verkehrslast. Die Anordnung ist daher bei großem Baustoffaufwand recht nachgiebig.

Eine Erhöhung der Steifigkeit durch Zusammenwirken der Standsicherheit der Pfeiler mit der Biegesteifigkeit der Überbauten ergibt die Anordnung nach Abb. 3. Der Bogenschub einer belasteten Öffnung

wirkt auf die anschließenden Pfeiler am stärksten und nimmt nach den vom Verkehr unbelasteten Widerlagern hin schnell ab. Als statisch unbestimmte Größen X werden zweckmäßig die zusätzlichen Bogenschübe infolge Ausweichens der Kämpfergelenke betrachtet. Diese ergeben sich für die belastete Öffnung negativ, für alle anderen positiv. Das statisch bestimmte Grundsystem wird mit dem Bogenschub H_p und den Auflagerkräften A_p belastet, die sich bei unverschieblichen Kämpferpunkten ergeben. Die Verschiebungen der so belasteten Pfeilerköpfe P und Q im Grundsystem sind, in waagerechter Richtung gemessen, δ'_P und δ'_Q . An diesem Grundsystem greifen die Kräfte X so an, als seien die Pfeilerköpfe durch elastische Stäbe verbunden, welche die gleiche Nachgiebigkeit haben wie die Bogenträger bei Belastung in der Kämpferlinie. Sind diese Nachgiebigkeiten für den i -ten Überbau bei einem Kraftangriff $X_i = 1$ gleich δ'_i , die waagerechte Verschiebung des Pfeilerkopfes P bei einem Kraftangriff $X_i - X_{i-1} = 1$ gleich δ'_P , die entsprechenden Verschiebungen der Pfeilerköpfe O und Q gleich δ'_O und δ'_Q , so lassen sich n dreigliedrige Elastizitätsgleichungen der Form:

$$\begin{aligned} & \dots \dots \dots (X_{i-1} - X_{i-2}) \delta'_O - X_{i-2} \delta'_{i-2} = 0 \\ & -(X_{i-1} - X_{i-2}) \delta'_O + (X_i - X_{i-1}) \delta'_P - X_{i-1} \delta'_{i-1} = -\delta'_P \\ & -(X_i - X_{i-1}) \delta'_P + (X_{i+1} - X_i) \delta'_Q - X_i \delta'_i = +\delta'_P + \delta'_Q \\ & -(X_{i+1} - X_i) \delta'_Q \dots \dots \dots - X_{i+1} \delta'_{i+1} = -\delta'_Q \end{aligned}$$

aufstellen, aus denen die Werte X zu berechnen sind. Der Einfluß der nur schätzungsweise zu bestimmenden Pfeilernachgiebigkeit auf die Beanspruchung und Einsenkung der Überbauten kann bei hohen Pfeilern und bei verhältnismäßig kurzen, starren Bogenträgern recht erheblich sein, führt also zu großer Unsicherheit der Berechnung. Es empfiehlt sich, diese für mehrere Grenzwerte von c durchzuführen.

Eine weitere Erhöhung der Systemsteifigkeit, die aber mit beträchtlich vergrößertem Aufwand an Rechenarbeit erkauft wird, zeigt Abb. 4 mit gelenklosen Bogen. Die elastische Drehung der Fundamente kann hier zweckmäßig in der Berechnung durch Vergrößerung der Pfeilerhöhen bei fester Fußeinspannung berücksichtigt werden. Trägheitsmomente und Höhen der Ersatzpfeiler sind so zu wählen, daß waagerechtes Ausweichen und Winkeldrehung in der Kämpferfuge bei gegebener Angriffskraft und gegebenem Angriffsmoment mit den Werten beim wirklichen Pfeiler übereinstimmen. In Anbetracht der Unsicherheit der Annahmen genügt es in allen Fällen, der Berechnung ein System aus höchstens drei Überbauten mit zwei Pfeilern und fester Einspannung der Kämpferfugen an den Enden zugrunde zu legen. Auf die Rahmenberechnung selbst soll hier nicht eingegangen werden. Sie erfolgt zweckmäßig unter Benutzung des elastischen Schwerpunktes für einen Einzelrahmen.

II.

Es liegt nun nahe, ein Mittel zu suchen, das gestattet, die auf die Pfeiler wirkenden Schubkräfte H_p so aufzunehmen, wie sie am wirksamsten aufgenommen werden können, d. h. nicht nur an der Pfeilersohle, sondern in erster Linie am Pfeilerkopf. Ein solches Mittel bietet die Verwendung von Zugbändern. Die im folgenden beschriebene Anordnung ist einem Patent der Gesellschaft Harkort entnommen.

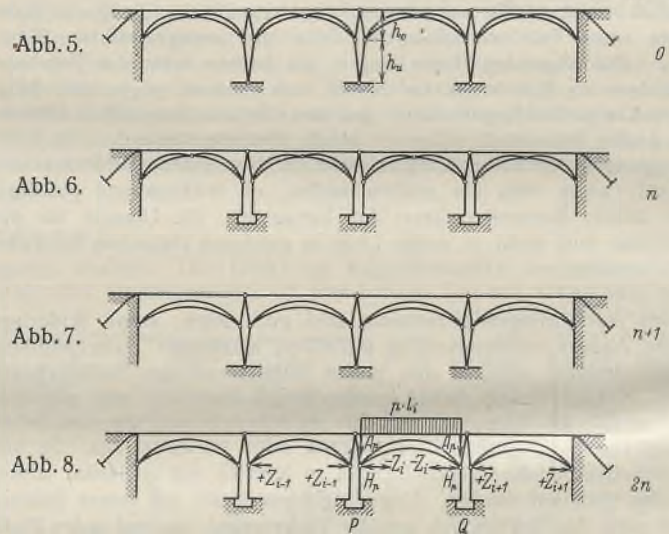
Von der Anwendung der bekannten Zugbänder, die an den Bogenträgern, sei es an den Kämpferpunkten oder an höher gelegenen Punkten der Bogengurtung, angreifen, soll hier abgesehen werden. Sie würden die Bogenträger hinsichtlich der Auflagerung in Balkenträger verwandeln und längsverschiebliche Lager erfordern. Der Ausgleich der Bogenschübe aus ständiger Last würde hierbei fortfallen. Vielmehr werde angenommen, daß der Zugbandangriff am erhöhten Pfeilerkopf, dicht oberhalb des Bogenscheitels, erfolgt. Die Pfeiler seien durch Stahleinbauten oder Stahlarmierung biegefest ausgebildet, so daß die Bogenschubkräfte von den Kämpfern nicht nur auf die Bausohle, sondern auch auf den erhöhten Pfeilerkopf übertragen werden können. Dazu ist es z. B. zweckmäßig, senkrechte Armierungsanker mit Kopf- und Fußplatten zu versehen, zunächst lose durch das Mauerwerk oder den Beton des Pfeilerschaftes zu führen und sodann durch Schraubenmuttern oder Keile am Kopf scharf anzuziehen und sie darauf zu vergießen, so daß sie durch ihre Vorspannung den Pfeilerschaft auf Druck beanspruchen. Dadurch wird Klaffen der Fugen verhindert, und der Beton oder das Mauerwerk selbst erhält die erforderliche Biegezugfestigkeit.

Es wäre zwecklos, die Pfeilerköpfe ohne besondere Vorkehrungen hinsichtlich der Wärmeausdehnung durch Zugbänder zu verbinden, da die Längenänderungen deren Wirkung völlig aufheben würden. Um ihren Einfluß auszuschalten, ist es erforderlich, die Zugbänder so weit vorzuspannen, daß sie auch bei der größten vorkommenden Erwärmung nicht ihre Spannung verlieren und schlaff werden. Die waagerechten Kräfte aus dieser Vorspannung können nicht von den Zwischenpfeilern aufgenommen werden, sondern sie werden zu den Endwiderlagern geleitet, in denen die Zugbandenden verankert werden, so daß ihre Zugkraft dem Bogenschub der Endüberbauten entgegenwirkt. Die Widerlager bedürfen

dafür im allgemeinen keiner Verstärkung. Ist t_{max} die höchste vorkommende, t die Montagetemperatur, so erhält das Zugband vom Querschnitt F eine Vorspannung von wenigstens $S = (t_{max} - t) \alpha E F$. F soll für die ganze Zugbandlänge konstant gehalten werden, dann sind bei unverschieblichen Endwiderlagern sowohl die Gesamtlänge als auch alle Teillängen des Zugbandes vom Wärmezustand unabhängig. Erst nach erfolgter Vorspannung werden die Köpfe der Zwischenpfeiler fest an das Zugband angeschlossen, so daß waagerechte Kräfte von Pfeiler zu Pfeiler übertragen werden können.

Die größte Wärme-Vorspannung im Zugband tritt bei niedrigster Temperatur auf. Sie ist für die Querschnittseinheit, ohne Berücksichtigung etwaiger Nietlochschwächung: $\sigma_t = (t_{max} - t_{min}) \alpha E$. Liegt das Zugband im Schatten unter der Brückenfahrbahn, so wird $t_{max} - t_{min}$ keinesfalls mehr als $50^\circ C$ betragen. Es ist dann: $\sigma_t = \frac{50 \cdot 2 \cdot 100 \cdot 000}{85 \cdot 000} = 1235 \text{ kg/cm}^2$. Ist σ_{max} die größte zulässige Beanspruchung für das Zugband-Material, so ist eine Nutzbeanspruchung $\sigma_{max} - \sigma_t$ zur Aufnahme der Bogenschubkräfte verfügbar. Es ist daher zweckmäßig, für das Zugband hochwertigen Baustoff, also Baustahl St 52 oder kaltgezogenes oder legiertes Stahlmaterial, zu verwenden. Stahlkabel sind wegen ihrer größeren Dehnung und der zu geringen Querschnitte zu nachgiebig und daher weniger geeignet.

Grad der statischen Unbestimmtheit bei n Öffnungen:



Zunächst werde die Anordnung nach Abb. 5, Pendelpfeiler und Dreigelenkbogen, betrachtet, die ohne Zugband instabil wäre, und angenommen, daß der Bogenschub H_p infolge ständiger Lasten für alle n Überbauten gleich sei. Einer der mittleren Überbauten trage die auf die Öffnungsweite l_i gleichmäßig verteilte Verkehrslast $p l_i$. Der Horizontal-schub H_p ist bei einem Bogenpfeil f : $H_p = \frac{p l_i^2}{8 f}$, seine Reaktionen auf Fuß- und Kopfgelenk der anschließenden Pfeiler mit den Teilhöhen h_u und h_o sind $K_{pu} = H_p \cdot \frac{h_o}{h_u + h_o}$ und $K_{po} = H_p \cdot \frac{h_u}{h_u + h_o}$. Die Kraft K_{po} ist durch die Zugbandreaktion aufzunehmen. Diese zerfällt in zwei Teilkräfte, nämlich Z_p im gestreckten Zugbandteil und D_p mit entgegengesetztem Vorzeichen im sich verkürzenden Teil. K_{po} ist gleich $Z_p - D_p$, wobei ihre Zahlenwerte sich addieren. Bei n gleichen Öffnungen von der Länge l und zwei Verankerungsenden s ist die Gesamtlänge des Zugbandes $L = n l + 2 s$.

$$Z_p = \frac{L-l}{L} \cdot K_{po}; \quad D_p = \frac{l}{L} \cdot K_{po}$$

Damit das Zugband auch bei Erwärmung und gleichzeitiger Verkürzung eines Teilabschnittes nicht schlaff wird, ist die Vorspannung um D_p zu erhöhen und beträgt: $S_v = (t_{max} - t) \alpha E F - D_p$; die größte Beanspruchung bei niedrigster Temperatur ist also:

$$\sigma_{max} = (t_{max} - t_{min}) \alpha E + \frac{K_{po}}{F}$$

Besonders bei den mehrfach statisch unbestimmten Anordnungen nach Abb. 6, 7 u. 8 trägt das Zugband in hohem Maße zur Vergrößerung der Steifigkeit des Bauwerkes und zur Verminderung der Beanspruchungen in den Pfeilern und ihren Gründungen im Vergleich mit den entsprechenden Anordnungen ohne Zugband nach den Abb. 1, 2 u. 3 bei.

Zunächst werde die Anordnung nach Abb. 6 mit standsicher gegründeten Pfeilern und Dreigelenkbogen-Überbauten betrachtet. Bezeichnet

man die Öffnungen mit $1, 2, \dots, i-1, i, \dots, n$ und die zusätzlichen Zugbandkräfte infolge der Verkehrsbelastung einer Öffnung i , die von den Pfeilern P und Q begrenzt ist, mit $X_1, X_2, \dots, X_{i-1}, X_i, \dots, X_n$, so kann angenommen werden, daß der Bogenschub H_p der belasteten Öffnung vom Ausweichen der Kämpferlager unabhängig ist. Er verursacht im statisch bestimmten Grundsystem Verschiebungen der Pfeilerköpfe P und Q , in Höhe der Zugbandangriffspunkte, von δ_p^0 und δ_Q^0 . Die Angriffskräfte $K=1$ an den Pfeilerköpfen haben Ausbiegungen $\delta_1^0, \delta_2^0, \dots, \delta_{i-1}^0, \delta_i^0, \dots, \delta_n^0$ zur Folge. $K_{(i-1)i}$ ist die Differenz der am Pfeiler P angreifenden Zugbandkräfte X_{i-1} und X_i . Die Längenänderung Δl_i im Zugbandabschnitt i infolge der Spannkraft X_i ist $\Delta l_i = \frac{X_i l_i}{EF}$. Mit diesen Bezeichnungen können für die n Öffnungen n dreigliedrige Elastizitäts-Gleichungen aufgestellt werden. Die Belastungsglieder in diesen sind für Öffnung $i-1$: $-\delta_p^0$, für Öffnung i : $(\delta_p^0 + \delta_Q^0)$, für $i+1$: $-\delta_Q^0$, wobei der positive Wert eine Verlängerung bezeichnet. Die Auswertung dieser Gleichungen und die Ermittlung der Unbekannten X bietet keine Schwierigkeiten.

Die Verschiebungen δ^0, δ' und δ der Pfeilerköpfe sowie die Spannkraft X sind auch hier von der nur schätzungsweise zu bestimmenden Nachgiebigkeit des Baugrundes abhängig, aber das Maß der Verschiebungen wird durch das Zugband wesentlich vermindert, die Steifigkeit des Bauwerks entsprechend erhöht, so daß der Mehraufwand an Pfeilerbaustoff und Gründungsabmessungen, der durch die Unsicherheit der statischen Berechnung bedingt ist, beträchtlich vermindert werden kann.

Bei Verwendung von Zweigelenkbogen nach Abb. 7 u. 8, die je eine weitere statisch unbestimmte Größe enthalten, erweist es sich wieder als zweckmäßig, den Horizontalschub H_p und die Auflagerkräfte A_p des belasteten Überbaues als äußere Belastungen des Grundsystems zu betrachten. Die zusätzlichen Spannkraften in den Zugbandabschnitten infolge dieser äußeren Belastung sollen wieder mit X , die Änderungen der Bogenschubkräfte infolge der Auflagerverschiebungen mit Z bezeichnet werden. Ein Zweigelenkbogen wird also hierbei ersetzt gedacht durch einen Dreigelenkbogen mit von der Lagerverschiebung unabhängigem Bogenschub H_p und durch ein elastisches Zugband zwischen den Kämpferlagern, das bei waagrecht wirkenden, an den Auflagerpunkten angreifenden Kräften dieselben Längenänderungen erfährt wie der Zweigelenkbogen. Ein unbelasteter Überbau, bei dem H_p und A_p fehlen, wird also nur durch das Ersatzzugband mit der Spannung Z vertreten. Die Lastwirkungen H_p und A_p werden so ermittelt, als seien die Auflager unverschieblich, die Kräfte Z sind als statisch unbestimmte Größen in die Berechnung eines aus den Pfeilern und den Zugbändern mit den Spannkraften X und Z bestehenden Systems einzuführen und nachträglich nach Ermittlung der Zahlenwerte, getrennt von den übrigen Lasten, bei Berechnung der Überbauten zu berücksichtigen.

Das statisch bestimmte Grundsystem besteht also bei der Anordnung nach Abb. 8 aus den elastisch eingespannten Pfeilern mit den Belastungen

H_p und A_p an den Pfeilern P und Q und mit den dadurch hervorgerufenen Ausbiegungen δ_p^0 und δ_Q^0 . In dieses Grundsystem werden zwei Reihen von Zugbändern mit den Spannkraften X_1, X_2, \dots, X_n und Z_1, Z_2, \dots, Z_n eingefügt. Für die Werte X und Z können $2n$ Elastizitätsgleichungen aufgestellt werden. Da jeder Wert X_i und Z_i außer von den Verschiebungswerten im Felde i nur noch von den Kräften in den Nachbarfeldern $i-1$ und $i+1$ beeinflusst wird, sind die Gleichungen im allgemeinen sechsgliedrig. Ihre Auflösung vereinfacht sich durch die meist vorhandenen Gleichheiten und Symmetrien der Formänderungsgrößen.

Für die Anordnung nach Abb. 7 ist das statisch bestimmte Grundsystem unsymmetrisch und wird daher zweckmäßig durch ein einfach statisch unbestimmtes Grundsystem ersetzt. Da die praktische Bedeutung dieses Systems derjenigen nach Abb. 8 weit nachstehen wird, ist die Berechnung, die unter ähnlichen Voraussetzungen wie oben erläutert ohne Schwierigkeiten aufgestellt werden kann, hier nicht eingehender verfolgt.

Das gelenklose System entsprechend Abb. 4 mit eingeschalteten Zugbändern ist nicht dargestellt. Seine Anwendung wird sich auf Ausführungen in Stein, Beton oder Eisenbeton beschränken, bei denen das Zugband in die Fahrbahn oder in Streckbalken eingebettet und dadurch zug- und druckfest ausgebildet wird. Es bedarf also hier keiner Vorspannung zur Ausschaltung von Wärmeschwankungen. Damit verwandelt sich aber das Zugband in einen tragenden Gurt und der Bogen in einen in die Pfeiler oder Widerlager eingespannten gelenklosen Zwickelbogen. Die Berechnung gestaltet sich dann ähnlich derjenigen für die Anordnung nach Abb. 4, also 3 n -fach statisch unbestimmt, wobei die erhöhte Steifigkeit der Bogenzwickel zu berücksichtigen wäre. Zur Vereinfachung der Berechnung werden auch hier die statisch unbestimmten Kräfte und Momente zweckmäßig in die elastischen Schwerpunkte der Einzelrahmen verlegt.

Bei allen vorhergehenden Betrachtungen ist, um die Darstellung zu vereinfachen, nur von der Berechnung für Verkehrslast die Rede. Selbstverständlich können die gleichen rechnerischen Maßnahmen auch für ständige Last angewendet werden, wenn der Ausgleich der Bogenschubkräfte nicht zu erreichen ist, oder wenn bei den Bauarbeiten die zusammenwirkenden Bogenträger nicht gleichzeitig freigesetzt werden können. Gerade in diesem Fall ist der Baustoffaufwand, der durch vorheriges Verlegen, Vorspannen und Anschließen von Stahlzugbändern an die Pfeilerköpfe bei den Gründungen erspart werden kann, oft recht erheblich.

Zusammenfassung.

Die Systeme aneinandergereihter Bogenträger mit gelenkig gelagerten oder nachgiebig eingespannten Zwischenpfeilern und unverschieblichen Endwiderlagern werden betrachtet. Der Einfluß von mit Vorspannung über die Pfeilerköpfe verlegten, in den Endwiderlagern verankerten und an die Pfeilerköpfe angeschlossenen Zugbändern wird verfolgt. Dieser Einfluß vermindert wesentlich den Baustoffaufwand für die Pfeiler und Fundamente und erhöht die Systemsteifigkeit. Er vermindert ferner die Abhängigkeit der Spannungen und Verformungen von der rechnerisch schwer zu erfassenden Nachgiebigkeit des Baugrundes.



Abb. 1. Dauerbruch vor dem Nietloch (eine Lasche abgenommen).

Alle Rechte vorbehalten.

Über den Gleitwiderstand und über Temperaturerhöhungen in Nietverbindungen, die oftmals wiederkehrender Belastung unterworfen wurden.

Von Otto Graf, Stuttgart.

Bei ordnungsmäßigem Nieten entstehen in den Nieten Klemmkraften. Diese bewirken Reibungskräfte zwischen den vernieteten Blechen (Gleitwiderstand). Wird die Nietverbindung auf Zug oder Druck belastet, so geschieht die Kraftübertragung zunächst durch Reibung. Erst wenn der Gleitwiderstand überschritten ist, berühren die Nieten die Lochwände; dann nehmen die Nieten unmittelbar den Teil der Belastung auf, welcher nicht durch Reibung übertragen wird.

In gut hergestellten Nietverbindungen aus St37 mit Nieten aus St34 und mit starker Nietbesetzung ($\sigma: \sigma_i: \tau = 1:1,4:0,5$) hat der Gleitwiderstand die Kraftverteilung so beeinflusst, daß bei zulässigen Belastungen die höchste Anstrengung nicht im Lochquerschnitt entstand, sondern schon vor diesem

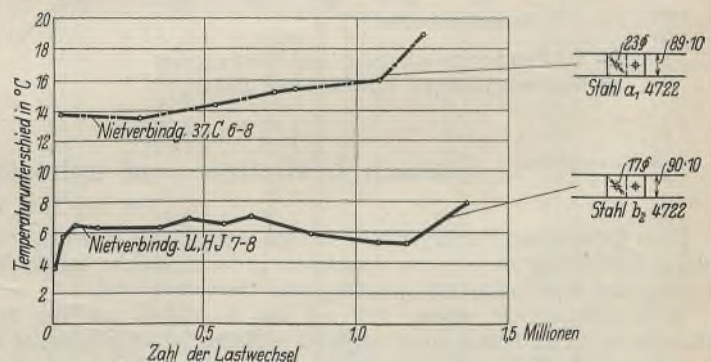


Abb. 2. Temperaturerhöhung in Nietverbindungen (die obere mit hohem, die untere mit geringem Gleitwiderstand).

im vollen Blech. Demgemäß erfolgte bei Dauerzugversuchen mit Lastwechseln zwischen nahezu 0 und σ der Bruch vor dem Nietloch, wie das Beispiel in Abb. 1 erkennen läßt. Aus solchen Versuchen ist zu entnehmen, daß der Gleitwiderstand in Nietverbindungen

1	2	3	4	5	6	7		8			11	12
						Temperaturen am Ende des Versuchs		Mittelwerte der Temperaturen über die gesamte Versuchsdauer				
						Niettemperatur	Raumtemperatur	Niettemperatur	Raumtemperatur	Temperaturunterschied		
Grad C	Grad C	Grad C	Grad C	Grad C								
Reihe 1 Einreihige Nietverbindungen ¹⁾	a ₁ 4722	37, C 8-10	23	17,9	51,6	33,6	20,6	31,5	19,3	12,2	} Nietverbindung nicht gebrochen	
		37, C 6-8	23	19,0	54,7	41,9	22,3	35,4	20,0	15,4		} Nietverbindung gebrochen
		37, C 4-6	23	22,0	62,6	36,9	20,4	36,9	20,4	16,5		
	a ₂ 4722	U, C 15-17	23	12,0	34,4	22,4	16,4	23,4	18,6	4,8	} Nietverbindung nicht gebrochen	
		U, C 1-3	23	13,0	37,3	29,7	18,2	26,9	18,2	8,7		
		U, C 6-8	23	14,0	40,0	29,1	16,9	28,8	18,6	10,2		
		U, C 11-13	23	16,0	46,0	33,6	20,9	33,3	21,3	12,0		
		U, C 4-6	23	17,9	51,1	38,9	20,7	38,1	21,4	16,7		
	b ₁ 4722	37, DE 17-18	17	11,7	48,0	26,9	19,5	24,0	16,9	7,1	} Nietverbindung gebrochen	
		U, HJ 6-7	17	8,0	33,1	24,4	19,5	23,2	18,3	4,9		
	b ₂ 4722	U, HJ 7-8	17	8,5	36,1	26,1	18,2	24,7	18,6	6,1	} Nietverbindung nicht gebrochen Eine Niete gebrochen Nietverbindung gebrochen	
		U, DE 7-8	17	9,3	39,0	33,7	27,6	32,8	27,2	5,6		
	Reihe 2 Dreireihige Nietverbindungen ¹⁾	b ₁ 4722	37, DE 4-5	17	19,3	26,6	18,7 ³⁾	15,2 ³⁾	24,4 ³⁾	20,6 ³⁾	3,8 ³⁾	} Nietverbindung nicht gebrochen
37, DE 7-8			17	21,0	29,2	23,6	20,0	21,5	17,0	4,5		
37, DE 11-12			17	22,0	30,5	24,8	18,6	24,8	18,3	6,5		
37, DE 14-15			17	23,0	32,2	24,0	17,0	24,4	17,9	6,5		
37, DE 16-17			17	24,0	33,8	25,1	17,8	25,5	18,2	7,3		
b ₂ 4722		37, DE 4-5	17	26,0	35,9	28,4	17,8	30,1	19,0	11,1	} Nietverbindung gebrochen	
		U, FG 8-9	17	10,0	14,2	17,6	15,0	19,7	17,1	2,6		
		U, FG 3-4	17	11,0	15,5	23,5	20,7	23,2	20,1	3,1		
		U, DE 9-10	17	15,1	21,1	24,3	18,0	24,0	18,2	5,8		
		U, DE 4-5	17	19,0	26,6	34,4	25,9	34,8	26,0	8,8		

¹⁾ Näheres vgl. Graf, Dauerfestigkeit von Stählen mit Walzhaut ohne und mit Bohrung, von Niet- und Schweißverbindungen, S. 25 u. f. Mit den Angaben der Spalte 3 der vorliegenden Zahlentafel lassen sich die Einzelheiten über die Abmessungen der Proben in der angegebenen Schrift verfolgen. — ²⁾ An der oberen Belastungsgrenze. — ³⁾ Mittel der Temperaturen aus nur zwei Meßstellen.

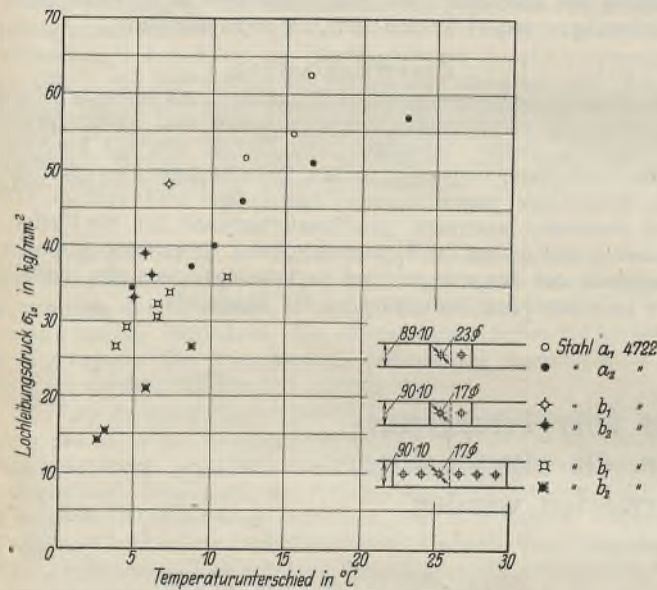


Abb. 3. Temperaturerhöhung und Anstrengung an Nietverbindungen verschiedener Bauart.

dungen, die oftmals wiederkehrender Belastung unterworfen werden, wertvoll ist¹⁾.

Im Anschluß an die bereits veröffentlichten Versuche ist bei Nietverbindungen, die rasch wechselnden Zugbelastungen unterworfen wurden (Lastwechsel von 0 bis zur oberen Grenze minutlich 350 mal), die Erwärmung der Nietköpfe gemessen worden, und zwar bei einreihigen und bei dreireihigen Verbindungen. Diese Erwärmung erfolgt durch Reibung in den Preßflächen, weiter durch Biegung der Niete usw. Bei höherem Gleitwiderstand bleiben die Verschiebungen und Verbiegungen kleiner; deshalb muß auch die in Wärme umzusetzende Reibungsarbeit kleiner bleiben. Gemäß Abb. 2 zeigten sich zunächst rasch ansteigende Temperaturunterschiede gegenüber der umgebenden Luft, die sich später kürzere oder längere Zeit auf ungefähr gleicher Höhe hielten und schließlich, wenn der Bruch der Nietverbindung bevorstand, nochmals anstiegen. Abb. 3 zeigt die Abhängigkeit der Temperaturunterschiede von den Lochleibungsdrücken für drei Versuchsgruppen. Bei Beurteilung dieser Darstellung ist zu beachten, daß die Nietverbindungen mit den Stählen a₂ und b₂ 4722 mit wesentlich kleineren Klemmkraften ausgestattet waren als die Nietverbindungen aus den Stählen a₁ und b₁ 4722. Demgemäß zeigten auch die Nietverbindungen mit den höheren Klemmkraften, also mit dem höheren Gleitwiderstand, bei gleicher Anstrengung kleinere Temperaturerhöhung, und zwar bei allen drei Versuchsgruppen.

¹⁾ Ausführliche Mitteilungen vgl. bei Graf, Dauerfestigkeit von Stählen mit Walzhaut ohne und mit Bohrung, von Niet- und Schweißverbindungen. VDI-Verlag, Berlin 1931.

Alle Rechte vorbehalten.

Statisch bestimmte und unbestimmte Fördergerüst-Konstruktionen.

Von Dipl.-Ing. Lorenz Schmitz, Köln.

Beim Entwurf von Fördergerüsten werden vielfach, um eine möglichst einfache Berechnung zu erzielen, Annahmen gemacht, welche für die Berechnung und Ausführung von grundlegender Bedeutung sind.

Es ist nicht immer ratsam, sich bei den Annahmen nur von dem Gedanken leiten zu lassen, eine möglichst einfache Berechnungsweise zu erhalten. Man muß vielmehr einen Mittelweg wählen, der einerseits zu einer großen Annäherung führt, andererseits aber keine allzu schwierige und umständliche Berechnung erfordert.

Die übliche Voraussetzung gelenkiger Lagerung der Strebe am Gerüstkopf und auf den Fundamenten kann gemacht werden, ohne bei der Berechnung zu sehr von der Ausführung abzuweichen. Die andere Annahme, daß das Führungsgerüst auf den Schachträgern gelenkig gelagert ist, obschon bei der Ausführung alle Führungsgerüstpfosten auf

den Schachträgern fest angeschlossen werden, bringt dagegen eine Ungenauigkeit in die Konstruktion, die je nach der Ausführung und Form des Fördergerüsts bedeutend sein kann. Durch die feste Lagerung des Führungsgerüsts auf den Schachträgern entsteht eine Einspannung, durch die die einzelnen Stäbe des Gerüsts anders beansprucht werden, als die statisch bestimmte Berechnung bei Annahme eines Gelenkes auf den Schachträgern ergibt.

Wie groß diese Unterschiede in den Spannungen der einzelnen Stäbe sind, soll nachstehend gezeigt werden.

Für ein Gerüst (Abb. 1), das von der Humboldt-Deutzmotoren-Aktiengesellschaft, Köln, im Ruhrrevier ausgeführt wurde, sollen beide Berechnungsarten durchgeführt werden. Den Berechnungen werden die am 17. Juli 1927 herausgegebenen Seilfahrtbestimmungen zugrunde gelegt.

1. Statisch bestimmte Berechnung.

Das Fördergerüst bildet nach Fortlassung der für die eigentliche Tragkonstruktion entbehrlichen Stäbe den in Abb. 2 dargestellten Bock. Durch die Annahme, daß die Strebe nur Achsialkräfte aufnehmen kann, und bei der Voraussetzung, daß die Resultierende der Auflagerdrücke A und B die Verbindungslinie A-B halbiert, ist dieser Bock statisch bestimmt.



Abb. 1.

Die Kraftzerlegung ist in Abb. 2 dargestellt. Sie ist mit der Kräfteinheit durchgeführt, um bei den verschiedenen Belastungen die Stabkräfte durch einfache Multiplikation der erzeugenden Kraft mit dem Seilzug Z zu erhalten.

Da sämtliche Kräfte, die das Führungsgerüst belasten, in der Richtung P-C wirken (s. Abb. 2), so genügt es, für das Führungsgerüst zur Ermittlung der Stabkräfte auch nur einen Cremonaplan für die Kräfteinheit aufzustellen.

Bei Durchführung der Berechnung müssen folgende Belastungen berücksichtigt werden, da das Gerüst für eine Doppelförderung konstruiert ist.

Belastungsfall:

- a) Seilbruch im Seitentrum der Förderung I 549,00 t
- b) 1/3 Seilbruch im Mitteltrum der Förderung I 178,00 t
- c) Betriebslast im Mitteltrum der Förderung II 68,50 t
- d) Betriebslast im Seitentrum der Förderung II 66,60 t
- e) Eigengewicht des Aufbaues 12,50 t
- f) Winddruck auf das Führungsgerüst 18,00 t
- g) Winddruck auf den Aufbau des Gerüsts 5,00 t
- h) Eigengewicht der Seilscheibenbühne 42,00 t
- i) Eigengewicht der Seilscheiben 40,00 t
- k) Eigengewicht der Strebe 80,00 t
- l) Eigengewicht des Führungsgerüsts 14,35 t
- m) Fahren des Korbes gegen die Prellträger 58,75 t
- n) Aufsetzen des Korbes auf die Fangstützen 25,70 t

Bei Belastungsfall 1 (Eigengewicht des Führungsgerüsts) ist angenommen, daß die Spannung in den Führungsgerüststützen nach unten linear wächst.

Die aus den verschiedenen Belastungen sich ergebenden Stabspannungen sind mit Cremonaplan ermittelt, und die Maximalspannung jedes Stabes ist in Spalte 2 der Zahlentafel 1 aufgetragen.

2. Statisch unbestimmte Berechnung.

Wird bei der Aufstellung der Berechnung nur die gelenkige Lagerung der Strebe am Gerüstkopf und auf den Fundamenten vorausgesetzt, so ist die Fördergerüstkonstruktion statisch unbestimmt. Der nachfolgend durchgeführten Berechnung sind die Stabquerschnitte zugrunde gelegt, die die statisch bestimmte Durchrechnung ergab, mit denen das Führungsgerüst auch ausgeführt wurde. Die Belastungen, die am Führungsgerüst auftreten, sind dieselben wie bei der statisch bestimmten Berechnung.

Belastungsfall a.

Seilbruch im Seitentrum der Förderung I:
 $R = 549,0$ t.

Von dieser Last entfällt auf die zu untersuchende Wand des Führungsgerüsts:

$$R_a = 549,0 \cdot \frac{4,44}{5,30} = 460,0 \text{ t.}$$

Als statisch unbestimmte Größe wird hier die der Strebenachse parallele Kraft X eingeführt (siehe André: Fördergerüste).

Die Stabkräfte für die einzelnen Belastungsfälle werden mittels Cremonaplänen und eines Verschiebungsplanes für den Zustand $X = -1$ ermittelt.

In diesem Plan sind die Verschiebungen des Angriffspunktes der äußeren Kräfte in Krafrichtung eingetragen.

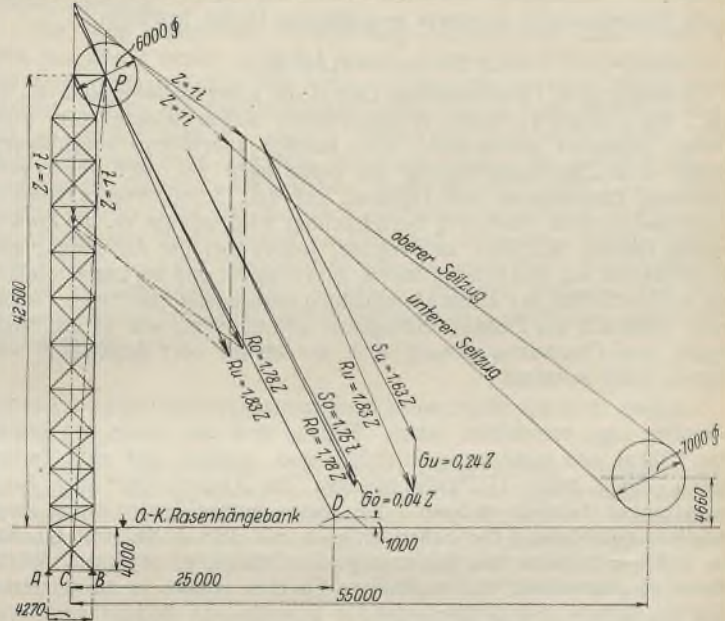


Abb. 2.

Die aus den verschiedenen Belastungsfällen auf die zu untersuchende Wand des Führungsgerüsts wirkenden Kräfte sind bei:

- Belastungsfall b: $R_b = 111,00$ t
- " c: $R_c = 25,70$ t
- " d: $R_d = 10,80$ t
- " e: $R_e = 9,00$ t
- " f: $W_f = 6,25$ t
- Belastungsfall g: $W_g = 2,50$ t
- " h: $P_h = 21,00$ t
- " i: $P_i = 20,00$ t
- " k: $P_k = 20,00$ t

Die aus den Belastungsfällen a bis n sich ergebenden wirklichen Spannungen sind in Zahlentafel 1, Spalte 3, eingetragen.

Wird bei Förderung I in beiden Trüms Betriebslast vorausgesetzt, d. h. normale Förderung in allen Trüms, und bleibt bei Belastungsfall e bis n

Zahlentafel 1.

Stab Nr.	Statisch bestimmte Berechnung			Statisch unbestimmte Berechnung		
	Bestimmte Berechnung	unbestimmte Berechnung, Seilbruch in einem Trum	unbestimmte Berechnung, Förderlast in allen vier Trüms	Bestimmte Berechnung	unbestimmte Berechnung, Seilbruch in einem Trum	unbestimmte Berechnung, Förderlast in allen vier Trüms
1	— 87,8	+ 172,2	+ 122,0	15	— 9,5	— 18,5
2	— 77,2	+ 171,8	+ 116,0	16	— 9,5	— 18,5
3	— 71,6	+ 159,6	+ 108,1	17	— 9,5	— 18,5
4	— 64,2	+ 148,4	+ 97,3	18	— 9,5	— 18,5
5	— 60,6	+ 137,7	+ 86,0	19	— 9,5	— 18,5
6	— 54,1	+ 126,2	+ 74,1	20	— 9,5	— 18,5
7	— 47,4	+ 115,1	+ 62,8	21	— 9,5	— 18,5
8	— 40,5	+ 103,2	+ 50,7	22	— 9,5	— 18,5
9	— 33,7	+ 91,4	+ 38,8	23	—	— 16,6
10	+ 57,5	+ 76,4	+ 25,7	24	+ 12,7	+ 23,7
11	+ 63,9	+ 68,1	+ 15,7	25	+ 10,6	+ 22,5
1'	— 90,5	— 232,5	— 129,2	26	+ 12,1	+ 26,7
2'	— 94,3	— 219,5	— 120,4	27	+ 12,1	+ 26,7
3'	— 99,8	— 214,9	— 116,7	28	+ 13,1	+ 23,7
4'	— 105,9	— 203,7	— 109,3	29	+ 13,8	+ 31,8
5'	— 113,4	— 191,9	— 102,3	30	+ 13,8	+ 31,8
6'	— 121,9	— 170,4	— 92,7	31	+ 13,8	+ 31,8
7'	— 130,2	— 160,5	— 78,1	32	+ 13,8	+ 31,8
8'	— 137,8	— 153,5	— 74,7	33	+ 13,4	+ 31,0
9'	— 146,7	— 139,3	— 63,9	34	+ 13,4	+ 31,0
10'	— 154,8	— 127,2	— 55,3	35	+ 16,6	+ 35,3
11'	— 161,6	— 113,9	— 45,6	36	— 16,6	— 35,3
12	— 8,5	—	—	37	— 144,5	— 131,5
13	— 9,5	— 18,5	— 16,1	38	+ 21,8	+ 33,7
14	— 9,5	— 18,5	— 16,1			

die erzeugende Kraft wie vor, so ergibt Zahlentafel 1, Spalte 4, die aus diesen Belastungsfällen sich ergebenden wirklichen Spannungen. Diese Spannungen sind nur aufgestellt, um sie für einen weiter unten angeführten Vergleich zu verwenden.

Die statisch unbestimmte Berechnung ist unter der Voraussetzung aufgestellt, daß die Einspannung der Führungsgerüststützen auf den Schachträgern einwandfrei, d. h. vollkommen ist. Dies trifft aber meist nicht zu, da die Gerüststützen nicht mit den bei der statisch unbestimmten Berechnung ermittelten Kräften angeschlossen sind. Daß aber eine gewisse Einspannung vorhanden ist und daß die Stützen nicht so belastet werden, wie die statisch bestimmte Berechnung ergibt, wird weiter unten durch Beobachtungen an einem ausgeführten Gerüst bewiesen.

3. Bergversetzungen.

Solange beim vorbehandelten Gerüst die unter Belastungsfall a_1, b_1 und c bis n (Tafel 1, Spalte 4) aufgeführten Kräfte wirken, tritt beim statisch bestimmt gerechneten, aber statisch unbestimmt konstruierten Gerüst eine Überbeanspruchung der Stäbe nicht auf, weil keine vollkommene Einspannung des Gerüsts auf den Schachträgern besteht. Wenn nur normale Förderung berücksichtigt wird, genügt es, die Fördergerüste statisch bestimmt zu rechnen, jedoch bei der Ausführung alle Gerüstpfosten auf den Schachträgern zu verlagern und so anzuschließen, daß sie die Kräfte der statisch bestimmten Berechnung übertragen. Selbst wenn Seilbruch bei diesem Fördergerüst auftritt, wird, wie es die Praxis ergibt, eine Überbeanspruchung, d. h. ein Reißen oder Ausknicken von Stäben, nicht auftreten.

Anders ist es allerdings, wenn Bergversetzungen das Gerüst aus seiner normalen Lage verschoben haben. Hiermit muß man heute, wo Teufen von 1000 m und mehr keine Seltenheit sind, rechnen, und viele Zechen haben durch große Geldaufwendungen die Auswirkungen der Bergversetzungen beheben müssen. Bei diesen großen Teufen ist es kaum möglich, zum Schutz der Schachtanlagen mit dem Abbau erst in einer der Teufe entsprechenden Entfernung vom Schacht zu beginnen. Weiter ist es ausgeschlossen, die abgebauten Strecken wieder so zu versetzen, daß ein Setzen des darüberliegenden gewachsenen Bodens vermieden wird.

Im vorigen Jahre wurden auf der in Abb. 1 dargestellten Zechenanlage an den verschiedenen Gebäuden Deformationen festgestellt, die von Bergversetzungen herrührten. Die Bergversetzungen wurden so stark, daß selbst das Fördergerüst aus seiner normalen Lage verschoben wurde. Durch den abnormalen Spurlattenverschleiß und durch die unruhige Förderung wurde man erst auf die Abweichung des Gerüsts aufmerksam. Das Fördergerüst wurde daraufhin abgelotet und nivelliert. Die erste Lotung ergab, daß das Gerüst sich nach dem Maschinenhaus hin geneigt hatte, weil die Strebenfundamente abgewandert waren. Die in Höhe der Seilscheibenbühne festgestellte Ausbiegung betrug 80 mm. Trotz dieser Veränderung am Gerüst ging die Förderung weiter, ohne das Fördergerüst auszurichten, da man die weitere Auswirkung der Bergversetzungen abwarten wollte. Irgendwelche Änderungen an der Konstruktion des Gerüsts wurden bei diesem Zustand noch nicht festgestellt. Die Resultate weiterer Lotungen wurden immer ungünstiger. Die Folgen der Verschiebung zeigten sich auch bald. Genauere Beobachtungen ergaben, daß die Diagonalen 29 bis 33 (Abb. 3) abgerissen waren. Diese deformierten Diagonalen wurden durch neue ersetzt, das Gerüst selbst aber nicht ausgerichtet, da man auch jetzt noch weitere Abweichungen des Fördergerüsts befürchtete. Diese Vermutung wurde durch eine später stattfindende Lotung auch bestätigt. Die Förderung wurde aber auch jetzt noch nicht eingestellt, da noch eine genügende Sicherheit bei Seilfahrt vorhanden war. Bei einer Untersuchung des Gerüsts, die wenige Zeit später stattfand, wurden aber noch weitere Verformungen am Gerüst festgestellt. Die Gegendiagonalen der neu eingebauten Diagonalen waren ausgeknickt; die Stäbe 18 bis 20 (Abb. 3)

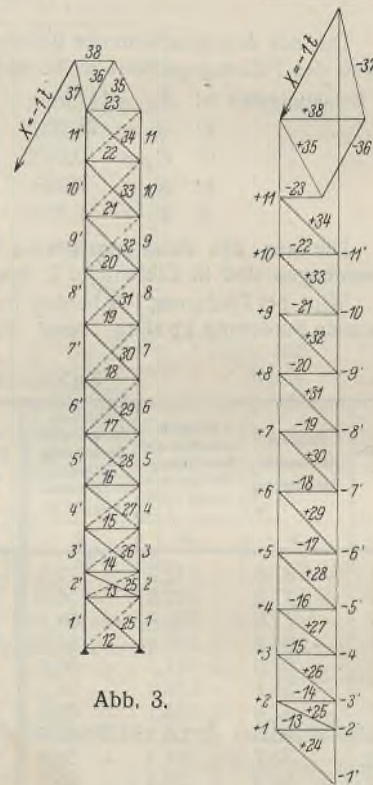


Abb. 3.

zeigten Verformungen in den Verbindungen, und die Stäbe 7' und 8' waren ausgeknickt.

Das Ausweichen der Gegendiagonalen läßt sich nur so erklären, daß infolge der Schiefstellung des Gerüsts die zuerst neu eingebauten Diagonalen länger waren als die alten und daß durch die größer werdende Belastung aus der Verschiebung die neuen Diagonalen sich gedehnt hatten. Dadurch erhielten die Gegendiagonalen eine Spannung, die sie nicht übertragen konnten, und knickten aus. Die Gegendiagonalen waren bei der statisch bestimmten Berechnung nicht als Druck-, sondern nur als Zugdiagonalen ausgebildet, weil sie bei Förderung und auch bei Seilbruch keine Lasten zu übertragen haben, sondern nur bei Wind in Richtung vom Maschinenhaus auf das Gerüst Zugspannungen aufnehmen müssen.

Zur Beurteilung der am Fördergerüst festgestellten Verformungen sei noch folgendes erwähnt. In der Zeit, während der das Gerüst beobachtet wurde, sind keine Förderseile gerissen, sondern es hat nur Seilfahrt und Produktenförderung stattgefunden. Die oben erwähnten Diagonalen, die gerissen waren, sind nach der statisch bestimmten Berechnung die Gegendiagonalen zu den in Abb. 3 eingezeichneten Zugdiagonalen, während die bei der statisch bestimmten Berechnung als Zugdiagonalen festgestellten Stäbe ausknickten.

Die vor der Instandsetzung des Gerüsts vorgenommenen Lotungen und Nivellierungen brachten folgende Resultate. Das Fördergerüst war durch Bergversetzungen nach hinten abgelenkt, weil Senkungen und Verschiebungen der Strebenfundamente eingetreten waren. Die maximale Ausbiegung wurde in Höhe der Seilscheibenbühne gemessen. Sie betrug horizontal 200 mm und vertikal 25 mm. Die Messungen an den Schachträgern ergaben, daß diese ihre ursprüngliche Lage zum Schacht nicht geändert hatten.

Zur Bestimmung der Kraft, die die Verschiebung verursachte, wurde angenommen, daß die Kraftwirkung in Richtung der Verschiebung liegt. Die Bestimmung der Größe dieser Kraft wurde wieder über die statisch Unbekannte X vorgenommen. Die Kraft, die die Verschiebung des Fördergerüsts verursachte, ist mit

$$P = 12,4 \text{ t}$$

errechnet. Die aus dieser Kraft sich ergebenden Spannungen sind ebenso ermittelt, wie die Spannungen für R_a weiter oben. Sie sind in Tafel 2 in Spalte 3 eingetragen. Zu den maximalen Spannungen der Tafel 1, Spalte 4, die gleichfalls in Spalte 2 von Tafel 2 stehen, addiert, ergeben die in Spalte 4 eingetragenen Werte die maximalen Spannungen der einzelnen Stäbe.

Aus den Beobachtungen an dem oben durch Bergversetzungen verformten Fördergerüst läßt sich folgendes schließen:

Durch die feste Lagerung der Gerüststützen auf den Schachträgern erhält das Führungsgerüst eine Einspannung. Wenn auch die Einspannung als nicht vollständig bezeichnet werden kann, so erfährt das Gerüst durch

Zahlentafel 2.

Spannungen im Gerüst bei Belastungsfall „a₁“ bis „n“ und versetztem Fördergerüst.

Stab Nr.	ΣS nach Tafel 1, Spalte 4	Aus Versetzung	ΣS ₁	Stab Nr.	ΣS nach Tafel 1, Spalte 4	Aus Versetzung	ΣS ₁
1	2	3	4	1	2	3	4
1	+ 122,0	+ 21,2	+ 143,2	15	- 16,1	- 2,6	- 18,7
2	+ 116,0	+ 20,8	+ 136,8	16	- 16,1	- 2,6	- 18,7
3	+ 108,1	+ 20,1	+ 128,2	17	- 16,1	- 2,6	- 18,7
4	+ 97,3	+ 19,0	+ 116,3	18	- 16,1	- 2,6	- 18,7
5	+ 86,0	+ 17,4	+ 103,4	19	- 16,1	- 2,6	- 18,7
6	+ 74,1	+ 15,6	+ 89,7	20	- 16,1	- 2,6	- 18,7
7	+ 62,8	+ 13,6	+ 76,4	21	- 16,1	- 2,6	- 18,7
8	+ 50,7	+ 11,0	+ 61,7	22	- 16,1	- 2,6	- 18,7
9	+ 38,8	+ 8,0	+ 46,8	23	- 12,18	- 2,2	- 14,38
10	+ 25,7	+ 6,3	+ 32,0	24	+ 20,2	+ 3,4	+ 23,6
11	+ 15,7	+ 4,1	+ 19,8	25	+ 19,2	+ 3,1	+ 22,3
1'	- 129,2	- 16,1	- 145,3	26	+ 23,2	+ 3,3	+ 26,5
2'	- 120,4	- 16,8	- 137,2	27	+ 23,2	+ 3,3	+ 26,5
3'	- 116,7	- 15,3	- 132,0	28	+ 20,2	+ 3,1	+ 23,3
4'	- 109,3	- 14,0	- 123,3	29	+ 26,4	+ 3,7	+ 30,1
5'	- 102,3	- 12,8	- 115,1	30	+ 26,4	+ 3,7	+ 30,1
6'	- 92,7	- 11,6	- 104,3	31	+ 26,4	+ 3,7	+ 30,1
7'	- 78,1	- 11,1	- 89,2	32	+ 26,4	+ 3,7	+ 30,1
8'	- 74,7	- 10,1	- 84,8	33	+ 24,8	+ 3,5	+ 28,3
9'	- 63,9	- 8,8	- 72,7	34	+ 24,8	+ 3,5	+ 28,3
10'	- 55,3	- 6,8	- 62,1	35	+ 22,3	+ 3,2	+ 25,5
11'	- 45,6	- 4,4	- 50,0	36	- 22,3	- 3,2	- 25,5
12	-	-	-	37	- 90,1	- 7,9	- 98,0
13	- 16,1	- 2,6	- 18,7	38	+ 23,1	+ 3,3	+ 26,4
14	- 16,1	- 2,6	- 18,7				

dieselbe doch eine andere Spannungsverteilung. An dem Gerüst ist, wie weiter oben schon erwähnt, beobachtet worden, daß z. B. Diagonalstäbe, die nach der statisch bestimmten Berechnung Zugkräfte übertragen müßten, ausknickten. Die Gegendiagonalen, die nach der statisch bestimmten Berechnung nur Zugspannungen aus Wind auf die hintere Wand erhalten, rissen, da sie Zugkräfte übertragen mußten, die aus Belastungsfall a, bis n sowie aus der Verschiebung des Gerüsts herrührten. Ob aber die einzelnen Stäbe bei den angegebenen Belastungen die durch die statisch unbestimmte Berechnung (Tafel 1, Spalte 3 oder 4) ermittelten Spannungen erhalten, kann aus den Beobachtungen allein nicht festgestellt werden. Um die Größe der Spannungen zu ermitteln, sind genaue Messungen erforderlich. Daß aber die in den Stäben auftretenden Spannungen teilweise größer sind als die in Tafel 1, Spalte 2, angegebenen, ist daraus zu entnehmen, daß an dem im Betrieb beobachteten Gerüst Verformungen auftraten, trotzdem die Zusatzkräfte in den einzelnen Stäben durch die Verschiebung des Gerüsts im Maximum nur 20 % betragen.

Aus dem Vorhergesagten kann gefolgert werden:

Ein statisch bestimmt gerechnetes Fördergerüst, das aber durch die Konstruktion statisch unbestimmt wird, genügt im allgemeinen den Anforderungen, die man an ein Gerüst stellt, da die Belastungsannahmen, die man für die Berechnung macht, doch nur angenähert richtig sind. Selbst wenn bei einem so konstruierten Gerüst Seilbruch auftritt, erfährt die Konstruktion keine Überbeanspruchung, wie es die Praxis in hunderten von Fällen bestätigt hat.

Werden aber diese Gerüste durch Bergversetzungen verschoben, so genügt diese Konstruktion nicht mehr, oder doch nur bis zu einem gewissen Grade. Ist auf einer Zechenanlage mit Bergversetzungen zu rechnen, so ist es angebrachter, die Strebengerüste statisch unbestimmt zu rechnen. Die statisch unbestimmte Berechnung ergibt für das Führungsgerüst größere Stabquerschnitte, weil die durch die Berechnung ermittelten Stabspannungen größer sind als bei der statisch bestimmten Berechnung. Bei eventuell auftretenden Verschiebungen werden die Stäbe also auch in der Lage sein, größere Zusatzkräfte, die durch die Verschiebung im Gerüst auftreten, aufzunehmen. Doch auch die statisch unbestimmt gerechneten Gerüste werden nur bis zu einer gewissen Grenze genügen.

Die oben angegebene Verschiebung des Gerüsts kann heute als groß bezeichnet werden. Ob die Verschiebungen durch Bergversetzungen mit dem heutigen Tempo des Abbaues auch größer werden, bleibt dahingestellt. Treten die Verschiebungen später aber in noch stärkerem Maße auf, so genügt auch das statisch unbestimmt gerechnete Gerüst nicht mehr. Man wird dann doch dazu übergehen müssen, die statisch bestimmt gerechneten Gerüste auch statisch bestimmt zu konstruieren. Heute werden allerdings im allgemeinen diese Gerüstarten, wenn eben möglich, noch vermieden, da der Einbau von Gelenken auf gewisse Schwierigkeiten stößt. Doch auch für diese Schwierigkeiten wird eine Lösung gefunden werden müssen, denn viele Zechenverwaltungen verlangen bei Neukonstruktionen schon heute statisch bestimmt gerechnete und konstruierte Fördergerüste.

Verschiedenes.

Großgarage der Wertheim-Grundstücks G. m. b. H., Berlin. Diese zweigeschossige Großgarage überdeckt eine Grundfläche von 65,0 · 83,5 m und wurde im Jahre 1928 auf dem Hofgrundstück der Häuser Schiffbauerdamm 26 bis 28 in Stahl errichtet. Für die Gesamtnutzfläche von etwa 9350 m² mußte erst durch Abfangungen in den Vorderhäusern für eine ausreichende Durchfahrt gesorgt werden.

Der Bau ist ein ausgesprochener Stahl-Zweckmäßigkeitbau von etwa 14 m Höhe, bei dem sowohl für die Dachbinder und Unterzüge als auch Längs- und Querträger der Decken etwa 1 m hohe Blechträger verwendet wurden. Die kontinuierliche Ausbildung dieser Blechträger in beiden Achsen ist für diesen Bau besonders charakteristisch und wurde durch Zug- bzw. Druckverlascung erreicht. Die Dachplatten und Decken innerhalb der Halle sind als Hohlsteindecken ausgebildet, der Hofkeller dagegen besitzt eine Eisenbetondecke. Die Nutzlast beträgt für alle Decken 800 kg/m². Während das Dach in der Längsrichtung in 15 m Abstand und die Decke in 7,5 m Abstand unterstützt wurden, ist in der Querrichtung für beide eine Stützweite von 20,6 m gewählt worden. Diese großen Stützenabstände ermöglichen neben großer Beweglichkeit der Wagen eine besonders gute Raumaussnutzung.

Sämtliche Stützen sind unten und oben eingespannt und stehen auf Fundamentträgern, die in eisenarmierte Betonplatten eingelassen sind. Die dadurch erreichte geringe Bauhöhe der Fundamente wurde durch den hohen Grundwasserstand bedingt. Gleichzeitig sind diese Fundamentträger zum Zwecke einer gleichmäßigen Bodendruckverteilung über die ganze Länge der Garage durchgeführt.

Die Belichtung erfolgt durch 16 Sattelloberlichter 5,0 · 15,0 m, für gute Belüftung sorgt ein Luftschaft nach unten.

Die gesamte Stahlkonstruktion wiegt etwa 1200 t und wurde von der Firma Steffens & Nölle Aktiengesellschaft, Berlin-Tempelhof, innerhalb zehn Wochen geliefert und aufgestellt. Die statische Berechnung wurde von den Herren Ziv.-Ing. Kuhn & Schaim angefertigt. Scherer.

Stahlbauforschung in England. Im Jahre 1929 berief das englische Amt für wissenschaftliche und gewerbliche Forschung einen Ausschuß für Stahlbauforschung, der die Verfahren und Vorschriften für den Entwurf von Stahlbauten, die Anwendung neuerer Theorien auf den Stahlbau erörtern und Verbesserungsvorschläge auf diesem Gebiet machen sollte. Der Britische Stahlwerkverband stiftete für fünf Jahre einen Betrag von 2000 £ jährlich und machte dadurch die Arbeit des Ausschusses möglich. Zur Zeit beschäftigt sich der Ausschuß im wesentlichen mit Fragen, die

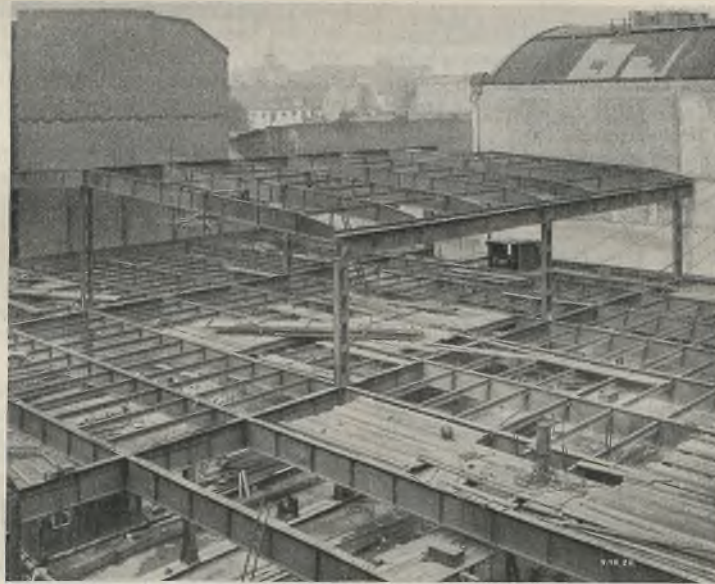
die Belastung von Fußböden und Decken, die Ermittlung der Spannungen im Bauwerk, die Eigenschaften der Baustoffe, die Liefervorschriften für sie betreffen, ferner mit den Eigenschaften geschweißter Verbindungen und dem Einfluß von Erschütterungen. Um die Untersuchungen durchzuführen, ist ein dreistöckiges Stahlfachwerkgerüst errichtet worden, an dem mit verschiedenen Belastungen Dehnungsmessungen vorgenommen werden. Außerdem werden an Modellen die Spannungen unter verwickelteren Belastungszuständen ermittelt, und eine dritte Gruppe von Arbeiten bezieht sich darauf, die geeignetsten Meßgeräte und Verfahren für die Ausführung derartiger Versuche zu ermitteln.

Das erwähnte Fachwerkgerüst erhebt sich über einer Grundfläche von 4,9 × 9,8 m; es besteht aus zwei Reihen von Pfosten in 4,9 m Abstand, die in der Längs- und in der Querrichtung durch 21 Balken in drei Geschossen mit einer Geschoßhöhe von 2,44 m verbunden sind. Alle diese Pfosten sind I-Träger von 203 mm Steghöhe und 102 mm Flanschbreite. In der einen Reihe stehen sie mit ihrem Steg parallel zur Wand, in der anderen senkrecht dazu. Für den Anschluß der Träger an die Pfosten sind verschiedene Verbindungen gewählt, um deren Einfluß auf die Übertragung der Spannungen zu ermitteln. Ein leichtes Eisengerüst umgibt das

ganze Bauwerk, so daß alle seine Teile bequem zugänglich sind.

Zur Belastung dienen Behälter, die je 1 t Wasser fassen. Sie sollen in der Mitte und in den Viertelpunkten der Deckenträger aufgehängt werden.

In England waren noch keine Ermittlungen der Knickspannungen an Baugliedern in natürlicher Größe vorgenommen worden. Die jetzigen Versuche wurden mit einem Pfosten, bestehend aus einem I-Profil 254 × 152 mm, angestellt, das auf jedem Flansch mit drei Gurtplatten 305 × 13 mm bewehrt war. Die hierbei erzielten Ergebnisse stimmten gut mit den bisherigen Annahmen überein. Die dabei verwendeten Meßgeräte sind in Engng. vom 18. September 1931 ausführlich beschrieben, es soll aber hier nicht näher auf sie eingegangen werden. Mit ihnen wurden im vergangenen Herbst Versuche am Neubau des Geologischen Museums in South Kensington vorgenommen. Es handelt sich dabei um ein fünfstöckiges Bauwerk, dessen wesentlicher Teil aus fünf um einen Mittelschacht gelagerten Galerien besteht. Die Fußböden dieses Gebäudes sollten im Erdgeschoß mit 112,5 t, in den Obergeschossen mit 75 t belastet werden. An den Pfosten sollten die Spannungen an neun verschiedenen Punkten gemessen werden, und ebenso sollte die Dehnung an allen mit ihnen verbundenen Deckenträgern ermittelt werden, und zwar zunächst



Garage Wertheim.
Montagezustand am 9. 10. 1928.

unter dem Einfluß der Eigenlast, dann mit der Belastung, die auf die verschiedenen Geschosse nacheinander aufgebracht werden sollte, und endlich nach Entlastung der Geschosse nacheinander. Nach Vornahme dieser Messungen sollen die Gefache des Tragwerks ausgefüllt werden, wobei die Meßgeräte an den Tragteilen verbleiben; sie werden während des Baues durch Blechkasten geschützt. Nachdem die Wände und Decken eingebaut sind, sollen die Messungen wiederholt werden.

Die vorgenannten Arbeiten sind nur einige Beispiele von den vielen, die der Ausschuß für Stahlbauforschung vornimmt. Er hat unter anderem eine Sammlung der baupolizeilichen und sonstigen behördlichen Vorschriften für den Entwurf von Stahlbauwerken aus dem In- und Auslande angelegt. Mit Hilfe dieser Sammlung sollen Vorschläge für die Verbesserung der für England gültigen Vorschriften ausgearbeitet werden.

Besondere Erörterungen gelten der Ermittlung von Spannungen in den Streben von Fachwerken; man geht dabei von Gedanken aus, daß die genaue rechnerische Ermittlung der Spannungen wenig nützt, solange man nicht über den Einfluß der größeren oder geringeren Steifigkeit der Anschlußstellen unterrichtet ist. Auch über den Einfluß außenmittiger Übertragung der Lasten auf die Pfosten sollen Erörterungen angestellt werden. Dabei sollen auch die zur Zeit üblichen Berechnungsverfahren überprüft werden, und man hofft, für die Praxis auf Grund aller dieser Ermittlungen vereinfachte Verfahren finden zu können.

Die Arbeiten des Ausschusses für Stahlbauforschung werden im wesentlichen in der Prüfanstalt in Garston vorgenommen, aber auch einige andere Stellen, darunter die technischen Abteilungen der Universitäten Bristol und Birmingham, sind an ihnen beteiligt. In Birmingham versucht man z. B., den Einfluß der Art, wie die Teile eines Stahlbauwerks miteinander verbunden sind, ob durch Nieten oder durch verschiedene Arten von Schrauben, zu ermitteln. Man weist dabei auf deutsche und

amerikanische Versuche hin, die auf diesem Gebiete, namentlich in bezug auf die zulässigen Zug- und Scherspannungen in den Nieten, angestellt worden sind, und will anscheinend die Ergebnisse dieser ausländischen Versuche durch eigene Ermittlungen bestätigen. Man hofft auf Grund genauerer Kenntnis der Vorgänge, höhere Spannungen, als bisher üblich sind, zulassen zu können.

An der Universität Bristol werden Versuche gemacht, die zu einer genaueren Feststellung der Fließgrenze führen sollen. Dabei soll auch der Einfluß einer Wärmebehandlung der Probestäbe untersucht werden.

Mit Unterstützung der Unternehmen, die Schweißarbeiten ausführen, sollen umfangreiche Versuche über die Anwendung des Schweißverfahrens auf den Stahlbau vorgenommen werden. Es handelt sich dabei nicht darum, die Technik des Schweißens zu verbessern; man glaubt, daß diese einen solchen Stand erreicht hat, daß man sich mit ihm begnügen kann. Man möchte vielmehr gern ermitteln, welche Beanspruchung man einer geschweißten Verbindung zumuten darf. Man nimmt an, daß die Anwendung von Schweiß- an Stelle von Nietverbindungen nicht ohne Einfluß auf den sonstigen Entwurf bleiben darf, daß namentlich Formen gefunden werden müssen, bei denen man den Nebenspannungen bei geschweißten Verbindungen beikommen kann. Gern möchte man auch Verfahren finden, mit deren Hilfe man die Güte einer Schweißnaht ermitteln kann, ohne diese zu zerstören, doch hat man nur geringe Hoffnung, daß dieses Ziel erreichbar ist. Endlich will man bei Schweißnähten die Ermüdungserscheinungen untersuchen, ebenso die Widerstandsfähigkeit dieser Verbindungen gegen Stöße.

Der Ausschuß für Stahlbauforschung beabsichtigt, die Ergebnisse seiner Untersuchungen, sobald sie in zuverlässiger Form vorliegen, zu veröffentlichen.
Wernecke.

Zuschriften an die Schriftleitung.

Zuschrift zum Aufsatz: „Geschweißte Stahlrohrmaste“ von Professor Dr. Wanke, Prag, im Stahlbau, Heft 1, vom 8. Januar 1932.

Die Versuche von Wanke lenken neuerdings die Aufmerksamkeit auf die Möglichkeiten, die die Anwendung der Schweißverfahren bei Rohrkonstruktionen bietet. In wesentlichen Punkten erbringen die Versuche von Wanke eine Bestätigung unserer nahezu zweijährigen Arbeit, über die wir seinerzeit eingehend berichtet haben¹⁾.

1. Die Form des geschweißten Rohrmastes mit waagerechten Riegeln ist auch in unseren Versuchen behandelt. Der hohe Rohrpreis verträgt aber keine weitere Belastung durch Anbringen von Verstärkungen irgendwelcher Art, mögen sie auch konstruktiv wertvoll sein. Das gilt für die Rohrschellen und für die waagerechten Eckbleche nach Abb. 1 der Arbeit von Wanke. Ohne Zweifel ist eine derartige Verstärkung an der Stelle des größten Biegemomentes technisch sehr erwünscht. Die umständliche Ausführung (vgl. Abb. 2 dieser Arbeit) dürfte aber wirtschaftlich nicht zu rechtfertigen sein.

2. Der Festigkeitsunterschied zwischen dem Werkstoff des nahtlosen Rohres ($\sigma_B = 55$ bis 65 kg/mm²) und dem Werkstoff der Elektrode ($\sigma_B = 37$ kg/mm²) ist für die Bemessung der Stumpfnahnt nicht entscheidend. Eine aus diesen Zahlen abzuleitende Verstärkung der Stumpfnahnt darf nicht zu dem Tragschluß verleiten, daß die Naht und das Rohr gleiche Belastung vertragen.

3. Wanke gibt wohl in den beiden Zahlentafeln Durchbiegungen und Verdrehungen an, leider aber nur für Belastungen, die durchaus im elastischen Bereich liegen. Erst die weitere Belastung über die Streckgrenze hinaus bis zur Zerstörung könnte wertvolle Anhaltspunkte dafür geben, wie weit der Werkstoff der nahtlosen Rohre durch die Erhitzung beim Schweißen in seiner Tragfähigkeit geschwächt wurde. Der Bruch würde voraussichtlich im Bereich der Rundkehlnähte eintreten, durch die die Schellen mit den Stielrohren verschweißt sind, oder aber im Bereich der Schweißnähte der waagerechten Riegel selbst.

4. Die bei unseren Versuchen gewählte Einrichtung und Spitzenbelastung war, wie die Abb. 16 u. 17 unseres bereits erwähnten Berichtes zeigen, wesentlich einfacher, zumal die gewählte Einspannung für beliebig viele Versuchsmaste ohne weiteres verwendet werden konnte.

5. Die Verwendung nahtloser Rohre für derartige Konstruktionen scheint uns bei ihren derzeitigen Preisen noch so unwirtschaftlich, daß ein Wettbewerb mit billigeren genieteten oder geschweißten Ausführungen gar nicht in Frage kommt. Nur für außergewöhnliche Verhältnisse (besonders schwierige Beförderung im Hochgebirge usw.) kämen derartige Gittermaste in Frage. Wesentlich günstiger liegen die Verhältnisse bei Verwendung von längsnahtgeschweißten Rohren, deren Preis heute schon erheblich unter dem der nahtlosen Rohre liegt und infolge der inzwischen erzielten Fortschritte bei den Rohrschweißmaschinen durch Massenherstellung noch weiter gesenkt werden dürfte.

Für unsere seinerzeitigen Versuche hatten wir maschinell geschweißte Rohre verwendet. Durch Nachziehen kann ihre Festigkeit wesentlich erhöht und die Schweißnaht nahezu unsichtbar gemacht werden. Solche längsnahtgeschweißten Rohre können unter Umständen schon heute mit gewalzten Profilen in Wettbewerb treten.

Prof. Dr.-Ing. A. Hilpert, Dipl.-Ing. Otto Bondy, Berlin.

¹⁾ Hilpert-Bondy, „Geschweißte Rohrkonstruktionen“, Z. d. VdI 1929, Heft 24.

Erwiderung.

Die von mir beschriebenen Versuche sollten den Nachweis erbringen, daß die geschweißten Stahlrohrmaste sich für Freileitungsmaste eignen, daß sie also sowohl Biege- als auch Verdrehbeanspruchungen mit Sicherheit ertragen. Im einzelnen sei zu den vorstehenden Einwänden bemerkt:

1. Die Verstärkung der Stielrohre in den Riegelanschlußstellen wird bei der Spannungsberechnung berücksichtigt, so daß die Eckstiele leichter ausfallen, als wenn sie unverstärkt durchlaufen. Die Eckbleche der Horizontalrahmen sind mit Rücksicht auf die Verdrehbeanspruchungen erforderlich. Die ersten Lieferungen derartiger Maste haben gezeigt, daß es nicht ratsam ist, auf diese Eckverstärkungen zu verzichten.

Die Maste wurden ursprünglich in der üblichen Weise hergestellt; die als „umständliche Ausführung“ bezeichnete Verwendung der Spannvorrichtung nach Abb. 2 des Aufsatzes erwies sich aber als wesentlich vorteilhafter, sofern nicht auf die Verstärkung der Stielrohre verzichtet werden sollte.

2. Die Dicke der Kehlnähte ist so bemessen, daß die für St 37 — unter Berücksichtigung der nach den DIN-Vorschriften zulässigen Beanspruchung der Schweiße — sich ergebenden Werte im Verhältnis der zulässigen Beanspruchungen der Werkstoffe St 37 und St 55 (in der Tschechoslowakei = 1,375) vergrößert wurden.

3. Bei der Kostspieligkeit des Versuchsobjektes und der Versuchseinrichtung mußte an einem Maste eine ganze Reihe von Versuchen ausgeführt werden, bei denen naturgemäß das elastische Bereich nicht überschritten werden durfte. Daneben wurden aber Versuche mit Rahmen-ecken, die in ähnlicher Weise vorgenommen wurden wie die Erprobung der geschweißten Rohrknoten nach Abb. 15 des Hilpert-Bondyschen Aufsatzes, bis zum Bruch geführt. Sie ergaben durchweg, daß die Verbindung nach Überschreiten der Streckgrenze durch Einknicken der Rohre außerhalb der Schweißstelle unbrauchbar wurde.

4. Da es sich nicht darum handelte, eine Prüfeinrichtung für beliebig viele Versuchsmaste zu schaffen, und die Rücksichtnahme auf die Größe des zu untersuchenden Mastes und die Vornahme des Verdrehversuches eine solide Einspannung verlangte, wurde der Versuchsmast einbetoniert.

5. Am Schluß meines Aufsatzes habe ich erwähnt, daß die Preisberechnung der Maste aus nahtlosen Stahlrohren nicht überall gleich ausfallen wird. Die Ausführungen in der Tschechoslowakei beweisen jedenfalls, daß ein Wettbewerb möglich ist. Gegenüber den geschweißten Rohren ist der Unterschied in der Materialfestigkeit zu berücksichtigen, durch den, wie unter 2. bereits erwähnt, auch ein Unterschied in den zulässigen Beanspruchungen und damit beim Material höherer Festigkeit eine Gewichtsersparnis bedingt ist.

Professor Dr. J. Wanke, Prag.

Wir schließen hiermit die Aussprache.

Die Schriftleitung.

INHALT: Bogenbrücken mit mehreren Öffnungen und die Verwendung elastischer Zugbänder zur Entlastung der Zwischenpfeiler. — Über den Gleitwiderstand und über Temperaturerhöhungen in Nietverbindungen, die oftmals wiederkehrender Belastung unterworfen wurden. — Statisch bestimmte und unbestimmte Fördergerüst-Konstruktionen. — Verschiedenes: Großgarage der Wertheim-Grundstücks G. m. b. H., Berlin. — Stahlbauforschung in England. — Zuschriften an die Schriftleitung.

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.

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, 8. Juli 1932

Heft 14

Rechnerische Untersuchungen über die Größe des Fließbereiches in stählernen Durchlaufbalken unter Berücksichtigung des Momentenausgleiches.

Alle Rechte vorbehalten.

Von Baurat Dr.-Ing. Felix Kann, Privatdozent an der Technischen Hochschule Braunschweig und Dozent in Wismar.

Der Spannungsausgleich in stählernen Durchlaufträgern bei gesteigerter Belastung unter Heranziehung der plastischen Verformung kann heute als eine von der Fachwelt des Stahlbaues anerkannte Tatsache gelten. Prof. Maier-Leibnitz hat durch seine bahnbrechenden Versuche¹⁾ diese Tatsache erhärtet und den Verlauf der plastischen Verformung — die sogen. Fließfigur, auch Plastizitätsbereich genannt — beobachtet und studiert. Im folgenden soll gezeigt werden, wie die eindeutige Festlegung des plastischen Bereiches auf analytischem Wege erfolgen kann.

Mit den Bezeichnungen der Abb. 1, in der die Fließfiguren durch Schraffur gekennzeichnet sind, ist die Länge des Fließbereiches

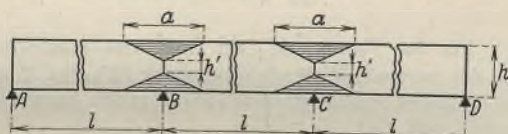


Abb. 1.

$$(1) \quad a = 2 \cdot \frac{l}{n}$$

und die Höhe des Fließbereiches festgelegt durch das Verhältnis

$$(2) \quad \alpha = \frac{h'}{h} = \frac{\text{Höhe des elastischen Kerns}}{\text{Volle Höhe des Querschnitts}}$$

Das Verhältnis der entsprechenden Trägheitsmomente $J':J$, das für den Rechteckquerschnitt gleich dem Verhältnis der dritten Potenzen der Höhen $h'^3:h^3$ ist, soll mit μ bezeichnet werden, derart, daß also

$$(3) \quad \mu = \alpha^3.$$

Durch die beiden Grundwerte n und μ ist somit der Fließbereich eindeutig festgelegt.

Berücksichtigt man für die Formänderungsgleichungen nur den elastischen Kern des Trägers, während die plastisch, also mit der Streckspannung σ_s beanspruchten (schraffierten) Teile des Querschnitts als nicht vorhanden angenommen werden, und führt ferner für $\frac{1}{\mu} - 1$ die Hilfsgröße ν ein, also

$$(4) \quad \nu = \frac{1}{\mu} - 1,$$

so erhält man für einen Träger A—B—C über zwei gleichen Feldern und mit beliebiger Belastung als Formänderungsgleichung die folgende Beziehung zwischen den beiden Grundgrößen n und ν^2)

$$(5) \quad \nu = -\frac{n^2}{3n-1} \left(2 + \frac{k_A + k_C}{2M_B} \right)$$

worin k_A und k_C die Werte der Belastungsglieder (Kreuzlinienabschnitte) für den vorliegenden Belastungsfall sind.

Setzt man in (5) für M_B den einem speziellen Belastungsfall entsprechenden Wert des „ausgeglichenen Momentes“ (Absolutwert des Stützenmomentes gleich dem größten Feldmoment) ein, so erhält man eine Beziehung zwischen n und ν , die in dem erwähnten Buch des Verfassers²⁾ für zahlreiche Sonderfälle aufgestellte „Ausgleichskurve“, also ν als Funktion von n . Durch die Ausgleichskurven ist aber noch nicht eine eindeutige Festlegung des plastischen Bereiches bewerkstelligt, viel-

¹⁾ Maier-Leibnitz, Beitrag zur Frage der tatsächlichen Tragfähigkeit einfacher und durchlaufender Balkenträger aus Baustahl St 37 und aus Holz (Bautechn. 1928, Heft 1 u. 2), und Versuche mit eingespannten und einfachen Balken von I-Form (Bautechn. 1929, Heft 20).

²⁾ Vgl. des Verfassers Schrift: Der Momentenausgleich durchlaufender Traggebilde im Stahlbau, Berlin 1932 (Verlag von Walter de Gruyter & Co.), in der obige Gleichung auf Grund des Mohrschen Satzes ausführlich entwickelt wird.

mehr muß noch eine zweite Gleichung zwischen den Grundwerten ν und n bzw. $\mu = \frac{1}{\nu+1}$ und n gefunden werden.

Im folgenden wird gezeigt, auf welche Weise die beiden Grundwerte durch Gewinnung der erwähnten zweiten Beziehung eindeutig berechnet werden können, wodurch der Plastizitätsbereich auf rechnerischem Wege gefunden ist.

Wie wir sehen werden, ist der plastische Bereich dabei auch hauptsächlich von der Art des Trägerquerschnittes abhängig und soll daher hier für die verschiedenen Belastungsfälle je zweimal, und zwar einerseits für den Rechteckquerschnitt und andererseits für das I-Profil ermittelt werden. Für den Stahlbau ist eigentlich nur der letztere Fall von praktischer Bedeutung.

Fall I (siehe Abb. 2a u. 2b).

Zwei gleiche Öffnungen, Einzellasten in den Drittelpunkten, a) Durchlaufbalken von rechteckigem Querschnitt.

Wir bezeichnen mit M_S das Moment am Ende des Fließbereiches, also im Abstand $a/2$ nach links und rechts von der Mittelstütze B, und mit $[M_B]$ den Absolutwert des Stützenmomentes.

Für das Stützenmoment M_B wird zunächst näherungsweise überall der Wert des „ausgeglichenen“ Momentes eingesetzt, also

$$[M_B] = M_F,$$

was nicht ganz genau ist. Streng genommen muß — mit Rücksicht auf den Ausgleich der Spannungen — der Momentenausgleich in der Weise durchgeführt werden, daß der Absolutwert des Momentes, am Ende des Fließbereiches gemessen, dem größten Feldmoment gleich wird, also $[M_S] = M_F$.

Diese genauere Rechnung wird zum Schluß kurz durchgeführt und mit den Ergebnissen der Näherungsrechnung verglichen werden, wobei sich zeigen wird, daß die Resultate nur wenig voneinander abweichen und daß die Näherungsrechnung etwas ungünstiger ist als die genaue.

Wir erhalten zunächst den Momenten-Nullpunkt aus der Bedingung

$$Q x_0 = \frac{[M_B]}{l} (l - x_0).$$

Hieraus ist allgemein

$$(6) \quad x_0 = \frac{[M_B] l}{[M_B] + Q l}.$$

Nun ist gemäß Abb. 2b

$$M_S : M_B = \left(x_0 - \frac{a}{2} \right) : x_0.$$

Setzt man in (6) für $[M_B]$ den Absolutwert des „ausgeglichenen“ Momentes (siehe oben)

$$[M_B] = M_F = \frac{Q l}{4}$$

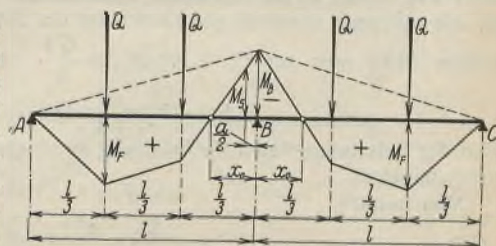


Abb. 2a.

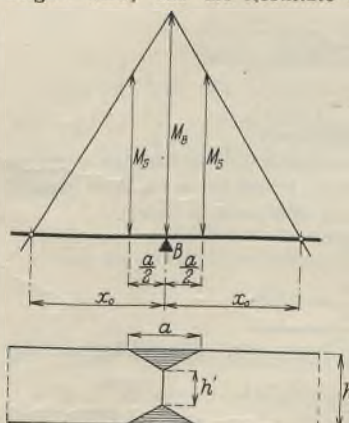


Abb. 2b.

ein, so ergibt sich

$$(7) \quad x_0 = \frac{\frac{Q l^2}{4}}{\frac{Q l}{4} + Q l} = \frac{l}{5}$$

Somit $M_S : M_B = \left(\frac{l}{5} - \frac{a}{2}\right) : \frac{l}{5}$ oder mit

$$\frac{a}{2} = \frac{l}{n} \quad (\text{vgl. Gl. 1):}$$

$$M_S : M_B = (n - 5) : n \quad \text{und}$$

$$(8) \quad M_S = M_B \cdot \frac{n - 5}{n}$$

Eine zweite Beziehung zwischen M_S und M_B erhält man durch folgende Überlegung:

Durch den Spannungsverlauf nach Abb. 3a des teils plastisch (mit der Streckspannung), teils elastisch beanspruchten Querschnittes über der Mittelstütze B steigert sich das Widerstandsmoment für einen Rechteckquerschnitt von dem normalen Wert (Abb. 3b)

$$W = \frac{b h^2}{6} \quad (\text{bei geradliniger Spannungsverteilung})$$

auf den erhöhten Wert

$$W' = b \left(\frac{h^2}{4} - \frac{h'^2}{12} \right)$$

Somit $W : W' = 2 : \left(3 - \frac{h'^2}{h^2} \right)$

oder mit $\frac{h'}{h} = \alpha$,

$$W : W' = 2 : (3 - \alpha^2)$$

Nun ist aber

$$M_S = W \cdot \sigma_s$$

$$M_B = W' \cdot \sigma_s, \quad \text{daher}$$

$$M_S : M_B = W : W' \quad \text{oder}$$

$$M_S : M_B = 2 : (3 - \alpha^2) \quad \text{und}$$

$$(9) \quad M_S = M_B \cdot \frac{2}{3 - \alpha^2}$$

Gl. 9 gilt aber, wie ausdrücklich betont werden soll, nur für den Rechteckquerschnitt.

Die Gleichsetzung von (8) u. (9) liefert

$$\frac{2}{3 - \alpha^2} = \frac{n - 5}{n} \quad \text{oder}$$

$$(10) \quad \alpha^2 = \frac{n - 15}{n - 5}$$

Damit also ist die zweite Beziehung zwischen den Grundwerten gefunden, die, wie eingangs erwähnt, zur Gleichung der Ausgleichkurve hinzutritt.

Letztere erhält man aus Gl. 5 mit $M_B = \frac{Q l}{4}$ und

$$k_A = k_C = \frac{2}{3} \cdot Q l$$

(Wert der Belastungsglieder für Belastung durch gleiche Einzellasten in den Drittelpunkten).

Man findet³⁾

$$(11) \quad \nu = \frac{2}{3} \cdot \frac{n^2}{3n - 1}$$

wofür man genügend genau die Geradengleichung

$$(11a) \quad \nu = +0,222n + 0,074$$

setzen kann.

Da nach Gl. (4)

$$\mu = \frac{J'}{J} = \frac{1}{\nu + 1} \quad \text{ist, ergibt sich}$$

$$(12) \quad \mu = \frac{1}{0,222n + 1,074}$$

Nach (3) ist $\mu = \alpha^3$, also

$$(13) \quad \alpha^3 = \frac{1}{0,222n + 1,074}$$

Die Gl. 10 u. 13 sind zwei Gleichungen mit den zwei Unbekannten α und n ; sie werden am besten durch Probieren gelöst, indem für n ein Wert gesucht wird, der in (10) und in (13) den gleichen Wert von α liefert.

Man findet genau genug

$$\frac{n}{h'} = \frac{20}{h} = 0,57$$

Hierdurch ist der Fließbereich eindeutig festgelegt. Seine Länge beträgt

$$a = 2 \cdot \frac{l}{n} = 2 \cdot \frac{l}{20} = 0,10 l$$

³⁾ In dem erwähnten Buch des Verfassers Gl. 38 bzw. 38a.

Der elastische Kern ist noch mit 0,57, also mehr als der halben Höhe des Querschnitts vorhanden.

b) Durchlaufbalken als I-Profil.

Hier gestaltet sich die Rechnung noch einfacher als beim rechteckigen Querschnitt, da die Steigerung des Widerstandsmomentes für den teils plastisch, teils elastisch verformten Stützenquerschnitt, wie gezeigt wird, unabhängig ist von dem Verhältnis $\alpha = \frac{h'}{h}$, so daß also das Verhältnis $\frac{M_S}{M_B}$ als bekannt in Gl. 8 eingesetzt und hieraus sofort der Wert von n als einzige Unbekannte errechnet werden kann. Aus Gl. 12 findet sich dann das zugehörige μ .

Nach Grüning⁴⁾ kann mit den Bezeichnungen der Abb. 4 das Moment, bei dem gerade der ganze Flansch in allen Teilen die Streckgrenze erreicht hat, also

$$M = \left[b \delta (h - \delta) + \frac{1}{6} \delta_1 (h - 2\delta)^2 \right] \sigma_s$$

nicht mehr wesentlich überschritten werden, da für eine Zunahme des Momentes nur noch der schmale Steg in Betracht kommt. Es ist daher dieser konstante Wert von M mit dem Stützenmoment M_B zu identifizieren, also

$$(14) \quad M_B = W' \sigma_s = \left[b \delta (h - \delta) + \frac{1}{6} \delta_1 (h - 2\delta)^2 \right] \sigma_s$$

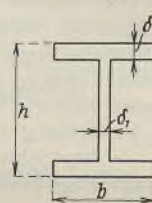


Abb. 4.

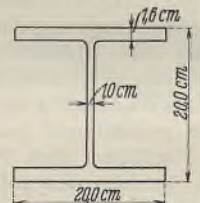


Abb. 5.

Für das Moment M_S am Ende des plastischen Bereiches (Abb. 2b) ist das normale Widerstandsmoment (W) des Trägers bei Annahme der geradlinigen Spannungsverteilung über den ganzen Querschnitt maßgebend, dertat, daß also $M_S = W \sigma_s$.

Liegt ein bestimmtes Profil vor, so sind die Werte W' und W (ersterer aus Gl. 14, letzterer aus einer Profiltabelle) bekannt und daher auch das Verhältnis der Momente

$$(15) \quad M_S : M_B = W : W'$$

Nach Gl. 8 findet sich dann für den vorliegenden Fall (durch Gleichsetzung des Verhältnisses $M_S : M_B$ aus (8) u. (15):

$$\frac{n - 5}{n} = \frac{W}{W'}, \quad \text{woraus}$$

$$(16) \quad n = \frac{5}{1 - \left(\frac{W}{W'} \right)}$$

Es sei als Beispiel ein IP 20 zugrunde gelegt (Abmessungen nach Abb. 5).

Man findet gemäß Gl. 14

$$W' = 20 \cdot 1,6 \cdot 18,4 + \frac{1}{6} \cdot 1,0 \cdot 16,8^2 = 640 \text{ cm}^3$$

$$W \text{ (nach Profil-Tabelle)} = 595 \text{ cm}^3$$

$$\frac{W}{W'} = \frac{595}{640} = 0,93$$

Nach Gl. 16

$$n = \frac{5}{0,07} = 71,5$$

Weiter ist nach (12):

$$\mu = \frac{1}{0,222 \cdot 71,5 + 1,074} = 0,059$$

Der Fließbereich hat also jetzt nur eine Gesamtlänge $a = 2 \cdot \frac{l}{n} = 2 \cdot \frac{l}{71,5} = 0,028 l$, ist also wesentlich kürzer als für den Fall des Rechteckquerschnitts (mit $a = 0,10 l$). Die Höhe des elastischen Kerns ergibt sich wie folgt:

Das Trägheitsmoment J' des genannten Kerns ist

$$J' = \mu J = 0,059 \cdot 5950 = 351 \text{ cm}^4$$

Da das Trägheitsmoment des Steges

$$J_{st} = \frac{1}{12} \cdot 1,0 \cdot 16,8^3 = 394 \text{ cm}^4$$

beträgt, so wird näherungsweise der Steg als elastischer Kern verbleiben wogegen die Flansche ganz mit der Streckspannung beansprucht, also plastisch verformt werden.

⁴⁾ Bautechn. 1928, S. 274.

Fall II (siehe Abb. 6).

Zwei gleiche Öffnungen, Einzellasten in den Feldmitten.

a) Durchlaufbalken von rechteckigem Querschnitt.

Ausgleich $[M_B] = M_F$ als Näherung (vgl. die Darlegungen zu Fall I).

M_S sei wieder das Moment am Ende des Fließbereiches, $[M_B]$ der Absolutwert des Stützenmomentes.

Der Momenten-Nullpunkt kommt im Abstand von $\frac{l}{4}$ beiderseits der Stütze B zu liegen. Es ist

$$(17) \quad M_S : M_B = \left(\frac{l}{4} - \frac{a}{2}\right) : \frac{l}{4} = (n-4) : n.$$

Ferner nach früherem

$$(9) \quad M_S : M_B = 2 : (3 - \alpha^2).$$

Daher nach Gleichsetzung von (17) u. (9):

$$\frac{n-4}{4} = \frac{2}{3-\alpha^2}$$

und hieraus

$$(18) \quad \alpha^2 = \frac{n-12}{n-4}$$

Die Gleichung der Ausgleichskurve gemäß (5) lautet mit den Werten der Kreuzlinienab-

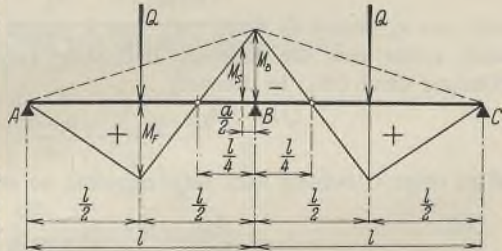


Abb. 6.

schnitte $k_A = k_C = \frac{3}{8} \cdot Ql$ und mit dem Wert des „ausgeglichenen“

Momentes $[M_B] = M_F = \frac{Ql^2}{6}$:

$$\nu = 0,083n + 0,028^5).$$

Daher

$$(19) \quad \mu = \frac{1}{\nu + 1} = \frac{1}{0,083n + 1,028} = \alpha^3.$$

Durch Probieren findet man die Auflösung des Gleichungspaares (18) u. (19):

$$\frac{n=21}{\alpha=0,72}$$

Die Länge des Fließbereiches ist somit $a = 2 \cdot \frac{l}{n} = \frac{2}{21} \cdot l = 0,095l$. Die Höhe des elastischen Kerns ist 0,72 der Gesamthöhe des Rechteckquerschnittes.

b) Durchlaufbalken als I-Profil.

Anstatt der für rechteckigen Querschnitt gültigen Gl. 9 ist hier Gl. 15 maßgebend, wonach $M_S : M_B = W : W'$; hierin ist W' nach (14) einzusetzen, also für ein gegebenes Profil als bekannt anzusehen. Unter Berücksichtigung von (17) ist somit:

$$(20) \quad \frac{n-4}{n} = \frac{W}{W'}, \text{ woraus } n = \frac{4}{1 - \left(\frac{W}{W'}\right)}$$

Nun kann μ aus (19) errechnet werden.

Für den als Beispiel gewählten Sonderfall des IP 20 erhält man:

$$\begin{aligned} W' &= 640 \text{ cm}^3 \text{ (s. früher)} \\ W &= 595 \text{ cm}^3 \\ \frac{W}{W'} &= 0,93 \quad n = \frac{4,0}{0,07} = 57. \end{aligned}$$

Sodann ist nach (19)

$$\mu = \frac{1}{0,083 \cdot 57 + 1,028} = 0,173.$$

Die Länge des plastischen Bereiches $a = 2 \cdot \frac{l}{57} = 0,0352l$. Die Höhe des elastischen Kerns ergibt sich wie folgt: Das Trägheitsmoment J' des elastischen Kerns muß betragen

$$J' = \mu J = 0,173 \cdot 5950 = 1030 \text{ cm}^4.$$

Das Trägheitsmoment eines Querschnittsteils, bestehend aus dem Steg und beiderseits anschließenden Teilen der beiden Flanschen von der Höhe $\Delta\delta$ (s. Abb. 7a), berechnet sich — unter Vernachlässigung des Trägheitsmomentes der schmalen Flanschteile bezüglich der eigenen Schwerachse — nach der Gleichung

$$(21) \quad J_1 = J_{st} + 2b\Delta\delta \left(\frac{h_1 + \Delta\delta}{2}\right)^2.$$

worin J_{st} , wie schon erwähnt, das Trägheitsmoment des Steges ist. Nach Gl. 21 kann man durch Probieren diejenige Lamellenbreite $\Delta\delta$ der an den Steg anschließenden Flanschteile finden, die auf das bereits bekannte Trägheitsmoment J' des elastischen Kerns führen. In Gl. 21 ist somit auf

⁵⁾ A. a. O. S. 35, Gl. 37a.

der linken Seite für J_1 der Wert von J' einzusetzen. Im vorliegenden Fall ergab sich mit $\Delta\delta = 0,3$ cm ein Trägheitsmoment

$$J_1 = 394 + 2 \cdot 20 \cdot 0,3 \left(\frac{16,8 + 0,3}{2}\right)^2 = 1274 \text{ cm}^4,$$

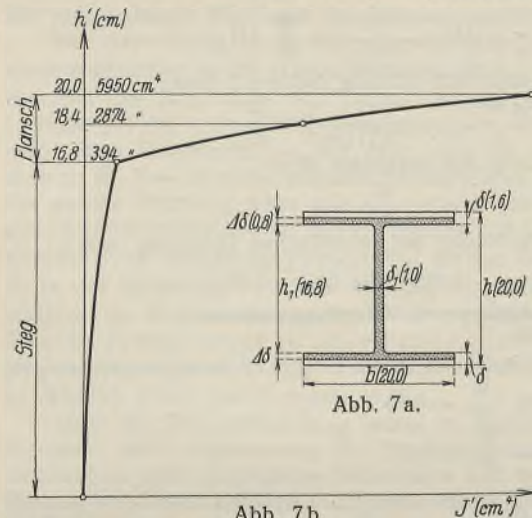


Abb. 7a.

weicher Wert etwas größer ist als J' , das Trägheitsmoment des elastischen Kerns. Die Höhe dieses beträgt daher nicht ganz $16,8 + 2 \cdot 0,3 = 17,4$ cm. Es wird hier also ein kleiner Teil des Flansches (beiderseits des Steges) noch elastisch verformt. Die Abb. 7b zeigt die Zunahme des Trägheitsmomentes mit wachsender Höhe des Kerns über den Steg und die beiden Flanschen.

Fall III (siehe Abb. 8).

Zwei gleiche Öffnungen mit gleichmäßig verteilter Vollbelastung.

a) Durchlaufbalken von rechteckigem Querschnitt.

Näherungsrechnung $[M_B] = M_F$.

Aus der Momentenfigur der Abb. 8 findet sich:

$$[M_S] = -\frac{q}{2} \cdot \frac{a}{2} \left(l - \frac{a}{2}\right) + [M_B] \frac{l - \frac{a}{2}}{l}$$

oder

$$(22) \quad [M_S] = \frac{n-1}{n} \left([M_B] - \frac{q l^2}{2n}\right)$$

und nach (9):

$$M_S = \frac{2 M_B}{3 - \alpha^2}.$$

Nach Einsetzung des ausgeglichenen Momentenwertes für M_B

$$[M_B] = M_F = 0,0855 q l^2,$$

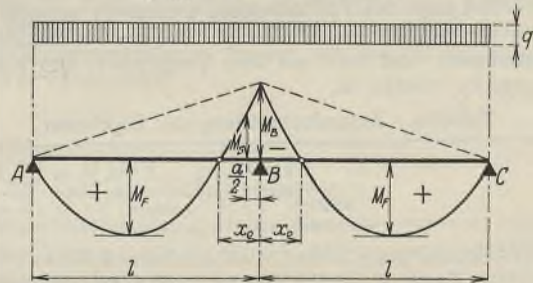


Abb. 8.

Gleichsetzung der beiden Ausdrücke für M_S in (22) und (9) und Kürzung durch $q l^2$ ergibt sich die Beziehung zwischen n und α :

$$(23) \quad \frac{n-1}{n} \left(0,0855 - \frac{1}{2n}\right) = \frac{0,171}{3 - \alpha^2} \text{ und hieraus } \alpha^2 = 3 - \frac{0,171 n^2}{(n-1)(0,0855 n - 0,500)}$$

Hierzu tritt die Gleichung der Ausgleichskurve⁶⁾, die sich mit $k_A = k_C = \frac{q l^2}{4}$ und dem obigen Wert von M_B aus Gl. 5 ergibt.

$$\nu = 0,308n + 0,103. \text{ Also}$$

$$(24) \quad \mu = \frac{1}{\nu + 1} = \frac{1}{0,308n + 1,103} = \alpha^3.$$

Aus den zwei Gleichungen 23 u. 24 ergibt sich

$$\frac{n=24}{\alpha=0,49}.$$

Die Länge des Fließbereiches für rechteckigen Querschnitt ist daher $a = 2 \cdot \frac{l}{24} = \frac{2}{24} \cdot l = 0,0833l$. Die Höhe des elastischen Kerns ist $h' = 0,49h$.

⁶⁾ Vgl. die angezogene Schrift des Verfassers, S. 30, Gl. 32a).

b) Durchlaufbalken als I-Profil.

Gl. 22 bleibt bestehen, an Stelle von (9) tritt wieder die Beziehung (15)

$$\frac{M_S}{M_B} = \frac{W}{W'}, \text{ worin } W' \text{ nach (14) einzusetzen ist.}$$

Man erhält $\frac{n-1}{n} ([M_B] - \frac{q l^2}{2n}) = \frac{W}{W'} [M_B]$.

Mit $M_B = 0,0855 q l^2$ und nach Kürzung durch $q l^2$ kommt

$$\frac{n-1}{n} (1 - \frac{1}{0,171 n}) = \frac{W}{W'}$$

Setzt man zur Abkürzung den bekannten Wert

$$(25) \quad 1 - \frac{W}{W'} = \varrho,$$

so ergibt sich durch Auflösung der quadratischen Gleichung nach n

$$(26) \quad n = \frac{1}{\varrho} (3,425 + \sqrt{3,425^2 - 5,85 \varrho})$$

und hiernach μ aus (24).

Wieder soll das Beispiel des Peiner Trägers 20 herangezogen werden.

Es ist (nach früherem): $\frac{W}{W'} = 0,93$.

$$\varrho = 1 - \frac{W}{W'} = 0,07$$

$$n = \frac{1}{0,07} (3,425 + \sqrt{11,7 - 5,85 \cdot 0,07}) = 97$$

und $\mu = \frac{1}{0,308 \cdot 97 + 1,103} = 0,0324$.

Die Länge des Fließbereiches ist hier noch wesentlich kleiner als in den beiden ersten Fällen und beträgt nur

$$a = \frac{2}{97} \cdot l = 0,0206 l.$$

Das Trägheitsmoment J' des elastischen Kerns ist

$$J' = \mu J = 0,0324 \cdot 5950 = 193 \text{ cm}^4.$$

Der elastische Kern erstreckt sich hier nur auf einen Teil des Steges, da ja das Trägheitsmoment des 16,8 cm hohen Steges $J_{st} = 394 \text{ cm}^4$ betrug.

Die Höhe des elastischen Kernes (h') ergibt sich aus der Gleichung $\frac{1}{12} \cdot \delta_1 h'^3 = J' = 193 \text{ cm}^4$ zu $h' = 13,2 \text{ cm}$.

In einer kleinen Tabelle sind für die drei hier behandelten Lastfälle des Durchlaufträgers über zwei gleichen Öffnungen die Ergebnisse der vorstehenden Rechnung (Länge des plastischen Bereiches und Höhe des elastischen Kerns für den Rechteckquerschnitt und das Profil IP 20) einander gegenübergestellt. Es zeigt sich, daß in allen Fällen für das untersuchte Profil IP 20 die Länge des Fließbereiches wesentlich geringer ist als für den Rechteck-Querschnitt, welch letzterer übrigens für Eisenträger praktisch bedeutungslos und hier nur zum Vergleich in den Kreis der Betrachtung gezogen worden ist.

Tabelle. Zusammenstellung der Ergebnisse.

	Fall I		Fall II		Fall III	
	Rechteck	IP 20	Rechteck	IP 20	Rechteck	IP 20
Länge des Fließbereiches a	0,10 l	0,028 l	0,095 l	0,035 l	0,083 l	0,021 l
Höhe des elast. Kerns h'	0,57 h	16,8 cm	0,72 h	17,4 cm	0,49 h	13,2 cm

Die bisher durchgeführte Rechnung ist insofern eine Näherung, als bei ihr — wie bereits erläutert — der Momentenausgleich

$$[M_B] = M_F$$

(Absolutwert des Stützenmomentes = größtes Feldmoment) zugrunde gelegt wurde.

Zum Schluß wird noch kurz die genauere Rechnung⁷⁾ gezeigt, wobei der Momentenausgleich

$$[M_S] = M_F$$

d. h. Absolutwert des Momentes am Ende des Fließbereiches gleich größtem Feldmoment angenommen wird (Abbild. 9). Dies ist hier nur für den Fall I (Durchlaufträger über zwei gleichen Öffnungen mit gleichen Einzellasten in den Drittelpunkten) durchgeführt worden, für die anderen Lastfälle gestaltet sich die Rechnung analog. Es stellt sich hierbei heraus, daß die Ergebnisse dieser genaueren Rechnung so wenig von jenen der Näherungsrechnung verschieden sind, daß man für alle Anwendungen in der Praxis sich ohne weiteres mit der Näherung wird begnügen können.

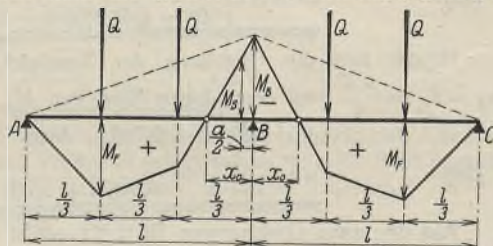


Abb. 9.

⁷⁾ Nach Dipl.-Ing. Knackstedt, Braunschweig.

a) Rechteckquerschnitt.

Der Momenten-Nullpunkt ergab sich aus Gl. 6 mit dem Abstand vom Stützpunkt B:

$$(6) \quad x_0 = \frac{[M_B] l}{[M_B] + Q l}$$

Ferner ist wieder

$$M_S : M_B = (x_0 - \frac{a}{2}) : x_0$$

und andererseits aus der Momentenfigur

$$(27) \quad [M_S] = \frac{Q l}{3} - \frac{[M_B]}{3} = M_F.$$

Daher

$$(28) \quad \frac{Q l - [M_B]}{3 [M_B]} = \frac{x_0 - \frac{a}{2}}{x_0},$$

oder, da x_0 gemäß (6) durch $[M_B]$ und a gemäß (1) durch n ausdrückbar sind, erhält man die folgende Beziehung zwischen n und $[M_B]$ (nach Kürzung durch $[M_B]$ im Nenner)

$$\frac{Q l - [M_B]}{3} = [M_B] \cdot \left(\frac{n-1}{n} \right) - \frac{Q l}{n}$$

Wird obige Gleichung nach $[M_B]$ aufgelöst, so ergibt sich

$$(29) \quad [M_B] = Q l \cdot \frac{(n+3)}{(4n-3)}$$

Ferner gilt für den Rechteckquerschnitt wieder Gl. 9

$$\frac{M_S}{M_B} = \frac{2}{3 - \alpha^2}$$

Hierin wird M_S nach (27) eingesetzt:

$$\frac{Q l - [M_B]}{3 \cdot [M_B]} = \frac{2}{3 - \alpha^2}$$

Demnach ist

$$(30) \quad \alpha^2 = 3 - \frac{6 [M_B]}{Q l - [M_B]}$$

Schließlich gilt für den Momentenausgleich die Beziehung (5)

$$\nu = - \frac{n^2}{3n-1} \left(2 - \frac{k_A + k_C}{2 \cdot [M_B]} \right)$$

Für den vorliegenden Belastungsfall ist

$$k_A = k_C = \frac{2}{3} \cdot Q l$$

$$(31) \quad \mu = \frac{1}{\nu + 1} = \alpha^3 = \frac{1}{1 - \frac{n^2}{3n-1} \left(2 - \frac{2/3 Q l}{[M_B]} \right)}$$

Die drei Gleichungen 29, 30 und 31 enthalten die drei Unbekannten n , α und M_B . Um sie zu lösen, wird zunächst M_B eliminiert, indem M_B aus (29) in (30) und (31) eingesetzt wird. Dies gibt — unter Fortlassung der Zwischenrechnung —

$$(32) \quad \alpha^2 = \frac{n-12}{n-2} \quad \text{und}$$

$$(33) \quad \alpha^3 = \frac{1}{1 + \frac{n^2}{3n-1} \cdot \frac{2n-24}{3(n+3)}}$$

also zwei Beziehungen zwischen den Unbekannten α und n von ähnlicher Bauart wie in der vorhergehenden Näherungsrechnung. Demnach kann auch die Auflösung in analoger Weise erfolgen, indem durch Probieren ein Wert für n gesucht wird, der in (32) und (33) auf der linken Seite für α den gleichen Wert ergibt. Auf diese Weise wurde gefunden

$$\frac{n=22}{\alpha=0,70}$$

Die Länge des Fließbereiches beträgt daher $a = \frac{2}{22} \cdot l = 0,091 l$, die Höhe des elastischen Kerns ist $0,70 h$. Die entsprechende Näherungsrechnung hatte ergeben: $n = 20$, $\alpha = 0,57$; die Fließfigur ist also im letzteren Feld etwas größer. Der Absolutwert des Stützenmomentes berechnet sich nach (29) zu

$$[M_B] = Q l \cdot \frac{n+3}{4n-3} = Q l \cdot \frac{25}{85} = 0,294 Q l.$$

Ferner ist

$$[M_S] = M_F \text{ (nach Gl. 27)} = 0,333 Q l - 0,098 Q l = 0,235 Q l.$$

Die Näherung mit $[M_B] = M_F = 0,250 Q l$ ist etwas zu ungünstig, sofern für die Bemessung das Widerstandsmoment $W = \frac{1}{6} b h^2$ der geradlinigen Spannungsverteilung nach Abb. 3b und nicht etwa das erhöhte Widerstandsmoment W' der Abb. 3a zugrunde gelegt wird, denn $[M_B]$ ist nach der Näherungsrechnung noch etwas größer als $[M_S]$ bei der genauen Untersuchung.

b) I-Profil.

Gl. 29 bleibt bestehen.

$$M_B = Ql \cdot \frac{n+3}{4n-3}$$

An die Stelle von (30) tritt nun die Beziehung (15)

$$\frac{M_S}{M_B} = \frac{W}{W'}$$

worin W' wieder nach (14) einzusetzen ist. Wird hierin M_S nach (27) eingesetzt, so kommt:

$$(34) \quad \frac{Ql - [M_B]}{3 - [M_B]} = \frac{W}{W'}, \text{ woraus} \\ [M_B] = \frac{Ql}{3 \left(\frac{W}{W'} \right) + 1}$$

Durch Gleichsetzung von (29) und (34) und nach Kürzung:

$$\frac{n+3}{4n-3} = \frac{1}{3 \left(\frac{W}{W'} \right) + 1}$$

Somit

$$(35) \quad n = \frac{3 \left(\frac{W}{W'} \right) + 2}{e}$$

worin nach (25)

$$e = 1 - \left(\frac{W}{W'} \right)$$

Ferner kann man nach Gl. 34 $[M_B]$ errechnen. Schließlich findet man durch Einsetzen der Werte von n und $[M_B]$ aus (35) und (34) in (31) den Wert $\mu = \frac{J'}{J}$.

Die Zahlenrechnung für IP 20 liefert:

$$\frac{W}{W'} = \frac{595}{640} = 0,93, \quad e = 1 - \frac{W}{W'} = 0,07.$$

Nach (35):

$$n = \frac{3 \cdot 0,93 + 2}{0,07} = 68,5.$$

Länge des Fließbereiches

$$a = 2 \cdot \frac{l}{n} = \frac{2}{68,5} \cdot l = 0,0292 l.$$

Nach (34):

$$[M_B] = \frac{Ql}{3 \cdot 0,93 + 1} = 0,264 Ql.$$

Nach (15):

$$[M_S] = M_F = 0,93 \cdot 0,264 Ql = 0,245 Ql.$$

Die Näherungsrechnung hatte ergeben:

$$n = 71,5, \quad a = 0,028 l \text{ und } [M_B] = 0,250 Ql.$$

Ferner ist nach (31) laut genauerer Rechnung

$$\mu = \frac{1}{1 - \frac{68,5^2}{3 \cdot 68,5 - 1} \left(2,0 - \frac{2/3 Ql}{0,264 Ql} \right)} = 0,0764.$$

Der entsprechende Wert nach der Näherungsrechnung betrug $\mu = 0,059$.

Wie man erkennt, ist die Näherungsrechnung $[M_B] = M_F = 0,250 Ql$, etwas ungünstiger als die genaue Rechnung $[M_S] = M_F = 0,245 Ql$, sofern man bei der Bemessung des Trägers für das ausgeglichene Moment ($= 0,250 Ql$) das normale Widerstandsmoment W des rein elastisch beanspruchten Querschnitts — und nicht etwa das erhöhte Widerstandsmoment W' des elastisch-plastisch beanspruchten Querschnitts einsetzt. Die genaue Rechnung stellt sich dann etwas günstiger und ergibt die gleichen Spannungen sowohl für das Moment $[M_S]$ mit dem Widerstandsmoment W , als auch für das Moment $[M_B]$ mit dem Widerstandsmoment W' , da ja das Steigerungsverhältnis $M_S : M_B$ der Momente das gleiche ist, wie jenes der Widerstandsmomente $W : W'$ (vgl. Gl. 15). Für praktische Zwecke genügt daher in allen Fällen die Näherungsrechnung $[M_B] = M_F$ und Bemessung mit dem normalen (nicht mit dem erhöhten) Widerstandsmoment W .

Sache der Versuchsforschung müßte es nun sein, Mittel und Wege zu finden, durch Nachmessung der Fließfiguren an durchlaufenden Versuchsträgern unter gesteigerten Belastungen und durch Vergleichung der Messungsergebnisse mit den nach vorstehenden Rechnungen gefundenen Größenwerten des plastischen Bereiches den einwandfreien Beweis für die Richtigkeit der Theorie des Momentenausgleichs zu liefern. Dabei wäre selbstredend — entsprechend den hier getroffenen Annahmen — derjenige Grenzzustand für die Belastung maßgebend, bei dem im gefährlichen Querschnitt im Felde, also am Orte des größten positiven Momentes, eben die Streckgrenze am oberen und unteren Rande erreicht wird, so daß eben (zum letzten Male) noch das geradlinige Spannungsgesetz über den ganzen Querschnitt Gültigkeit hat. Eine Fließfigur dürfte bei einem solchen Versuch also nur über der Zwischenstütze, dagegen noch nicht im Felde auftreten. Sämtliche vorstehend durchgeführten Berechnungen gelten ja nur für diesen Grenzzustand.

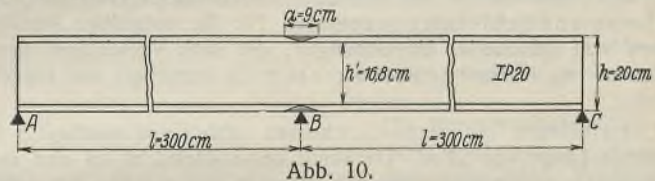


Abb. 10.

Die Abb. 10 zeigt schließlich in maßstäblicher Darstellung den plastischen Bereich für den Belastungsfall I, entsprechend den hier gefundenen Rechnungsergebnissen, für den als Beispiel angeführten Träger IP 20 von 3 m Spannweite.

Alle Rechte vorbehalten.

Die Erweiterungsbauten der Reichspost in Berlin-Schöneberg.

Von Regierungsbaumeister a. D. Willy Wagener und Regierungsbaumeister a. D. Heinz Knoche.

Das Selbstanschlußamt in Berlin-Schöneberg, Hauptstraße 28/29 und Belziger Straße 57, gehört zur Reihe der zur Einführung des automatischen Fernsprechtbetriebes notwendig gewordenen Neubauten der Reichspost. Angegliedert sind ein Sammler- und Maschinengebäude sowie eine Großgarage für elektrische und Benzinwagen mit eigener Ladestelle. Der vor der Vollendung stehende Bau schließt sich an vorhandene Anlagen der Reichspost an. Der Hauptteil der Neubauten liegt auf dem Hinterland sowie an der Belziger Straße und bedeckt eine Grundfläche von rd. 7000 m².

Genauere Belastungsproben hatten ergeben, daß die Tragfähigkeit des Baugrundes zwischen 1,2 und 2,5 kg/cm² schwankte, also nur gering war. Dieser Umstand in Verbindung mit den sehr erheblichen Nutzlasten gab Veranlassung zur Wahl einer Bauweise mit geringsten Eigengewichten. Die befahrbare Decke über dem Kellergeschoß war für Raddrücke von 3000 kg, die darüberliegenden Decken für die Betriebsräume des Selbstanschlußamtes für 600 bis 800 kg/m² Nutzlast zu berechnen. Nach eingehenden Untersuchungen der Wirtschaftlichkeit und technischen Erwägungen entschloß sich die Bauleitung zur Stahlskelettbauweise mit schwachen raumabschließenden Außenwänden. Die Giebelwände, die zur Standsicherheit des Hauptbauteils wesentlich beizutragen hatten, wurden dagegen massiv ausgebildet.

Wenn trotz des stark eingeschränkten Eigengewichtes die Einzelfundamente der Stützen Grundflächen bis zu 36 m² aufweisen, so mag das ein Bild der erheblichen Nutzlast einerseits und des schlechten Baugrundes andererseits geben. Die erforderlichen Gründungsflächen waren an den Grenzen des Grundstückes nicht immer ohne Schwierigkeiten zu erreichen. Die Nachbargebäude wiesen vielfach Setzrisse auf, deren Ver-

größerung befürchtet werden mußte. Dieser Gefahr wurde durch Zuhilfenahme von Bohrpfehlen begegnet¹⁾.

Die Achsenmaße der Front und die Abstände der Mittelstützen ergaben sich aus den Anforderungen des Betriebes. Das Kellergeschoß bildet einen Teil der Kraftwagenhalle; daher mußte zwischen zwei Stützen von höchstens 62 cm Gesamtbreite einschließlich Ummantelung ein Vielfaches der Standbreite eines großen Lastkraftwagens vorhanden sein. Das Erdgeschoß dient ebenfalls als Wagenhalle und Durchfahrt und sollte deshalb möglichst wenig Mittelstützen enthalten, und die gleiche Forderung galt für die darüberliegenden Wäblersäle im Interesse der Übersichtlichkeit und Anordnung der Apparate. Schließlich war die Tiefe des Gebäudes von 15,30 m gegeben. Gewählt wurde ein Stützenabstand von je etwa 8,60 m in der Längsachse, so daß im Kellergeschoß zwischen zwei Stützen drei Wagenstände angeordnet werden konnten und in den darüberliegenden Geschossen bei einer Grundfläche von 52 × 15,3 m nur fünf Mittelstützen stehen.

Die Geschoßhöhen im Keller- und Erdgeschoß waren der Wagenhöhe, in den darüberliegenden Geschossen der Höhe des Hauptverteilers bzw. der Wälggestelle anzupassen. In beiden Fällen ist das Maß vom Fußboden bis zur tiefsten Unterkante eines Unterzuges maßgebend, so daß also für diese keine größere Bauhöhe zur Verfügung stand als für die Deckenträger. Über die hierdurch bedingte Anordnung der Tragwerke aus Stahl wird weiter unten ausführlich berichtet.

Die Decken selbst sind in den Obergeschossen nach einem neuartigen, zum DRP. angemeldeten System ausgeführt. Ursprünglich war eine

¹⁾ Bautechn. 1931, S. 707.

Schlackensteindecke mit Auffüllung vorgesehen; die ausgeführte Doppeldecke (Abb. 1) hat den Vorteil, daß auch unter den Trägern und Unterzügen Hohlsteine vorgelagert werden, so daß ein Verfärben des Putzes unter den Unterflanschen nicht zu befürchten ist. Ferner besteht bei dem Durchstemmen der Decken — mit solchen Arbeiten ist in einem Fernsprechgebäude stets zu rechnen — keine Gefahr, daß die Auffüllung herausrieselt und Staubbewicklung oder Einsinken des Estrichs eintritt. Schließlich ergab sich hierdurch die Möglichkeit, die Gesamtdeckenstärke den Trägerhöhen genau anzupassen oder auch zu vergrößern, ohne daß wesentliche Mehrkosten entstehen. Hiervon wurde bei der Decke über dem Erdgeschoß Gebrauch gemacht, die etwa 50 m lange, 1,50 m breite und 0,25 m hohe Kabelkanäle aufnehmen mußte. Sie erhielt zu diesem Zweck eine Stärke von insgesamt 70 cm, während diese in den übrigen Geschossen ohne Estrich und Putz 37 cm beträgt. Selbstverständlich bietet die Decke eine ebene Untersicht, was nicht nur des Aussehens wegen, sondern vor allem wegen einer glatten Montage der Kabelleitungen usw. erwünscht war. Die Kosten des neuen Deckensystems sind nicht höher als die der ursprünglich vorgesehenen Schlackensteindecke.

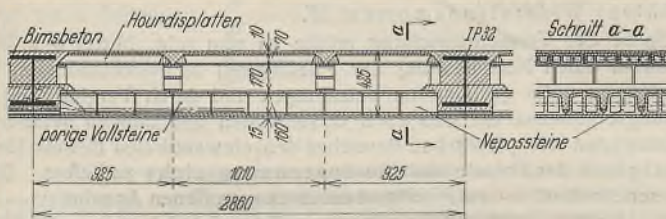


Abb. 1. Deckenquerschnitt.

Die Decke über dem Kellergeschoß stellt eine Fortsetzung der Hofkellerdecke dar und ist deshalb als Plattenbalkendecke in Eisenbeton mit 8,60 m Spannweite zwischen Stahlunterzügen ausgebildet.

Die Berechnung des Stahlskeletts und der hierfür erforderlichen Massen lag für den Vorentwurf in den Händen des beratenden Ingenieurs Dr.-Ing. Freiherrn von Schleinitz in Potsdam. Für die endgültige Ausführung ergaben sich mancherlei Abweichungen, die nach Vorschlägen der mit der Ausführung betrauten Firma Breest & Co. berechnet und ausgeführt wurden.

Der Hauptbau mit sechs Geschossen erhielt von vornherein seine endgültige Länge von 52 m. Da somit keine Rücksicht auf eine spätere Verlängerung genommen zu werden brauchte und der Bau mit massiven Decken ausgestattet wurde, ergab sich die Ableitung der waagerechten Kräfte in einfachster Weise durch Übertragung auf die Giebelwände. Diese mit verhältnismäßig kleinen Wandöffnungen bei 38 bis 64 cm Mauerstärken bedurften für diesen Zweck keiner Kreuzverbände. Eine Ausnahme bildet lediglich das Kellergeschoß der der Hauptstraße zugekehrten Giebelwand. Während in allen übrigen Geschossen nur Sturz- und Abfangträger zur Aufnahme der senkrechten Lasten angeordnet sind, waren an der bezeichneten Stelle Öffnungen von etwa 3,6 bzw. 6,9 m erforderlich. Der dazwischenliegende Wandteil von 4,15 m Breite wurde zur Unterbringung eines kräftigen Windkreuzes in Stahl benutzt, welches die auf die halbe Gebäudelänge entfallenden Windkräfte in die Fundamente leitet.

Für die Längswände war eine Mindestwandstärke von 38 cm vorgesehen, so daß sich auch hier ein engmaschiges Stahlfachwerk erübrigte. Die bedeutenden, auf die Stützenachsen entfallenden senkrechten Lasten wurden Stahlstützen übertragen, die außer den Windkräften in jedem Einzelgeschoß keine waagerechten Lasten senkrecht zur x-Achse aufnehmen und infolgedessen mit verhältnismäßig kleinen Querschnitten ausgebildet werden konnten. Für den Winddruck auf die Giebelwände wurde mit hinreichender Genauigkeit gleichmäßiges Zusammenwirken aller Stützen einer Wand angenommen. In den Längswänden wurden sämtliche Unterzüge und Stützen biegefest zu Rahmen vereinigt. Für diese wurde als Wendepunkt der elastischen Linie die Stützenmitte vorausgesetzt, eine Annahme, die unter Berücksichtigung der in den Massen der Längswände liegenden Widerstandsreserve zulässig erscheint. Als Hauptprofil der Außenstützen wurden Breitflanschträger von 28 bis 40 cm Höhe benutzt, die in den Untergeschossen durch Winkel an den Innenflanschen, zum Teil auch durch außen aufgelegte Platten verstärkt wurden.

Die Innenstützen brauchten mit Rücksicht auf die oben beschriebene Ableitung der Windkräfte nur für senkrechte Lasten berechnet zu werden, wobei mit Rücksicht auf den außermittigen Anschluß der Querunterzüge auch einseitige Nutzlast infolge des dadurch hervorgerufenen Biegemomentes zu berücksichtigen war. Diese Momente hielten sich aber in sehr engen Grenzen, so daß trotz der erheblichen senkrechten Lasten (zum Teil über 450 t) je ein Breitflanschträger 40 bzw. 50 genügte. Verstärkungen wurden durch Platten bzw. innen angeordnete Winkel erzielt (Abb. 2).

Wie aus der Darstellung der Stützenberechnung hervorgeht, ist — entgegen der meist üblichen Berechnungsweise — absichtlich auf ein rahmenartiges Zusammenwirken der Stützen mit den Querunterzügen verzichtet. Der Grund liegt in der Anordnung, die sich nach eingehenden Erwägungen für das Tragwerk im 2. bis 4. Geschoß ergab.

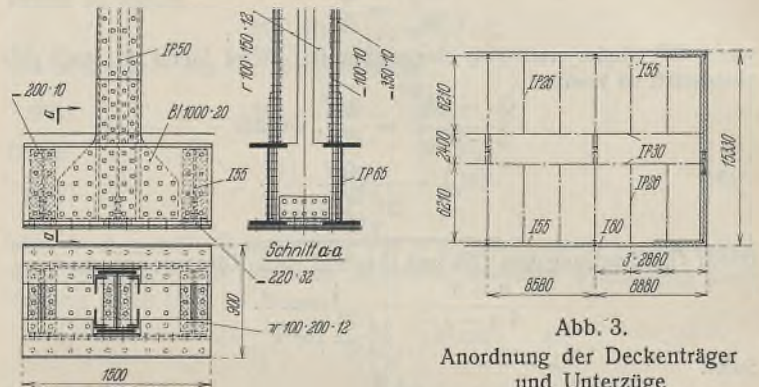


Abb. 2. Stützenfuß.

Abb. 3. Anordnung der Deckenträger und Unterzüge im 2. bis 4. Geschoß.

Diese Geschosse nehmen das eigentliche Selbstanschlußamt auf, dessen betriebliche Anforderungen die eingangs erwähnten Vorschriften über die Bauhöhe der Decken veranlaßt hatten. Der der Ausschreibung zugrunde liegende Entwurf hatte für diese Geschosse als Unterzüge Breitflanschträger aus St 37 mit Verstärkungen aus Platten in hochwertigem Stahl vorgesehen und außerdem von der völligen oder teilweisen Einspannung bzw. Durchführung über mehrere Stützen weitgehenden Gebrauch gemacht. Die mit der Ausführung betraute Stahlbaufirma äußerte aber Bedenken gegen die Verwendung zweier verschiedener Stahlarten in einem und demselben Querschnitt und wies ferner auf die konstruktiven Schwierigkeiten hin, die sich aus der sehr engen Begrenzung der für das Stahltragwerk zur Verfügung gestellten Querschnitte ergab. Sie schlug demgegenüber eine Aufteilung der Deckenträger und Unterzüge gemäß Abb. 3 vor, wobei nur St 37 verwandt zu werden brauchte und alle Vorschriften hinsichtlich der Querschnittsausmaße innegehalten wurden.

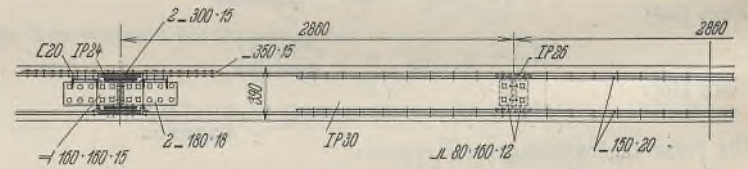


Abb. 4. Konstruktive Durchbildung der Zwischenunterzüge.

Danach spannen sich die Steineisendecken zwischen Deckenträgern aus Breitflanschprofilen 26 in Abständen von 2,86 m. Die Stützweite der Deckenträger beträgt dabei 6,215 m, bleibt also wesentlich unterhalb der Grenze, für die ein Nachweis der Durchbiegung erforderlich ist. Die Deckenträger sind als gewöhnliche Balken auf zwei Stützen berechnet. Sie finden ihr Auflager außen auf den Wandunterzügen, deren Bauhöhe nicht beschränkt war und die infolgedessen als hohe Normalprofile (55 und 60) ausgeführt wurden, womit sich gleichzeitig eine gute Einspannung der Außenstützen mit Rücksicht auf Windkräfte gegen die Giebelwand ergab. Innen liegen die Deckenträger auf Zwischenunterzügen, die parallel zu den Längswänden verlaufen und Stützweiten von 8,58 m haben. Bei diesen konnte durch Laschen auf der Zugseite eine teilweise Einspannung hergestellt und damit eine wesentliche Verminderung der Feldmomente erreicht werden. Es ergab sich der Querschnitt nach Abb. 4

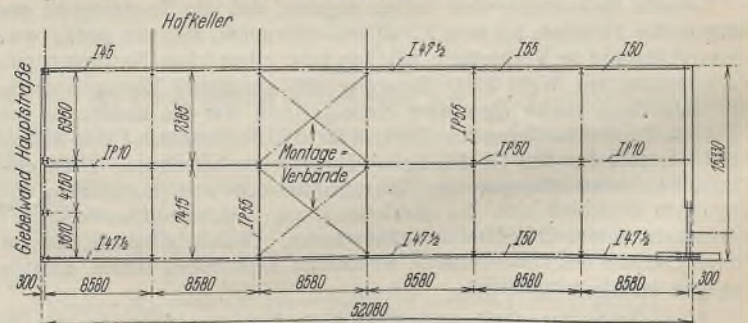


Abb. 5. Erdgeschoßgrundriß.

mit einer Gesamthöhe von 30 cm ohne Nietköpfe bei einer größten Durchbiegung von 15,7 mm gegenüber einer zulässigen Durchbiegung von 17,2 mm.

Die Zwischenunterzüge stützen sich auf die quer zur Längsachse des Gebäudes laufenden Hauptunterzüge. Diese haben die größte Belastung aufzunehmen und außerdem die Massivdecken auszusteißen. Trotzdem kam man, ohne Einspannung mit flachstahlverstärkten Breitflanschträgern 24 aus und konnte damit die zulässige Bauhöhe einhalten, wobei die Verminderung der Stützweite durch die Stützenbreite berücksichtigt und

architektonisch besonders durchgebildeten Fachwerkwände (Abb. 6 u. 9). Dagegen ist auf Kreuzverbände zur Windaussteifung verzichtet, das Treppenhaus gegen die Einwirkung waagerechter Kräfte vielmehr durch Anschluß an den Hauptbau gesichert. Der umgekehrte Weg, das Treppenhaus als unten eingespannten Freitragler in Stahlskelett zu konstruieren und andere Bauteile dagegen zu lehnen, wird häufig angewandt, jedoch

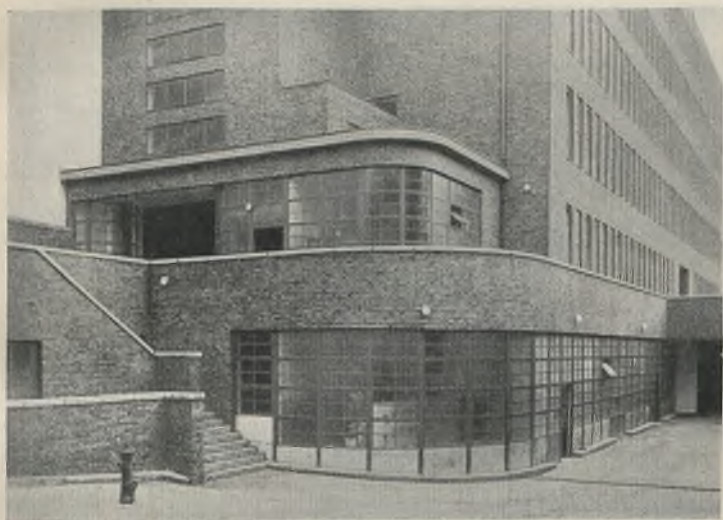


Abb. 6. Ansicht des Gebäudes vom Hof aus.

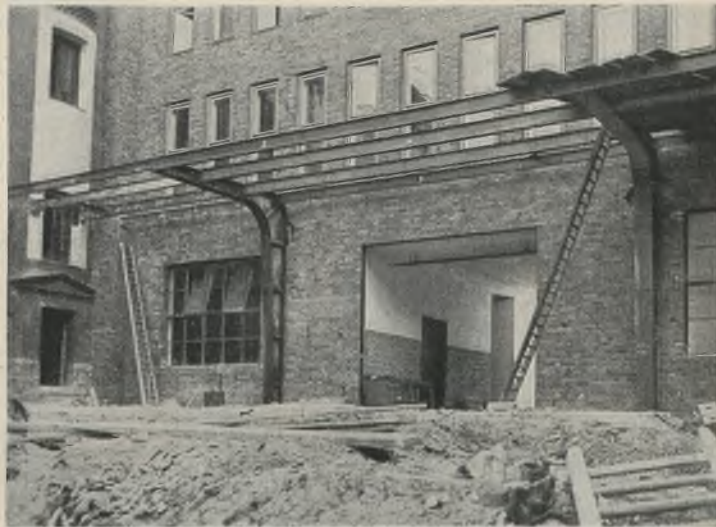


Abb. 8. Geschweißte Stahlkonstruktion des Vordaches.

dementsprechend die Exzentrizität des Anschlusses bei der Berechnung eingeführt wurde.

Im Laufe der Entwurfsbearbeitung wurde der Gedanke erwogen, die Unterzüge als Balken auf drei Stützen auszubilden. Sie zu diesem Zwecke durch die Mittelstützen hindurchzustecken, war aus den oben erwähnten Gründen wegen der Vorschriften über den Stützenquerschnitt nicht möglich. Ein anderer Vorschlag ging dahin, die Stützen in jedem Geschos zu stoßen, eine Anordnung, wie sie bei dem eben vollendeten Stahlskelett des Neu-

wird häufig die Rücksichtnahme auf Fenster- und Türöffnungen die Anordnung der Windverbände erschweren.

Weitgehende Verwendung fand der Stahl als Baustoff bei dem niedrigen und langgestreckten Gebäude, welches die Benzinkraftwagen und die Ladestelle aufnimmt. Bei der abgerundeten Fachwerkwand des Ladestellengebäudes konnten die architektonischen Formgebungen mit den konstruktiven Gesichtspunkten mit Hilfe der elektrischen Lichtbogenschweißung auf das Beste vereint werden.

Die Benzinkraftwagenhalle erhielt Stahlbinder sowie Stahlstützen an der aufgelösten Vorderwand, während die geschlossene und niedrige Rückwand in massivem Mauerwerk erstellt wurde. Die Steifigkeit gegen Wind auf die Längswände wurde erreicht, indem die Binder aus Walzprofilen mit den Torstielen durch elektrisch eingeschweißte Ecken zu Halbrahmen verbunden wurden (Abb. 7).

Die Lichtbogenschweißung fand auch bei der Konstruktion des Vordaches Anwendung (Abb. 8). Das ganze Bauwerk, dessen Lichtbild Abb. 9 zeigt, darf als ein gutes Beispiel für die Ausschöpfung der Möglichkeiten bezeichnet werden, die der neuzeitliche Stahlbau für eine Anlage des modernen Post- und Fernsprechbetriebes bietet, ohne daß an den dafür geeigneten Stellen auf Beibehaltung der Massivbauweise verzichtet worden wäre. Der Stahl ist als Baustoff überall dort verwandt, wo er am Platze ist; mit seiner Hilfe erfolgte die Überspannung weiter Flächen, die Auflösung von Wänden zum Durchlassen von Luft und Licht und zur Herstellung von Einfahrtöffnungen mit dauerhafter Schutzeinfassung, die Ableitung großer senkrechter und waagerechter Kräfte bei geringster Raumbeanspruchung. Dagegen ist dem Massivbau dort sein Recht gelassen, wo es ihm zukommt, das heißt bei geschlossenen Wandflächen von geringer Höhe, die sich selbst tragen können, und an den Stellen, wo andere als statische Gründe Mauerstärken vorschrieben, die, einmal gegeben, nun auch zur weiteren Kraftübertragung herangezogen werden konnten.

Die Lieferung und Aufstellung der gesamten Stahlkonstruktion erfolgte durch die Firma Breest & Co. in Berlin. Die Gründungsarbeiten sowie einen Teil der sonstigen Bauarbeiten hatte die Continentale Bau A.-G. in Berlin übernommen, während ein weiterer Teil von der Firma F. C. Reincke & Co. ausgeführt wurde.

Die Lieferungs- und Aufstellungsarbeiten der gesamten Stahlkonstruktion erfolgte durch die Firma Breest & Co. in Berlin. Die Gründungsarbeiten sowie einen Teil der sonstigen Bauarbeiten hatte die Continentale Bau A.-G. in Berlin übernommen, während ein weiterer Teil von der Firma F. C. Reincke & Co. ausgeführt wurde.

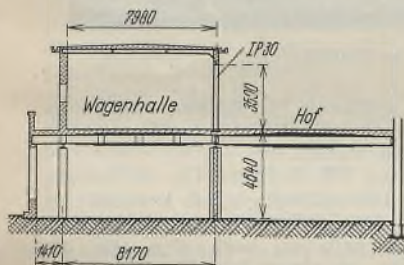


Abb. 7. Benzinkraftwagenhalle.

baues der Allgemeinen Ortskrankenkasse in Berlin zur Erzielung der Rahmenwirkung mit gutem Erfolge durchgeführt worden ist.

In Schöneberg gab man der oben beschriebenen Lösung den Vorzug, weil keine Konstruktionsteile über die Oberkante des Fußbodens hinausragen sollten und die freie Leitungsführung nicht beeinträchtigt werden durfte.

Das geringe Mehrgewicht der als Balken auf zwei Stützen statt als Rahmenriegel oder durchlaufende Träger berechneten Unterzüge wurde in wirtschaftlicher Hinsicht durch die Ersparnis an steifen Ecken und die Einfachheit der Montage völlig ausgeglichen.

Da die Unterzüge in der Längsrichtung des Gebäudes infolge der Gesamtanordnung des Deckentragwerks in Abständen von 1,20 m an den Stützenachsen vorbeilaufen, wurden die Stützen in dieser Richtung durch zwei danebengelegte $\square 20$ gegen Verschiebungen in der y -Achse gesichert (vgl. Abb. 4). In den übrigen Geschossen waren keine besonderen Einschränkungen für die Bauhöhe gegeben, so daß in diesen Deckenträger und Unterzüge in üblicher Weise wie z. B. nach Abb. 5 angeordnet werden konnten.

Für den unteren Teil des Treppenhauses sowie für die Treppenkonstruktion kam ein Stahlskelett zur Verwendung, insbesondere für die



Abb. 9. Ansicht des fertiggestellten Gebäudes.

und Fernsprechbetriebes bietet, ohne daß an den dafür geeigneten Stellen auf Beibehaltung der Massivbauweise verzichtet worden wäre. Der Stahl ist als Baustoff überall dort verwandt, wo er am Platze ist; mit seiner Hilfe erfolgte die Überspannung weiter Flächen, die Auflösung von Wänden zum Durchlassen von Luft und Licht und zur Herstellung von Einfahrtöffnungen mit dauerhafter Schutzeinfassung, die Ableitung großer senkrechter und waagerechter Kräfte bei geringster Raumbeanspruchung. Dagegen ist dem Massivbau dort sein Recht gelassen, wo es ihm zukommt, das heißt bei geschlossenen Wandflächen von geringer Höhe, die sich selbst tragen können, und an den Stellen, wo andere als statische Gründe Mauerstärken vorschrieben, die, einmal gegeben, nun auch zur weiteren Kraftübertragung herangezogen werden konnten.

Die Lieferung und Aufstellung der gesamten Stahlkonstruktion erfolgte durch die Firma Breest & Co. in Berlin. Die Gründungsarbeiten sowie einen Teil der sonstigen Bauarbeiten hatte die Continentale Bau A.-G. in Berlin übernommen, während ein weiterer Teil von der Firma F. C. Reincke & Co. ausgeführt wurde.

Verschiedenes.

Das Hochhaus der Allgemeinen Bankvereinigung in Antwerpen wird in einem Aufsatz von Ingenieur Holzwarth, Duisburg, in Nr. 1 des Jahrgangs 1932 der Zeitschrift „Der P-Träger“ behandelt.

Dieses Gebäude darf insofern besonderes Interesse beanspruchen, als es zur Zeit das höchste Hochhaus Europas darstellt. Einige bemerkenswerte Einzelheiten werden deshalb im folgenden kurz wiedergegeben.

Insgesamt wurden 3000 t St 37 verwendet, davon fast 2400 t P-Träger. Wegen der großen Kräfte — die größte Stützenlast beträgt etwa 950 t — reichten die normalen Profile nicht überall aus, so daß dann entsprechend starke Vorprofile verwendet werden mußten. Die Stützenstränge gehen mit Rücksicht auf eine möglichst einfache Ausführung über je drei Stockwerke ungestoßen durch. Die Stützenkräfte werden in den Stößen durch



Abb. 1. Ansicht des fertigen Gebäudes vom Schoenmarkt aus.

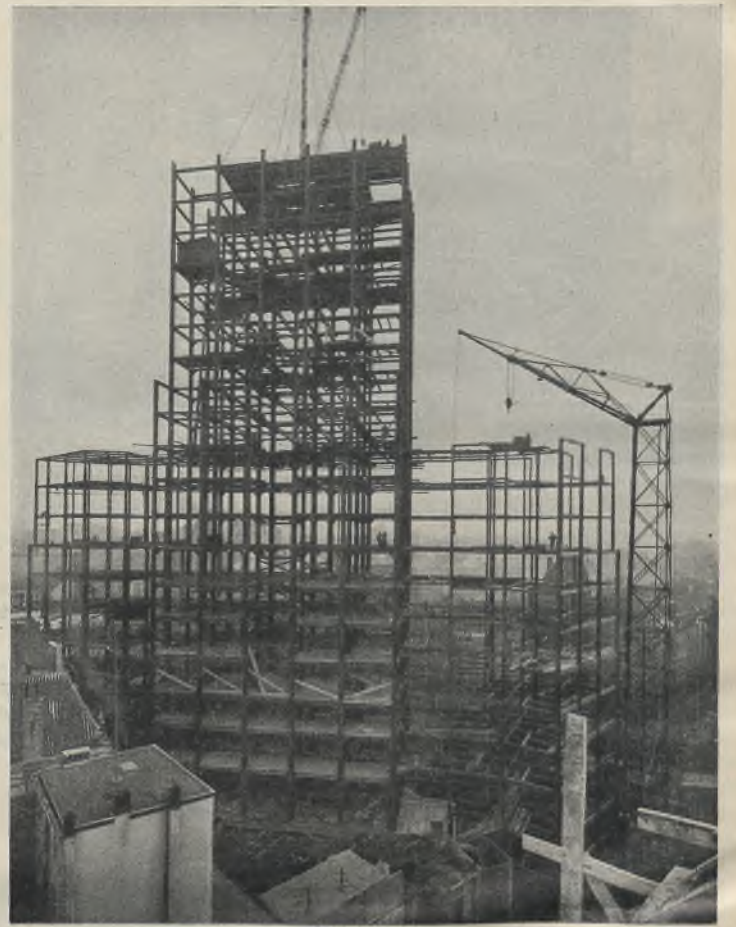
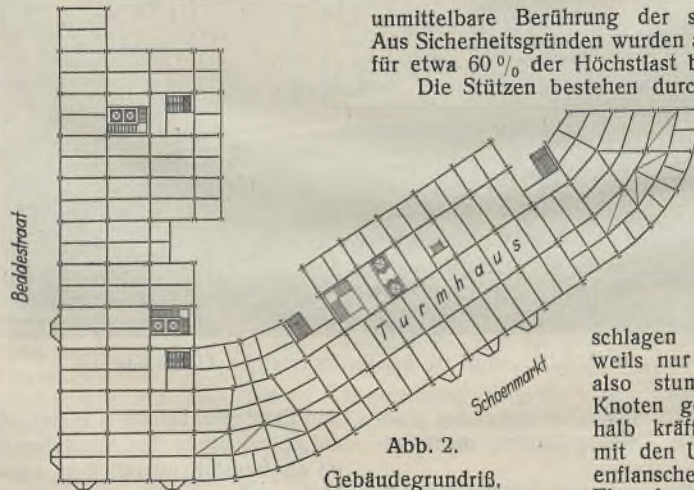


Abb. 3. Montage des Stahlskeletts.

Von dem gesamten Gebäude wird besonders der Bauteil am Schoenmarkt (s. Abb. 2) behandelt, da der Teil an der Beddestraat keine Besonderheiten bietet. Der Bauteil am Schoenmarkt besteht, wie Abb. 1 u. 2 zeigen, aus einem Turmbau von 86 m Höhe mit 25 Stockwerken und zwei seitlichen bogenförmigen Anbauten mit 10 Stockwerken. Außerdem sind in dem ganzen Gebäude zwei Kellergeschosse vorhanden. Das unterste Kellergeschoß enthält die Banktresore sowie die Einrichtungen für Heizung, Warmwasserversorgung usw. und das obere Kellergeschoß u. a. ein Restaurant. Über Flur befinden sich die Geschäftsräume der Bank, Läden, Büros, Privatwohnungen usw. Im obersten Stockwerk ist ein Wasserbehälter von 200 m³ eingebaut.

Die gesamte Tragkonstruktion besteht aus Stahl. Zwecks Aufnahme der Windkräfte sind im Turmbau die Stützenstränge in allen Geschossen mit den Unterzügen in beiden Richtungen biegesteif verbunden, so daß hier 5 bzw. 6 senkrecht zueinander stehende Rahmensysteme vorhanden sind. Der Winddruck auf die Anbauten wird, soweit er parallel zur Straßenfront wirkt, auf den Turmbau abgeleitet, während die senkrecht dazu wirkenden Kräfte durch besondere Rahmensysteme aufgenommen werden. Die Gründung des Gebäudes erfolgte auf einer durchgehenden Eisenbetonplatte. Da die Bodenpressung unter dem Turmbau bedeutend größer als unter den Anbauten ist und da infolgedessen mit verschiedenen großen Setzungen zu rechnen war, wurde die Betonplatte beiderseits des Turmbaus durch eine senkrechte Fuge unterbrochen. Aus demselben Grund wurden auch in dem ersten Feld der seitlichen Anbauten die Unterzüge gelenkig an die Stützen angeschlossen, um auf diese Weise kleine Bewegungen unschädlich zu machen.

Die konstruktive Durchbildung der Einzelheiten wurde stark durch die besonders weitgehende Verwendung von I-P-Profilen beeinflusst.

Abb. 2.
Gebäudegrundriß.

unmittelbare Berührung der sauber gefrästen Stirnflächen übertragen. Aus Sicherheitsgründen wurden außerdem noch Laschen zugegeben, welche für etwa 60% der Höchstlast bemessen wurden.

Die Stützen bestehen durchweg aus I-P-Profilen. Die Ausbildung der Turmstützen geschah in der Weise, daß drei I-P-Profile, von welchen zwei etwa halb so hoch sind wie das dritte, zu einem kreuzförmigen Querschnitt zusammengefügt wurden, indem je ein Flansch der kleineren mit dem Steg des größeren Profils verbunden wurde. Diese Verbindung mußte durch Schrauben erfolgen, da sich in den inneren Flanschen keine Niete schlagen ließen. Die Rahmenriegel reichen jeweils nur von einer Stütze zur nächsten, stoßen also stumpf vor die Stützenflansche. Um die Knoten genügend steif zu machen, mußten deshalb kräftige Konsole angeordnet werden, welche mit den Unterflanschen der Träger und den Stützenflanschen verschraubt wurden. Die oberen Flansche wurden außerdem noch durch schräge Flachstäbe miteinander verbunden, um die Zugspannungen um die Stützen herumzuleiten.

Der Auftrag auf Lieferung und Aufstellung der Stahlkonstruktion wurde der DEMAG A.-G. in Duisburg Anfang Juni 1929 erteilt. Mit der Aufstellung des Stahlgerüsts wurde am 25. Oktober 1929 begonnen. Bis zum 10. Stockwerk wurde sie mit Hilfe eines fahrbaren Turmdrehkrans und darüber hinaus über jeweils 3 Stockwerke mit einem besonders konstruierten Schwenkmast durchgeführt (s. Abb. 3). Am 25. März 1930 war die Aufstellung beendet. Dipl.-Ing. A. Schultz, Breslau.

INHALT: Rechnerische Untersuchungen über die Größe des Pfließbereiches in stählernen Durchlaufbalken unter Berücksichtigung des Momentenausgleiches. — Die Erweiterungsbauten der Reichspost in Berlin-Schöneberg. — Verschiedenes: Hochhaus der Allgemeinen Bankvereinigung in Antwerpen.

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.

Abdeckung der Fahrbahn erfolgt durch Kleinpflaster von 8 cm Stärke in trockenem Mörtel, die der Fußwege durch 8 cm starke Eisenbetonplatten und einen Härtebeton-Überzug mit Duromitzusatz.

Die Hohlräume zwischen den Fußwegplatten und den Querträgern dienen zur Überführung von Kabelleitungen, während zur Überführung von Gas- und Wasserleitungen in den Querträgern je zwei kreisförmige Aussparungen vorgesehen sind.

Das Gesamtgewicht der Stahlkonstruktion einschließlich Stahlgußlager beträgt etwa 300 t.

Als Belastungen waren zu berücksichtigen:

a) Ständige Last.

Abdeckung der Fahrbahn . . .	= 810 kg/m ²
Abdeckung der Fußwege . . .	= 220 kg/m ²
Gas- und Wasserleitungen . . .	= 400 kg je m Brückenlänge
Kabelleitungen	= 100 kg „ „

b) Verkehrslast.

Dampfwalze von 23 t Gewicht	
Lastkraftwagen von 9 t Gewicht	
Menschengedränge	= 470 kg/m ²

c) Zugelassene Beanspruchungen.

Zug- und Biegebeanspruchungen	Hauptkräfte kg/cm ²	Haupt- und Zusatzkräfte kg/cm ²
Haupt-Fahrbahn- und Fußwegträger		
St 37	1400	1600
St 52	2100	2400
Wind- und Querverbände		
St 37	1200 kg/cm ²	
St 52	1800 kg/cm ²	

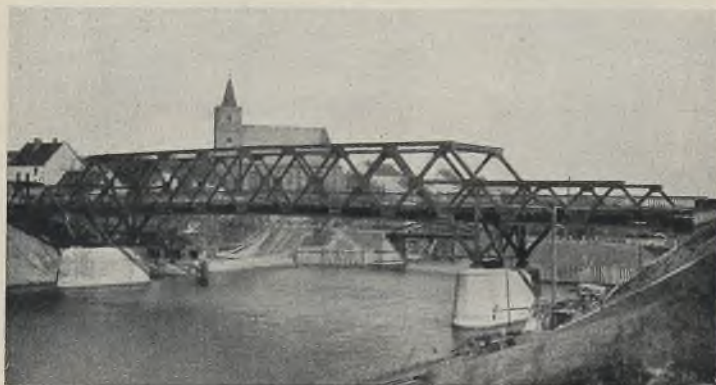


Abb. 5. Ansicht der fertiggestellten Brücke.

Um den Einbau von Montagerüstungen in die Mittelöffnung zu vermeiden, wurde die Stahlkonstruktion der Mittelöffnung und einer Seitenöffnung an einer Uferseite auf dem Damm zusammengebaut, um sie unter Verwendung eines Breslauer Maßkahnes von 500 t Tragkraft in der Brückenlängsrichtung einzufahren (Abb. 4). Zu diesem Zwecke mußten die beiden



Abb. 4. Einfahren der an Land zusammengebauten Mittelöffnung und einer Seitenöffnung mit Hilfe eines Oderkahnes.

Seitenöffnungen eingerüstet werden. Die auf dem Damm zusammengebaute Brücke wurde zunächst mittels vier Verschiebewagen so weit vorgefahren, daß das wasserseitige Brückenende in der üblichen Art auf den mit der Holzrüstung versehenen Kahn aufgelegt werden konnte. Das Einfahren des einseitig auf dem Kahn ruhenden Überbaues erforderte die Zeit von 35 Minuten. Nachdem der Überbau auf die Pfeiler abgesetzt war, erfolgte die Montage des noch einzubauenden zweiten Kragarmes.



Abb. 6. Durchblick durch die neue Oderdeichbrücke.

Die Abb. 5 u. 6 vermitteln Längsansicht und Durchblick durch den fertiggestellten Überbau.

Die sämtlichen Baustellenarbeiten wurden unter der Aufsicht des Preussischen Neubauamtes für den zweiten Schleusenabstieg in Fürstenberg (Oder) ausgeführt.

Über die Prüfung von Schweißverbindungen durch Anfräsen oder Röntgenstrahlen.

Alle Rechte vorbehalten.

Von Dr.-Ing. R. Bernhard, Berlin, und Dr.-Ing. Matting, Wittenberge.

In neuerer Zeit ist in den Fachzeitschriften viel über die Untersuchung von Schweißverbindungen, insbesondere durch Anfräsungen¹⁾ sowie durch Röntgenstrahlen²⁾ veröffentlicht worden. Im folgenden werden kurz Vor- und Nachteile dieser beiden, zur Zeit wohl hauptsächlich in Frage kommenden Untersuchungsverfahren für Schweißverbindungen zusammengestellt, nachdem nunmehr für beide Verfahren praktische Ergebnisse vorliegen.

Das Anfräsen³⁾ ist ein seit langem bekanntes Prüfverfahren. Auch das Anätzen⁴⁾ ist im Zusammenhang mit dem Anfräsen der Metallographie entlehnt. Technische Grobstrukturuntersuchungen mit Röntgenstrahlen sind jedoch erst neueren Datums. Ihre Entwicklungsmöglichkeiten sind noch keineswegs erschöpft.

Die beim Röntgenverfahren zur Zeit in vielen Fällen noch stichprobenweise Untersuchung ist beim Anfräsen in allen Fällen auf Stich-

proben beschränkt. Die Schwierigkeit solcher Stichproben besteht stets darin, überhaupt Fehlstellen aufzufinden, deren Entdeckung daher oft vom Zufall abhängen wird. Eine schlecht ausgeführte Schweißstelle kann äußerlich gut aussehen, ihr minderwertiges Innere mag aber trotzdem dem Prüfer entgehen.

Grundsätzlich sind solche Stichprobenverfahren daher vorzuziehen, deren Einzeluntersuchungen möglichst dicht beieinander liegen können.

A. Das Anfräsen.

Als Vorteil des Anfräsens muß man anführen, daß die Untersuchungen mit Hilfe einer wohl auf jeder Baustelle stets vorhandenen Handbohrmaschine verhältnismäßig leicht durchzuführen sind.

Als Nachteil des Anfräsens wäre zu erwähnen, daß man, wenn auch durch Anfräsen der Naht nur ein Nahtlängenverlust und keineswegs eine Zerstörung des Bauwerks eintritt, diese Anfräsung wohl nur bei solchen Hochbauten in Kauf nehmen darf, bei denen keinerlei dynamische Beanspruchungen auftreten.

B. Das Röntgenverfahren.

Dem Röntgenverfahren sind zur Zeit noch gewisse Grenzen gesetzt.

Als Vorteil ist zu erwähnen, daß durch Aneinanderreihen von Röntgenaufnahmen ohne jegliche Nahtschwächung besonders wichtige Schweißnähte vollkommen durchgeprüft werden können, dem Verfahren

¹⁾ H. Schmuckler, Bemerkungen zu § 10/2 der neueren Schweißvorschriften. Stahlbau 1932, Heft 2, S. 15.

²⁾ Grimm u. Wulff, Vereinfachung von röntgentechnischen Grobstrukturuntersuchungen durch praktische Hilfsmittel. Autogene Metallbearbeitung 1932, Heft 5, S. 65.

³⁾ Vgl. Bardtke, Darstellung der gesamten Schweißtechnik. 2. Aufl., S. 228. VDI-Verlag.

⁴⁾ Memmler, Das Materialprüfwesen. 2. Aufl., S. 136. Verlag von Ferdinand Enke.

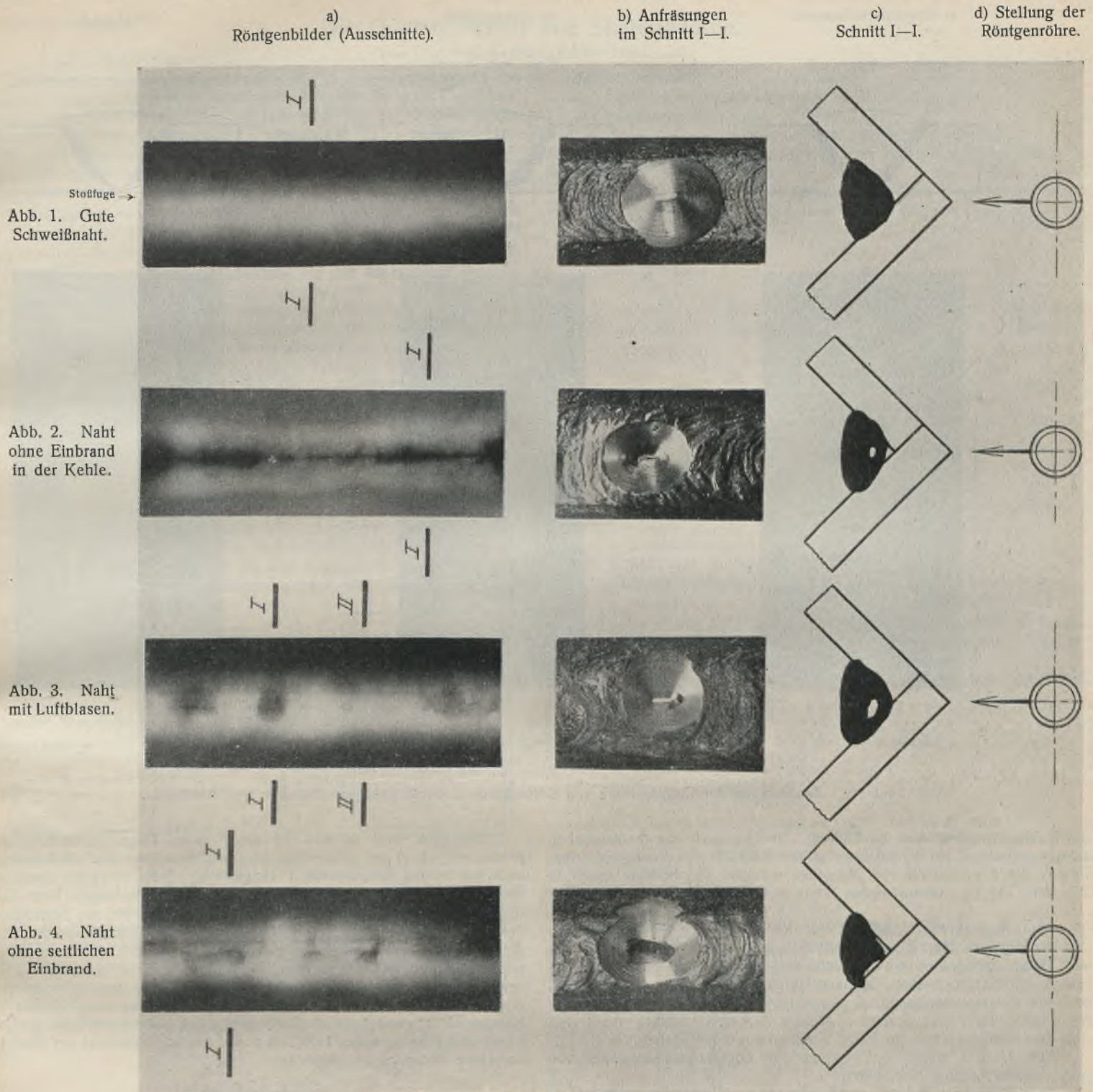


Abb. 1 bis 4. Bestimmung der Güte von Schweißraupen durch Röntgenaufnahmen und Anfräsen.

also der Charakter der Stichprobe im Gegensatz zum Anfräsen völlig genommen werden kann. Der größere Zeitaufwand für die Aufnahme mehrerer Röntgenbilder wird durch die bessere Ausbeute des Prüfbefundes und die dadurch zunehmende Sicherheit ausgeglichen.

Als Nachteil ist hervorzuheben, daß insbesondere das Auswerten der Aufnahmen eine größere Übung erfordert, wodurch sich das Verfahren jedoch von anderen, hochwertigen Prüfarten nicht unterscheidet.

Unmittelbare Beobachtungen auf dem Leuchtschirm ermöglichen mit Hilfe rauchhelmartig ausgebildeter Kopfmasken aus dünnem Bleigummi auch im Freien Durchleuchtungen, jedoch nur bis 20 mm Stahldicke. Bei größeren Dicken bis zu 100 mm Stahl wird eine stichprobenweise Durchleuchtung mit Hilfe röntgenphotographischer Aufnahmen immerhin Aufschluß über eine Nahtbeschaffenheit bis 400 mm Länge ermöglichen. In vielen Fällen, z. B. an wichtigen Knotenpunkten sowie Quer- und Längsträgeranschlüssen, wird eine Schweißnahtlänge von 400 mm kaum überschritten werden.

Allgemein kann gesagt werden, daß es kaum von Bedeutung sein wird, die Einbrandtiefe zu bestimmen, wenn überhaupt feststeht, daß eine

innige Verbindung zwischen Bau- und Zusatzstoff eingetreten ist⁵⁾. Ein Bindefehler, also ein Kleben des Zusatzstoffes am Baustoff, läßt sich im Röntgenbild deutlich nachweisen. Bei einwandfreiem Einbrand, also allmählichem Übergang zwischen Baustoff und Zusatzstoff, ist eine strenge Grenzlinie zwischen beiden im Röntgenbild nicht vorhanden. Nur durch Anätzen läßt sich dieser Übergang feststellen.

Die zahlreichen, bereits durchgeführten Untersuchungen an Bauwerken haben gezeigt, daß irgendwelche Beförderungsschwierigkeiten von Röntgenanlagen in Eisenbahn- oder Lastkraftwagen nicht bestehen. Die Kosten einer Betriebsstunde Schweißnahtdurchleuchtung errechnen sich selbst bei den zur Zeit größten Anlagen ungünstigstenfalls zu 10 RM/h, wobei die Abschreibung der Anlage mit einbegriffen ist⁶⁾. Ein Schutz gegen Röntgenstrahlen und Hochspannung läßt sich u. a. verhältnismäßig einfach

⁵⁾ W. Prox, Erkenntnisse und Erfolge bei der elektrischen Schweißung. Z. d. V d I, 1932, Heft 21.

⁶⁾ Kantner u. Herr, Die Röntgendurchstrahlung im Dampfkesselbetrieb. Zeitschr. des Bayerischen Revisionsvereins 1931, Heft 16, S. 205.

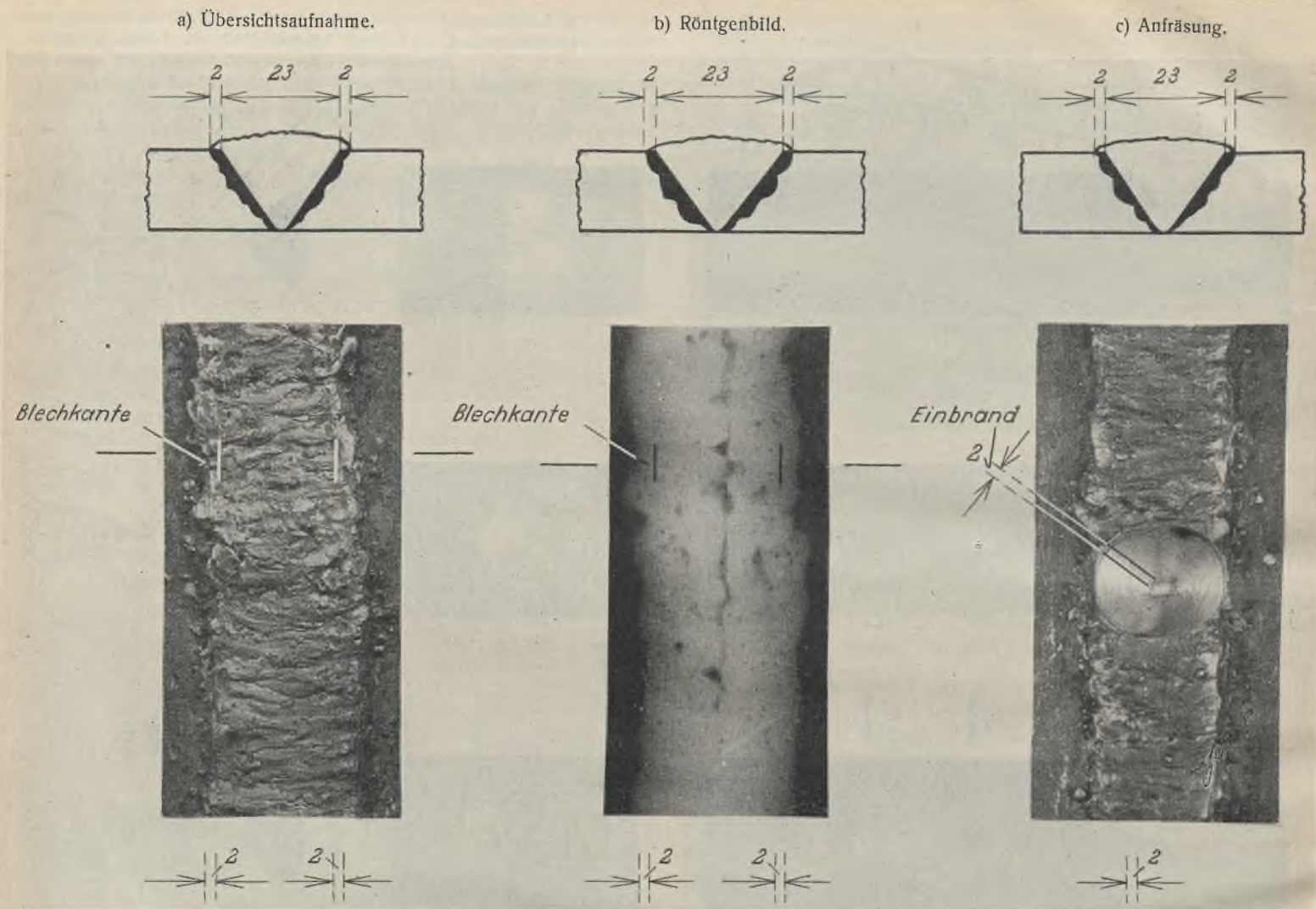


Abb. 5a bis c. Bestimmung der Einbrandtiefe von Schweißraupen durch Röntgenaufnahmen und Anfräsen.

durch Absperrmaßnahmen durchführen. Im Gegensatz zur medizinischen Röntgentechnik ist bei Werkstoffaufnahmen mit Hilfe von photographischen Filmen die Anwesenheit von Menschen während der Belichtungszeit in der Nähe der zu untersuchenden Stelle nicht erforderlich.

C. Gegenüberstellung von Versuchsergebnissen.

In den nun folgenden Abbildungen wird durch Gegenüberstellung von Untersuchungen an ein und derselben Schweißnaht durch beide Verfahren ein Vergleich ihrer Leistungsfähigkeit ermöglicht. Bemerkenswert ist, daß die Original-Röntgenfilme wesentlich schärfer ausfallen als es die Wiedergabe ihrer hier gezeigten Abzüge (Negative) zuläßt. Auch sind von den Röntgenfilmen nur kurze Abschnitte wiedergegeben.

Abb. 1 bis 4 zeigen Anfräsungen und Röntgenuntersuchungen von guten und schlechten Kehlnähten.

Über Abb. 1a bis c, die eine einwandfreie Kehlnaht, ausgeführt mit umhüllten Elektroden wiedergeben, ist nur zu bemerken, daß im Röntgenbild die Fuge zwischen den beiden gestoßenen Blechen als waagrecht durchlaufende schwarze Linie erkennbar ist.

In Abb. 2a bis c ist im Scheitel der Kehlnaht keine Bindung eingetreten. Als Vorteil des Röntgenbildes ist zu erwähnen, daß aus der Länge der schwarzen Stellen die Ausdehnung der Bindefehler hervorgeht, während das Fräsbild nur einen verhältnismäßig kleinen Teil wiedergibt.

Abb. 3a bis c zeigt größere Poren innerhalb der Schweißnaht. Eine Anfräsung in Schnitt II—II hätte einwandfreie Schweißung ergeben und zu einem Fehlurteil geführt. Auch hier sind die Poren im Röntgenbild durch schwarze Stellen in ihrer vollen Ausdehnung deutlich erkennbar. Nicht ausgeschlossen ist, daß durch die Anfräsung eine Pore vollkommen entfernt wird, und so die Porosität der Naht überhaupt der Beobachtung entgeht.

Ferner zeigt Abb. 4a bis c einseitigen schlechten Einbrand. Auch hier gilt das von Abb. 2 u. 3 Gesagte. Der Röntgenbefund gibt diesen Fehler ganz eindeutig wieder. An dem verschiedenartigen Schwärzungsgrad ist der Charakter der Bindung deutlich wahrnehmbar.

Schließlich wird in Abb. 5a bis c durch Gegenüberstellung von photographischer und röntgenographischer Aufnahme die Einbrandtiefe auch an beiden Raupenrändern festgestellt. Zum Vergleich dient die Einbrandbestimmung durch Anfräsen. Es sind keineswegs stets zwei Röntgenaufnahmen in der Ebene der Blechinnenkanten zur Feststellung des Einbrandes erforderlich; die Bestimmung der Einbrandtiefe mit Hilfe der Anfräsung muß zum mindesten, da das Meßbereich sehr kurz ist, als unzuverlässig bezeichnet werden. In Abb. 5a u. b ist der Abstand der ursprünglichen, oberen Blechkanten, der sich stets bestimmen lassen wird, eingezeichnet. Dieses Maß, verglichen mit der Schweißraupenbreite des Röntgenbildes, ermöglicht die Festlegung des Einbrandes auf die gesamte Länge des Filmes, wobei lediglich dem Strahlungscharakter der Röntgenaufnahme Rechnung zu tragen ist.

Zusammenfassung.

Zusammenfassend ist zu sagen, daß zur Prüfung von Schweißnähten das Anfräsen, verbunden mit Anätzen in gewissen einfachen Fällen verwendet werden kann, also z. B. bei solchen Hochbauten, wo schädliche Einflüsse infolge geringer oder gar keiner dynamischen Beanspruchung nicht zu fürchten sind. Gelegentlich wird das Anfräsen auch als Ergänzung der Röntgenprüfung in Frage kommen.

Das Röntgenverfahren wird aber bei wichtigen Bauwerken, die schon aus Sicherheitsgründen einer genauesten Prüfung bedürfen, also insbesondere im Brücken- und Fahrzeugbau, geeigneter erscheinen. Anschaffungskosten dürfen, solange die Sicherheit es erfordert, nicht allein maßgebend sein. Die vielseitige Anwendungsmöglichkeit von Röntgenanlagen, auch für die Untersuchung von Nietern, ferner im Maschinenbau sowie bei Durchleuchtung von Betonbauten⁷⁾ (Prüfung der Eiseneinlagen), und schließlich auch Feinstrukturuntersuchungen lassen eine wirtschaftliche Ausnutzung der Röntgenanlage zu.

⁷⁾ Röntgenographische Untersuchung von Eisenbetonbindern eines Güterschuppens, Z. d. V d I, 1932, Heft 31.

Alle Rechte vorbehalten.

Die Quersteifigkeit von Skelettbauten.

Von Dipl.-Ing. S. Herz, Berlin-Tempelhof.

Die Anlage moderner Zweckbauten als großräumige Gebäude mit möglichst wenigen, in großen Abständen vorhandenen massiven Trennwänden zwingt den Konstrukteur, der Quersteifigkeit der Gebäude gegen horizontalen Kraftangriff besondere Aufmerksamkeit zu widmen. Die Mittel zur Aufnahme der horizontalen Kräfte sind:

1. weitestgehende Ausnutzung der vorhandenen massiven Wände (Giebel- und Treppenhauswände),
2. Anordnung von Konstruktionen, die in horizontaler Richtung als unverschieblich angesehen werden können (Stockwerkrahmen oder Fachwerkkonstruktionen).

Zur Übertragung der Horizontalkräfte auf die Aussteifungskonstruktionen werden die massiven Decken herangezogen. Die vorliegende Arbeit beschäftigt sich damit, einfache Formeln zu entwickeln, die dem entwerfenden bzw. prüfenden Ingenieur ermöglichen, ein vorliegendes Projekt bezüglich der wirtschaftlichsten und zweckmäßigsten Anordnung seiner Querversteifungen zu bearbeiten. Im allgemeinen dürfte diejenige Lösung als die zweckmäßigste anzusprechen sein, die die gegebenen Konstruktionsmittel des Projektes, d. s. die massiven Querwände, weitestgehend ausnutzt und nur das unbedingt erforderliche an sonstigen Konstruktionen hinzufügt.

A. Untersuchung der Standsicherheit einer massiven Wand.

Gegeben sei eine Wand von der Höhe H und der Tiefe t , auf welche die gleichmäßig verteilte Windkraft W wirken soll. Die Wand sei nur durch ihr Eigengewicht G belastet (Decken- oder Treppenlasten sind nicht vorhanden). Dann wird durch den Quotienten aus den Momenten der Vertikal- und der Horizontalkräfte um den Drehpunkt A (Kippkante) die Standsicherheit der Wand gegen Kippen ausgedrückt (Abb. 1).

$$(1) \frac{M_G}{M_W} = \frac{\frac{1}{2} \cdot G t}{\frac{1}{2} \cdot W H} = \frac{G t}{W H} = \eta.$$

Der Abstand der Resultierenden vom Drehpunkt A in der zu untersuchenden Wandfuge ist durch die Beziehung gegeben:

$$(1a) \quad e = \frac{\frac{1}{2} (G t - W H)}{G}.$$

Setzen wir aus Gl. 1 $W H = \frac{G t}{\eta}$ in obige Gleichung ein, so folgt:

$$(2) \quad e = \frac{1}{2} \cdot t \left(1 - \frac{1}{\eta} \right).$$

Da im allgemeinen für solche Wände, wenn eine Untersuchung für Winddruck durchgeführt wird, der Wert $e < \frac{1}{3} t$ ist, d. h. die Resultierende außerhalb des Kerns liegt, beträgt die größte Kantenpressung im Punkte A :

$$(3) \quad \sigma = \frac{2 G}{3 e d_0}$$

oder mit dem Werte für e aus Gl. 2

$$(4) \quad \sigma = \frac{4 G}{3 t \left(1 - \frac{1}{\eta} \right) d_0};$$

hierin ist d_0 die Wandstärke in der zu untersuchenden Fuge.

Sind γ das spezifische Gewicht des Baustoffes der Wand, $d_0, d_1, d_2, \dots, d_n$ die Wandstärken in den einzelnen Geschossen, dann ist

$$G = \gamma t \sum_0^n d h,$$

und die Gl. 4 wird

$$(5) \quad \sigma = \frac{4}{3} \cdot \gamma \cdot \frac{\sum_0^n d h}{d_0} \cdot \frac{\eta}{\eta - 1}.$$

Die Gl. 1 für η läßt sich durch Einsetzen der entsprechenden Werte für G und W umformen in:

$$(6) \quad \eta = \frac{\gamma t \sum_0^n d h}{w_0 b H} \cdot \frac{t}{H} \text{ bzw.}$$

$$(7) \quad \eta = \frac{\gamma}{w_0} \cdot \frac{t^2}{b H^2} \cdot \sum_0^n d h.$$

Hierin bedeuten:

w_0 = spezifische Windbelastung je m^2 Front,
 b = Windbelastungsbreite.

Die Gl. 5 u. 7 sind die Grundgleichungen zur Berechnung einer sonst unbelasteten Wand gegen gleichmäßig über die ganze Höhe verteilten Windangriff.

Hat die Wand außer ihrem Eigengewicht auch noch andere Lasten — Eigengewicht der aufliegenden Decken oder Treppen — zu tragen, so ist an Stelle von G in den Gl. 1 bis 4 $G + P$ zu setzen. Den Wert P kann man ausdrücken durch:

$$P = t \sum_0^n p a,$$

wobei p die spezifische Belastung je m^2 Grundfläche für die anfallenden Deckenlasten und a die zugehörige Belastungsbreite vorstellt. Dann ist:

$$G + P = \gamma t \sum_0^n d h + t \sum_0^n p a = \gamma t \sum_0^n \left(d h + \frac{p}{\gamma} \cdot a \right),$$

und die Gl. 5 u. 7 gehen über in:

$$(8) \quad \sigma = \frac{4}{3} \cdot \gamma \cdot \frac{\sum_0^n \left(d h + \frac{p}{\gamma} \cdot a \right)}{d_0} \cdot \frac{\eta}{\eta - 1}$$

$$(9) \quad \eta = \frac{\gamma}{w_0} \cdot \frac{t^2}{b H^2} \cdot \sum_0^n \left(d h + \frac{p}{\gamma} \cdot a \right).$$

Die in den Gl. 7 u. 9 gemachte Voraussetzung, daß:

1. die Resultierenden von G und P zusammenfallen und
2. der Angriffspunkt von G und P in Mitte Wand liegt,

treffen in der Praxis fast immer zu. Für abweichende Fälle ist in den Gl. 7 u. 9 für t^2 der Wert $2 t \tau$ zu setzen, wobei τ den Abstand der Resultierenden aller Vertikalkräfte von der Kante A darstellt.

Als Mindestsicherheit gegen Kippen fordert die Berliner Baupolizei $\eta = 1,5$. Für diesen Grenzfall ist $e = \frac{1}{6} \cdot t$ (die Resultierende liegt in der Mitte zwischen Kernpunkt und Drehpunkt A) und

$$\sigma = 4 \gamma \cdot \frac{\sum_0^n \left(d h + \frac{p}{\gamma} \cdot a \right)}{d_0}.$$

Ist die Wand in allen Geschossen gleich stark $= d_0$ oder

$$\sum_0^n d h = n d_0 h = d_0 H$$

und außerdem $p = 0$, so wird

$$\sigma = 4 \gamma H.$$

Beispiel 1a). Eine sonst unbelastete Wand von 5,1 m Tiefe (s. Abb. 2) soll daraufhin untersucht werden, welche größte Windbelastungsbreite bei $w_0 = 100 \text{ kg/m}^2$ und $\gamma = 1800 \text{ kg/m}^3$ zulässig ist. Wir untersuchen die Fuge $A-A$. Formel 7 wird umgeformt zu

$$b = \frac{\gamma}{w_0} \cdot \frac{t^2}{\eta H^2} \cdot \sum_0^n d h,$$

wobei $\eta = 1,5$ ist.

Für Fuge $A-A$ ist

$$b = 18 \cdot \frac{5,1^2 (4 \cdot 0,25 + 0,38) 3,0}{1,5 \cdot 15,0^2} = 18 \cdot \frac{26 \cdot 4,14}{1,5 \cdot 225} = 5,7 \text{ m},$$

d. h. die Belastungsbreite darf den Wert von 5,7 m nicht überschreiten, wenn die Standsicherheit der Wand gewährleistet werden soll.

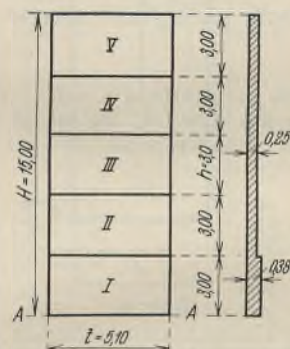


Abb. 2.

Beispiel 1b). Dieselbe Wand sei als Treppenhauswand für ein Wohnhaus gedacht und erhalte durch vier Geschosse die halbe Treppenlast. Das Eigengewicht der Läufe betrage 400 kg/m^2 , die Belastungsbreite durch die Treppe 1,15 m. Dann tritt nach Gl. 9 an Stelle von $\sum_0^n d h$ der Faktor

$$\sum_0^n \left(d h + \frac{p}{\gamma} \cdot a \right).$$

Dieser Faktor wird unter Verwendung des in Beispiel 1a) errechneten Wertes gleich

$$4,14 + 4 \cdot \frac{400}{1800} \cdot 1,15 = 4,14 + 1,02 = 5,16 \text{ und } b = \frac{5,16}{4,14} \cdot 5,7 = 7,10 \text{ m}.$$

Beispiel 1c). Außer der Treppenbelastung sollen noch vier Massivdecken von 2,0 m Spannweite und $g = 300 \text{ kg/m}^2$ die Wand belasten. Dann wird

$$\sum_0^n \left(dh + \frac{p}{\gamma} \cdot a \right) = 5,16 + 4 \cdot \frac{300}{1800} \cdot 1,0 = 5,16 + 0,667 = 5,827$$

und $b = \frac{5,827}{4,14} \cdot 5,7 = \text{rd. } 8,0 \text{ m.}$

Eine Nutzanwendung obigen Beispiels auf einen Grundrißtyp von fünfgeschossigen Reihenwohnhäusern, bei denen außer den Treppenhäusern keinerlei aussteifende Wände oder Rahmen vorgesehen sind, zeigt Abb. 3a bis c. Typ 3a scheidet praktisch aus, weil unbelastete Treppenhauswände im Wohnungsbau kaum vorkommen.

Typ 3b zeigt die zur Verfügung stehenden Nutzbreiten für den Fall, daß neben den Treppenhäusern Holzbalkendecken liegen und die Treppenhauswände nur Treppenlast zu tragen haben.

Typ 3c. An Stelle der Holzbalkendecken sind neben dem Treppenhaus Massivdecken von 2,0 m Spannweite angeordnet, die die Treppenhauswand belasten. Die zulässige Entfernung der Treppenhäuser steigt von 14,2 auf 16,0 m, d. h. um $12\frac{1}{2}\%$.

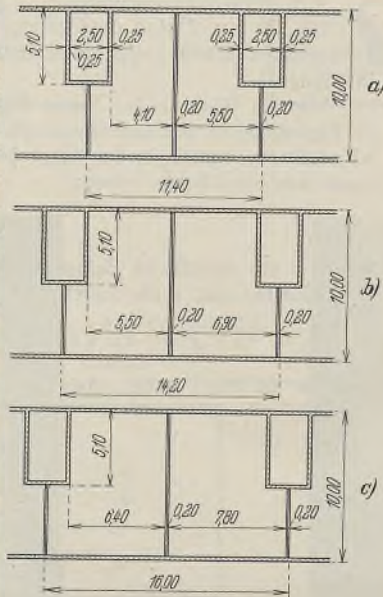


Abb. 3a bis c.

Die Kantenpressungen betragen (Gl. 9a) für

Beispiel 1a): $\sigma = 4 \cdot 1,8 \cdot \frac{4,14}{0,38} = 7,9 \text{ kg/cm}^2,$

Beispiel 1b): $\sigma = 7,9 \cdot \frac{5,16}{4,14} = 9,85 \text{ „}$

Beispiel 1c): $\sigma = 7,9 \cdot \frac{5,827}{4,14} = 11,2 \text{ „}$

Verändert man die Tiefe t der Wand auf t_1 , so verändert sich b auf $b_1 = \left(\frac{t_1}{t}\right)^2 b$, d. h. im Verhältnis der Quadrate der Wandtiefen.

Die bisher gemachte Voraussetzung einer gleichmäßigen Verteilung der Horizontalkräfte über die ganze Höhe des Bauwerks ist nach den preußischen Hochbaubelastungsvorschriften nur dann zutreffend, wenn die Gebäudehöhe bestimmte Grenzen nicht überschreitet. Andernfalls wächst mit zunehmender Höhe der Winddruck (von $w = 100 \text{ kg/m}^2$ auf 125 kg/m^2 und 150 kg/m^2). Auch für diesen Fall lassen sich einfache Beziehungen ableiten. Abb. 4 zeigt das Belastungsbild der Wand. Aus dem Momentengleichgewicht um die Kippkante A bestimmen wir die Lage der Resultierenden zu:

$$e = \frac{\frac{1}{2} \cdot Gt - \frac{1}{2} \cdot W_0 H - W_1 \left(H - \frac{H_1}{2} \right)}{G}$$

$$= \frac{1}{2} \cdot \frac{Gt - W_0 H - W_1 \left(H - \frac{H_1}{2} \right)}{G}$$

Das erste Glied dieser Gleichung stellt den Abstand e_0 der Resultierenden von der Kante A für die Horizontalbelastung W_0 dar. Mit η_0 als Sicherheitsgrad für diesen Belastungsfall geht die Gleichung unter Benutzung von Formel 2 über in

$$e = \frac{1}{2} \cdot t \left(1 - \frac{1}{\eta} \right) - \frac{W_1}{G} \left(H - \frac{H_1}{2} \right),$$

η_0 und W_0 bzw. w_0 wollen wir als „Grundwerte“ bezeichnen. Dann ist unter W_1 die „zusätzliche“ Windbelastung zu verstehen.

Setzt man $W_1 = w_1 b H_1,$
 $G = \gamma t \sum_0^n d h,$

so ist

$$e = \frac{1}{2} \cdot t \left(1 - \frac{1}{\eta_0} \right) - \frac{w_1 b H_1}{\gamma t \sum_0^n d h} \left(H - \frac{H_1}{2} \right).$$

Vergleicht man den Koeffizienten des zweiten Gliedes dieser Gleichung mit Formel 7, so ergibt die Übereinstimmung im Aufbau bei Einführung der Grundwerte η_0 und w_0 für

$$\frac{1}{\eta_0} = \frac{w_0}{\gamma} \cdot \frac{b H^2}{t^2} \cdot \frac{1}{\sum_0^n d h}$$

und für

$$\frac{w_1}{w_0} \cdot \frac{1}{\eta_0} \cdot \frac{H_1}{H^2} \cdot t = \frac{w_1}{\gamma} \cdot \frac{b H_1}{t} \cdot \frac{1}{\sum_0^n d h}$$

oder

$$(10) \quad e = \frac{1}{2} \cdot t \left(1 - \frac{1}{\eta_0} \right) - \frac{w_1}{w_0} \cdot \frac{H_1}{H^2} \left(H - \frac{H_1}{2} \right) \frac{1}{\eta_0} \cdot t$$

$$= \frac{1}{2} \cdot t \left[1 - \frac{1}{\eta_0} - \frac{w_1}{w_0} \cdot \frac{H_1}{H} \left(2 - \frac{H_1}{H} \right) \frac{1}{\eta_0} \right].$$

Der Vergleich der Formel 10 mit der Gl. 2 ergibt wiederum die Gleichartigkeit des Aufbaues, und wir haben, da e den Abstand der Resultierenden von der Kante A für den endgültigen Belastungszustand bedeutet, für η als den gesuchten Sicherheitsgrad den Ausdruck

$$(10a) \quad \frac{1}{\eta} = \frac{1}{\eta_0} \left[1 + \frac{w_1}{w_0} \cdot \frac{H_1}{H} \left(2 - \frac{H_1}{H} \right) \right],$$

$$\frac{H_1}{H} = \alpha_1 = \text{const.}$$

$$(11) \quad \eta = \frac{\eta_0}{1 + \frac{w_1}{w_0} \cdot \alpha_1 (2 - \alpha_1)}$$

Handelt es sich um mehrere Zusatzwindkräfte $w_1, w_2, w_3, \dots, w_n$ und entsprechende $\alpha_1 = \frac{H_1}{H}; \alpha_2 = \frac{H_2}{H} \dots \alpha_n = \frac{H_n}{H}$ (Abb. 5),

so geht Gl. 11 in die allgemeine Form über

$$(12) \quad \eta = \frac{\eta_0}{1 + \sum_0^n \frac{w_n}{w_0} \cdot \alpha_n (2 - \alpha_n)}$$

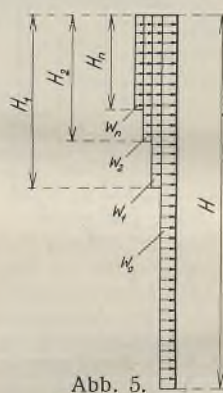


Abb. 5.

Der praktische Rechnungsvorgang ist, nachdem wir in den Formeln 11 bzw. 12 den Einfluß streckenweis veränderlicher Horizontalbelastung auf die Standsicherheit in eine einfache Form überführen konnten, äußerst kurz. Nach Formel 7 bzw. 9 wird η_0 für die „Grundbelastung“ w_0 ermittelt; dann wird der gefundene Wert η_0 nach Formel 12 korrigiert, und man erhält die endgültige Standsicherheit η . Oder umgekehrt, man setzt $\eta = 1,5$ voraus, errechnet sich aus Gl. 12 den Mindestwert von η_0 (immer größer als η) und kann nun nach Gl. 7 oder 9 die zulässigen Belastungsbreiten b oder die erforderlichen Wandstärken d für den gegebenen Fall herleiten. Zur Erleichterung der Anwendung von Formel 11 bzw. 12 sind in folgenden Tafeln I

und II die Werte $1 + \sum_0^n \frac{w_n}{w_0} \cdot \alpha_n (2 - \alpha_n) = N_n$ für verschiedene $\frac{w_1}{w_0}$ und α zusammengestellt. Nach den preußischen Hochbaubelastungsvorschriften ist:

bis $H = 15,0 \text{ m}; w = w_0 = 100 \text{ kg/m}^2$ (Grundbelastung)
von $15,0$ bis $25,0 \text{ m}; w_1 = 125 - 100 = 25 \text{ kg/m}^2$

d. h.: $\alpha_1 = \frac{H_1}{H_1 + 15,0}; \frac{w_1}{w_0} = \frac{25}{100} = 0,25$

über $25,0 \text{ m}; w_2 = 150 - 125 = 25 \text{ kg/m}^2$

d. h.: $\alpha_2 = \frac{H_2}{H_2 + 25,0}; \frac{w_2}{w_0} = 0,25.$

Die stark eingerahmten Werte der Tafel I für N_1 gelten bis zu einer Wandhöhe $H = 25,0 \text{ m}$ ($\alpha_1 = \frac{10}{25} = 0,4$). Bei $H > 25,0 \text{ m}$ sind die Werte $N = N_1 + N_2$ aus Tafel II zu verwenden, die die Summe der Einflüsse von w_1 und w_2 , also den Nennerausdruck aus Formel 12, enthalten. Die Tafel II ist so aufgestellt, daß die Höhenverhältnisse α_1 und α_2 miteinander korrespondieren. Zwischen α_1 und α_2 besteht nämlich bei Anwendung der preußischen Hochbaubelastungsvorschriften die Beziehung:

$$H_2 = H_1 - 10; \alpha_2 = \frac{H_2}{H} = \frac{H_1 - 10}{H} = \alpha_1 \cdot \frac{H_1 - 10}{H_1}$$

Aus: $\alpha_1 = \frac{H_1}{H} = \frac{H_1}{H_1 + 15}$

ergibt sich:

$$H_1 = \frac{15 \alpha_1}{1 - \alpha_1}$$

Tafel I.

Für $w = 125 \text{ kg/m}^2$; $\frac{w_1}{w_0} = 0,25$; $\alpha_1 = \frac{H_1}{H_1 + 15}$; $N_1 = 1 + 0,25 \alpha_1 (2 - \alpha_1)$.

α_1	0,15	0,16	0,17	0,18	0,19	0,2	0,225	0,25	0,275	0,3	0,325	0,35	0,375	0,4
N_1	1,07	1,0736	1,078	1,082	1,086	1,09	1,1	1,109	1,118	1,127	1,136	1,144	1,152	1,16
α_1	0,425	0,45	0,475	0,5	0,525	0,55	0,575	0,6	0,625	0,65	0,675	0,7	Für $\alpha_1 > 0,4$ ist Tabelle II zu verwenden	
N_1	1,1675	1,174	1,181	1,1875	1,193	1,199	1,205	1,21	1,215	1,219	1,2235	1,2275		

Tafel II.

Für $w = 150 \text{ kg/m}^2$; $\frac{w_2}{w_0} = 0,25$; $\alpha_2 = \frac{H_2}{H_2 + 25}$; $N_2 = 0,25 \alpha_2 (2 - \alpha_2)$.

α_2	0,0417	0,083	0,125	0,166	0,208	0,25	0,292	0,333	0,375	0,415	0,465	0,5
N_2	0,0204	0,04	0,0585	0,076	0,0935	0,109	0,126	0,139	0,152	0,164	0,178	0,1875
α_1	0,425	0,45	0,475	0,5	0,525	0,55	0,575	0,6	0,625	0,65	0,675	0,7
$N = N_1 + N_2$	1,188	1,214	1,234	1,2635	1,2805	1,308	1,331	1,349	1,367	1,383	1,4015	1,415

und für α_2 :

$$\alpha_2 = \alpha_1 \left[1 - \frac{10(1 - \alpha_1)}{15 \alpha_1} \right] = \frac{25 \alpha_1 - 10}{15} \text{ oder}$$

$$(13) \quad \alpha_2 = \frac{1}{3} (5 \alpha_1 - 2).$$

In Tafel II sind in der ersten und dritten Zeile die jeweils zusammengehörigen α -Werte angegeben, so daß sich der in der vierten Zeile enthaltene Ausdruck für N durch Addition der Werte N_1 und N_2 aus Tafel I und II ergibt. Bei Zwischenwerten von α genügt die lineare Interpolation. Die Tabellen gelten bis zu einer Höhe von $H = 50,0 \text{ m}$ ($\alpha_1 = 0,7$).

Beispiel 2. Eine Wand von 38,5 m Höhe und 14,0 m Tiefe bei einer Windbelastungsbreite von 15,0 m soll auf ihre Standsicherheit untersucht werden (s. Abb. 6).

$$H = 38,5 \text{ m}, \quad H_1 = 23,5 \text{ m},$$

$$H_2 = 13,5 \text{ m},$$

$$\alpha_1 = \frac{23,5}{38,5} = 0,61.$$

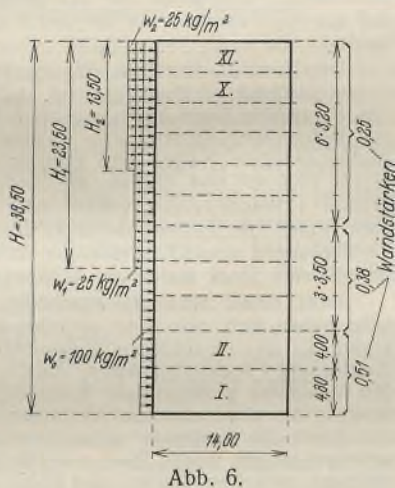


Abb. 6.

Die Berechnung von α_2 erübrigt sich.

Aus Tabelle II ergibt sich durch Interpolation $N = 1,356$.

Aus Gl. 7 erhalten wir für die „Grundbelastung“

$$\eta_0 = 18 \left(\frac{14,0}{38,5} \right)^2 \frac{6 \cdot 0,25 \cdot 3,2 + 3 \cdot 0,38 \cdot 3,5 + 0,51 \cdot 8,8}{15,0}$$

$$= 18 \cdot 0,133 \cdot \frac{4,8 + 4,0 + 4,5}{15,0} = 2,12.$$

Dann ist für den vorliegenden Belastungsfall:

$$\eta = \frac{2,12}{1,356} = 1,56,$$

d. h. die Standsicherheit der Mauer reicht aus. Die größte Kantenpressung beträgt (Gl. 5)

$$a = \frac{4}{3} \cdot 1,8 \cdot \frac{13,3}{0,51} \cdot \frac{1,56}{0,56} = 1,74 \text{ t/m}^2 = 17,4 \text{ kg/cm}^2.$$

Häufig wird der Fall eintreten, daß in der Höhe H_x der Wand eine Einzellast W_x angreift. Der Einfluß dieser Kraft auf die Lage der Resultierenden ist gegeben durch

$$\Delta e = - \frac{W_x}{G} \cdot H_x = - \frac{W_x H_x}{\gamma t \sum d h}$$

Für $\frac{H_x}{\gamma t \sum d h}$ können wir nach Gl. 7 setzen:

$$\frac{H_x}{\gamma t \sum d h} = \frac{t H_x}{w_0 b H^2} \cdot \frac{1}{\eta_0}$$

worin w_0 und η_0 wieder die „Grundwerte“ sind.

Dann ist:

$$\Delta e = - \frac{W_x}{w_0 b} \cdot \frac{H_x}{H^2} \cdot \frac{1}{\eta_0} \cdot t,$$

und die Gl. 12 nimmt die Form an:

$$(14) \quad \eta = \frac{\eta_0}{1 + \sum_0^n \frac{w_n}{w_0} \cdot \alpha_n (2 - \alpha_n) + 2 \cdot \frac{W_x}{w_0 b} \cdot \frac{H_x}{H^2}}$$

Dies ist die allgemeinste Form der Gleichung für die Standsicherheit einer Wand gegen Windangriff. In Verbindung mit den Gl. 8 u. 9 können wir jetzt jede Wand für die vorkommenden vertikalen und horizontalen Belastungszustände untersuchen. Bei Anwendung der Formel 14 sind wieder die Tafeln I bzw. II für N zu benutzen und durch das dritte Nennerglied obiger Gleichung zu korrigieren.

Beispiel 3. An der in Beispiel 2 berechneten Wand greife in $H_x = 20,0 \text{ m}$ Höhe die Kraft $W_x = 3000 \text{ kg}$ an. Wie groß ist η ?

Im Beispiel 2 war der Wert $N = 1,356$.

Er ist zu korrigieren durch

$$\frac{2 \cdot 3000 \cdot 20}{100 \cdot 15 \cdot 38,5^2} = 0,054$$

oder

$$N_x = 1,410$$

und

$$\eta = \frac{\eta_0}{1,41} = \frac{2,12}{1,41} = 1,50.$$

B. Stockwerkrahmen.

Auf die Behandlung der Stockwerkrahmen in dieser Abhandlung einzugehen, erübrigt sich, da die hierbei üblichen Verfahren als allgemein bekannt vorausgesetzt werden dürfen.

C. Decken.

Zur Übertragung der Windkräfte auf die Rahmenknotenpunkte dienen die Decken. Als maßgebend, wie weit die Deckenplatte in der Lage ist, die anfallenden Lasten aufzunehmen, sind die Schubspannungen zu betrachten, da die Biegemomente im allgemeinen immer aufgenommen werden können (s. Abb. 7).

Mit den bisher benutzten Bezeichnungen ist:

$$Q_r = w b_0 h_r \text{ und}$$

$$(26) \quad \tau = \frac{Q_r}{t d} = \frac{w b_0 h_r}{t d}$$

d = nutzbare Deckenstärke,
 t = nutzbare Deckentiefe.

Bei einer Vollplatte (Eisenbetonplatte u. a.) ist die nutzbare Deckenstärke gleich der vorhandenen.

Bei einer Steineisendecke (System Kleine und ähnliche) sind als nutzbare Größen d und t die vorhandenen unter Abzug der Hohlräume einzuführen. Bei einer Kleineschen Decke z. B. ist die Nutzbreite für 1,0 m Deckenbreite 42 cm bei 10 cm Höhe und 47,2 cm bei 15 cm Höhe.

Eine 10 cm-Hohlsteindecke von 1,0 m Tiefe entspricht also — zur Berechnung der Schubspannungen — einer Vollplatte von

$$2 \cdot 1,7 + \frac{42,0 \cdot 6,6}{100} = 3,4 + 2,76 = 6,16 \text{ cm}$$

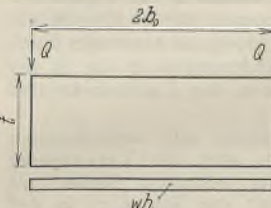


Abb. 7.

Tafel III.

h_r	$d = 10 \text{ cm}$			$d = 15 \text{ cm}$		
	$w = 100$	125	150 kg/cm ²	$w = 100$	125	150 kg/cm ²
3,0	0,195 b_0	0,244 b_0	0,292 b_0	0,135 b_0	0,168 b_0	0,2025 b_0
3,5	0,2275	0,285	0,341	0,1575	0,196	0,236
4,0	0,26	0,325	0,39	0,18	0,225	0,27
4,5	0,2925	0,365	0,44	0,2025	0,2525	0,303
5,0	0,325	0,406	0,488	0,225	0,28	0,3375
5,5	0,3575	0,447	0,536	0,2475	0,31	0,37

t

und eine 15 cm-Hohlsteindecke einer Vollplatte von

$$2 \cdot 1,7 + \frac{47,2 \cdot 11,6}{100} = 3,4 + 5,5 = 8,9 \text{ cm.}$$

Die zulässige Schubspannung ist nach den amtlichen Bestimmungen mit $2,5 \text{ kg/cm}^2 = 25 \text{ t/m}^2$ anzusetzen. Gl. 26 geht dann über in

$$(27) \frac{t}{b_0} = \frac{w h_r}{25,0 \cdot 0,0616} = \frac{w h_r}{1,54} \text{ für die 10 cm starke Decke}$$

$$(28) \frac{t}{b_0} = \frac{w h_r}{25 \cdot 0,089} = \frac{w h_r}{2,23} \text{ für die 15 cm starke Decke}$$

als Höchstwert für das Verhältnis $\frac{t}{b_0}$, wenn die Decke in der Lage sein soll, ohne besondere Schubbewehrung die anfallenden Winddrücke zu übertragen.

In der Tafel III sind für verschiedene Werte von h_r und w die Grenzwerte von t als Funktionen von b_0 dargestellt. Ist bei vorliegenden Projekten die vorhandene Deckentiefe kleiner als der aus Tafel III sich ergebende Wert, so sind besondere Vorkehrungen zur Schubsicherung zu treffen. Die Tafel gilt nur für Kleinesche Decken.

Zusammenfassung.

Die konstruktiven Hilfsmittel zur Querversteifung von Skelettbauten werden statisch untersucht. Durch Superposition der einzelnen Belastungszustände auf eine Grundbelastung w_0 werden Formel ausdrücke entwickelt, deren Auswertung durch Tafeln vereinfacht ist. Sie ermöglichen, bei vorliegenden Projekten durch kurze Rechenoperationen die Entscheidung für die zweckmäßigste und wirtschaftlichste Anordnung der aussteifenden Konstruktionsglieder zu treffen.

Verschiedenes.

Eine neuartige Kranschiene. Für die Fahrbahn von Kranen, Transportwagen u. dgl. werden besondere, konstruktiv günstig geformte Kranschiene oder die billigeren Flachstahlschienen verwendet, deren breite Laufflächen den Vorteil bieten, örtliche Pressungen zwischen Laufrolle und Schiene selbst bei großen Lasten innerhalb zulässiger Grenzen zu halten. Den bisher bekannten Verbindungsarten der Flachschienen mit der Unterkonstruktion haften jedoch gewisse Mängel an; so erfordert schon das Zusammenpassen der zu verbindenden Teile eine vollkommene Übereinstimmung der gegenständigen Schrauben- und Nietlöcher, ein Umstand, der z. B. das Auswechseln der Schienen im Betriebe schwierig und zeitraubend gestaltet. Auch wird bei der häufig anzutreffenden Anordnung nach Abb. 1 die Einheitlichkeit der Lauffläche durch Schrauben oder Nieten unterbrochen, deren ungleichmäßige Abnutzung wegen der verschiedenen Güteeigenschaften von Schiene und Verbindungsmittel daher unvermeidlich ist; dies führt zu unliebsamen Stoßwirkungen, die nicht nur eine vorzeitige Erneuerung des Oberbaues, sondern auch eine Schädigung der Krananlage zur Folge haben können. Die unverschiebliche Verbindung der Schiene mit ihrer Unterlage behindert schließlich auch den notwendigen Ausgleich

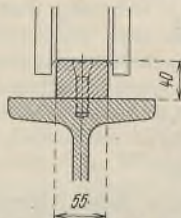


Abb. 1. Übliche Verbindung von Kranschiene und Unterlage.

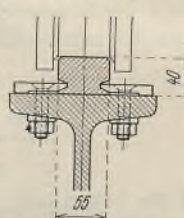


Abb. 2. Neue Kranschieneform mit Klemmplattenverbindung.

von Wärmespannungen und sonstigen Zwängspannungen (z. B. infolge der unvermeidlichen Bremswirkungen). Dies führt, wenn dieselben einen bestimmten Wert erreichen, zu plötzlichen Verformungen der Schiene oder zur Zerstörung der Befestigungselemente.

Eine brauchbare, durch Patent geschützte Neuform der Flachstahlschiene ist in Abb. 2 dargestellt. Ihre Lagesicherung erfolgt ähnlich wie im Eisenbahnoberbau mittelbar durch Klemmplatten, die einerseits durch Schrauben mit der Unterlage verbunden sind, andererseits in die in der Schiene vorgesehenen Nuten eingreifen, in denen der Zusammenschluß durch Reibung erfolgt.

Diese Befestigungsart ermöglicht eine einfache und betriebsichere Verlegung und Auswechslung, im besonderen aber die Verwendung ungebohrter Fahrschienen mit Festklemmung an beliebiger Stelle. Sie gewährleistet eine ausreichende Verschieblichkeit der Schienen, so daß der notwendige Ausgleich etwaiger Wärme- oder sonstiger Zwängspannungen sich stets gefahrlos vollziehen kann.

Ingenieur L. Herzka.

Die Wirkungen der Explosionskatastrophe im State Office Building in Columbus (Ohio, USA.). Über eine Explosion, deren Auswirkungen für den Stahlkonstrukteur von Interesse sind, berichtet Herr Prof. Clyde T. Morris von der Ohio State University im Eng. News-Rec. vom 21. und 28. April. Das State Office Building in Columbus (Ohio) stand kurz vor seiner Vollendung, als am 14. April nachmittags eine Explosion innerhalb des Hauses großen Schaden anrichtete, 10 Todesopfer forderte und 53 Arbeiter verletzte. Die Ursache der Katastrophe konnte nicht festgestellt werden.

Das Gebäude ist bei einem Flächenausmaß von $125 \times 21,5 \text{ m}$ und einer Höhe von 14 Stockwerken als Stahlskelettbau mit Eisenbetondecken,

Hohlsteinausfachung und Marmorverkleidung der Fronten errichtet. Die Stützenentfernung beträgt etwa 5 m in der Längsrichtung und rd. 5 bis 8,50 m in der Querrichtung. Die gesamte Stahlkonstruktion ist mit Beton ummantelt. Wesentlich für das Verständnis der Explosionswirkung ist, daß die Massivdecken frei auf den Trägern auflagen und nicht eingespannt waren.

Der Herd der Explosion lag inmitten des Gebäudes, in der Nähe der Fahrstuhlschächte. Man vermutet, daß sich in einer Kellergrube unterhalb der Fahrstühle Gase angesammelt haben und aus unbekannter Ursache zur Entzündung kamen. Der Explosionsdruck durchschlug die Grubendecke, zerstörte Keller- und Erdgeschoßdecke in einer Ausdehnung von je rd. 1000 m² und drückte die Außenfronten bis zum 1. Stockwerk in mehreren Binderfeldern vollkommen heraus. Der Druck pflanzte sich dann durch die Fahrstuhlschächte nach oben fort, zerstörte die Schachtverkleidungen sowie Einrichtungen in den oberen Stockwerken, und selbst im obersten Stock waren die Wirkungen noch zu verspüren.

Trotz dieser schweren Beschädigungen der Mauerwerks- und Betonteile haben sich, wie eine eingehende Untersuchung durch Prof. Morris ergab, an der eigentlichen Tragkonstruktion, dem Stahlskelett, keinerlei Zerstörungen feststellen lassen, die die Sicherheit des Gebäudes gefährden. Mit Ausnahme geringfügiger Beschädigungen in der Nähe des Explosionsherdes, die aber eher auf Verletzungen durch herabgefallene Betonteile als durch die Explosion selbst zurückzuführen sind, zeigen die Betonummantelungen weder Risse noch Brüche, ein Beweis, daß auch die Anschlüsse zwischen Trägern und Stützen völlig unversehrt geblieben sind. Durchbiegungen oder Verwindungen wurden nicht beobachtet. Herr Prof. Morris verzeichnet diese Tatsache als bemerkenswert, ohne eine nähere Erklärung zu geben.

Die Ursache der Standhaltung der Stahlkonstruktion dürfte aber un schwer zu ergründen sein, wenn man die Konstruktion des Baues daraufhin untersucht. Für die Fortpflanzung des Explosionsdruckes nach der Richtung des kleinsten Widerstandes standen zur Verfügung:

1. die Fahrstuhlschächte;
2. das gegen horizontalen Druck wenig widerstandsfähige Hohlsteinmauerwerk der Außenwände;
3. die Decken.

Eine Verbindung zwischen Decke und Deckenträger bestand praktisch nicht; denn die Kräfte, welche die auf den Trägern frei aufliegende Decke vermöge ihrer Haft- bzw. Zugfestigkeit aufnehmen kann, sind bei Belastung von unten fast gleich Null. Infolgedessen wurde die Decke durch den Explosionsdruck glatt von den Trägern abgehoben. Die Decke eines Eisenbeton-Skelettbau, die mit den Kappenträgern durch Bügel usw. fest verankert ist, hätte der Explosion wesentlich größeren Widerstand entgegengesetzt und bei ihrem Bruch die gesamte Tragkonstruktion entsprechend in Mitleidenschaft gezogen. Demnach hat die beschriebene Deckenanordnung, die in dieser Form nur im Stahlskelettbau möglich ist, im vorliegenden Falle wesentlich dazu beigetragen, das Bauwerk vor einer größeren Einsturzkatastrophe und den Bauherren vor fast völligem Verlust seines 4 000 000 Dollar betragenden Baukapitals zu bewahren.

Dipl.-Ing. S. Herz.

INHALT: Neubau der Oderdelebrücke bei Fürstenberg. — Über die Prüfung von Schweißverbindungen durch Anfräsen oder Röntgenstrahlen. — Die Quersteifigkeit von Skelettbauten. — Verschiedenes: Neuartige Kranschiene. — Wirkungen der Explosionskatastrophe im State Office Building in Columbus (Ohio, USA.).

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.

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 ge-
samte Bauingenieurwesen

Preis des Jahrganges 10 RM und Postgeld

5. Jahrgang

BERLIN, 5. August 1932

Heft 16

Über die Auswirkung der „Selbsthilfe“ des Baustahls in rahmenartigen Stabwerken.

Von Dr.-Ing. Karl Girkmann, Wien.

Inhalt: Das plastische Verformungsvermögen des Stahls und seine Auswirkung im Festigkeitsfalle Biegung und Normalkraft. — Ein Bemessungsverfahren für rahmenartige Stabwerke aus Stahl. — Versuchsergebnis.

Für ein ν -fach statisch unbestimmtes Tragwerk aus Stahl tritt bekanntlich Bruchgefahr erst ein, wenn die kritische Spannung (Arbeitsfestigkeit, Bruchfestigkeit usw.) in mindestens $\nu + 1$ verschiedenen, nach einem kinematischen Gesetz einander zugeordneten Querschnitten erreicht ist; der „kritische Spannungszustand“, in welchem sich das Tragwerk dann befindet, ist nur Gleichgewichtsbedingungen unterworfen¹⁾.

Zu diesem Ergebnis, welches die Möglichkeit einer unmittelbaren Bemessung statisch unbestimmter Tragwerke, unter bewußter Verwertung der „Selbsthilfe“ dieses Baustoffes, in sich schließt, ist Prof. Martin Grüning auf theoretischem Wege, und zwar bei der Untersuchung statisch unbestimmter Fachwerke gelangt. Daß dieser Satz auch für Stabwerke (aus Stahl) Geltung besitzt, haben die bekannten, von Prof. Maier-Leibnitz²⁾ ausgeführten Trägerversuche bestätigt. Durch vorstehende Untersuchungs- und Versuchsergebnisse ist soweit erwiesen, daß die Abmessungen eines Stahltragwerkes nach jeder mit dem Gleichgewichte zu vereinbarenden Kräfteverteilung bestimmt werden dürfen, was Prof. N. C. Kist³⁾ schon auf Grund allgemeiner Betrachtungen erkannt hat.

Der Einfluß des plastischen Verformungsvermögens des Stahls auf die Tragfähigkeit von Stabwerken im Festigkeitsfalle der Biegung ist von Prof. Dr. J. Fritsche⁴⁾ theoretisch eingehend untersucht worden.

In meiner Abhandlung „Bemessung von Rahmentragwerken unter Zugrundelegung eines ideal-plastischen Stahls“⁵⁾ habe ich den Festigkeitsfall Biegung und Normalkraft behandelt, die Vorgänge während des Belastungsverlaufes in ebenen, rahmenartigen Stabwerken verfolgt und daraufhin den Versuch unternommen, die „Selbsthilfe“ des Stahls bei der Bemessung solcher Tragwerke zu verwerthen, um auf diesem Wege zu wirtschaftlicheren Abmessungen zu gelangen. Abgesehen von erzielbaren Gewichtsersparnissen, wäre es bei Anwendung dieses Verfahrens möglich, die Momentengrößtwerte abzuschwächen, die Unterschiede in den erforderlichen Querschnittsstärken auszugleichen und damit die konstruktive Durchbildung zu vereinfachen und zu verbilligen. Sofern die unter den Gebrauchslasten auftretenden Durchbiegungen nicht besonders bestimmt werden müssen, wäre für die rahmenartigen Stabwerke des Hochbaues auch deren Berechnung als statisch unbestimmte Systeme entbehrlich, wodurch sich besonders für die hochunbestimmten Stockwerkrahmen eine ganz wesentliche Vereinfachung der Entwurfsarbeit ergeben würde.

¹⁾ Prof. Martin Grüning: „Die Tragfähigkeit statisch unbestimmter Tragwerke aus Stahl bei beliebig häufig wiederholter Belastung“, Berlin 1926. — Der Eisenbau, Bd. IV d. Handbuches f. Bauing. 1929. — Grüning-Kulka: Bautechn. 1928, S. 274.

²⁾ Bautechn. 1928, Heft 1/2: „Beitrag zur Frage der tatsächlichen Tragfähigkeit einfacher und durchlaufender Träger aus Baustahl und Holz“. — Bautechn. 1929, Heft 20: „Versuche mit eingespannten und einfachen Balken von T-Form aus St 37“.

³⁾ „Die Zähigkeit des Materials als Grundlage für die Berechnung von Brücken, Hochbauten und ähnlichen Konstruktionen aus Flußeisen“. — Der Eisenbau 1920.

⁴⁾ a) „Die Tragfähigkeit von Balken aus Stahl mit Berücksichtigung des plastischen Verformungsvermögens“, Bauing. 1930, Heft 49, 50, 51. — b) „Arbeitsgesetze bei elastisch plastischer Balkenbiegung“, ZAMM 1931, Heft 2. — c) „Die Tragfähigkeit von Balken aus Baustahl bei beliebig oft wiederholter Belastung“, Bauing. 1931, Heft 47.

⁵⁾ Sitzungsberichte der Akademie der Wissenschaften in Wien, mathem.-naturw. Klasse, Abt. IIa, 140. Bd., 9. u. 10. Heft 1931.

Im Zusammenhange mit dem nachfolgend mitgeteilten Versuchsergebnis möge dieses Bemessungsverfahren zunächst kurz dargelegt werden:

Unter Zugrundelegung einer idealisierten Spannungs-Dehnungs-Linie gemäß Abb. 1 können in den Stabquerschnitten höchstens Spannungen von der Größe $\pm \sigma_s$ auftreten, und unter der Einwirkung eines Biegemomentes und einer Normalkraft kann äußerstenfalls ein Spannungsverlauf nach Abb. 2 zustande kommen. (Druckkräfte und Druckspannungen sind

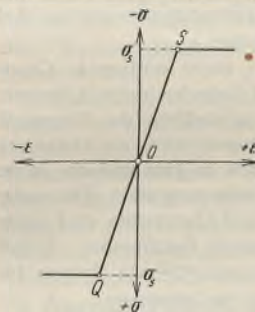


Abb. 1.

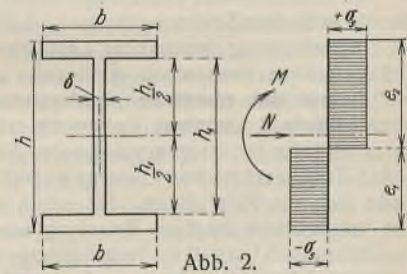


Abb. 2.

positiv bezeichnet.) Dieser „kritische Spannungsverlauf“ ist durch die verschwindend kleine Höhe des beiderseits der Nulllinie sich erstreckenden elastischen Kernes gekennzeichnet. Aus den beiden Gleichgewichtsbedingungen — inneres Moment gleich dem Angriffsmoment und Summe der Normalspannungen gleich der Normalkraft des Querschnittes — kann jeweils eine Beziehung zwischen den Abmessungen des Querschnittes und jenen Wirkungsgrößen M und N , welche den kritischen Spannungsverlauf verursachen, hergeleitet werden. Diese Beziehung stellt dann die Plastizitätsbedingung für den Festigkeitsfall Biegung und Normalkraft dar und lautet beispielsweise, solange die Nulllinie im Steg verbleibt, für den I-Querschnitt nach Abb. 2

$$(I) \quad \delta h_1^2 + b(h^2 - h_1^2) = \frac{4|M|}{\sigma_s} + \frac{N^2}{\delta \sigma_s^2}$$

und für den I-Querschnitt mit Lamellen nach Abb. 2a

$$(II) \quad \begin{cases} 2B[H(H-h) - 2d_o d_u] - \frac{B^2}{\delta}(d_o - d_u) + b(h^2 - h_1^2) + \delta h_1^2 \\ = \frac{4|M|}{\sigma_s} + \frac{N^2}{\delta \sigma_s^2} + \frac{2|N|}{\sigma_s} \left(2\xi - B \cdot \frac{d_o - d_u}{\delta} \right), \end{cases}$$

wobei

$$(IIa) \quad \xi = \frac{B(d_o - d_u)H}{2[b(h - h_1) + \delta h_1 + B(d_o + d_u)]}$$

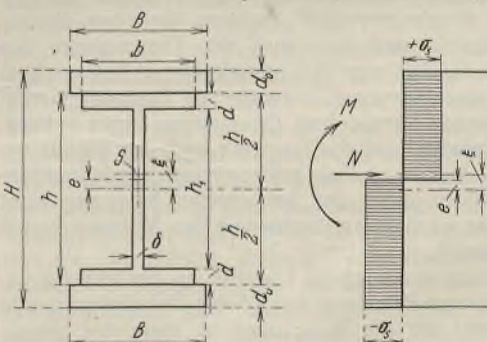


Abb. 2a.

Wenn während des Belastungsverlaufes in irgendeinem Querschnitt eines ν -fach statisch unbestimmten Stabwerkes aus Stahl ein kritischer Spannungsverlauf nach Abbild. 2 erreicht wird, so kann derselbe bei weiterer Lastzunahme bestehen bleiben oder wieder zurückgehen. Die im letzteren Falle

eintretende Entlastung des Querschnittes ist stets eine Folge der Ausbildung eines solchen Spannungszustandes an einem anderen Orte des Tragwerkes und kommt dann gewöhnlich schon zu Beginn der weiteren Laststeigerung zustande; die Änderung des Spannungsverlaufes ist hierbei unter Beachtung des „Entlastungsgesetzes“, sowie unter der Annahme eben bleibender Querschnitte jeweils bestimmbar. Häufiger behält aber der Querschnitt, welcher einen kritischen Spannungszustand erreicht hat, diesen bis zum Abschluß der Laststeigerung, unter ständiger Änderung seiner Nulllinienlage, bei. Normalkraft und Biegemoment dieses Querschnittes können mit zunehmender Last nicht mehr gleichzeitig anwachsen. Wird N größer, so muß gleichzeitig M kleiner werden und umgekehrt. N erreicht seinen Größtwert bei verschwindendem M , dieses wird wieder ein Maximum, wenn N den Nullwert durchschreitet. Die Änderung dieser Wirkungsgrößen vollzieht sich immer in solcher Art, daß hierbei die weitere Lastübernahme durch schwächer belastete Stabteile möglich wird. Ein Querschnitt mit kritischem Spannungsverlauf wirkt wie ein Gelenk, dessen Lage sich gegenüber der Stabachse stetig verändert. Die Orte der augenblicklichen Drehpunkte befinden sich meist nur in geringer Entfernung von den Stabachsen, und bei Ermittlung der zur tragbaren Last gehörigen Biegemomente, Normal- und Querkkräfte dürfen diese Gelenke im allgemeinen auch in den Stabachsen liegend angenommen werden. Die Wirkung derartiger Gelenke ist immer nur eine beschränkte, denn es sind nur solche gegenseitigen Verdrehungen der in diesen Querschnitten zusammenstoßenden Stabteile möglich, bei welchen dieselben im gedrückten Teile der Querschnitte gegeneinander, im gezogenen Teile aber voneinander bewegt werden. Entgegengerichteten Verdrehungen (welche bei Entlastungen zustande kommen) leistet der Baustoff Widerstand, und die Gelenkwirkung schaltet sich in solchen Fällen, bei beginnendem Rückgang der elastischen Verformungen, wieder aus. (Damit ist auch die Erklärung für das von Durchlaufträgern her bekannte „Wandern“ der Gelenke, welches beispielsweise unter Gleichlasten im Falle unsymmetrischer Anlage- und Lastverhältnisse zustande kommt, gegeben.)

Mit zunehmender Belastung werden immer mehr und mehr Querschnitte kritischen Spannungsverlauf erhalten und Gelenkwirkung erlangen. Bei Überschreitung bestimmter Lastwerte wird schließlich das Tragwerk labil (es wirken dann schon mindestens $\nu + 1$ Querschnitte als Gelenke), und die elastisch-plastischen Verformungen gehen in kinematische über. Diese kritischen Lastwerte stellen die tragbare Belastung dar. Die unter dieser auftretenden Biegemomente, Normal- und Querkkräfte sind unter bloßer Zuhilfenahme von Gleichgewichtsbedingungen bestimmbar. Damit ergibt sich die Möglichkeit, das ν -fach statisch unbestimmte System für eine vorgegebene tragbare Belastung unmittelbar zu bemessen.

Ist bloß ein Lastfall zu berücksichtigen, so kann man hierbei folgendermaßen vorgehen: Aus den lotrechten und waagerechten Lasten $Q = G + P$ bzw. W_0 werden mit dem vorgeschriebenen Sicherheitsgrad n die zu tragenden Lasten $Q = n(G + P)$ (oder $Q = G + nP$) und $W = nW_0$ gebildet. Diesen Lasten wird nun im Tragwerk ein mit den Gleichgewichtsbedingungen verträglicher, sonst aber beliebiger, nach wirtschaftlichen Gesichtspunkten auszuwählender Momentenverlauf zugeordnet. Zur Festlegung eines solchen Linienzuges sind im ν -fach statisch unbestimmten System ν Bestimmungsstücke frei zu wählen; diese sind eben so anzunehmen, daß ein möglichst günstiger Momentenverlauf zustande kommt. Nach Festlegung dieses Momentenverlaufes sind alle Normal- und Querkkräfte der einzelnen Rahmenglieder einfach zu ermitteln, womit alle Unterlagen für die Bemessung erhalten werden.

Die Stabquerschnitte sind dann so zu bestimmen, daß sie die ihnen nach diesem Momentenverlauf zukommenden Biegemomente und Normalkräfte zu tragen vermögen. Sofern eine besondere Berücksichtigung wiederholter Belastungen nicht erforderlich ist, müßten die Stabquerschnitte nur so stark angenommen werden, daß ihre Abmessungen und die maßgebenden Wertepaare M und N die Plastizitätsbedingung erfüllen. Hierbei können beliebig viele Querschnitte in dieser Art voll ausgenutzt oder auch überbemessen werden (so daß ihre Abmessungen nach der Plastizitätsbedingung auch für größere M und N ausreichen würden).

Wird nun ein Teil der Lasten entfernt (z. B. Übergang von Vollbelastung aller Riegel auf feldweise Belastung) und läßt sich zu den verbliebenen Lasten ein Momentenverlauf angeben, der den Gleichgewichtsbedingungen entspricht und dem auch die Abmessungen des Tragwerkes genügen, so zwar, daß jeder Stabquerschnitt und Stabanschluß das ihm nach diesem Momentenverlauf zukommende Biegemoment und die gleichzeitig einwirkende Normal- bzw. Querkraft zu tragen vermag, so ist damit schon nachgewiesen, daß das Tragwerk auch der geänderten Belastung standhält. Beim Aufsuchen eines solchen möglichen Momentenverlaufes (der im allgemeinen unter der betrachteten Belastung nicht tatsächlich zustande kommen wird) ist am besten von den Momentenlinien für Vollbelastung auszugehen⁵⁾.

Sind mehrere, wesentlich verschiedene Lastfälle zu berücksichtigen, so ist zu trachten, den tragbaren Belastungen möglichst übereinstimmende Momentenlinien zuzuordnen; für die Bemessung ist dann die jeweils ungünstigste Einwirkung maßgebend.

Wie nun ein solcher, als Grundlage der Bemessung geeigneter Momentenverlauf zu erhalten ist, möge für das Rahmentragwerk der Abb. 3 dargelegt werden. Die zu erreichende tragbare Belastung bestehe aus lotrechten Riegel-Gleichlasten $q = n(g + p)$ und aus waagerechten Windlasten $w = nw_0$. Beim Einlegen der Momentenlinien ist schon auf konstruktive Einzelheiten (Ausbildungsart der Rahmenecken, Lage der Stöße usw.) zu achten, über welche daher gleichzeitig zu entscheiden ist. Je nach den Abmessungen des Bauwerkes, nach Art und Größe seiner Belastungen, ist unter Bedachtnahme auf wirtschaftliche Anarbeitung und einfache Montage jeweils die günstigste Art der konstruktiven Durchbildung zu suchen und im Zusammenhange damit der Momentenverlauf einzulegen. Für den vorliegenden Fall werde vorausgesetzt, daß Walz-

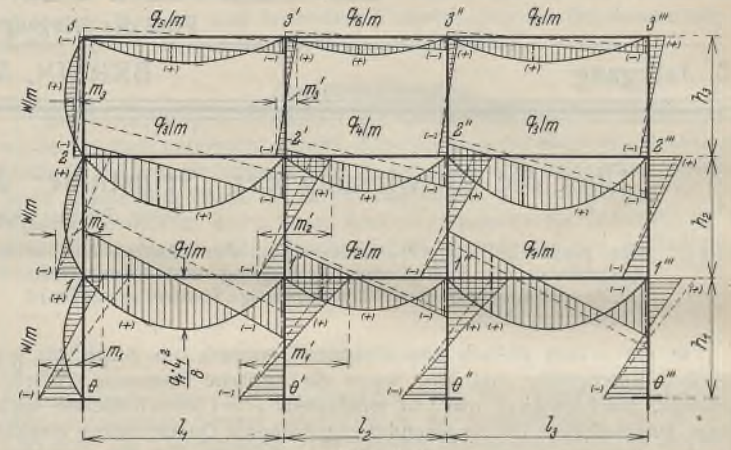


Abb. 3.

träger für Stiele und Riegel auslangen, daß die Riegel nur von Stiel zu Stiel reichen und ihre Profile feldweise verschieden gewählt werden dürfen. Da die Selbsthilfe des Stahls sich vor allem in querbelasteten Stäben vorteilhaft auswirkt, wird im allgemeinen von diesen Stäben auszugehen sein. Zu diesem Zwecke werden für alle querbelasteten Stäbe die Balkenmomentenlinien zu den tragbaren Lasten (hier Parabeln mit den Pfeilhöhen $\frac{1}{8} q l^2$ bzw. $\frac{1}{8} w h^2$) abgetragen. In die Momentenlinien der Riegel können nun die Schlußlinien verschiedenartig eingelegt werden⁶⁾; Mittels waagerechter Schlußlinien (Abb. 4a) ist zu erreichen, daß Größtmomente

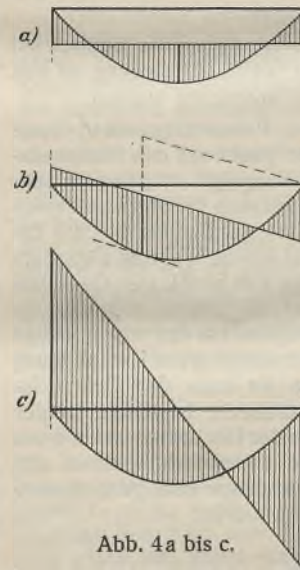


Abb. 4a bis c.

in je drei Stabquerschnitten entstehen und dort gleiche absolute Größe erlangen. Bei schräg liegenden Schlußlinien können nur je zwei Querschnitte Größtmomente von gleichen absoluten Werten erreichen: entweder ein Feld- und ein Endquerschnitt (Abb. 4b) oder, bei steilerer Schlußlinienlage, beide Endquerschnitte (Abb. 4c). Für ausschließlich lotrechte Belastung sind vor allem waagerechte Riegelschlußlinien in Betracht zu ziehen, die auch beibehalten werden können, wenn damit nicht zu große Momente in die Zwischenstiele eingetragen werden. Im vorliegenden Falle aber, wo auch waagerechte Lasten wirken, würden sich bei waagerechten Schlußlinien zu große Stielmomente ergeben, weshalb schräge Schlußlinien gewählt werden. Die günstigste Neigung wird u. a. auch davon abhängen, ob der Einfluß der lotrechten oder jener der waagerechten Belastung überwiegt. Um dies beurteilen zu können, zeichnet

man zunächst für die waagerechten tragbaren Lasten allein einen Momentenverlauf ein, und zwar so, wie er sich bei einer näherungsweise Berechnung des statisch unbestimmten elastischen Systems ergeben würde (Momentennullpunkte in Stielmitten, die Querkkräfte in jedem Geschoße etwa zu gleichen Teilen den Stielen zugeordnet usw.). In Abb. 3 ist dieser Momentenverlauf strichliert eingetragen. Den Gleichgewichtsbedingungen kann beim Einlegen der Momentenlinien in folgender Art entsprochen werden: Neben der Bedingung $\sum M = 0$, welche für jeden Knoten erfüllt werden muß, besteht hier noch zwischen den Momenten-

⁶⁾ Im vorliegenden Falle besteht volle Freiheit beim Einlegen der Riegel-Schlußlinien, da zur Festlegung einer solchen Linie zwei Bestimmungsstücke erforderlich sind, für alle neun Riegel also nur 18 Bestimmungsstücke verbraucht werden, während bei diesem 27fach statisch unbestimmten System im ganzen über 27 Bestimmungsstücke frei zu verfügen ist.

abschnitten $m = M_o - M_u$ jedes Stieles die geschoßweise zu erfüllende Bedingung $\Sigma m = \frac{1}{2} \cdot w h^2 + W h$. In dieser Gleichung bedeutet h die Höhe des betreffenden Geschosses und W die Summe aller oberhalb dieses Geschosses auf das Tragwerk einwirkenden waagerechten Kräfte. In jedem Geschosse können also je drei Abschnitte m frei gewählt werden, während der vierte durch die vorstehende Gleichung jeweils bestimmt ist. In Abb. 3 sind alle Riegelschlußlinien parallel zu den strichlierten Windmomentenlinien eingelegt und die unteren Stielendmomente aus der Windbelastung für den resultierenden Momentenverlauf beibehalten worden; ob der eingezeichnete Verlauf in wirtschaftlicher Hinsicht schon entspricht, ist nur unter Zugrundelegung eines bestimmten Ausführungsfalles zu beurteilen.

Das dargelegte Bemessungsverfahren kann auf beliebig gestaltete und belastete Tragwerke angewendet werden, sofern die zusätzlichen Biegungen, welche bei der Verformung der Tragwerke entstehen, jeweils vernachlässigbar sind. Stabanschlüsse, Eckverbindungen, Verankerungen usw. sind ebenfalls nach den aus dem zugrunde gelegten Momentenverlauf sich ergebenden Momenten und Kräften so zu bemessen, daß ein Versagen vor Erreichen der geforderten tragbaren Last vermieden bleibt.

Beim Einlegen der Momentenlinien ist noch zu beachten, daß die tatsächlichen Endquerschnitte der Stäbe nicht in die Systemknoten fallen (wie dies für Abb. 3 zur Vereinfachung angenommen wurde), sondern, je nach Ausführungsart der Rahmenecken, in verschieden großen Abständen von den Knoten liegen, was auch bei der Durchrechnung des Versuchstragwerkes später berücksichtigt wird.

Damit die Selbsthilfe des Baustoffes in der vorausgesetzten Art zur Auswirkung gelangen kann, darf in keinem Teile des Tragwerkes schon vor Erreichen der tragbaren Last eine Störung der Gleichgewichtslage durch Knicken, Beulen oder Kippen eintreten.

Knickung wird bei den in Betracht stehenden Stabwerken vornehmlich nur für zwischengeschaltete Pendelstützen und für vereinzelt freistehende Rahmenstiele (Knicken senkrecht zur Tragwerkebene) in Frage kommen. Die Bemessung dieser Stäbe hat so zu erfolgen, daß die Knickgrenze frühestens unter der tragbaren Last erreicht wird. Denn wenn auch bei Stäben, die schon während des Belastungsverlaufes an die Knickgrenze gelangen, die Knickung sich erst vollenden könnte, sobald die elastisch-plastischen Verformungen des Tragwerkes in kinematische übergehen, so wäre es doch möglich, daß diese Druckstäbe beim seitlichen Ausweichen bereits einen Spannungsabfall erleiden, der schon eine wesentliche Herabsetzung der tragbaren Belastung des Rahmens zur Folge hat. Allgemein wären daher jene Größtwerte der Druckkräfte zu ermitteln, welche während des Belastungsverlaufes, bei unbeschränkter Knicksicherung gedachten Stäben, in diesen wirksam werden können; kommen diese Größtwerte der Druckkräfte noch vor Erreichen der tragbaren Last des Rahmens zustande, so hätte die Bemessung dieser Stäbe derart zu erfolgen, daß ihre Knickfestigkeiten die errechneten Kräfte noch übersteigen. Nach durchgearbeiteten Rechnungsbeispielen zu schließen — die allgemeine Untersuchung dieser Zusammenhänge steht noch aus —, erreichen aber die Normal-Druckkräfte der gegenständlichen Rahmentragwerke ihre Größtwerte in der Regel erst unter der tragbaren Belastung, begünstigt durch den Umstand, daß Stäbe, welche unter Mitwirkung von Biegemomenten in ihren Endquerschnitten oder auch in seitlich gehaltenen Zwischenquerschnitten, kritische Spannungszustände nach Abb. 2 erreichen, sich von der weiteren Druckübernahme dadurch nicht ausschalten, wie auch die Ausbildung solcher Spannungszustände in Querschnitten der übrigen Rahmenglieder die weitere Eintragung von Kräften in die betrachteten Druckstäbe nicht vorzeitig unterbindet. Im allgemeinen werden daher die zur tragbaren Last errechneten und gemäß dem für Knickung vorgeschriebenen höheren Sicherheitsgrad noch entsprechend vergrößerten Druckkräfte hier unmittelbar der Bemessung knickgefährdeter Stäbe zugrunde gelegt werden können. Voraussetzung ist aber, daß die der tragbaren Belastung zugeordnete, für die Bemessung maßgebende Kräfteverteilung keinem Formänderungsgesetz, sondern bloß Gleichgewichtsbedingungen unterworfen ist, was im Hinblick auf bestimmte Sonderfälle (Lastangriffe unmittelbar über Stützen) besonders hervorgehoben wird.

Kommen mehrere Lastfälle in Betracht, so ist für die Knickbemessung, ohne Rücksicht auf den Spannungszustand in der Tragwerkebene, immer jener Lastfall heranzuziehen, der die größten Normaldruckkräfte ergibt. Ist nach den jeweils geltenden Vorschriften im Falle der Bemessung nach zulässigen Spannungen eine Abminderung der von Nutzlasten herrührenden Stabkraftanteile in Stielen der unteren Geschosse zugelassen, so wird diese erleichternde Bestimmung auch bei der Bemessung nach dem dargelegten Verfahren angewendet werden dürfen. Wenn im Falle Druck und Biegung für die Bemessung nach zulässigen Spannungen die gedachte Randspannung $s = \frac{M}{W} + \omega \cdot \frac{N}{F}$ als maßgebend gilt, so sind hier sinngemäß die ω -fachen Werte der zur tragbaren Last gehörigen Druckkräfte in die Plastizitätsbedingung einzuführen.

Die zugrunde gelegte tragbare Belastung kann jeweils nur erreicht werden, wenn auch das vorzeitige Falten von Querschnittsteilen und besonders auch das plastische Kippen der Stäbe vermieden bleibt. Das gilt nicht nur für volle Ausnutzung der Querschnitte, sondern z. B. auch dann, wenn bloß auf Erreichen der Streckspannung an den Querschnittsrändern bemessen wird. Denn die Selbsthilfe des Baustoffes kann ja erst richtig wirksam werden, wenn die Streckspannung an einzelnen Orten des Tragwerkes in den Baustoff eindringt. Daher darf kein Stab bzw. Stabteil vor Erreichen der tragbaren Last an die Kippgrenze gelangen. Die Kippfestigkeit jener Stabteile, welche schon vor Erreichen dieser Last plastisch werden, muß daher immer oberhalb der Quetschgrenze verbleiben. Durch das Eindringen der Streckspannung in die Stäbe wird deren Drillungssteifigkeit herabgesetzt, und die erreichbare Kippfestigkeit wird schließlich die Knickfestigkeit des gedrückten Gurtes nicht wesentlich übersteigen können. Die gefährdeten Gurtabschnitte müssen daher verhältnismäßig kleine Schlankheiten erhalten. Bei geringen Längen der gedrückten Bereiche, beispielsweise an Spitzen der Momentenlinien, sind dieselben leicht zu erreichen; bei längerer Erstreckung der plastischen Gebiete ergeben sich Schwierigkeiten zumeist nur dann, wenn seitliche Festhaltungen bloß in größeren Abständen möglich sind.

Beulen, Falten und Kippen sind leichter zu vermeiden, wenn die Streckspannung erst unter verhältnismäßig höheren Lasten in die Stabteile eindringt. Die Selbsthilfe des Stahls soll daher nicht willkürlich, sondern bloß in dem Maße herangezogen werden, als dies zur vollkommeneren Ausnutzung von Stäben mit unveränderlichen Querschnitten (Walzträgern), zur Abschwächung der Momentengrößtwerte sowie zur Vermeidung größerer Verschiedenheiten in den Abmessungen der Tragwerkstäbe usw. (Abb. 3) notwendig erscheint. Wenn für die Bemessung eines statisch unbestimmten Stahl-Tragwerkes mehrere gleichwertige Momentenlinien als Bemessungsgrundlage in Betracht kommen, so ist unter diesen auch immer jene auszuwählen, welche mit dem Momentenverlauf, der unter den Gebrauchslasten dann entsteht, die beste qualitative Übereinstimmung erwarten läßt.

Nach dem vorliegenden Verfahren bemessene, statisch unbestimmte Tragwerke erhalten unter der Einwirkung der Gebrauchslasten örtlich bereits Spannungen, welche die sonst zugelassenen Werte beträchtlich überschreiten können. Es liegen hier ähnliche Verhältnisse wie z. B. für mehrreihige Nietverbindungen vor, bei welchen die der Bemessung zugrunde gelegte gleichmäßige Kraftverteilung auch erst nach Eintritt des Fließens, bzw. erst unmittelbar vor dem Bruche der Verbindung, annähernd erreicht wird. Diese örtlich erhöhten Anstrengungen des Baustoffes dürfen die dauernde Verwendbarkeit der Tragwerke nicht beeinträchtigen. Aus diesem Grunde ist zunächst zu fordern, daß unter den Gebrauchslasten selbst bloß elastische Formänderungen zustande kommen. Kann hierbei mit der Hebung der Elastizitätsgrenze gerechnet werden, was für die in Betracht kommenden Spannungsverhältnisse zumeist möglich sein wird, dann dürfen die Randspannungen bis zur Streckgrenze ansteigen, und es ist bloß zu vermeiden, daß schon unter den Gebrauchslasten die Streckspannung in Querschnitten eindringt. Dieser Bedingung wird auch bei voller Ausnutzung der Querschnitte im allgemeinen immer dann entsprochen, wenn die Festlegung der tragbaren Lasten unter Zugrundelegung einer mindestens zweifachen Sicherheit erfolgt. Bei Verwendung eines kleineren Sicherheitsgrades ist hingegen die Bemessung der Querschnitte nach der Plastizitätsbedingung zumeist nicht mehr möglich; die Querschnitte sind dann so zu bestimmen, daß unter den tragbaren Lasten die Streckspannung erst an den Querschnittsrändern erreicht wird.

Die Bemessung der Tragwerke ist ferner so durchzuführen, daß die Gebrauchslasten mit ausreichender Sicherheit auch dauernd, also nach beliebig oftmaliger Einwirkung getragen werden können. Wird hier der gleiche Sicherheitsgrad wie für einmalige Belastung gefordert — was insofern unberechtigt erscheinen mag, als ja die oftmalige Einwirkung einer Belastung, die bereits größere bleibende Verformungen verursacht, im allgemeinen gar nicht möglich sein wird, da diese Formänderungen und ihre Folgewirkungen die Weiterbelastung der Tragwerke ausschließen —, dann ist die volle Ausnutzung der Querschnitte vielfach nicht mehr zulässig. Den Einfluß wiederholter Belastungen auf Stabwerke im Festigkeitsfalle der Biegung hat Prof. Dr. Fritsche⁴⁾ untersucht, und zwar unter der Annahme unveränderlicher Laststellungen, sowie jedesmaliger vollständiger Entlastung. Die Ergebnisse zeigen, daß unter diesen Voraussetzungen die statisch tragbare Last nicht immer dauernd getragen werden kann, daß aber die in Frage kommenden Unterschiede zwischen einmalig und dauernd tragbarer Last nicht groß sind. Die vorausgesetzten Lastverhältnisse dürften auch für viele Tragwerke des Hochbaues schon genügend ungünstig sein, verschiedentlich kann sich aber doch die Notwendigkeit einer Verschärfung der Rechnungsannahmen ergeben. Werden nun die Querschnitte nicht auf volle Ausnutzung, sondern bloß auf Erreichen der Streckspannung am Rande bemessen, so sind die zugrunde gelegten Lasten auch unter ungünstigeren Verhältnissen noch dauernd tragbar. Für den ideal plastischen Baustoff wäre dann im Sinne Prof. Grünings⁵⁾ ein Spannungszustand statisch möglich, der in keinem

Punkte die Elastizitätsgrenze überschreitet, und die maßgebenden Lasten könnten daher auch bei schwingender Einwirkung dauernd aufgenommen werden. Für Tragwerke aus Baustahl wird damit (wegen $\sigma_e < \sigma_s$) die Unterschreitung des zugrunde gelegten Sicherheitsgrades auch bei diesen unveränderlichen Laststellungen noch nicht völlig vermieden, doch auf jene Ausnahmefälle beschränkt, in welchen die Spannungen der maßgebenden Querschnitte ständigen Vorzeichenwechsel erfahren. Nachdem solche Dauerbelastungen für die in Betracht gezogenen Hochbautragwerke meist nicht in Frage kommen, bleibt in diesen Fällen noch ein Sicherheitsüberschuß für ungünstigere Einwirkungen, die bei wechselnder Stellung der Nutzlasten entstehen können, verfügbar.

Während die eingangs angeführten Versuche²⁾ mit durchlaufenden und eingespannten Trägern inzwischen mehrfach wiederholt wurden⁷⁾, sind Versuchsergebnisse für rahmenartige Stabwerke bisher nicht bekanntgeworden. Im folgenden soll nun über einen einfachen Versuch dieser Art berichtet werden.

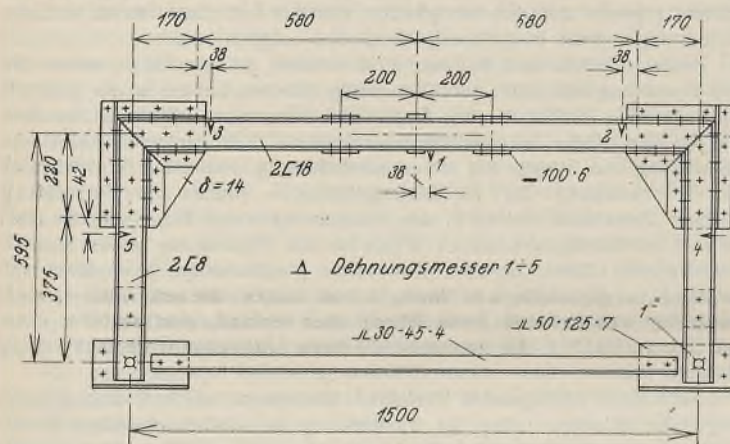


Abb. 5.

Das Versuchstragwerk, ein aus Stahl von Handelsgüte hergestellter Zweigelenk-Rechteckrahmen mit Zugband ist in Abb. 5 dargestellt. Stiele und Riegel bestehen aus je zwei $\square 8$; an den Ecken sind Knotenbleche eingeschoben, mit welchen die Stege unmittelbar, die Flanschen mittels Hilfswinkel vernietet sind. Die Einzelstäbe des Riegels sind durch zwei Paar Bindebleche verbunden; in Riegelmitte ist noch eine Druckplatte zum Ansetzen der Presse vorgesehen. Mit Rücksicht auf die Nietlochschwächungen der Endquerschnitte des Riegels und der Stiele ist in Riegelmitte auch an den Zugflanschen eine Verbindungslasche angeietet, so daß alle maßgebenden Querschnitte die gleiche Nietlochschwächung besitzen. Riegel und Stiele sind aus derselben \square -Stahlstange herausgeschnitten.

An beiden Enden dieser Stange wurde den Flanschen je ein Probestab entnommen. Zerreißversuche mit diesen Stäben ergaben: Proportionsgrenzen etwa $1,8 \text{ t/cm}^2$, Streckgrenzen $2,58$ und $2,67 \text{ t/cm}^2$, Streckbereiche bis $\epsilon = 14 \text{ ‰}$, Bruchfestigkeiten $4,32$ und $4,27 \text{ t/cm}^2$, Bruchdehnungen $38,1$ und $36,4 \text{ ‰}$ für $l_0 = 5 d_0$, sowie $30,5$ und $28,7 \text{ ‰}$ für $l_0 = 10 d_0$. Die ersten Abschnitte der bei diesen Zerreißversuchen aufgenommenen Arbeitslinien sind in Abb. 6 dargestellt.

Das Tragwerk wurde in eine Amsler-Biegemaschine, Riegel nach abwärts, eingebaut, die Stieflüße stützten sich hierbei gegen einen Überlagsträger. Mittels einer 20-t-Presse wurde in Riegelmitte eine in der Tragwandebene wirkende, zum Riegel senkrecht gerichtete Einzellast ausgeübt. Die Versuchsanordnung ist aus Abb. 7 zu ersehen. Das Tragwerk wurde an seinen Ecken mittels stählerner Führungsböcke seitlich gehalten. Mit Rücksicht auf die große Bauhöhe der Presse wurden vorsichtshalber auch beiderseits der Presse, in je 200 mm Abstand von der Riegelmitte, solche Führungsböcke aufgestellt. Um dort die Reibungskräfte bei lotrechten Riegelbewegungen möglichst klein zu halten, wurden zwischen dem Riegel

⁷⁾ S. z. B. J. H. Schaim: „Der durchlaufende Träger unter Berücksichtigung der Plastizität“, Stahlbau 1930, H. 2. — Über einen älteren Versuch (1913) mit eingespannten Trägern s. G. v. Kazinczy: „Bericht über die II. internationale Tagung für Brückenbau und Hochbau“, S. 253.

und den Führungen Rollen eingelegt. Durch Nachlassen der Verbindungsschrauben konnten diese Führungen um ein geringes Maß seitlich verstellbar werden; dadurch war es möglich, die Führungen im Falle ihrer Entbehrlichkeit außer Wirksamkeit zu setzen. Die Belastung wurde stufenweise aufgebracht; nach Erreichen jeder Laststufe wurde so lange zugewartet, bis die Durchbiegungen und Dehnungen nur mehr unmerklich zunahm. Zum Messen der Durchbiegungen in Riegelmitte diente eine Meßuhr, welche an einer Meßbrücke aufgehängt war. Außer diesen Durchbiegungen wurden auch Dehnungen gemessen; die Orte 1 bis 5, an

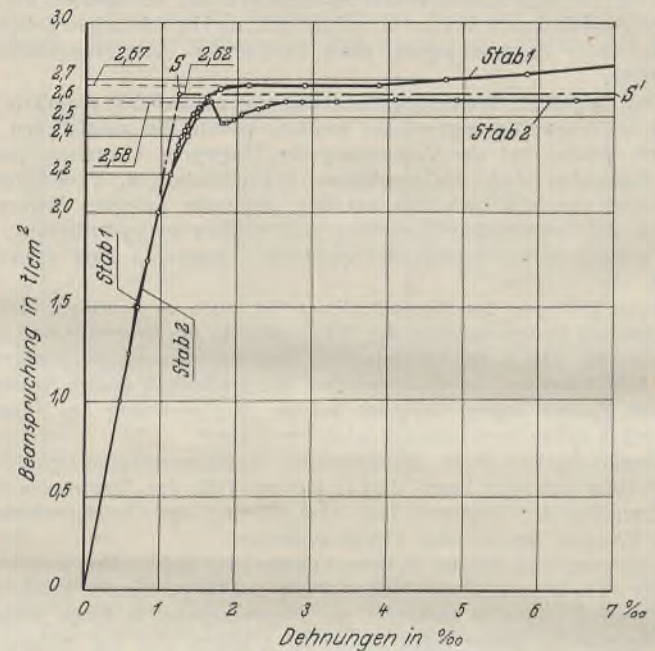


Abb. 6.

welchen Dehnungsmesser angebracht waren, sind aus Abb. 5 zu ersehen. Die Ablesung der Durchbiegungen und Dehnungen erfolgte immer sofort beim Erreichen jeder Laststufe, sowie unmittelbar vor Beginn der weiteren Laststeigerung. In Abb. 9 u. 10 sind nur die letzteren Meßwerte abgetragen. Diesen Schaubildern sind auch die einzelnen Laststufen zu entnehmen.

Während des Belastungsverlaufes wurde besonders auf den Beginn und den Verlauf der mit dem Eindringen der Streckspannung in die Flanschen und Stege zusammenhängenden Instabilitätserscheinungen geachtet. Das Tragwerk, welches möglichst achsrecht in die Maschine eingebaut worden war, hatte sich unter der Last $P = 5,8 \text{ t}$ an die vorderseitigen Führungen der an den Rahmenecken stehenden Böcke satt angelegt und sich dadurch auch den mit größerem Spiel angeordneten Führungen der inneren Böcke genähert. Unter $P = 7 \text{ t}$ drückten schon die Rahmenecken, allerdings nur mit ganz geringer Kraft, gegen die Böcke; gleichzeitig legte sich der Riegel an die Rollen der vorderseitigen Führungen der inneren Böcke an. Diese Führungen wurden daraufhin ein wenig nachgestellt, so daß die Rollen wieder locker lagen. Bei $P = 9,75 \text{ t}$ wurde bereits eine schwache seitliche Ausbiegung des Riegels beobachtet; der Riegel begann sich wieder an die Rollen der inneren Böcke anzulegen, worauf diese Führungen neuerlich nachgestellt und außer Wirksamkeit gesetzt wurden. Mit zunehmender Last vergrößerten sich die seitlichen Ausbiegungen des Riegels, und bei $P = 11,5 \text{ t}$ traten

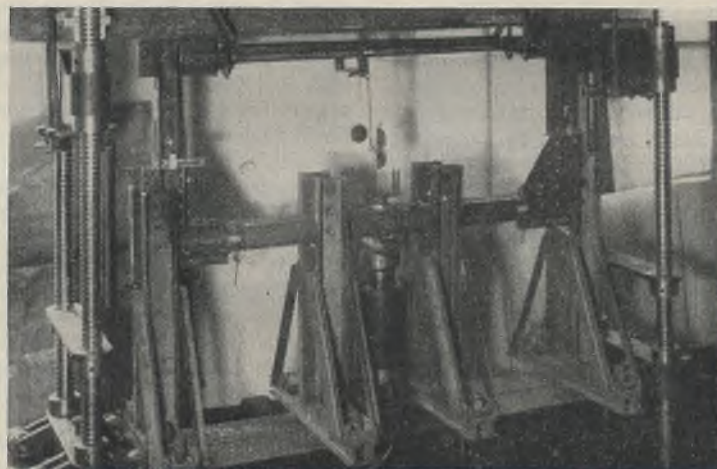


Abb. 7.

die Führungsrollen wieder in Tätigkeit. Unter dieser Last war bereits in jedem Druckflansch, beiderseits des Anschlußnietes der Druckplatte, eine beginnende Faltung zu beobachten. Während der folgenden Lastvergrößerungen blieben die Führungen beiderseits der Presse wirksam. Unter der Last $P = 12,8 \text{ t}$ zeigten sich Einschnürungen an den Nietlochwänden der Zugflanschen des Mittelquerschnittes. Die Durchbiegungen, welche schon seit Durchschreiten der Last $P = 11,25 \text{ t}$ rasch zunahm, erfuhren während der folgenden Lastvergrößerungen noch eine weitere, verhältnismäßige Steigerung, die Faltungen und Einschnürungen in Riegelmitte verstärkten sich. Unter $P = 13,17 \text{ t}$ entstand im rückwärtigen Zug-

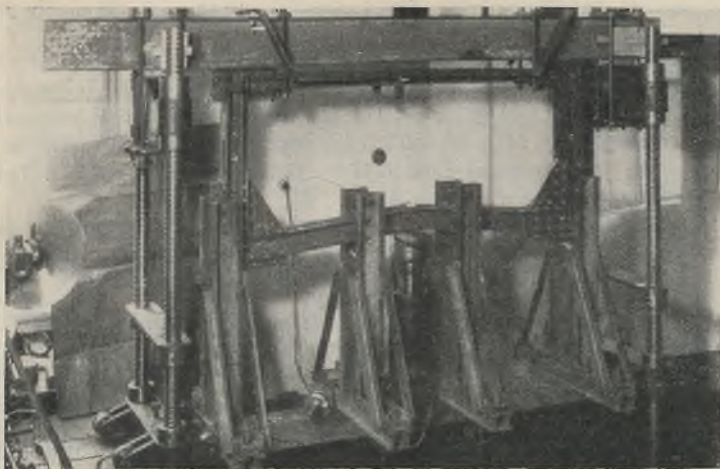


Abb. 8.

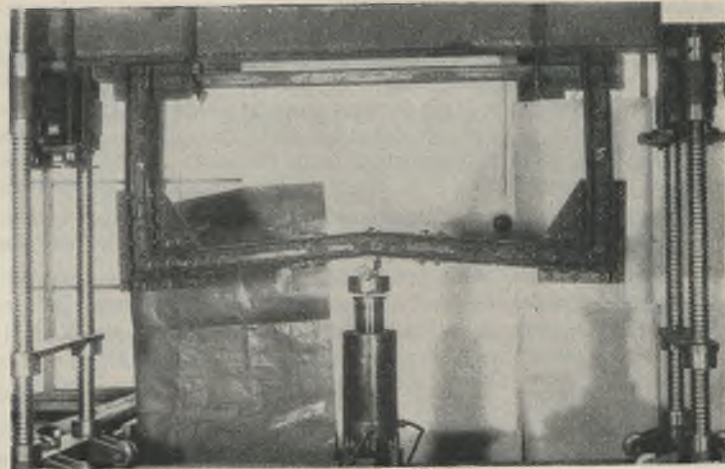


Abb. 9.

flansch der Riegelmitte ein Riß in der äußeren Nietlochwand, worauf der Versuch abgebrochen wurde. An den Stielen sowie an den Riegelenden waren unter dieser Last noch keine seitlichen Ausweichungen oder Faltungen eingetreten; die Rahmenecken, welche mit Absicht stärker ausgebildet worden waren, zeigten nur geringe Verformungen.

In Abb. 8 ist das Tragwerk unter der größten Last zu sehen, die Meßinstrumente sind bereits abgenommen. Abb. 9 zeigt das Tragwerk nach der Entlastung; aus der scharfen Krümmung in Riegelmitte ist die gelenkartige Wirkung dieses Querschnittes während der höheren Laststufen deutlich erkennbar, aus den starken Verbiegungen der Riegel- und Stielenden ist auf einen fortgeschrittenen Momentenausgleich zu schließen. Die bleibenden seitlichen Verformungen des Riegels waren nur sehr gering: auf 1500 mm Sehnenlänge ergab sich bloß eine Pfeilhöhe von 7 mm, die Einzelstäbe des Riegels zeigten hierbei fast gleichartige, stetig gekrümmte Biegelinien, frei von Wendepunkten und örtlichen Krümmungsschärfen.

Unter Zugrundelegung der idealisierten Arbeitslinie $O-S-S'$ (Abb. 6) mit der Streckgrenze $\sigma_s = 2,62 \text{ t/cm}^2$ sollen nun die Vorgänge während des Belastungsverlaufes auf rechnerischem Wege verfolgt werden.

Solange nur elastische Formänderungen auftreten, gilt für den Horizontalschub X des Rahmens die Beziehung

$$(1) \quad X = 0,27 P,$$

welche unter Berücksichtigung der veränderlichen Trägheitsmomente gefunden wurde. Das größte Biegemoment tritt in Riegelmitte auf. Wird die Nietlochschwächung nur für die gezogenen Querschnittsteile in Rechnung gestellt, so entsteht hier am Zugrand die größere Randspannung. Für die Stabquerschnitte gelten die Festwerte (Abb. 11)

Vollquerschnitt:

$$(2a) \quad f_v = 22,0 \text{ cm}^2, \quad W = 53,0 \text{ cm}^3$$

Nutzquerschnitt:

$$(2b) \quad f_n = 19,8 \text{ cm}^2, \quad W_d = 50,1 \text{ cm}^3, \quad W_z = 40,8 \text{ cm}^3;$$

Schwerpunktverschiebung durch den einseitigen Nietabzug:

$$(2c) \quad \xi = 0,41 \text{ cm}.$$

Mit (1) erhält man bei rein elastischer Verformung als Biegemoment (Einheiten t und cm)

$$(3) \quad \begin{cases} \text{in } O & \dots \dots \dots M_O = 21,43 P, \\ \text{in } B, C & \dots \dots \dots M_B = -16,07 P, \end{cases}$$

beide Momente auf die Schwerachse des Vollquerschnittes bezogen. Unter den getroffenen Voraussetzungen ist die rein elastische Verformung mit jenem Lastwert P^S abgeschlossen, unter welchem am Zugrande des Querschnittes O die Streckspannung erreicht wird. Mit (1), (2) und (3) erhält man, unter Beachtung der Schwerachsenlage des nietgeschwächten Querschnittes, aus

$$(4) \quad \sigma_z = \sigma_s = \frac{M_O^S - N^S \xi}{W_z} = \frac{N^S}{f_n}$$

den Lastwert $P = P^S = 5,15 \text{ t}$. Damit ergeben sich die Normalkräfte

$$(5) \quad N^S = X^S = 1,39 \text{ t (Riegel)} \quad \text{und} \quad N_1 = \frac{1}{2} \cdot P^S = 2,575 \text{ t (Stiele),}$$

sowie die Biegemomente

$$(5a) \quad \begin{cases} M_O^S = 110,3 \text{ t} \cdot \text{cm}, & M_B^S = -82,7 \text{ t} \cdot \text{cm}, \\ M_E^S = -39,0 \text{ t} \cdot \text{cm}, & M_G^S = -52,1 \text{ t} \cdot \text{cm}. \end{cases}$$

Am Druckrande des Querschnittes O entsteht hierbei die Spannung

$$\sigma_d = \frac{M_O^S - N^S \xi}{W_d} + \frac{N^S}{f_n} = 2,263 \text{ t/cm}^2.$$

Der Momentenverlauf zum Lastangriff $P = P^S$ ist in Abb. 10 dargestellt. An den Orten 1, 2 und 4, an welchen die Dehnungen gemessen wurden, entstehen die Biegemomente

$$(5b) \quad M_1^S = 100,5 \text{ t} \cdot \text{cm}, \quad M_2^S = -29,2 \text{ t} \cdot \text{cm}, \quad M_4^S = -46,3 \text{ t} \cdot \text{cm}.$$

Der Spannung $\sigma_P = 1,8 \text{ t/cm}^2$ an der Proportionsgrenze entspricht der Lastwert $P^P = 3,54 \text{ t}$.

Bleibt die Nietlochschwächung unberücksichtigt (wobei dann die Spannung des gedrückten Querschnitts maßgebend ist), so erhält man die Lastwerte $\bar{P}^P = 4,31 \text{ t}, \quad \bar{P}^S = 6,28 \text{ t}$.

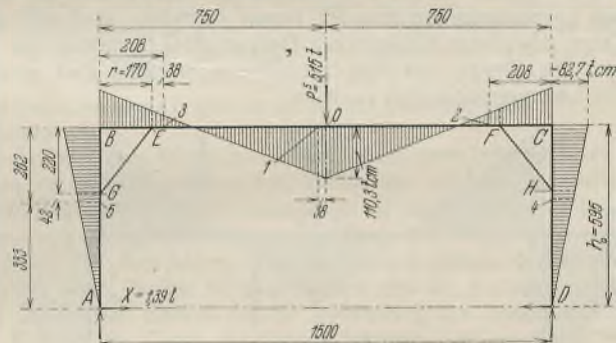


Abb. 10.

Steigt nun P über den Lastwert P^S an, so beginnt sich das plastische Verformungsvermögen des Stahls schon auszuwirken, indem nämlich die Biegemomente nicht mehr verhältnismäßig mit der Belastung anwachsen,

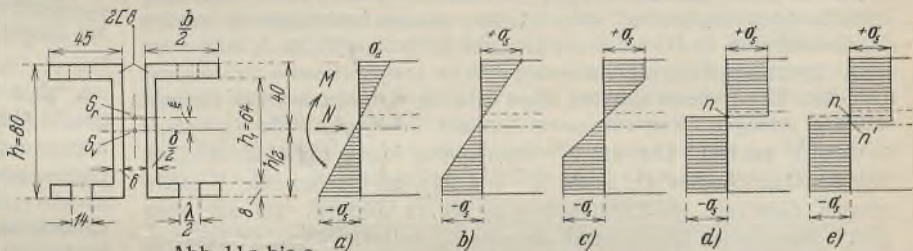


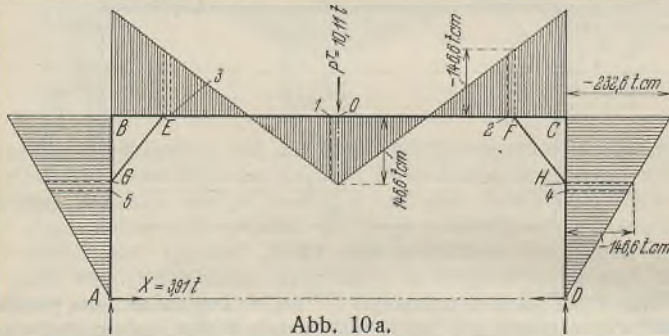
Abb. 11 a bis e.

sondern M_O langsamer und M_B bzw. M_C rascher ansteigen. Unter der Annahme eben bleibender Querschnitte, sowie unter Berücksichtigung der zugrundegelegten Arbeitslinie $O-S-S'$ (ohne Verfestigungsbereich) müssen im Mittelquerschnitt des Riegels der Reihe nach die in Abb. 11 a bis d dargestellten Spannungsbilder zustande kommen. Der kritische Spannungsverlauf nach Abb. 11 d, gekennzeichnet durch die verschwindend klein gewordene Höhe des elastisch verbliebenen Kernes, wird hierbei unter einem ersten kritischen Lastwert $P = P^K$ erreicht. Die Normalkraft N^K und das Biegemoment M^K müssen dann der Plastizitätsbedingung des Querschnittes O genügen. Diese aus Gleichgewichtsbedingungen wieder herzuleitende Beziehung lautet allgemein (Abb. 11)

$$(1a) \quad \left(b - \frac{1}{2} \cdot \lambda\right) (h^2 - h_1^2) + \delta h_1^2 = \frac{4|M|}{\sigma_s} + \frac{1}{\delta} \left[\frac{|N|}{\sigma_s} - \frac{1}{2} \cdot \lambda (h - h_1) \right]^2$$

wobei M wieder das auf die Schwerachse des vollen Querschnittes bezogene Angriffsmoment bedeutet. Steigt nun P^K auf $P^K + \Delta P$ an, so bleibt der kritische Spannungsverlauf in O bestehen, es wandert bloß die Nulllinie von n nach n' (Abb. 11 e). Eine andere Spannungsverteilung ist nicht möglich. Unter der Einwirkung des Lastzuwachses ΔP werden nämlich beide Riegelhälften in O gegeneinander gepreßt, wobei diese zuwachsende Druckkraft nur im gezogenen Teile des Querschnittes übertragen werden kann, da ja die gestauchten Teile keinen Druckwiderstand leisten. Größere Spannungen als die Streckspannungen $\pm \sigma_s$, welche als

unveränderliche Spannungswerte betrachtet werden, können voraussetzungs- gemäß im Baustoff nicht wirken, kleinere Spannungen sind wieder deshalb nicht möglich, weil diese Spannungen und daher auch das innere Moment des Querschnittes einer Steigerung fähig wären; vom Lastzuwachs ΔP würde dann gleichzeitig in O ein Moment geweckt werden, welches diesen Biegungswiderstand aufzehrt, der daher gar nicht zustande kommen kann. Aus demselben Grunde muß schließlich auch die unter ΔP zuwachsende Druckkraft des Querschnittes O in einem an den gestauchten Bereich des Querschnittes unmittelbar anschließenden Abschnitte $\bar{n}\bar{n}'$ übertragen werden. Diese zuwachsende Druckkraft muß mit Rücksicht auf die Erhaltung des Gleichgewichtes in der Höhe des Spannungskörpers $2\sigma_s \delta \bar{n}\bar{n}'$ angreifen, und an Größe dem Inhalte dieses Spannungskörpers gleich sein. Bei der Laststeigerung von P^K auf $P^K + \Delta P$ ändert sich daher die Normalkraft N^K um $\Delta N = 2\sigma_s \delta \bar{n}\bar{n}'$ und das Biegemoment M_O^K um $\Delta M = + \Delta N c$ (das innere Moment wird kleiner); unter c ist der Abstand des Schwerpunktes des Spannungskörpers $2\sigma_s \delta \bar{n}\bar{n}'$ von der Schwerachse des Vollquerschnittes zu verstehen. Die zu $P = P^K + \Delta P$ gehörigen Wirkungsgrößen $N^K + \Delta N$ und $M^K + \Delta M$ genügen dann wieder der Gl. Ia. Ist der Rahmen für den Lastangriff P^K als einfach statisch unbestimmtes System aus den elastisch plastischen Verformungen berechnet worden, so kann für jeden weiteren Lastzuwachs ΔP der zugehörige Spannungszustand aus Gleichgewichtsbedingungen ermittelt werden. Nach Überschreiten des Lastwertes P^K verhält sich das Tragwerk wie ein Dreieckrahmen, dessen Riegelgelenk n sich mit zunehmender Last ständig nach abwärts verschiebt. Die Verschiebungen $\bar{n}\bar{n}'$, welche unter den noch möglichen Laststeigerungen über P^K hinaus entstehen, sind sehr gering, so daß auch das innere Moment des Querschnittes O hierbei nur wenig abnimmt. Die Riegel- und Stiel-Endmomente wachsen aber unter den folgenden Lastvergrößerungen rasch an.



Unter einem Lastwert $P = P^T$ wird schließlich auch in E bzw. F der kritische Spannungsverlauf erreicht; bei weiterer Laststeigerung würden die Querschnitte E, O und F als Gelenke wirken, und das System wäre labil. Demnach stellt diese zweite kritische Last P^T bereits die tragbare Last dar. Unter dieser könnten schon beliebig viele Querschnitte Gelenkwirkung erlangen (was hier auch für die Stielquerschnitte G und H tatsächlich zutrifft). Die von P^T verursachten Wirkungsgrößen N^T und M_O^T des Querschnittes O , sowie N^T und M_E^T der Querschnitte E und F müssen dann die Plastizitätsbedingung Gl. Ia erfüllen. Da auf diese gleich bemessenen Querschnitte dieselbe Normalkraft $N^T = X^T$ einwirkt, müssen auch ihre Biegemomente dem absoluten Werte nach gleich sein. Demnach gelten die Beziehungen (Abb. 10a)

$$(6) \quad \begin{cases} M_O^T = \frac{1}{4} \cdot P^T l - X^T h_0, & M_E^T = \frac{1}{2} \cdot P^T r - X^T h_0, \\ M_O^T = -M_E^T, \end{cases}$$

aus welchen für den Horizontalschub

$$(7) \quad X^T = N^T = \frac{P^T}{2h_0} \left(\frac{l}{4} + \frac{r}{2} \right)$$

folgt. Für das Versuchstragwerk ist

$$(8) \quad l = 150 \text{ cm}, \quad h_0 = 59,5 \text{ cm}, \quad r = 17 \text{ cm}.$$

Damit erhält man aus Gl. 7

$$(9) \quad X^T = 0,387 P^T,$$

und damit aus Gl. 6

$$(10) \quad M_O^T = 14,497 P^T = -M_E^T = -M_F^T.$$

Mit den Querschnittmaßen (Abb. 11)

$$(8a) \quad h = 8 \text{ cm}, \quad h_1 = 6,4 \text{ cm}, \quad \delta = 1,2 \text{ cm}, \quad b = 9 \text{ cm}, \quad \lambda = 2,8 \text{ cm}$$

und mit $\sigma_s = 2,62 \text{ t/cm}^2$ erhält man aus der Plastizitätsbedingung Gl. Ia

$$P^T = 10,11 \text{ t}$$

und damit

$$X^T = 3,91 \text{ t}, \quad M_O^T = -M_E^T = 146,6 \text{ t} \cdot \text{cm}, \quad M_B^T = -232,6 \text{ t} \cdot \text{cm}.$$

Der Momentenverlauf ist in Abb. 10a dargestellt.

Diese Berechnung ist nur gültig, wenn die Eckverbindungen und die Stiele nicht vorzeitig versagen. In den maßgebenden Stielquerschnitten

G und H entstehen unter der Last $P^T = 10,11 \text{ t}$ die Momente $M_G^T = M_H^T = -146,6 \text{ t} \cdot \text{cm}$ und die Normalkräfte $N_G^T = N_H^T = \frac{1}{2} \cdot P^T = 5,055 \text{ t}$. Aus Gl. Ia würde sich zu dieser Normalkraft als tragbares Moment $M = 146,8 \text{ t} \cdot \text{cm}$ ergeben. Dieses ist nur wenig größer als die wirkenden Momente M_G^T und M_H^T , so daß die Querschnitte G und H gerade noch ausreichen und unter der Last $10,11 \text{ t}$ praktisch ebenfalls schon Gelenkwirkung erlangen.

Das Verhältnis zwischen Eckmoment und Mittenmoment ist hier $\frac{M_B^T}{M_O^T} = 1,59$, unter der Last P^S war dasselbe $\frac{M_B^S}{M_O^S} = 0,75$. Daraus

ist zu ersehen, daß im vorliegenden Falle die Auswirkung der Selbsthilfe eine sehr weitgehende ist, so daß auch für die zuerst plastisch werdenden Stabteile (Riegelmitte) der Eintritt von Instabilitäten in hohem Maße begünstigt wird. Trotzdem waren Faltungen erst unter den höchsten Laststufen hervorgetreten, während die seitlichen Ausweichungen auch dann noch gering blieben und das Tragvermögen nicht beeinflussen konnten.

Blieben die Nietschwächungen außer Betracht, so ergibt eine gleichartige Rechnung, bei Verwendung der Plastizitätsbedingung Gl. I, als tragbare Last $\bar{P}^T = 11,48 \text{ t}$, zu welcher dann $\bar{X}^T = 4,44 \text{ t}$, $\bar{M}_O^T = 166,3 \text{ t} \cdot \text{cm}$ und $\bar{M}_B^T = -264,2 \text{ t} \cdot \text{cm}$ gehören.

Es soll jetzt noch festgestellt werden, welcher Last P die Abmessungen des Tragwerkes genügen, wenn bloß auf Erreichen der Streckspannung am Querschnittsrande bemessen wird, also jenes Verfahren der Querschnittsermittlung zur Anwendung gelangt, welches für Trägersysteme bisher immer in Aussicht genommen war. Auch hier wird mit vollem Momentenausgleich gerechnet, so zwar, als würden die Querschnitte schon beim Eintritt der Streckspannung am Rande Gelenkwirkung erlangen; die Gleichungen 6 und 7 bzw. 9 und 10 bleiben daher in Geltung.

Wird zunächst der Nietlochabzug für die gezogenen Flanschen berücksichtigt und beachtet man, daß die Biegemomente immer auf die Schwerachse des Vollquerschnittes bezogen sind, so können mit 2b und 2c die Randspannungen in O ausgedrückt werden durch

$$(11) \quad \begin{cases} \sigma_d = \frac{M_O - N \cdot 0,41}{50,1} + \frac{N}{19,8} \\ \sigma_z = \frac{M_O - N \cdot 0,41}{40,8} - \frac{N}{19,8} \end{cases}$$

Aus Gl. 9, 10 und 11 erhält man für $\sigma_z = \sigma_s = 2,62 \text{ t/cm}^2$ als tragbare Last $\bar{P}^0 = 7,90 \text{ t}$

und dazu $M_O^0 = 114,53 \text{ t} \cdot \text{cm} = -M_E^0 = -M_F^0$, sowie $M_G^0 = M_H^0 = -114,47 \text{ t} \cdot \text{cm}$. Die Spannung am Druckrande von O ist $2,416 \text{ t/cm}^2$, in den Querschnitten G und H entstehen die Randspannungen $\sigma_d = 2,464 \text{ t/cm}^2$ und $\sigma_z = 2,577 \text{ t/cm}^2$.

Blieben die Nietlochschwächungen unberücksichtigt, dann erhält man auf ähnlichem Wege, mit $\sigma_d = \sigma_s$, $\bar{P}^0 = 9,00 \text{ t}$.

Wird die Last $P^T = 10,11 \text{ t}$, welche bei voller Ausnutzung der nietgeschwächten Querschnitte erhalten wurde, als maßgebende tragbare Last angesehen, so genügt das Tragwerk z. B. bei zweifacher Sicherheit einer Gebrauchslast von $5,05 \text{ t}$. Diese ist nur wenig kleiner als die Last $P^S = 5,15 \text{ t}$; die Forderung, daß die Streckspannung unter dem Angriff der Gebrauchslasten noch an keinem Orte des Tragwerkes in den Baustoff eindringen dürfe, ist daher nur knapp erfüllt.

Wird die Last $P^0 = 7,90 \text{ t}$, welche einer Bemessung der nietgeschwächten Querschnitte auf Erreichen der Streckspannung am Querschnittsrande zugehört [und welche nach Professor Maier-Leibnitz als „praktisch tragbare Last“ zu bezeichnen wäre] als maßgebend betrachtet, so reicht das Versuchstragwerk bei zweifacher Sicherheit für eine Gebrauchslast von $3,95 \text{ t}$.

Im Falle der Bemessung nach zulässigen Spannungen wäre bei zweifacher Sicherheit mit $s_{zul} = \frac{1}{2} \cdot 2,62 = 1,310 \text{ t/cm}^2$ zu rechnen. Das Ver-

suchstragwerk würde dann nur einer Gebrauchslast von $\frac{1}{2} \cdot P^S = 2,575 \text{ t}$ genügen. Dieses Ergebnis darf aber mit den vorstehend errechneten Gebrauchslasten von $3,95$ und $5,05 \text{ t}$ nicht verglichen werden, da eine zweckentsprechende Bemessung des Tragwerkes nach zulässigen Spannungen zu anderen Querschnittsverhältnissen führt.

Im Schaubild der gemessenen Durchbiegungen für O (Abb. 12) sind die errechneten charakteristischen Lastwerte, und zwar $P^P = 3,54 \text{ t}$ ($4,31 \text{ t}$), $P^S = 5,15 \text{ t}$ ($6,28 \text{ t}$), $P^0 = 7,90 \text{ t}$ ($9,00 \text{ t}$) und $P^T = 10,11 \text{ t}$ ($11,48 \text{ t}$) hervorgehoben. Aus dem Verlauf der Durchbiegungen ist zu ersehen, daß erstmalig nach Überschreiten der Last $P = 8 \text{ t}$ eine raschere Zunahme der Formänderungen eintritt, daß aber der Beginn der vollkommenen Überwindung des inneren Widerstandes des Baustoffes erst in die Laststufe $P = 11 \text{ t}$ fällt. Tatsächlich war der Zeiger der Meßuhr erst beim Durchschreiten der Last $P = 11,25 \text{ t}$ in rasche Bewegung geraten. Die

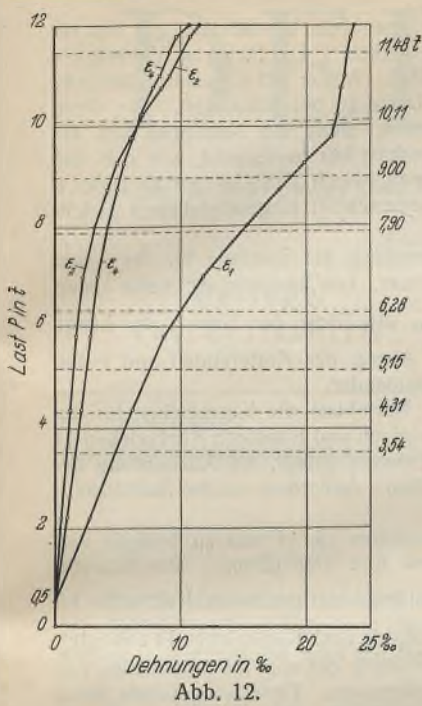


Abb. 12.

Durchbiegungen sind selbst unter den höheren Lasten noch verhältnismäßig klein; so z. B. entsprechen den Lasten $P = 7,9, 9,0$ und $10,11$ t die (nach abgewartetem Nachfließen gemessen) Durchbiegungen $5,4, 7,3$ und $9,9$ mm, und die Durchbiegungsverhältnisse $1/278, 1/205$ und $1/152$; die bleibende Verschiebung in O erreicht erst unter $P = 12$ die Größe der elastischen Durchbiegung.

Die Zugspannungen, welche unter $P = P^S$ an den Meßorten 1 (Flansch außen), 2, 3, 4 und 5 (Flansch innen) entstehen, sind aus

$$\sigma_{z,1} \approx \frac{M}{53,0} - \frac{N}{22,0} \text{ und } \sigma_{z,2-5} \approx \frac{3,2}{4,0} \cdot \frac{M}{53,0} - \frac{N}{22,0} \text{ (Einheiten t und cm)}$$

bestimmbar. Für $P = 5,15$ t erhält man bei Verwendung der zugehörigen Normalkräfte und Biegemomente nach Zeile 5) und 5b) der Reihe nach die Zugspannungen $1,831, 0,378$ und $0,582$ t/cm², welchen für $E = 2150$ t/cm² die Dehnungen $0,85, 0,16$ und $0,27\%$ zugehören. Aus den Schaubildern (Abb. 13) erhält man zur gleichen Last die Meßwerte $0,82, 0,16$ und $0,25\%$. Die ϵ_1 -Linie (Abb. 13) zeigt im Lastwerte $P = 9,75$ t einen Knick; nach Überschreitung dieses Lastwertes nehmen die Dehnungen ϵ_1 plötzlich nur sehr langsam zu. Nun hat die rechnerische Verfolgung der Vorgänge während des Belastungsverlaufes, durchgeführt unter Zugrundelegung der in Abb. 6 eingelegten idealisierten Arbeitslinie $O-S-S'$, ergeben, daß unter einem bestimmten, zwischen P^S und P^T gelegenen Lastwert P^K der Querschnitt O Gelenkwirkung erlangt, so daß bei weiterer Lastaufbringung das bis $P = P^K$ ständig angewachsene Biegemoment des Querschnitts 1 nun eine Verminderung erfährt. Damit ist zunächst die Unstetigkeit der ϵ_1 -Linie im Lastpunkte $P = P^K = 9,75$ t erklärt. Die Entlastung, welche bei Überschreitung dieses Lastwertes am Meßorte 1 zustande kommt, kann im Hinblick auf die Lage desselben nur sehr gering sein. Immerhin müßten aber bei ideal plastischem Stahl die Dehnungen ϵ_1 nach Überschreiten von P^K in geringem Maße abnehmen. Der Baustoff des Versuchstragwerkes besitzt aber keinen waagrecht verlaufenden, sondern einen schwach ansteigenden Streckbereich (Abb. 6), und im Querschnitt O kann nach Überschreitung der kritischen Last P (auch aus diesem Grunde)

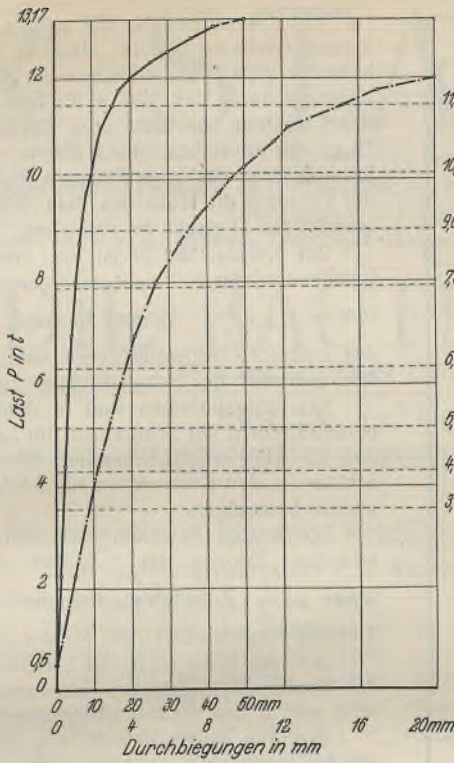


Abb. 13.

keine vollständige Gelenkwirkung eintreten. Trotz der stärker anwachsenden Normalkraft nimmt dann das innere Moment des Querschnitts 1 noch weiterhin, wenn auch wenig, zu, und am Meßorte 1 muß keine Entlastung zustande kommen. Für Lasten über P^K können daher die Dehnungen ϵ_1 in geringem Maße auch während des Durchlaufens des Streckbereichs noch weiter anwachsen, wie dies eben im vorliegenden Falle tatsächlich zutraf. Die Messung der Dehnungen ϵ_1 wurde bei $P = 12$ t abgebrochen und der Verlauf der ϵ_1 -Linie kann daher über den Einfluß der Verfestigung in Riegelmitte keinen Aufschluß mehr geben.

Die Schaubilder der Dehnungen ϵ_2 und ϵ_4 überschneiden sich bei $P = 10$ t. Daß für den anfänglichen Belastungsverlauf $\epsilon_2 < \epsilon_4$ sein muß, ist schon aus den zu $P^S = 5,15$ t gerechneten Dehnungswerten zu ersehen. Während der rein elastischen Verformung ist also das Biegemoment des Querschnitts 4 überwiegend größer (absolut) als jenes des Querschnitts 2, so daß in 4, trotz der größeren Normalkraft des Stieles, eine größere Flansch-Zugspannung als in 2 entsteht. Nach Eintritt plastischer Verformungen werden aber die Unterschiede in diesen Momenten mit zunehmender Last immer geringer, und bei ideal plastischem Baustoff erhält hier das Biegemoment in 2 einen größeren Endwert als das Moment in 4. Da außerdem die Normalkraft des Riegels kleiner ist als jene des Stieles, so wird auch die Dehnung ϵ_2 dann größer sein als ϵ_4 ; bei ideal plastischem Baustoff müssen sich daher die Linien der ϵ_2 und ϵ_4 schon vor Erreichen der tragbaren Last überschneiden. Das muß aber auch für das Tragwerk aus Baustahl gelten, wenn der Momentenausgleich genügend weit fortgeschritten ist. Tatsächlich bestand unter der Last $P = 12$ t schon eine weitgehende plastische Durchdringung der Riegel- und Stielenden, wie auch während der folgenden Laststeigerung auf $P = 12,4$ t, aus der plötzlich einsetzenden, raschen Zeigerbewegung der Dehnungsmesser 2, 3, 4 und 5 zu ersehen war.

Gegenüber dem Werte $P = 9,75$ t für die erste kritische Last, welcher sich aus der ϵ_1 -Linie ergeben hat, ist die für nutzbare Querschnitte errechnete Traglast $P^T = 10,11$ t ersichtlich zu klein. Auch die Dehnungen ϵ_2 und ϵ_4 der bezüglichen Meßorte an Stiel- und Riegelenden zeigen erst unter $P = 11,75$ t den Anfang jener rascheren Zunahme, die bei $P = 12,4$ t eingetreten war. Daraus ist zu schließen, daß die Nietlöschwächungen keinen besonderen Einfluß auf die Auswirkung der Selbsthilfe des Baustahls, bzw. auf die Größe der statisch tragbaren Last ausüben. Während der plastischen Durchdringung der Stabteile erreicht eben der Baustoff der geschwächten Flanschen örtlich schon den Verfestigungsbereich, so daß der Querschnittverlust zufolge der Nietlöcher kaum zur Geltung kommt.

Die vorstehenden Versuchsergebnisse zeigen, daß die Selbsthilfe des Baustahls auch im Festigkeitsfalle Biegung und Normalkraft in der vorausgesehenen Art zur Auswirkung gelangt. Die Last von $10,1$ t, welche hier bei voller Ausnutzung der Querschnitte, unter bloßer Berücksichtigung der Nietlöschwächungen in den gezogenen Flanschen derselben, als tragbare Last errechnet wurde, ist auch tatsächlich, ohne Störung durch vorzeitig eintretende Instabilitäterscheinungen erreicht worden, trotzdem die plastische Durchdringung der Riegelmitte schon unter der Last $P = 5,15$ t begonnen hat. Bei fortgesetzter Belastung ist diese rechnungsmäßig tragbare Last dann noch um 30% überschritten worden.

Das Versuchstragwerk wurde mir von der Brückenbauanstalt Wagner-Biro A.-G., Wien-Graz, kostenlos zur Verfügung gestellt, wofür ich Herrn Zentraldirektor Dr.-Ing. C. Rosenberg auch an dieser Stelle bestens danke. Der Versuch ist in der Technischen Versuchsanstalt der Technischen Hochschule in Wien ausgeführt worden. Für die Ermöglichung und Durchführung dieses Versuches bin ich dem Leiter der Versuchsanstalt, Herrn Prof. Dr.-Ing. F. Rinagl, zu besonderem Dank verpflichtet.

Alle Rechte vorbehalten.

Das neue Normblatt DIN 1912 für schweißtechnische Zeichen.

Von Prof. Dr.-Ing. A. Hilpert.

Nach der Veröffentlichung der „Vorschriften für geschweißte Stahlbauten“ DIN 4100 sind jetzt mit dem Normblatt DIN 1912¹⁾ die lang erwarteten Kurzzeichen für Schmelzschweißen bekanntgegeben worden. Die für den Stahlbau in Betracht kommenden Kurzzeichen sind in der umstehenden Abbildung wiedergegeben.

Bei den Stumpfnähten Kurzzeichen 1 und 2 kommt sowohl die Form der Schweißnaht als auch die der Schweißnahtoberfläche eindeutig zum Ausdruck. Die je nach der Oberfläche gewölbte oder geradlinige Schraffur wird nur in der maßstäblichen Darstellung angewendet, im

Sinnbild nur ausnahmsweise, um die Deutlichkeit zu erhöhen. Geradlinige Schraffur z. B. nach Kurzzeichen 3 bedeutet, daß entweder die natürliche Oberfläche der Schweißnaht über den Blechrand nicht vorstehen darf, oder daß die Schweißnaht nachträglich abgearbeitet werden muß, wie dies bei Gurtplattenstößen von Blechträgern mitunter notwendig wird.

Kurzzeichen 4 und 5 zeigen den sehr wichtigen Unterschied bei der Darstellung sichtbarer und unsichtbarer Schweißnähte.

Die praktische Anwendung dieser Darstellungsart liefern Kurzzeichen 6 für durchlaufende Kehlnähte und Kurzzeichen 7, 8 und 9 für verschiedene Formen von unterbrochenen Nähten an überlappten Stößen und für den Laschenstoß.

¹⁾ Zu beziehen durch den Deutschen Normenausschuß, Berlin NW 7, Dorotheenstraße 40.

Nr.	Benennung	Maßstäbliche Darstellung	Sinnbild
1	Stumpfnah V-Nah		
2			
3			
Bei Schweißnähten ohne Wulst werden statt Bogen gerade Linien gezeichnet.			
4	Kehl= nah	volle Kehl= nah sicht= bar u. durch= laufend.	
5		volle Kehl= nah unsicht= bar u. durch= laufend	
6	Kehl-nah zweiseitig		
7	Kehl-nah zweiseitig		
Überlappten Stoß, unterbrochene u. durchlaufende Nah			
8	Kehl-nah zweiseitig		
Laschenstoß, durchlaufende Nah			
9	Kehl-nah beidenseitig durchlaufend		
10	Kehl= nah	leichte Kehl-nah unter= brochen	
11	Langloch Schlitz= nah		
12		Rundloch	
13	Kehl-nah zweiseitig		
14	Kehl-nah zickzack		
T-Stoß, unterbrochene u. durchlaufende Nah			
15	Kehl-nah zweiseitig		

¹⁾ Es sind nur volle Kehl-nah gezeichnet, bei Verwendung von leichten Kehl-nah sind die für sie geltenden Sinnbilder entsprechend anzuwenden.

Kurzzeichen für Schmelzschweißen.

Das Kurzzeichen für die volle Kehl-nah, der Viertelkreis, gilt nur für unterbrochene Nähte, wenn er leer bleibt. Der Strich im Viertelkreis bedeutet stets durchlaufende volle Nähte. Weiter gilt allgemein, daß jede Kehl-nah durch das Maß a für ihre Dicke zu bezeichnen ist. Für diese Regel besteht nur dann eine Ausnahme, wenn die Nahdicke aus der Dicke der zu verbindenden Bleche unmittelbar hervorgeht, wie z. B. bei Stumpfnähten der verschiedenen Formen. Nach DIN 4100 ist als Dicke a der Kehl-nah die Höhe des dem Nahquerschnitt eingeschriebenen gleichschenkligen Dreiecks zu verstehen.

Bei Kurzzeichen 10 ist die Anwendung der Symbole für die unterbrochene leichte Kehl-nah gekennzeichnet. Die Bezeichnungsweise lautet nunmehr $a \cdot \frac{l}{e}$. Hierbei bedeutet a die Dicke der Nah, l die Länge des einzelnen Schweißstriches unter Abzug der Kraterenden und e den Mittenabstand der Schweißstriche voneinander.

Neu aufgenommen sind in dem Normblatt die Kurzzeichen für die beiden Formen der Schlitz-nah, für Langloch und Rundloch Kurzzeichen 11 und 12. Hier wurde besonderer Wert darauf gelegt, die Ausrundung der Schlitz-nah in den Kurzzeichen auszudrücken. Außerdem ist die Nahdicke a wieder beizufügen.

Die letzten Beispiele nach Kurzzeichen 13, 14 und 15 bringen verschiedene Formen des T-Stoßes und ihre Darstellung. Die Schreibweise $a \cdot \frac{l}{e} \cdot Z$ bedeutet, daß die beiden unterbrochenen Kehl-nah im Zickzack ausgeführt werden, wie der Grundriß nach Kurzzeichen 14 andeutet.

In Kurzzeichen 15 ist die Unterscheidung der vorn durchlaufenden von der hinten unterbrochenen Nah bemerkenswert. Der durchgehende Strich wird nur in den vorderen Viertelkreisen des Kurzzeichens eingetragen.

Von den neuen Normen, die nach langjähriger Arbeit nun festgelegt wurden, kann wohl erwartet werden, daß sie sich auch in den Betrieben der Stahlbau-Industrie einheitlich durchsetzen. Nicht zu übersehen ist, daß eine Synthese zu schaffen war aus den Forderungen, welche die verschiedenen Anwendungsgebiete der Schweißtechnik an diese Normen gestellt haben. Wenn einzelne Sinnbilder nicht restlos den Anforderungen des einen oder des anderen Anwendungsgebietes entsprechen, so muß daran gedacht werden, daß noch ein großer Vorteil darin liegt, wenn alle Betriebe, die die Schweißverfahren eingeführt haben, für die Darstellung auch die gleichen Zeichen anwenden. Überdies steht zu hoffen, daß der Abschluß der deutschen Normungsarbeit auf diesem Gebiet auch für die Festlegung internationaler Symbole für Schweiß-nah von großem Wert sein wird. Heute sind die Abweichungen in der Darstellung der Schweiß-nah in den verschiedenen Ländern noch so bedeutend, daß die Konstruktionszeichnungen schwer zu verstehen sind. Es kann nur im Interesse der deutschen Industrie und nicht zuletzt des deutschen Stahlbaues liegen, wenn auch für die Festlegung schweißtechnischer Zeichen internationale Vereinbarungen geschaffen werden.

Verschiedenes.

Montage eines Wasserbehälterdaches mittels Schwimmkörper. Die Errichtung des zylindrischen Wasserbehälters im Buchanan-Park, Lancaster (Pa.), war (nach Eng. News-Rec. vom 12. Mai 1932) bis zur Aufbringung der Dachkonstruktion fortgeschritten — der Behälter weist bei einem Fassungsvermögen von rd. 20 000 m³ einen Durchmesser von 30,5 m und eine Höhe von 28 m auf —, als sich die Frage erhob, wie die Montage des Kuppeldaches (geschweißte Stahlkonstruktion) am zweckmäßigsten bewerkstelligt werden könnte. Der Einbau eines Montagegerüsts hätte neben den großen Kosten für die Aufstellung den Nachteil gehabt, daß nach Fertigstellung des Daches die Entfernung der im Innern des Behälters liegenden Hilfskonstruktion durch die beiden Mannlöcher, den einzigen Öffnungen in der Umfassungswand, große Schwierigkeiten verursacht hätte; desgleichen war eine Montage von außen durch Krane bei der Höhe und dem Umfang des Bauwerks zu zeitraubend und kostspielig. Man verfiel auf die originelle Idee, sich des Inhalts des „Wasser“behälters als „Hilfsgerüst“ zu bedienen und das Dach aufschwimmen zu lassen. Auf dem Behälterboden wurden eine Anzahl Schwimmkörper von 1,85 × 2,15 m Größe und 1,52 m Höhe mit einer Tragfähigkeit von rd. 4550 kg je Stück aufgebaut, darauf die Dachbinder einschließlich der Dachhaut montiert und der Behälter vermittels einer 24"-Leitung langsam mit Wasser gefüllt. Nach etwa 56 Stunden war der Hubvorgang beendet und das Dach bis zur Traufe aufgeschwommen, so daß die Verbindung mit der Umfassungswand erfolgen konnte. Die Schwimmer wurden dann nach Ablassen des Wassers auseinandergenommen und durch die Mannlöcher entfernt. Der Behälter ist vollkommen in geschweißter Stahlkonstruktion hergestellt, Umfassungswand und Dachhaut werden aus 4^{3/4} mm starken Stahlplatten gebildet.
Dipl.-Ing. S. Herz.

INHALT: Über die Auswirkung der „Selbsthilfe“ des Baustahls in rahmenartigen Stabwerken. — Das neue Normblatt DIN 1912 für schweißtechnische Zeichen. — Verschiedenes: Montage eines Wasserbehälterdaches mittels Schwimmkörper.

Für die Schriftleitung verantwortlich: Geh. Regierungsrat Prof. A. Hertwig, Berlin-Charlottenburg. Verlag von Wilhelm Ernst & Sohn, Berlin W8. Druck der Buchdruckerei Gebrüder Ernst, Berlin SW 68.

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 ge-
samte Bauingenieurwesen

Preis des Jahrganges 10 RM und Postgeld

5. Jahrgang

BERLIN, 19. August 1932

Heft 17

Alle Rechte vorbehalten.

Montagekran für das Schiffshebewerk Niederfinow.

Von Regierungsbaumeister a. D. Kurt Wüst, zur Zeit Niederfinow.

Für die Aufstellung der 7500 t Stahlkonstruktion sowie eines Teiles der 3500 t Maschinenteile und 3800 t Gegengewichte des Schiffshebewerkes in Niederfinow wird ein fahrbarer Portalkran verwendet, der wohl der bislang größte Montagekran sein dürfte (Abb. 1).



Abb. 1. Der Montagekran im Betrieb bei der Aufstellung der Stahlkonstruktion (Sept. 1931). Teile der Hilfsbrücke als Montagehilfsverband zwischen den Rahmenstielen des Hebewerkerüstes.

Seine Abmessungen (Abb. 2) ergeben sich aus der Größe des Hebewerkerüstes selbst von 100 m Länge, 34 m Breite und 60 m Höhe bzw. 52 m Höhe über Gelände, welches der Kran umfaßt. Zur Vermeidung unzulässiger Belastungen aus der Kranbahn auf die Dichtung des Grundbaues, die einschließlich der vorhandenen Erdlast 1000 kg/m² nicht überschreiten durfte, ergab sich eine Fahrbahnweite (Spurweite) von 46,70 m. Aus der gleichen Bedingung war es auch notwendig, das Transportgleis für die Anfuhr der Konstruktion auf der Südseite um weitere 5 m außerhalb der Kranbahn zu verlegen, wodurch die Kranbrücke mit ihren Katzbahnen 8,80 m über die Portalstützen auskragend und südlich durchfahrbar ausgebildet werden mußte. Diese Rücksichtnahme auf den vorhandenen Grundbau¹⁾ beeinflusste weitgehend auch die gesamte Montage des Kranes, da das Gelände zwischen der Kranfahrbahn für den Zusammenbau und die Aufstellung der Montagegeräte nicht benutzt werden konnte.

Die Gewichte, Abmessungen, Tragfähigkeit und maschinelle Ausrüstung des Kranes sind die folgenden:

I. Gewichte	
Stahlkonstruktion des Gerüsts	178,3 t
4 Fahrwagen mit Antrieb	20,8 t
25 t-Katze mit Flasche	3,3 t
6 t-Katze mit Flasche	1,0 t
Seile, Seilwagen und Umlenkrollen	3,7 t
Hub- und Fahrwerke im Maschinenhaus	19,9 t
Holzteile des Maschinenhauses und Besichtigungssteiges	10,0 t
Gesamtes Betriebsgewicht	237,0 t

¹⁾ Vgl. Bautechn. 1930, Heft 45, S. 676.

II. Geschwindigkeiten	
25 t Heben	4,5 m/min mit 43 PS
6 t Heben	20 " " 43 PS
25 und 6 t Katzfahren	3 " " Hubmotoren
Kranfahren	10 " " 2 × 28 PS
Stromart	220/380 V Drehstrom.

III. Kranfahrwerk (s. a. Abb. 2)	
Achsstand der Fahrwagen	30 000 mm
Anzahl der Fahrwagen	4
Anzahl der Räder je Fahrwagen (als Doppel-balancier ausgebildet)	4
Radstand der Laufräder	1200 — 1600 — 1200 mm
Durchmesser der Laufräder	700 mm
Maximaler Raddruck	24 t.

IV. Katzen		
	25 t	6 t
Spurweite	2 300 mm	1 500 mm
Radstand	1 600 "	1 000 "
Anzahl der Räder	4	4
Durchmesser der Räder	700 "	700 "
Schienenprofil	Kranschiene Nr. 2	Kranschiene Nr. 1
Hubhöhe über Flur	52 300 mm	52 300 mm
Hubhöhe unter Flur	7 900 "	7 900 "

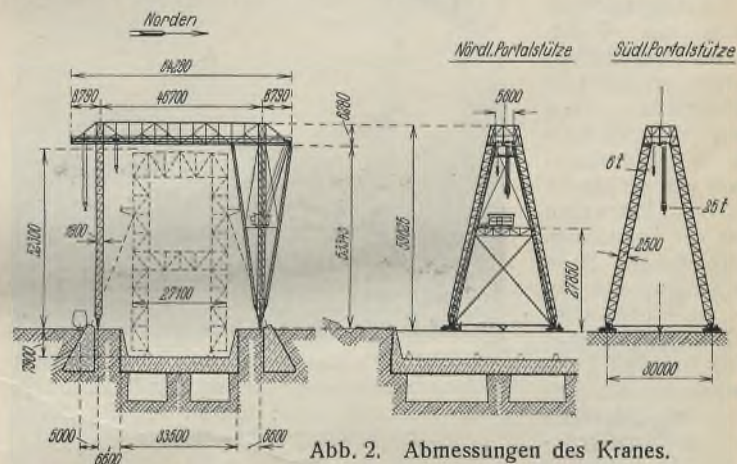


Abb. 2. Abmessungen des Kranes.

Besondere Beachtung verdienen noch einige Einzelheiten:

Der Kran ist für Winddruck bis 200 kg/m² standsicher, jedoch wird er bei mehr als 50 kg/m² Betriebswind und des Nachts verankert. In statischer Hinsicht sind die Portale Zweigelenkrahmen mit Zugband; Stützen und Kranbrücke zusammen bilden einen Dreigelenkbogen mit der südlichen Stütze als Pendelstütze (Abb. 2).

Die gesamte Bedienung erfolgt vom Steuerstand des Maschinenhauses aus, welches sich in 30 m Höhe auf dem Querriegel zwischen den beiden nördlichen Portalstützen befindet. Um möglichst geringe Schrägkräfte aus Betriebslast auf das Krangerüst zu bekommen, haben Hub- und Katzfahrwerk gemeinsamen Antrieb und können infolgedessen nicht gleichzeitig in Betrieb gesetzt werden. Jede Portalstütze hat einen eigenen Fahrmotor, der sich auf dem Fahrwagen befindet; durch Kupplung der beiden Anlasser erfolgt eine gemeinsame Steuerung.

Bei derartig weitgespannten Kranen besteht bei verschiedener Stützenbelastung die Gefahr des Voreilens einer Stütze und hieraus ein Verecken der Portalbrücke. Zur Überwachung des gleichmäßigen Fahrens beider Stützen leuchtet bei Einschaltung für jeden Fahrmotor im Führerstand eine weiße Lampe auf. Auf den beiden Kranbahnen befinden sich in kurzen Abständen gleichsitzende Anschläge, bei deren Überfahren für jede Stützenseite eine rote Lampe aufleuchtet. Zeigen die beiden weißen Lampen, solange sie brennen, den ordnungsmäßigen Lauf der Fahrmotoren selbst an, so gibt eine Störung des gleichzeitigen Aufleuchtens des roten Lampenpaares dem Kranführer eine gegenseitige Verschiebung der Portalstützen an. Diese läßt sich nach Entkuppeln der Anlasser durch Verfahren einer Stütze berichtigen. Diese einfache Kontroll-einrichtung hat sich als völlig ausreichend erwiesen.

Die Kranbahn besteht aus Eisenbahnschienen Profil 15 mit Triefonds unmittelbar auf dicht an dicht verlegten Kiefernschwelen 18/26 befestigt und auf eingeschlammten Sandboden verlegt. Nach 18monatiger Betriebsdauer weist diese einfache Kranbahnausbildung trotz des hohen Raddruckes von 24 t und somit eines Fahrwagendruckes von $4 \times 24 = 96$ t nur geringe Senkungen auf, die den Kran, da die Fahrwagen als Doppelbalanciers ausgebildet sind, nicht beeinflussen.

Bei dem Aufbau des Kranes war die bereits erwähnte Rücksicht auf den Grundbau zu nehmen; dazu kam, daß der Aufbau im Spätherbst ausgeführt wurde und durch die Geländebedingungen mit starken Winden, besonders Wirbelwinden, gerechnet werden mußte.

Auf der am Westende des Grundbaues befindlichen Straße wurde eine Hilfsbrücke von 46,70 m Spannweite (40 t) zusammengebaut und auf das die beiden Fahrwagen mit den Portalfüßen verbindende 30 m lange Zugband abgesetzt und etwa 30 m ostwärts über die Baugrube verfahren, um den Aufbau mit Rücksicht auf den vorhandenen Geländeabfall in einem Geländeteil auszuführen, in dem sich bei fortschreitender Montage eine sichere und ausreichende Abspannung der Portalstützen ermöglichte.

Gleichzeitig waren auf der Nord- und Südseite zwei Stahl-Standmaste von 40 m Höhe geneigt aufgestellt, welche die unteren Halbrahmen der Portalstützen, je 15 t, die liegend auf dem Boden montiert waren, auf-

zurichten und auf die Portalfüße abzusetzen hatten (Abb. 3). Auf diese 30 m hohen, abgespannten und frei stehenden Halbportale wurde dann die durch die Standmaste hochgezogene Hilfsbrücke abgesetzt, um zwischen den beiden Portalstützen während der weiteren Montage bis zu 60 m Höhe eine feste Verbindung zu schaffen (Abb. 4).

Dieser weitere Freihochbau geschah dann durch zwei versteifte Holz-maste, die klammerartig mit ihrer Haltekonstruktion die Stützen umfaßten und die auf dem Boden in Schüssen von 11 m Länge zusammengebauten Stützenteile (je 2,5 t) hochzogen. Sie selbst „klettern“ dann jeweils um eine Schußlänge höher und bauten zuletzt gemeinsam das Kopfstück (10 t) als Verbindung der beiden Stützen eines Portales ein (Abb. 4).

An einer in den Portalköpfen befindlichen Traverse (Abb. 4 u. 5) wurde die Hilfsbrücke bis in 57 m Höhe hochgezogen und diente dort als Montagebühne, auf der dann der Zusammenbau des 70 t schweren Mittelteiles der Kranbrücke mit Hilfe eines kleinen handbewegten Portal-kranes ausgeführt wurde. Die beiden

Kragarme der Kranbrücke (je 15 t) wurden als Ganzes mit einem hölzernen Ausleger hochgezogen (Abb. 5).

Nach Fertigstellung wurde die Hilfsbrücke abgelassen und in zwei Hälften zerlegt, um dann bei dem späteren Aufbau der einzelnen Rahmen des

Hebwerkgerüsts in deren halber Höhe als Montagehilfsverband zu dienen (s. a. Abb. 1). Indem man diesen doppelten Zweck der Hilfsbrücke bei ihrer konstruktiven Durchbildung von Anfang an vorgesehen hatte, war es ohne Mehrkosten möglich gewesen, eine wesentliche Erhöhung der Sicherheit für den Aufbau des Kranes zu schaffen. Im letzten Montagezustand war der Kran mit etwa 5000 m Gesamtseillänge abgespannt.

Die Berechnung und Lieferung der Stahlkonstruktion des Kranes erfolgte durch die Firma Aug. Klönne, Dortmund, der maschinellen und elektrischen Einrichtung durch die Demag

A.-G., Duisburg. Die Montage übernahm die für den Gesamtaufbau der Stahlkonstruktion des Schiffshebewerkes gebildete Arbeitsgemeinschaft aus den Firmen Aug. Klönne, Dortmund, J. Gollnow & Sohn, Stettin, Gutehoffnungshütte A.-G., Oberhausen, und Mitteldeutsche Stahlwerke A.-G., Lauchhammer.

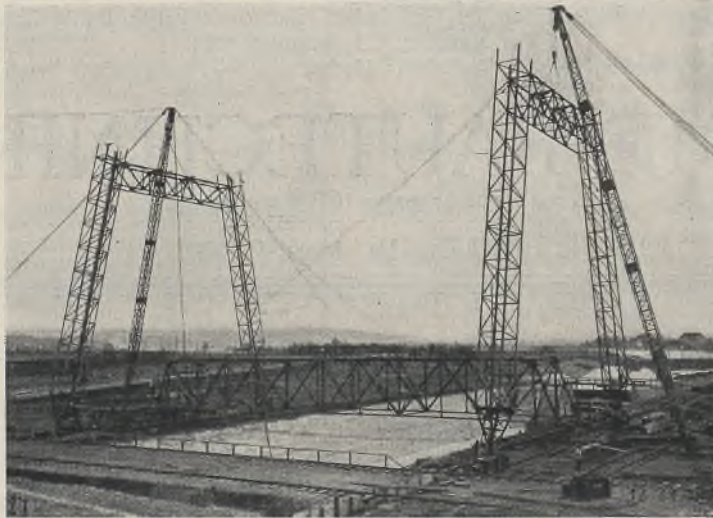


Abb. 3. Aufstellung der unteren Halbportale mittels Standmasten.

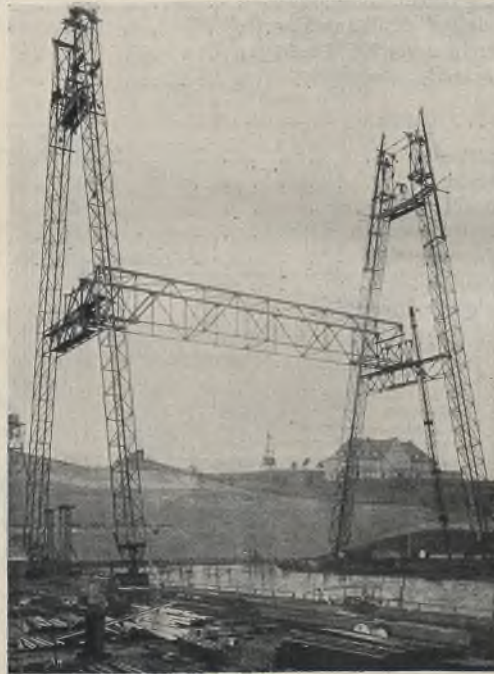


Abb. 4. Freihochbau der oberen Halbportale nach erfolgter Verbindung der unteren Halbportale durch die Hilfsbrücke; Einbau der Kopfstücke und Traversen.

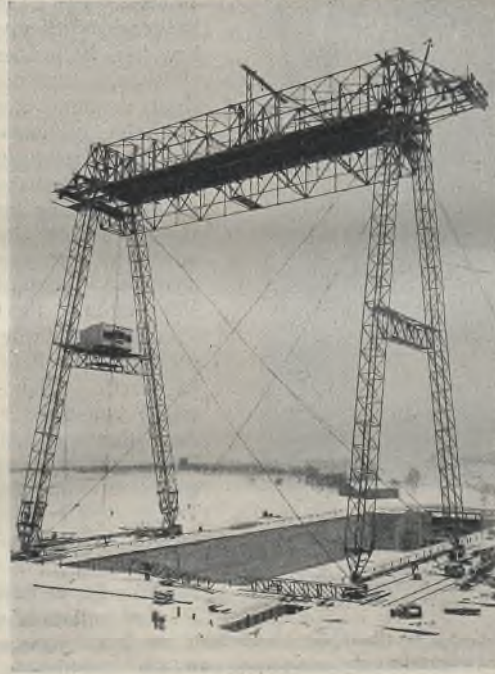


Abb. 5. Hilfsbrücke in 57 m Höhe als Montagebühne für das Mittelteil der Kranbrücke.

Alle Rechte vorbehalten.

Räumlich gekrümmte Stahlbrücken.

Von Dipl.-Ing. Harry Gottfeldt und Willy Gehlen, Berlin.

Bei der Linienführung von Eisenbahnen soll darauf geachtet werden, daß alle Kunstbauten nach Möglichkeit in der Geraden liegen. Stahlbrücken beispielsweise, bei denen dies nicht der Fall ist, erfahren hierdurch eine recht merkliche Kostenerhöhung: Die Unregelmäßigkeiten des Fahrbahngerippes verteuern die Werkstattarbeiten, durch die häufig notwendige Vergrößerung des Hauptträgerabstandes erhöht sich das Fahr-

bahngewicht, und auch die Hauptträger selbst werden schwerer. Folgen mehrere solcher Überbauten aufeinander, so stoßen sie über den Zwischenpfeilern unter einem stumpfen Winkel zusammen. Häufig müssen dann die äußeren Hauptträger eine größere Stützweite erhalten als die inneren. Auch das Aussehen eines solchen Brückenzuges ist nicht befriedigend; wird doch selbst dem Laien der Widerspruch auffallen zwischen den

Knickpunkten über den Zwischenpfeilern und dem Zweck des ganzen Bauwerkes, der Überführung eines naturgemäß stetig gekrümmten Gleises.

Trotz aller dieser Gründe lassen sich natürlich Brückenbauwerke, auf denen die Bahnachse in einer Kurve liegt, nicht immer vermeiden. In den letzten Jahren ist nun in solchen Fällen in steigendem Maße von einer Bauweise Gebrauch gemacht worden, die sich von der üblichen, vorstehend erwähnten grundsätzlich dadurch unterscheidet, daß die Brückenachse nicht eine Sehne der Bahnachse bildet, sondern mit dieser zusammenfällt. Die Hauptträger liegen demgemäß im Grundriß in Kurven, also im allgemeinen auf zur Bahnachse konzentrischen Kreisen¹⁾. Sind es Blechträger, so werden sie stetig gekrümmt; die Gurte von Fachwerkträgern können zwischen den Knotenpunkten auch geradlinig verlaufen. Die Querträger wird man bei dieser Ausführung zweckmäßig radial anordnen, so daß die Fahrbahnfelder zwar nicht mehr rechteckig, aber doch unter sich gleich werden. Diese Konstruktion kann wegen der schwierigeren Werkstattarbeit weder eine Verbilligung noch wegen der räumlichen Zusatzmomente in den Haupt- und Querträgern eine Gewichtsersparnis erbringen; eher dürfte das Gegenteil der Fall sein. Für die Wahl dieser Bauweise müssen daher jeweils besondere Gründe vorliegen.

Bei dem ersten der im folgenden besprochenen drei Bauwerke liegen diese Gründe klar zutage. Die Schienen dieser Kohlenabsturzbahn²⁾ (Abb. 1) ruhen unmittelbar auf den in 1,5 m Abstand angeordneten Hauptträgern. Letztere müssen sich daher der Kurve, die einen Radius von 180 m hat, besonders genau anschmiegen. Bei ebenen Hauptträgern wäre dies nur durch eine sehr enge Stützenstellung zu erreichen gewesen. Eine solche Vermehrung der Stützzahl war aber nicht nur wegen der betrieblichen Erfordernisse des Kohlenlagerplatzes unerwünscht, sondern auch wegen des mangelhaften Baugrundes, der ziemlich teure Fundierungen erforderte. So waren in diesem Fall gekrümmte Hauptträger die zweckmäßigste und auch wirtschaftlich vorteilhafteste Lösung.

Vorhanden sind zwei in einer Kurve von 180 m Radius liegende Überbauten mit rd. 13,7 m Stützweite. Die geschweißten Hauptträger haben Stehbleche 1500 · 12.



Abb. 1. Kohlenabsturzbahn im Gaswerk Berlin-Neukölln.

Schienen auf den Hauptträgerobergurten noch nicht verlegt. Im Hintergrunde zwei gekrümmte Überbauten.

der Stadt (Abb. 2), das andere befindet sich in einem Viadukt mit zwölf Feldern von je 28,5 m Stützweite, der von der Hochbahnstation Nordring zum Untergrundbahnhof Pankow (Vinetastraße) im Norden Berlins überleitet. Vier dieser zwölf Öffnungen liegen in einer Kurve von 400 m Radius (Abb. 3).

An die Bauwerke einer städtischen Schnellbahn sind mit Rücksicht auf ihren Massenverkehr und ihre Lage im Stadtbild ganz besonders weitgehende Ansprüche in technischer und künstlerischer Beziehung zu stellen. Daher dürfte es von besonderem Interesse sein, die Gründe kennenzulernen, welche die Bauherrin in diesen beiden Fällen zur Wahl des in Rede stehenden Systems bewogen haben³⁾.

Auf den neueren Strecken der Berliner Hochbahn liegen die Gleise auf Querschwellen in einem Schotterbett, das beiderseits von Kabelkästen begrenzt ist. Die Breite des Schotterbettes ist überall die gleiche; dies erwies sich als äußerst vorteilhaft für die Gleisüberwachung, da zur Feststellung der richtigen Gleislage nur der konstante Abstand zwischen Abschlußwand und Schiene nachzuprüfen ist. Es lag nahe, sich diesen Vorteil auch in den gekrümmten Strecken zu sichern, indem man auch hier die Abschlußbleche der Gleisachse folgen ließ. Diese Bleche greifen in die Buckelplatten hinein und sind zu diesem Zweck unten segmentförmig beschnitten (vgl. Abb. 8, Pkt. „a“). Bei rechteckiger Ausbildung des Fahrbahnrostes und gekrümmten Abschlüssen wären nun alle diese Segmente und ebenso die Bohrungen sämtlicher Querträger verschieden geworden.

Es war daher nur eine logische Fortsetzung des einmal eingeschlagenen Gedankenganges, wenn man nun auch die äußere Begrenzung der Kabelkästen, d. h. im Regelfall der unterliegenden Fahrbahn die Hauptträger, der Krümmung folgen ließ und dadurch wieder durchweg gleiche Fahrbahnfelder erzielte. Gleichzeitig wird hierdurch die in Kurven erforderliche Vergrößerung des Hauptträgerabstandes auf das geringste Maß beschränkt.

Dies ist gerade bei städtischen Schnellbahnen besonders erwünscht, einmal im Interesse der natürlichen Belichtung der Straße und der unteren Stockwerke der anliegenden Gebäude, dann auch mit Rücksicht auf die meist sehr geringe Konstruktionshöhe der Querträger.



Abb. 2. Straßenunterführung am Bahnhof Ruhleben d. Berliner Hochbahn.

Zwei weitere räumlich gekrümmte Stahlbrücken wurden in den letzten Jahren in Verlängerungsstrecken der Berliner Hochbahn errichtet. Das eine dieser Bauwerke dient als Überbrückung einer Straße in einer Dammstrecke kurz vor dem neuen Endbahnhof Ruhleben im äußersten Westen

¹⁾ Eine Zusammenstellung derartiger älterer Bauwerke findet sich anlässlich der Beschreibung einer hierhergehörenden Brücke bei Bühler: „Die neue Aarebrücke der Gäubahn bei Olten“, Bautechn. 1930, Heft 29/32; s. a. Kapsch: Die Eisenkonstruktionen der Viadukte und Brücken der Hamburger Hochbahn. D. Bauztg. 1914, S. 593.

²⁾ Vgl. Massenbergs: Geschweißte Eisenbahnbrücke mit Stützweiten der einzelnen Öffnungen bis zu 15 m. Bauing. 1931, Heft 40.



Abb. 3. Hochbahnviadukt in der Schönhauser Allee, Berlin.

Bei dem Viadukt im Norden Berlins folgen die Hauptträger in strenger Durchführung der vorstehenden Grundsätze auch dem Übergangsbogen; ebenso wächst in diesem Bereich ihr Abstand stetig an. Da an der gleichen Stelle auch ein Knick des Gefälles von 1:700 auf 1:31 liegt, läßt die geometrische Berechnung des Systems an Schwierigkeit allerdings nichts mehr zu wünschen übrig. Für diesen einmaligen Mehraufwand tauscht man aber nicht nur die ständige Erleichterung der Gleisunterhaltung,

³⁾ Der folgende Abschnitt fußt auf Mitteilungen von Herrn Oberingenieur Ollert von der Berliner Nordsüdbahn-A.-G., dem auch an dieser Stelle für seine lebenswürdige Unterstützung gedankt werde.

sondern auch eine ästhetisch in hohem Maße befriedigende, dabei ingenieurtechnisch bedingte und begründete Form des ganzen Bauwerkes ein.

Ein weiterer Vorteil besteht in der Freizügigkeit hinsichtlich der Verteilung der Stützen. Bei schräg einmündenden Seitenstraßen sind häufig sehr unregelmäßige Stützenstellungen notwendig. Liegt die Gleisachse an solchen Stellen in einer Kurve, so ergeben sich bei der gewöhnlichen Ausbildung der Überbauten recht gezwungene Anordnungen. Werden dagegen die Hauptträger stetig gekrümmt, so können die Stützen, zumal bei Gelenkträgern oder noch besser bei durchlaufenden Hauptträgern, ohne weiteres in schief zur Bahnachse liegenden Achsen vorgesehen werden.

Man hat in Berlin übrigens auch die Beobachtung gemacht, daß bei den für städtische Schnellbahnen leider nicht immer zu vermeidenden kleinen Radien (in Berlin $r_{min} = 75$ m, neuerdings möglichst $r \geq 125$ m) die Abweichung der Ausdehnungsrichtung der gewöhnlichen Überbauten von der Richtung der Schienen am beweglichen Lager unheilvolle Folgen haben kann (Abb. 4). Der Gesamtquerschnitt der Schienen (einschließlich der Stromschienen) ist so groß und ihre Lagerung im Schotter so starr, daß u. U. eher an den in der Querrichtung festen Lagern Brüche eintreten, als daß die Schienen der von ihrer eigenen Richtung abweichenden Ausdehnung nachgeben. Bei räumlich gekrümmten Überbauten läßt sich diese Gefahr durch zweckentsprechende Lagerung vermeiden, weil dann die Längenänderung in tangentialer Richtung erfolgen kann.

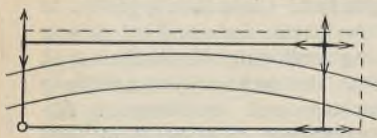


Abb. 4.

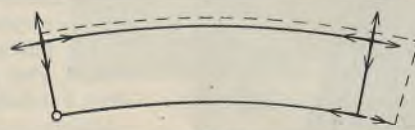


Abb. 5.

Voraussetzung hierfür ist, daß die Lagerung in waagrechtem Sinne statisch bestimmt ist, daß also im Gegensatz zu der sonst üblichen Anordnung nur ein festes, dagegen zwei allseitig bewegliche und ein längsbewegliches Lager vorgesehen werden (Abb 5).

Der Viadukt in der Schönhauser Allee (Abb. 3) weist neben den gekrümmten Hauptträgern noch eine ganze Reihe weiterer interessanter Einzelheiten auf, zumal im Vergleich mit der alten, 1913 in Betrieb genommenen Strecke. Letztere hat Normalstützweiten von nur 12 m; die Festpunkte befinden sich auf einzelnen massiven Pfeilern, die das Gesamtbild der Stahlkonstruktion recht störend unterbrechen. Bei dem neuen Viadukt wurden die Stützweiten auf Wunsch der städtischen Tief-

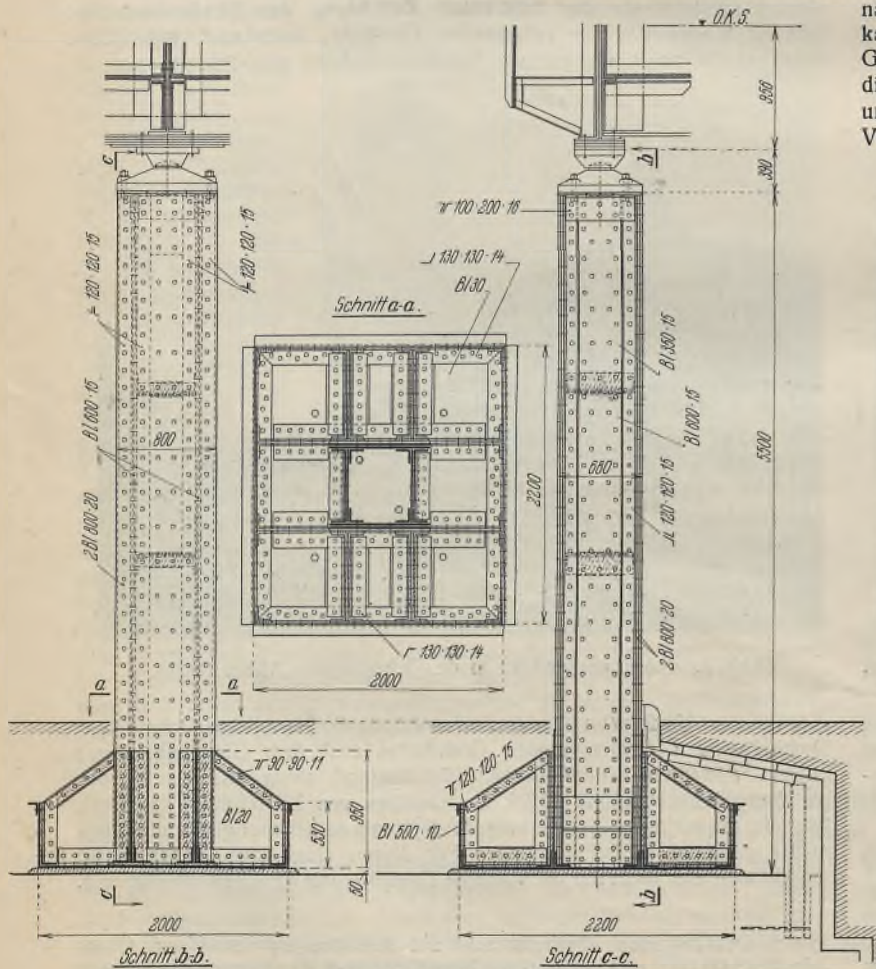


Abb. 6. Stütze des Hochbahnviaduktes in der Schönhauser Allee.

bauverwaltung, wie bereits erwähnt, auf 28,5 m vergrößert. Sämtliche Stützen bestehen aus Stahl. Die Hauptträger und ebenso der von der Buckelblechebene gebildete Windverband sind Koppelträger, mit je einem Gelenk in jedem Feld. Die Gelenke sind längsbeweglich, die Lager auf den unten eingespannten Stützen fest. Die Kragarme haben eine Länge von 5,5 m. Die Querkkräfte des Verbandes werden zwischen den zu beiden Seiten der Gelenke in 0,5 m Abstand liegenden Querträgern durch Knaggen übertragen. Die Wahl eines solchen Tragsystems ist nach üblicher Ansicht für Eisenbahnbrücken nicht ganz zweckmäßig, weil sich sämtliche Einflußlinien nach einer Seite hin bis zum Ende des ganzen Systems (im vorliegenden Fall also ungünstigst über zwölf Öffnungen) erstrecken. Dabei ist aber zu bedenken, daß die Ordinaten sehr bald abklingen, so daß die Auswertung von etwa vier bis fünf Einflußflächen in der Regel bereits ausreicht. Betrachtet man im Gegensatz hierzu die Aufnahme der Bremskräfte bei der früher in Berlin üblichen Anordnung von Pendelportalen, die nur hin und wieder von festen Pfeilern unterbrochen werden, so zeigt sich, daß hier die Bremskräfte in unverminderter Größe durch sämtliche Überbauten zwischen zwei festen Pfeilern hindurchwandern müssen. An den festen Stützen treffen dann u. U. sehr große waagerechte mit geringfügigen senkrechten Kräften zusammen, so daß die Erzielung ausreichender Standsicherheit auf große Schwierigkeiten stößt. Es kann nämlich der Fall eintreten, daß die auf der festen Stütze ruhenden Überbauten von Zuglasten frei und nur die darauffolgenden belastet sind. Die Resultierende pendelt rasch und stark hin und her. Hierdurch werden die Fundamente mit der Zeit in den in Berlin meist vorhandenen, verhältnismäßig weichen Sandboden hineingerüttelt, und Stützensenkungen von mehreren Zentimetern sind an der Tagesordnung. Bei dem neuen System dagegen werden die Bremskräfte auf kürzestem Wege in die Fundamente abgeleitet. Dieser Vorteil dürfte gerade bei städtischen Schnellbahnen, bei denen mit häufigem Auftreten starker Brems- und Anfahrkräfte zu rechnen ist (zumal bei der hier vorhandenen Neigung 1:31) schwer genug wiegen, um bei Beachtung der eben geschilderten Nachteile der bisherigen Anordnung die Wahl des Systems zu rechtfertigen.

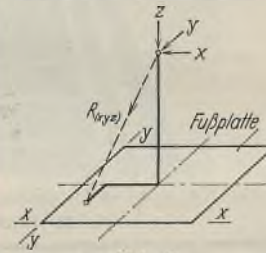


Abb. 7.

Die vorstehend als eingespannt bezeichneten Stützen sind nicht in der üblichen Weise verankert, sondern haben einen so breiten Fuß erhalten, daß sie nach beiden Richtungen ohne Anker standsicher sind (Abb. 6). Die bekannten Nachteile von Verankerungen: unkontrollierbare Vorspannungen, Gefahr des Abrostens, Schwierigkeiten bei der Montage usw. werden durch diese Ausbildung vermieden. Für die Ermittlung der Fundamentpressung unter der $2,0 \times 2,2$ m großen, 30 mm starken Grundplatte steht ein exaktes Verfahren zur Verfügung⁴⁾. Dieses Verfahren möge noch durch einen

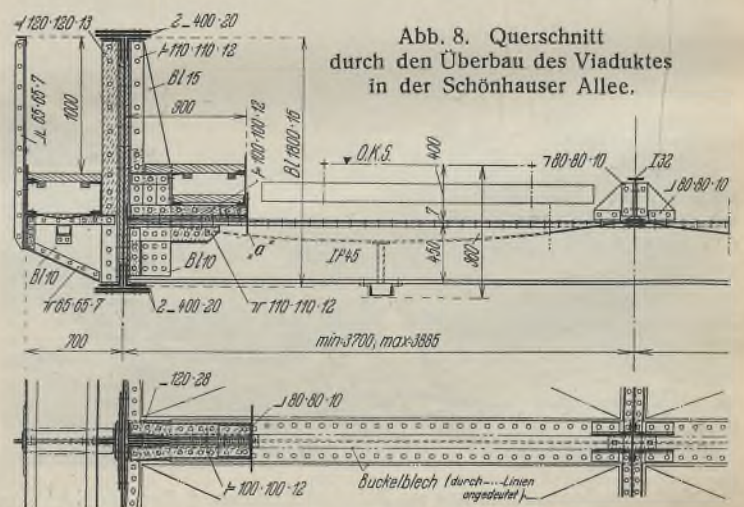


Abb. 8. Querschnitt durch den Überbau des Viaduktes in der Schönhauser Allee.

Hinweis auf die Ermittlung der Standsicherheit ergänzt werden, da diese an sich einfache Frage zunächst einige Vorstellungsschwierigkeiten bereitet. Man beachte, daß ein Kippen der Stütze nur um eine der Kanten $x-x$ oder $y-y$, nicht aber um einen Eckpunkt der Fußplatte erfolgen kann (Abb. 7). Für das Kippmoment um $y-y$ ist nun lediglich das Verhältnis der Kräfte X und Z maßgebend, die Größe der Kraft Y dagegen belanglos;

⁴⁾ Vgl. Pohl, Zahlentafeln zur Bestimmung der Nulllinie und der größten Eisenpressung im Rechteckquerschnitt bei Lastangriff außerhalb des Kerns und Ausschluß von Zugspannungen. Eisenbau 1918, Heft 10.

entsprechendes gilt für die andere Achse. Man erhält zwei Werte der Standsicherheit, von denen selbstverständlich der kleinere maßgebend ist.

Die Fußkonstruktion der Stütze steht in einer besonders abgedeckten Grube und verschwindet völlig unter dem Bürgersteig. Auf die Abdichtung der Grube wurde die größte Sorgfalt verwendet.

Die in rd. 1,75 m Abstand vorgesehenen Aussteifungen der Hauptträger stehen auch in dem stark geneigten Teil des Viaduktes mit Rücksicht auf das bessere Aussehen absolut senkrecht; nur die Querträger mit ihren Anschlußwinkeln sind senkrecht zur Hauptträgerneigung angeordnet. Bezeichnend für die Konstruktionsbedingungen einer städtischen Schnellbahn ist die außerordentlich beschränkte Bauhöhe der Querträger; um noch mit Walzträgern auskommen zu können, mußten trotz der bereits sehr engen Teilung noch breitflanschtige Peiner Träger gewählt werden, und zwar ergab die statische Berechnung in dem nicht gekrümmten Teil bei 7,4 m Hauptträgerabstand ein IP 45; vgl. den Querschnitt durch den Überbau, Abb. 8. Selbstverständlich war erwünscht, das gleiche Profil, möglichst ohne kostspielige Verstärkungen, auch in der gekrümmten Strecke bei Hauptträgerabständen bis zu 7,77 m und zusätzlichen Einflüssen der Fliehkräfte beibehalten zu können. Um dies zu ermöglichen, wurde die lastverteilende Wirkung des mittleren Längsträgers herangezogen.



Abb. 9.

Abb. 9 zeigt einen Teil dieses Trägerstranges mit dem für die Berliner Hochbahn vorgeschriebenen Lastenschema. Hiernach wird sich eine recht brauchbare Näherungslösung ergeben, wenn man die Kontinuität des Längsträgers nur auf der Strecke 0—6 in Rechnung stellt. Paßt man noch durch geringfügige Änderungen den Radstand dem Querträgerabstand an, so erhält man das in Abb. 10 dargestellte System. Die Auflager der Querträger durfte man starr annehmen, da die Hauptträger bei dem vorliegenden Bauwerk im Verhältnis zu den Fahrbahnträgern außerordentlich steif sind. Dann ist das System der Abb. 10 noch fünfmal statisch un-



Abb. 10.

bestimmt. Als statisch unbestimmte Größen wurden die Drücke X_1 bis X_5 zwischen dem Längsträger und den fünf mittleren Querträgern eingeführt. Bei der vorliegenden symmetrischen Belastung ist $X_1 = X_5$ und $X_2 = X_4$, so daß nur drei Elastizitätsgleichungen zu lösen sind. Das Ergebnis zeigt Abb. 11 an Hand der Belastung und der Momentenlinie des mittleren Längsträgers. Die Entlastung der Querträger betrug über 20%; auch in diesem Teil des Bauwerkes konnten daher unbedenklich IP 45 Verwendung finden. Eigentümlicherweise hat das durch X_3 erzeugte negative Moment in dem von Radlasten nicht besetzten Querträger 3 (Abb. 10) fast die gleiche absolute Größe wie das positive Moment in den am wenigsten entlasteten Querträgern 2 und 4.

Gesondert wurde die Rahmensteifigkeit des Bauwerkes untersucht; hierzu wurde das in Bleich, Theorie und Berechnung der eisernen Brücken, Berlin 1924, gegebene Verfahren benutzt. Es zeigte sich, daß die an sich geringe Steifigkeit des einzelnen Querträgers durch die enge Aufeinanderfolge der Rahmen ausgeglichen wurde, so daß die Rechnung eine reichliche Sicherheit ergab. Voraussetzung hierfür war natürlich eine solide Ausbildung der Rahmenecke (vgl. Abb. 8). Der obere Flansch des IP 45 wurde zu diesem Zweck weggeklinkt und durch vier Winkel mit zwischenliegenden Futterern ersetzt. Beiderseits des Steges liegen Laschen, zwischen welche von oben ein Eck-

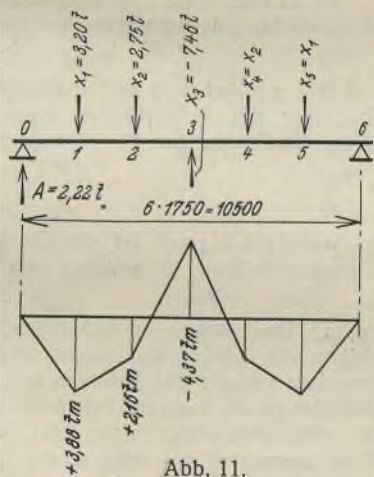


Abb. 11.

blech von der Stärke des Steges greift. Der untere Flansch des Querträgers ist unmittelbar, d. h. ohne Zwischenschaltung eines Konstruktionshöhe beanspruchenden Knotenbleches, mit dem Untergurt der Hauptträger vernietet.

Die Beschreibung des Bauwerkes werde mit einem Hinweis auf die Ausbildung des mittleren Längsträgers abgeschlossen. Dieser Träger liegt, entgegen der üblichen Ausführung, oberhalb der Querträger (Abb. 8). Hierdurch wird erreicht, daß jedes Gleis seinen besonderen Bettungskoffer hat und daher besonders gut gegen seitliche Verschiebungen gesichert ist. Naturgemäß wird auch die kontinuierliche Ausbildung des Trägers einfacher. Die Buckelbleche sind unter den unteren Flansch des Trägers genietet; die untere Gurtplatte ist statisch nicht erforderlich und dient nur zur gleichmäßigen Verteilung der in den Nietten entstehenden Zugspannungen. Im übrigen trug man hinsichtlich dieser Zugspannungen im vorliegenden Fall keine Bedenken, da die Buckelbleche durch ihre langgestreckte Form nahezu als Tonnenbleche wirken, d. h. den Hauptteil ihrer Last unmittelbar an die Querträger abgeben werden. Die Montage der Brücken geschah in einfachster Weise. Ein in Straßenhöhe fahrender Portalkran, der das ganze Bauwerk überspannte, legte die schwereren Teile, wie Haupt- und Querträger, auf provisorische Holzbocke. Ein kleinerer, auf den Hauptträgerobergurten verfahrbarer Bockkran erledigte den Einbau der übrigen Bauteile.

Die Straßenunterführung am Bahnhof Ruhleben stimmt in vielem mit dem vorstehend Geschilderten überein. Insbesondere ist die Querschnittsausbildung die gleiche. Die Hauptträger sind Gelenkträger üblicher Bauweise, mit je einem Gelenk in den Seitenöffnungen, dicht neben den Pendelstützen (Abb. 12). Die Buckelblechebene geht bei dieser Brücke

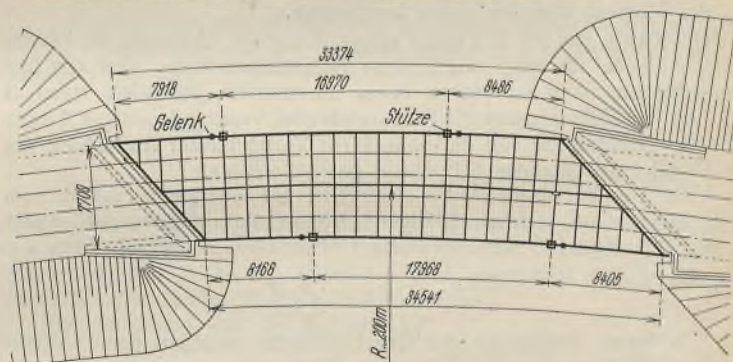


Abb. 12. Grundriß der Straßenunterführung am Bahnhof Ruhleben.

als Windverband von Widerlager zu Widerlager durch. In die letzteren ist eine Stahlkonstruktion eingebaut, an die die Wind- und Fliehkräfte abgegeben werden. Die Übertragung erfolgt in der Mitte der schiefen Endquerträger, die als Träger auf drei Stützen gelagert sind. Ferner ist der über die Querträger laufende mittlere Längsträger auf der Seite der festen Lager durch einen Gelenkstab an einen ebenfalls in das Widerlager eingelassenen Bremsbock angeschlossen. Der Krümmungsradius beträgt rd. 200 m.

Die Berechnung der zuletzt beschriebenen Brücke erfolgte in der gleichen Weise, wie in den in Fußnote 1 angegebenen Quellen für die dort behandelten Bauwerke dargelegt. Dieses Näherungsverfahren ergab für die Momente des ebenen Trägers infolge ständiger Last in erster Näherung eine Vergrößerung um etwa 3,5%. Eine Wiederholung der Rechnung zwecks Erzielung eines verbesserten Näherungswertes erschien mit Rücksicht auf die Geringfügigkeit dieses Vermehrungsfaktors nicht notwendig. Die für den ebenen Träger errechneten Momente aus Verkehrslast wurden daraufhin genau genug um 4% erhöht. Auf Wunsch der Reichsbahn als Aufsichtsbehörde wurde die Berechnung einem Ingenieurbüro zur Begutachtung übergeben. Neue Gesichtspunkte für die Berechnung räumlich gekrümmter Stahlbrücken ergaben sich hieraus übrigens nicht.

Bei dem Viadukt in der Schönhauser Allee ist der Einfluß der Krümmung offenbar noch erheblich geringer. Die für den ebenen Träger errechneten Momente wurden daher einfach um den geschätzten Faktor von 2% erhöht.

Ganz anders lagen die Verhältnisse bei dem Überbau für das Gaswerk Neukölln, da für die Größe der Zusatzmomente neben dem Krümmungsradius in erheblichem Maße auch der Hauptträgerabstand maßgebend ist, der hier nur 1,5 m beträgt. Der an erster Stelle genannte Verfasser hat inzwischen ein exaktes Verfahren für die Berechnung von räumlich gekrümmten Stahlbrücken entwickelt⁵⁾, über das demnächst in einer gesonderten Arbeit berichtet werden soll und das hier erstmalig angewendet wurde.

Die Berechnung, Lieferung und Montage der drei vorstehend beschriebenen, räumlich gekrümmten Stahlbrücken erfolgte durch die Firma Steffens & Nölle A.-G., Berlin-Tempelhof.

⁵⁾ Dissertation Technische Hochschule Berlin; Die Arbeit erscheint demnächst in der „Bautechnik“.

Der Momentenausgleich in den Endfeldern von durchlaufenden Trägern.

Alle Rechte vorbehalten.

Von Dr.-Ing. K. Hajnal-Kónyi, Darmstadt.

Die plastischen Formänderungen der Baustoffe bewirken in manchen Fällen einen Ausgleich zwischen den Größtwerten der Momente von statisch unbestimmten Konstruktionen. Diese Erscheinung kann unter gewissen Voraussetzungen bei der Bemessung eines Tragwerkes berücksichtigt werden, wodurch u. U. recht erhebliche Materialersparnisse zu erzielen sind. Im Zusammenhang damit entsteht die Aufgabe, den Momentenverlauf bzw. die Schlußlinie der Momentenfläche so zu bestimmen, daß die größten positiven und negativen Momente ihrem Absolutwert nach gleich werden.

In dem kürzlich erschienenen Buch von Dr. Kann¹⁾ wird der Momentenausgleich bei einigen Systemen näher untersucht, und zwar beim durchlaufenden Träger, bei zweistieligen und bei geschlossenen Rechteckrahmen. Dr. Kann grenzt auch die Bedingungen bezüglich der plastischen Formänderungen ab, an welche das Zustandekommen eines derartigen Momentenverlaufes gebunden ist; auf diese soll jedoch hier nicht eingegangen werden. Den Fall, daß der Momentenausgleich ohne plastische Formänderungen, also sozusagen von selbst entsteht, bezeichnet Dr. Kann als „natürlichen Momentenausgleich“.

Beim durchlaufenden, an seinen Endauflagern frei aufliegenden Träger sind meistens die Momente im Endfeld maßgebend. Ein Momentenausgleich findet dann statt, wenn die Gleichung

$$(1) \quad M_F = M_S \text{ (absolut)}$$

erfüllt ist. Hier bedeutet M_F das größte positive Moment im Endfeld, M_S das Moment über der ersten Innenstütze.

Dr. Kann gibt im II. Kapitel seines Buches (S. 18 bis 28) die Lösung dieser Aufgabe für zehn verschiedene Belastungsfälle an. Der von ihm eingeschlagene Weg ist jedoch etwas umständlich, besonders wenn es sich um die Zusammenwirkung von mehreren verschiedenartigen Lasten handelt. Nachfolgend soll ein einfacheres Verfahren zur Auffindung der die Gl. (1) befriedigenden Schlußlinie gezeigt werden.

Geht man bei einem auf der einen Seite frei aufliegenden Balken vom freien Auflager aus, welches im folgenden immer links gedacht werden soll, so ist bekanntlich das Biegemoment M an einer beliebigen Stelle x

$$(2) \quad M = \int_0^x Q dx = [F_Q]_0^x$$

$[F_Q]_0^x$ bedeutet den Inhalt der Querkraftfläche zwischen dem Auflager und zwischen der Stelle x . Ist das betreffende Feld direkt belastet — was bei der hier vorliegenden Aufgabenstellung immer der Fall ist —, so besteht die Querkraftfläche im allgemeinen aus zwei Teilen mit entgegengesetztem Vorzeichen. An der Stelle, wo diese beiden Teilflächen aneinander grenzen (x_0), tritt das größte Feldmoment M_F auf. Hier ändert die Querkraft ihr Vorzeichen entweder sprunghaft, oder sie wird zu 0. Bei der üblichen Festsetzung der Vorzeichen ist der linke Flächenteil, der mit F_l bezeichnet werden soll, positiv, der rechte negativ, sein Absolutwert sei F_r .

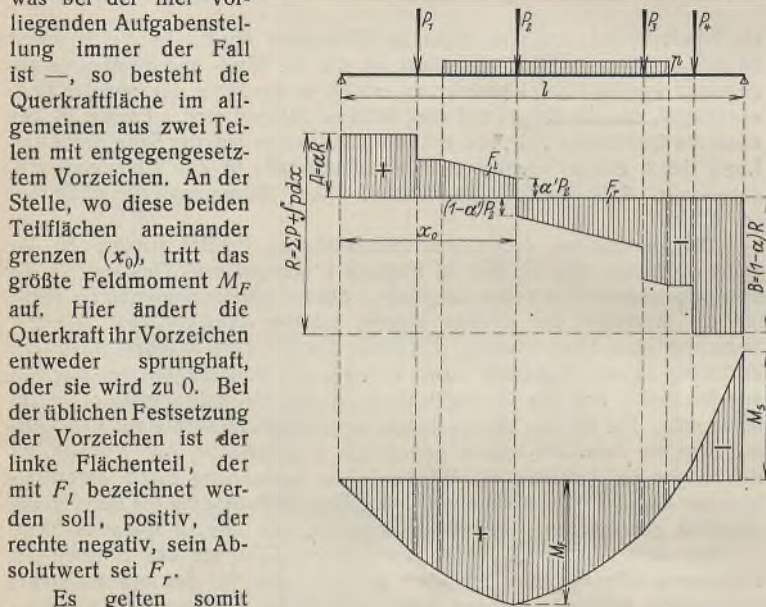


Abb. 1.

Es gelten somit folgende Gleichungen²⁾ (vgl. Abb. 1):

$$(3) \quad M_F = \int_0^{x_0} Q dx = [F_Q]_0^{x_0} = F_l \quad \text{und}$$

$$(4) \quad M_S = \int_0^l Q dx = \int_0^{x_0} Q dx + \int_{x_0}^l Q dx = [F_Q]_0^{x_0} + [F_Q]_{x_0}^l = F_l - F_r$$

Aus Gl. (1) folgt unter Verwertung der Gl. (3) und (4):

$$(5) \quad F_l = |F_l - F_r| = F_r - F_l \quad \text{oder} \quad F_r = 2F_l$$

¹⁾ Dr.-Ing. Felix Kann: Der Momentenausgleich durchlaufender Traggebilde im Stahlbau. Eine neue Statik als Grundlage für wirtschaftliches Konstruieren. Verlag de Gruyter, 1932.

²⁾ Das hier Gesagte behält seine Gültigkeit natürlich auch im Sonderalle, daß die Querkraft auf einer ganzen Strecke verschwindet.

Die Forderung der Gl. (1) ist also gleichbedeutend mit der Bedingung, daß der Inhalt des rechten Teils der Querkraftfläche doppelt so groß sein muß wie der Inhalt des linken Teils. Die Bedeutung der Bedingungsgleichung (5) wird für einen allgemeinen Belastungsfall durch Abb. 1 veranschaulicht, die keiner weiteren Erklärung bedarf. Es handelt sich um die Auffindung einer solchen Schlußlinie der Querkraftfläche oder mit anderen Worten um eine solche Zerlegung der gesamten Belastung des Feldes $R = \Sigma P + \int p dx$ in die Auflagerkräfte $A = \alpha R$ und $B = (1 - \alpha) R$, daß der linke Teil der Querkraftfläche halb so groß wird wie der rechte. In die Bedingungsgleichung kann entweder der Ort x_0 des größten Feldmomentes M_F , bzw. das Teilungsverhältnis $\xi_0 = \frac{x_0}{l}$, oder das Teilungsverhältnis α eingesetzt werden. Ist x_0 von vornherein bekannt (z. B. bei Einzellasten mit sprunghaftem Übergang der Querkraft vom Positiven ins Negative), so wird α gesucht, wobei es genügt, α auf diejenige Einzellast zu beschränken, welche an der Stelle x_0 angreift (vgl. P_2 in Abb. 1). Bei verteilter Belastung ist es dagegen meistens zweckmäßiger, x_0 bzw. ξ_0 als Unbekannte einzuführen. Tritt M_F im Bereich einer Streckenlast an einer Stelle auf, wo die Querkraftlinie keinen Sprung erleidet, so kann ξ_0 auf die betreffende Strecke oder einen Teil derselben (anstatt auf die ganze Feldweite l) bezogen werden, wie es eben rechnerisch am bequemsten ist. Der Vorteil der Gl. (5) gegenüber dem unmittelbaren Anschreiben der Momente liegt auf der Hand, da die Querkraftlinie von einer um einen Grad niedrigeren Ordnung ist als die Momentenlinie. Der Vorteil ist um so größer, je verwickelter die Belastung ist, aber auch schon in den einfachsten Grundfällen ist die Vereinfachung zu erkennen, wie dies der Vergleich der nachfolgenden Beispiele mit der angeführten Quelle bestätigt (Abb. 2 u. 3).

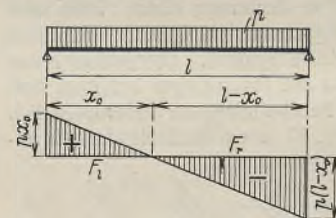


Abb. 2. Gleichmäßig verteilte Vollbelastung (Fall 1 bei Dr. Kann).

Die Bedingungsgleichung (5) kann für x_0 unmittelbar angeschrieben werden:

$$p \frac{(l - x_0)^2}{2} = 2 \frac{p x_0^2}{2} \quad \text{oder} \quad x_0^2 + 2 l x_0 - l^2 = 0, \quad \text{woraus} \quad x_0 = l(\sqrt{2} - 1).$$

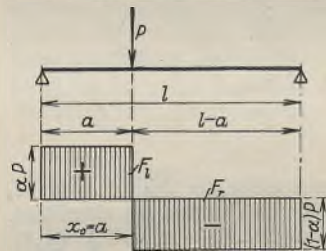


Abb. 3. Eine Einzellast in beliebiger Stellung (Fall 6 bei Dr. Kann).

Die Bedingungsgleichung (5) kann für α unmittelbar angeschrieben werden:

$$(l - \alpha) \cdot P \cdot (l - a) = 2 \alpha P \cdot a, \quad \text{woraus} \quad \alpha = \frac{l - a}{l + a}$$

Es ist nicht ohne Interesse, den hier behandelten Momentenausgleich als Sonderfall einer verallgemeinerten Gleichung (1) aufzufassen. Setzt man

$$(1a) \quad n M_F = M_S \text{ (absolut)}$$

und läßt n zwischen 0 und ∞ alle Werte durchwandern, so umfaßt diese Gleichung alle Möglichkeiten eines auf der einen Seite momentenfrei gelagerten Feldes. Aus Gl. (1a) folgt die verallgemeinerte Form von Gl. (4):

$$(4a) \quad n F_l = F_r - F_l \quad \text{und}$$

$$(5a) \quad F_r = (n + 1) F_l$$

$n = 0$ mit $M_S = 0$ ist der Grenzfall des an beiden Enden frei aufliegenden Balkens, für welchen sich aus Gl. (5a).

$$F_r = F_l$$

ergibt. Diese Beziehung besagt, daß bei dem beiderseitig frei gelagerten Balken die Inhalte des linken und des rechten Teiles, oder noch allgemeiner gesagt: der positiven und negativen Teile der Querkraftfläche einander gleich sind, ein Zusammenhang, der wohl wenig beachtet wird, der aber unmittelbar einleuchtet, wenn man nur daran denkt, daß das Biegemoment als Integral der Querkraftfläche sowohl von links als auch von rechts her ermittelt werden kann.

$n = 1$ ist der vorstehend erörterte Sonderfall, welcher die Veranlassung zu dieser Untersuchung gegeben hat.

$n = \infty$ führt zum Verschwinden des linken Teils der Querkraftfläche ($F_l = 0$) und entspricht somit dem Fall der vollkommen kräftefreien Auflagerung auf der einen Seite bzw. dem einseitig eingespannten (Krag-)Träger.

Alle Rechte vorbehalten.

Stählerne Fabrikschornsteine.

Von Professor P. Stephan, Altona.

Der Stahlbau hat in wenigen Jahren riesige Fortschritte gemacht und Anwendungsgebiete gefunden, an die man noch vor gar nicht so langer Zeit kaum gedacht hat. Auf einem Gebiet ist er — von seltenen Ausnahmen abgesehen — recht rückständig geblieben, das ist der Bau von Fabrikschornsteinen. Auch heute noch gelten Fabrikschornsteine aus Stahl nur bei kleineren Lokomobil-Anlagen als angebracht und werden durch aus Steinen aufgebaute oder aus Beton gestampfte ersetzt, wenn der Betrieb entsprechende Mittel erübrigt hat.

Demnach müßten dem Stahl-Schornstein große, schwerwiegende Mängel anhaften. Bei sorgfältigem Suchen findet man etwa folgende:

1. Der Stahlmantel wird im Innern von den schwefeligen Gasen zerfressen und außen vom Rost; infolgedessen sinkt die Festigkeit und Stabilität mit der Zeit.

2. Wenn eine Verankerung aus irgendeinem Grunde ausfällt, verschwindet die Standsicherheit des Bauwerkes, sobald der Wind stark von der Seite der fehlenden Verankerung weht.

3. Infolge des guten Wärmedurchganges durch die dünne Stahlwand werden die aufsteigenden Feuergase stark abgekühlt und dadurch der Zug verschlechtert.

Das ist alles, und dem oberflächlichen, voreingenommenen Denken genügt es auch. Aber wie steht es tatsächlich damit?

Zuerst Punkt 3: Als normale Rauchgasgeschwindigkeit setzt man 4 m/sek an; ein 36 m hoher Schornstein wird also in 9 sek durchströmt. Als normale Eintrittstemperatur der Rauchgase in den Schornstein rechnet man 300° C. Nimmt man als Temperatur der Außenluft — 20° bei einem Sturm von 35 m/sek Windgeschwindigkeit, entsprechend dem Winddruck 150 kg/m², an, so ergibt eine umständliche Wärmerechnung, daß die Austrittstemperatur an der Mündung eines 36 m hohen und 0,45 m weiten Schornsteins nur noch etwa 100° beträgt, während sie freilich bei Windstille nahezu auf den doppelten Betrag kommt.

Der Einwand 3 ist also für einige wenige, besonders ungünstige Stunden zutreffend, wenn man sagt, daß der Wärmeaustausch infolge der ziemlich hohen Rauchgasgeschwindigkeit und der möglichen sehr hohen Windgeschwindigkeit vorübergehend erheblich werden kann.

Das macht natürlich nichts für die Schornsteine von Sägewerken u. dgl., wo der Brennstoff umsonst und reichlich anfällt. An anderen Stellen ist ein einfaches Mittel dagegen die innere Auskleidung mit einer rd. 10 cm dicken Betonschicht, der mit Leichtigkeit noch Schamottepulver beigemischt werden kann. Dann ist der Wärmeaustausch zwischen den Rauchgasen und der äußeren Luft kaum verschieden von dem eines aus Beton gestampften Schornsteines.

Die Ausführung macht sich bei richtiger Organisation des Aufbaues sehr einfach: Der Stahlmantel wird in zusammengenieteten Teilen von etwa 6 m Länge angeliefert, die mit Hilfe eines Mastenkranes mit den zur Verschraubung nötigen Innenwinkeln aufeinander gesetzt werden. Das richtige Aufsetzen wird von einem, bei großen Durchmessern von zwei Mann kontrolliert, die auf einem Bohlenbelag stehen, der seinerseits auf der etwa 1,2 m unter dem oberen Rande aufgehenden Betonausfütterung liegt. Nach dem Zusammenschrauben wird vom Kran auf den oberen Rand des neuen Schusses die fertig zusammengebaute Arbeitsbühne gesetzt, von der an einer Kette, in der Höhe verschiebbar, ein Futterzylinder aus Stahlblech mit kegeligem Deckel hängt. Der Zylinder führt sich mit seinem unteren Ende in der schon vorhandenen Ausstülpung und oben durch leicht abschraubbare Lappen, so daß er an den Winkelringen vorbeigebracht werden kann, mit soviel Spiel, daß Nietköpfe oder Abweichungen von der genauen Kreisform bei den Nietnähten nicht stören. Vom Kran aus wird Gußbeton in einen auf der Bühne angeordneten Trichter mit einem anhängenden Verteilungsschlauch gegeben und von der Bühne aus festgestampft.

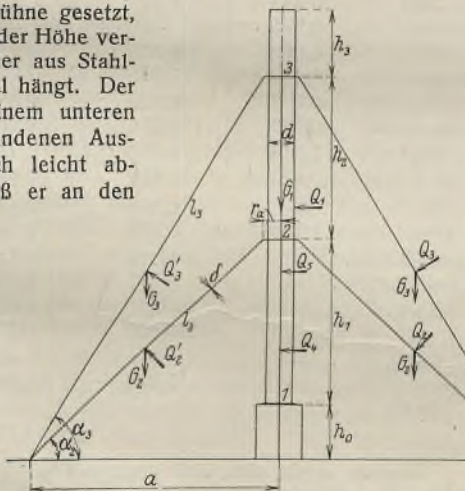


Abb. 1.

Der Schornstein wird durch diese Ausfütterung naturgemäß teurer, bleibt aber immer noch sehr billig und leicht im Verhältnis zu einem gemauerten oder Betonschornstein.

Mit der Ausfütterung wird auch der oben als Punkt 1 genannte Einwand beseitigt. Sie schützt den Stahlmantel gegen jeden chemischen Einfluß der Rauchgase, und die Außenseite läßt sich ja durch den gebräuchlichen Anstrich recht gut gegen Rosten sichern.

Bleibt nur noch der zweite Punkt der obigen Aufstellung. Hier muß eine sachgemäße Berechnung stattfinden, die etwas weiter geht als die zur Zeit vorgeschriebene, daß man die Stärke der Anker nur aus der Windkraft unter der Voraussetzung, daß alle Anker wirken, mit der für den gewöhnlichen Flußstahl geltenden Beanspruchung $\sigma_z = 800 \text{ kg/cm}^2$ ermittelt und sich im übrigen um die Höhe der tatsächlichen Beanspruchung gar nicht kümmert. Wie hier zweckmäßig vorzugehen ist, wird am besten an einem Zahlenbeispiel gezeigt.

Mittelgroße Schornsteine kämen ganz gut mit einem Satz von vier Ankern aus, die alle in derselben Höhe angreifen. Die doppelte Verankerung in zwei verschiedenen Höhen gibt eben die in Punkt 2 verlangte Sicherheit, die dort nur vom Standpunkt des voreingenommenen und über den Sachverhalt selbst mangelhaft unterrichteten Gegners als nicht vorhanden bezeichnet wurde.

Es handele sich um einen Schornstein von mittlerer Höhe und verhältnismäßig kleinem Innendurchmesser nach der Abb. 1. Zahlenmäßig sei gegeben:

Innendurchmesser $d_i = 0,45 \text{ m}$,

Ausfütterungsstärke $s_i = 0,10 \text{ m}$,

Blechstärke $s = 3 \text{ mm}$,

also Außendurchmesser $d_a = 0,656 \text{ m}$,

Halbmesser der Angriffstellen der Verankerung $r_a = 0,37 \text{ m}$,

Höhen $h_0 = 2,20 \text{ m}$, $h_1 = 14,00 \text{ m}$, $h_2 = 13,00 \text{ m}$, $h_3 = 4,80 \text{ m}$,

Abstand der vier symmetrisch gelegenen Verankerungspunkte in Bodenhöhe von der Schornsteinachse $a = 10,50 \text{ m}$.

Hiermit ergibt sich

$$\text{tg } \alpha_2 = \frac{h_0 + h_1}{a - r_a} = 1,600, \quad \cos \alpha_2 = 0,530, \quad \sin \alpha_2 = 0,848;$$

$$\text{tg } \alpha_3 = \frac{h_0 + h_1 + h_2}{a - r_a} = 2,883, \quad \cos \alpha_3 = 0,327, \quad \sin \alpha_3 = 0,942.$$

Als größter, noch eben gut brauchbarer Wert ist etwa $\text{tg } \alpha_3 \approx 3$ anzusehen; daraus ist nötigenfalls der Abstand a zu bestimmen. Es ergibt sich hieraus von selbst, daß solche Schornsteine nur da anwendbar sind, wo für die Verankerungen genügend Raum vorhanden ist.

Man berechnet jetzt die Ankerlängen:

$$l_3 = \frac{h_0 + h_1 + h_2}{\sin \alpha_3} = 31,00 \text{ m}, \quad l_2 = \frac{h_0 + h_1}{\sin \alpha_2} = 19,10 \text{ m}.$$

Die größte Windbelastung der Schornsteinsäule ist bei $p = 150 \text{ kg/m}^2$ Winddruck

$$q_1 = \frac{2}{3} \cdot p \cdot d_a = 65,6 \text{ kg/m}.$$

Die Schornsteinsäule ist ein prismatischer, gleichmäßig mit q_1 belasteter Träger auf drei gleich hohen Stützen; die elastische Nachgiebigkeit der Anker wird also nicht berücksichtigt, um den Rechnungsaufwand in Übereinstimmung mit dem praktischen Wert zu halten. Es ergibt sich dann in bekannter Weise die Auflagerkraft

$$N_3 = \frac{q_1}{2(h_1 + h_2)} \left[(h_2 + h_3)^2 - \frac{1}{4} \cdot h_2^2 + \frac{1}{2} \cdot h_2^2 + \frac{h_1}{h_2} \left((h_2 + h_3)^2 - \frac{1}{4} \cdot h_1^2 \right) \right]$$

$$N_3 = 700 \text{ kg}.$$

Aus der Momentengleichung in bezug auf die Auflagerstelle 2:

$$N_1 h_1 - \frac{q_1}{2} \cdot h_1^2 = N_3 h_2 - \frac{q_1}{2} (h_2 + h_3)^2$$

folgt dann $N_1 = 366 \text{ kg}$

und aus der Summengleichung

$$N_1 + N_2 + N_3 = q_1 (h_1 + h_2 + h_3)$$

$$N_2 = 1026 \text{ kg}.$$

Die größte Zugkraft tritt in einer Verankerung auf, wenn der Wind in der Richtung von der Verankerung auf die Säule weht. Man erhält sofort die Spannkraft

$$S_2 = \frac{N_2}{\cos \alpha_2} = 1936 \text{ kg}, \quad S_3 = \frac{N_3}{\cos \alpha_3} = 2130 \text{ kg}.$$

Nach der Vorschrift ist hieraus der Ankerquerschnitt zu berechnen mit $\sigma_z = 800 \text{ kg/cm}^2$:

$$F_3 = \frac{S_3}{\sigma_z} = 2,66 \text{ cm}^2,$$

also die Stärke der Rundanker $\delta \approx 19 \text{ mm}$.

Damit ist die übliche Berechnung beendet, die völlig offen läßt, daß die Anker eine gewisse, nicht geringe Vorspannung haben müssen, deren Größe man gewöhnlich dem Gutdünken oder, vorsichtiger ausgedrückt, der Erfahrung des Richtmeisters anheimgibt. Er zieht die Anker im allgemeinen so stark an, daß ungefähr — ein paar 100 kg/cm² mehr oder weniger gelten als belanglos — die sonst zulässige Beanspruchung von 1200 kg/cm² bei größtem Winddruck in der ungünstigsten Richtung herauskommt. Wünschenswert ist es, dem Richtmeister von vornherein ein Maß der vorzunehmenden Anspannung aufzugeben, das durch die folgende Überlegung erhalten wird.

Das Gewicht eines Ankers berechnet sich mit dem Zuschlagswert $\xi_1 \approx 1,06$ für die Augen zu

$$G_2 = \frac{\pi}{4} \cdot \delta^2 \cdot l_2 \cdot \gamma \cdot \xi_1 = 45 \text{ kg} \quad \text{bzw.} \quad G_3 = 73 \text{ kg}.$$

Die auf die vorderen Anker ausgeübte Windkraft beträgt

$$Q_2 = \frac{2}{3} \cdot p \cdot \delta \cdot l_2 \cdot \sin^2 \alpha_2 \cdot \zeta_2 = 27 \text{ kg} \quad \text{bzw.} \quad Q_3 = 54 \text{ kg,}$$

worin $\zeta_2 \approx 1,03$ wieder einen Zuschlag für die Augen bildet.

Die Windkräfte auf die seitlichen Anker betragen

$$Q_4 = \frac{2}{3} \cdot p \cdot \delta \cdot l_2 \cdot \zeta_2 = 37 \text{ kg} \quad \text{bzw.} \quad Q_5 = 61 \text{ kg.}$$

Die Windbelastung der auf der Leeseite befindlichen Anker kann geradlinig abgestuft angenommen werden, von 0 am oberen Ende steigend bis auf die höchste Windlast am unteren Ende, so daß ihr Gesamt-betrag wird

$$Q_2' = \frac{1}{2} \cdot Q_2 \quad \text{bzw.} \quad Q_3' = \frac{1}{2} \cdot Q_3.$$

Für die Kräfte am oberen Haltering in Richtung des Windes gilt dann der Zusammenhang

$$(S_3 - S_3') \cos \alpha_3 = N_3 + \left(\frac{Q_3}{2} + \frac{Q_3'}{3} \right) \sin \alpha_3 + 2 \cdot \frac{Q_5}{2},$$

woraus folgt $S_3 - S_3' = 2420 \text{ kg.}$

Bezeichnet man den lotrechten Durchhang der Ankermitte mit f , so gilt die bekannte Formel für den Anker auf der Windseite

$$f_3 = \frac{l_3}{8 S_3} \left(G_3 + \frac{Q_3}{\cos \alpha_3} \right)$$

und für den auf der Leeseite, wo der Winddruck bestrebt ist, den Anker zu strecken, mit derselben auch für die Dreiecklast zutreffenden Formel

$$f_3' = \frac{l_3}{8 S_3'} \left(G_3 - \frac{Q_3'}{\cos \alpha_3} \right).$$

Tatsächlich sind unter der oben getroffenen Vereinfachung beide Durchhänge dieselben, gleich den bei der Aufstellung — ohne Wirkung des Winddruckes — vorgegebenen. Die Gleichsetzung liefert

$$\frac{S_3'}{S_3} = \frac{G_3 - \frac{Q_3}{2 \cos \alpha_3}}{G_3 + \frac{Q_3}{\cos \alpha_3}} = 0,0357.$$

Setzt man dieses Verhältnis in die obige Gleichung für die Differenz der beiden Kräfte ein, so folgt

$$S_3 = 2510 \text{ kg} \quad \text{und} \quad S_3' = 90 \text{ kg.}$$

Entsprechend erhält man für die untere Verankerung

$$S_2 = 2550 \text{ kg} \quad \text{und} \quad S_2' = 520 \text{ kg.}$$

Die größten Kräfte in beiden Verankerungen sind nahezu gleich. Man erhält hieraus als größte Beanspruchung

$$\sigma_2 = \frac{S_2}{\pi \cdot \delta^2} = 964 \text{ kg/cm}^2,$$

wenn der den Anker von vornherein gegebene Durchhang den vorstehenden Überlegungen entspricht. Seine Größe läßt sich jetzt aus der obigen Gleichung bestimmen:

$$f_3 = 0,336 \text{ m} \quad \text{und} \quad \text{entsprechend} \quad f_2 = 0,090 \text{ m.}$$

Mißt man auf der Schornsteinsäule von der Befestigungsstelle der Anker die Strecke $4 f_3$ bzw. $4 f_2$ herunter und zeichnet die Endmarken an, so muß man beim Entlangvisieren an den untersten Ankerenden gerade die Marken sehen, wenn der Durchhang richtig eingestellt ist.

Die größten Spannkraften in den seitlichen Anker, wo Winddruck und Eigengewicht senkrecht zueinander stehen, betragen

$$S_4 = \frac{l_2}{8 f_2} \sqrt{G_2^2 + Q_4^2} = 1550 \text{ kg}$$

und entsprechend $S_5 = 1004 \text{ kg.}$

Jetzt sind noch die Ankerspannungen nachzurechnen, die eintreten, wenn bei größtem Winde die auf der Luvseite befindliche obere Verankerung ausfällt. Wenn die untere ausfällt, werden die Spannungen kleiner.

Die Schornsteinsäule wird dann nur an den Stellen 1 und 2 der Abb. 1 gehalten. Die obere Auflagerkraft beträgt dann

$$\bar{N}_2 = \frac{1}{h_1} \left[\frac{q_1}{2} (h_1 + h_2 + h_3)^2 + \left(S_3' \cdot \cos \alpha_3 + \frac{1}{3} \cdot Q_3' \cdot \sin \alpha_3 + 2 \cdot \frac{1}{2} \cdot Q_5 \right) \cdot (h_1 + h_2) + \left(S_3' \cdot \sin \alpha_3 + \frac{1}{3} \cdot Q_3' \cdot \cos \alpha_3 + G_3 \right) r_a \right] = 2597 \text{ kg.}$$

Es wird ferner

$$\bar{S}_2 - S_2' = \frac{\bar{N}_2}{\cos \alpha_2} + \frac{2}{3} \cdot Q_2 \cdot \text{tg} \alpha_2 + \frac{Q_4}{\cos \alpha_2} = 5004 \text{ kg,}$$

demnach $\bar{S}_2 = 5004 + 520 = 5524 \text{ kg,}$

also die Beanspruchung

$$\bar{\sigma}_2 = \frac{\bar{S}_2}{\pi \cdot \delta^2} = 1937 \text{ kg/cm}^2.$$

Als zulässig kann man in diesem Ausnahmefall für den einfachen Flußstahl 37 ansetzen $2000 \text{ kg/cm}^2.$

Die Abmessungen des Systems sind mit Absicht so gewählt worden, daß die zulässigen Werte eben noch unterschritten werden.

Die größte Beanspruchung der Schornsteinsäule braucht im allgemeinen nicht nachgerechnet zu werden. Sie werde hier für den Ausnahmefall niedergeschrieben, daß der obere Zuganker auf der Windseite fehlt.

Das Gesamtgewicht der Stahlsäule ist mit $\zeta_3 \approx 1,10$ für die Überblattungen, Winkelringe usw.

$$G_1 = \pi d_m s \gamma (h_1 + h_2 + h_3) \zeta_3 = 1690 \text{ kg.}$$

Dann ist die Druckbeanspruchung in der Auflagerstelle 2:

$$\sigma_d = \frac{1}{\pi d_m s} \left[G_1 \cdot \frac{h_2 + h_3}{h_1 + h_2 + h_3} + \frac{3}{2} \cdot G_3 + (S_3' + 2 S_3) \sin \alpha_3 - \frac{1}{3} \cdot Q_3' \cdot \cos \alpha_3 \right] = \frac{1}{64,8} (945 + 110 + 1976 - 3) = 47 \text{ kg/cm}^2$$

und die größte Biegebeanspruchung:

$$\sigma_b = \frac{1}{\frac{\pi}{4} \cdot d_m^2 s} \left[\frac{q_1}{2} (h_2 + h_3)^2 + \frac{1}{2} \cdot G_3 r_a + S_3' (h_2 \cdot \cos \alpha_3 + r_a \cdot \sin \alpha_3) + Q_5 h_2 + \frac{1}{3} \cdot Q_3' (h_2 \cdot \sin \alpha_3 - r_a \cdot \cos \alpha_3) \right] = \frac{1}{1058} (1037500 + 1350 + 41450 + 79330 + 10900) = 1106 \text{ kg/cm}^2,$$

also $\sigma_d + \sigma_b = 1153 \text{ kg/cm}^2.$

Bei höheren und besonders stärkeren Schornsteinen muß man, um bequeme Abmessungen zu erhalten, den Abstand a vergrößern und die Anzahl der Anker erhöhen, bei besonders großen Schornsteinen bis auf 16 in derselben Höhe angreifende. Ihre Berechnung ist auch dann noch ziemlich einfach, wenn auch etwas umständlicher als die hier für den bequemsten Fall durchgeführte.

Es bietet noch Interesse, festzustellen, wie stark die Schornsteinwandung werden muß, wenn man auf die Verankerung ganz verzichtet. Die dann eintretende Druckbeanspruchung ist gering, für je 10 m Höhe bei 10% Zuschlag für Überlappungen, Aussteifungen usw. $8,65 \text{ kg/cm}^2.$ Für die Biegebeanspruchung infolge des Winddruckes gilt die einfache Formel

$$\frac{2}{3} \cdot p \cdot d_a \cdot \frac{h^2}{2} = \frac{\pi}{4} \cdot d_m^2 s \sigma_b.$$

Setzt man hierin wieder den Winddruck $p = 150 \text{ kg/m}^2,$ ferner mit Rücksicht auf die hinzukommende Druckspannung $\sigma_b = 1150 \text{ kg/cm}^2$ und zur Vereinfachung $d_a = d_m,$ so folgt, wenn h und d_m in m genommen werden,

$$s = \frac{1}{1808} \cdot \frac{h^2}{d_m} \text{ cm}$$

bzw. für $\sigma_b = 1850 \text{ kg/cm}^2$ (mit Rücksicht auf die Belastung durch Ankerzüge)

$$s = \frac{1}{2907} \cdot \frac{h^2}{d_m} \text{ cm.}$$

Man erhält so die folgende Zusammenstellung, in der die oberen Zahlenwerte der ersteren Formel entsprechen und die unteren der zweiten. Angenommen ist dabei, daß die dünne Ausfütterung nicht bei der Aufnahme der Windkraft mitwirkt.

h m	$d_m = 0,50$	1,00	1,50	2,50 m
15,0	0,248	—	—	—
20,0	0,442	0,221	—	—
	0,275	—	—	—
25,0	0,690	0,345	0,230	—
	0,430	0,215	—	—
30,0	0,996	0,498	0,332	0,190
	0,620	0,310	0,207	—
35,0	1,354	0,677	0,451	0,271
	0,843	0,422	0,281	—
40,0	—	0,884	0,590	0,354
	1,100	0,550	0,367	0,220
45,0	—	1,118	0,747	0,448
	—	0,697	0,465	0,278
50,0	—	—	0,922	0,553
	—	0,860	0,574	0,344
60,0	—	—	—	0,796
	—	1,238	0,826	0,495
70,0	—	—	—	1,084
	—	—	1,124	0,675

Hieraus ergibt sich, daß genügend weite Schornsteine bei mittlerer Höhe ohne Verankerungen ausgeführt werden können, wenn die Wandstärke vergrößert wird. Nicht zu enge Schornsteine kommen mit einer Ankerreihe aus, wenn wieder beim Ausfallen eines Ankers etwa 2000 kg/cm^2 als Ausnahmespannung zugelassen werden.

INHALT: Montagekran für das Schiffshebewerk Niederflinow. — Räumlich gekrümmte Stahlbrücken. — Der Momentenausgleich in den Endfeldern von durchlaufenden Trägern. — Stählerne Fabrikschornsteine.

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.

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, 2. September 1932

Heft 18

Allgemeine Methode zur Darstellung der Einflußlinien von Balken und Rahmentragwerken.

Alle Rechte vorbehalten.

Von Regierungsbaurat Dr.-Ing. O. Kirsten.

In Heft 13 der Zeitschrift „Der Stahlbau“, 1931, ist ein Aufsatz von Dr.-Ing. St. Szegö und Dr.-Ing. P. Nemenyi, Berlin, über das oben genannte Thema erschienen. In diesem wird dargelegt, wie man die Einflußlinien von Momenten und Querkraften in durchlaufenden Trägern in übersichtlicher, geschlossener Form entwickeln kann. Das Verfahren ist sehr elegant und besonders für die Berechnung der Einflußlinien hochgradig statisch unbestimmter Systeme geeignet, worüber Näheres weiter unten ausgeführt werden soll.

Die in dem genannten Aufsatz wiedergegebene Entwicklung entbehrt aber der allgemeinen Ableitung. Z. B. ist an Hand der Abhandlung die Berechnung der Einflußlinien der Normalkräfte und der Stützkkräfte für beliebige Rahmenträger nicht möglich.

Während seiner mehrjährigen praktischen Tätigkeit als Statiker hat der Verfasser für die Ermittlung der Einflußlinien hochgradig statisch unbestimmter Systeme einen ähnlichen Weg eingeschlagen, jedoch die Ableitung so durchgeführt, daß auch die Einflußlinien der Normal- und Stützkkräfte in geschlossener Form entwickelt werden können.

Wie hierbei im einzelnen vorzugehen ist, sollen die nachstehenden Zeilen darlegen.

Den Ausgangspunkt der nachstehenden Betrachtungen bildet das Prinzip der virtuellen Verrückungen, das durch die Gleichungen

$$\begin{aligned} \sum \bar{Q} \delta + \sum \bar{M} \tau &= 0, \\ \sum \bar{Q} \delta &= \sum \bar{S} \Delta s \end{aligned}$$

oder

$$\sum \bar{Q} \delta + \sum \bar{M} \tau = \int \bar{M} M \frac{ds}{EJ} + \int \bar{N} N \frac{ds}{EF} + \int \bar{Q} Q \frac{ds}{GF}$$

ausgedrückt wird. Diese Beziehungen gelten für jeden Träger, gleichgültig ob dieser statisch unterbestimmt (labil), statisch bestimmt oder statisch unbestimmt ist.

Allgemein ist das Prinzip der virtuellen Verrückungen in der Theorie der Einflußlinien statisch bestimmter Träger als sogenannte „Kinematische Methode“ bekannt. Die Einflußlinien der Schnittkräfte ergeben sich hierbei als Biegelinien einfach beweglicher Systeme. Auch bei statisch unbestimmten Trägern kann unter Einführung eines $(n - 1)$ -fach statisch unbestimmten Systems in gleicher Weise vorgegangen werden (vgl. Vianello, „Der Eisenbau“, 1. Aufl. 1905. S. 344). Jedoch ist gerade bei statisch unbestimmten Aufgaben die Ermittlung der Einflußlinien mitunter oft umständlich. Soll z. B. die Einflußlinie des Feldmomentes eines durchlaufenden Trägers ermittelt werden, so zeigen sich bei der Berechnung der Biegelinie infolge des eingefügten Gelenkes gewisse Erschwernisse. Ähnlich liegen die Verhältnisse bei den Querkraft- und Normalkraft-Einflußlinien infolge der einzuschaltenden Nullfelder.

Vermindert man jedoch nicht den Freiheitsgrad um 1, sondern wendet das Prinzip der virtuellen Verrückungen unmittelbar auf das Tragwerk an, so vereinfacht sich das Verfahren. Die Verringerung der Rechenarbeit tritt besonders — wie schon oben bemerkt — bei hochgradig statisch unbestimmten Aufgaben hervor.

Die Ableitung des Verfahrens soll zunächst am einfachen Beispiel des Balkens auf zwei Stützen gezeigt werden. Hierauf folgt die eigentliche Anwendung auf statisch unbestimmte Träger.

Zur Ermittlung der Einflußlinie des Momentes eines Balkens auf zwei Stützen wird das Prinzip der virtuellen Verrückungen durch die Gleichung

$$1 \delta - \int M_i \bar{M} \frac{ds}{EJ} = 0$$

angesetzt. Dabei entsprechen die Kraftwirkungen 1 und M_i dem tatsächlichen Belastungszustand, während δ und $\bar{M} ds/EJ = \Delta \varphi$ durch einen virtuellen Formänderungszustand entstanden zu denken sind. Wählt man die Formänderung so, daß nur im Punkte m eine Formänderung $\Delta \varphi$ ausgelöst wird, dann kann die obige Gleichung folgendermaßen geschrieben werden:

$$1 \delta - M_i \Delta \varphi = 0$$

oder

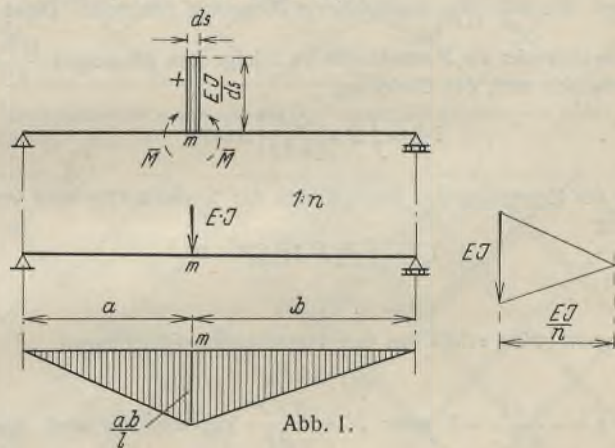
$$M_i = + \frac{1 \delta}{\Delta \varphi} = \frac{1 \delta}{M ds/EJ}$$

Wählt man $\bar{M} ds/EJ = \Delta \varphi = 1$, so erhält man das gesuchte Moment in der Form

$$M_i = 1 \delta,$$

d. h. die Einflußlinie des Momentes M_i ist identisch mit der Biegelinie eines Balkens auf zwei Stützen, hervorgerufen durch ein Spannungsmoment \bar{M} im Punkte m , dessen Größe wegen der Beziehung $\bar{M} ds/EJ = 1$ mit $\bar{M} = \frac{1 EJ}{ds}$ anzusetzen ist.

Werden im Punkte m eines Balkens auf zwei Stützen die Momente $\bar{M} = \frac{EJ}{ds}$, im Abstände ds wirkend, angebracht, so stellt die zu diesem Belastungszustand gehörige Biegelinie die Einflußlinie des Momentes für den Schnitt m dar. Diese kann entweder zeichnerisch als Moment der Momentenfläche oder analytisch mit Hilfe der bekannten Formänderungsgleichung $1 \delta = \int M \bar{M} ds/EJ$ ermittelt werden (vgl. hierzu die ohne weitere Erklärung verständliche Abb. 1).



Handelt es sich um die Ermittlung der Einflußlinie der Querkraftlinie, so wird das Prinzip der virtuellen Verrückungen in ähnlicher Weise angewandt. Aus

$$1 \delta - \int Q_i \bar{Q} ds/GF = 0$$

oder

$$1 \delta - Q_i \Delta v = 0$$

wird erhalten:

$$Q_i = + \frac{1 \delta}{\Delta v} = + \frac{1 \delta}{Q ds/GF}$$

Wird $\overline{\Delta v} = \overline{Q} ds / GF = 1$ gewählt, so ist
 $Q_i = 1 \delta$.

Die Einflußlinie der Querkraft Q_i im Schnitte m wird also dadurch gefunden, daß man im Punkte m die Kräfte $\overline{Q} = \frac{1GF}{x ds}$ im Abstände ds wirkend denkt und hierzu die Biegelinie zeichnet. Durch die Kräfte entsteht das in Abb. 2 dargestellte Querkraftdiagramm. Die elastischen Kräfte werden entsprechend der Beziehung

$$dW = -\frac{1}{G} d\left(\frac{Q}{F}\right)$$

dadurch gefunden, daß man die dieses Querkraftdiagramm erzeugenden Kräfte ermittelt und mit diesen die Seillinie zeichnet, deren Ordinaten mit $\frac{x}{GF}$ multipliziert die Einflußlinie Q_i darstellen. Da die Seillinie für zwei gleichgroße und entgegengesetzt gerichtete Kräfte, deren Abstand un-

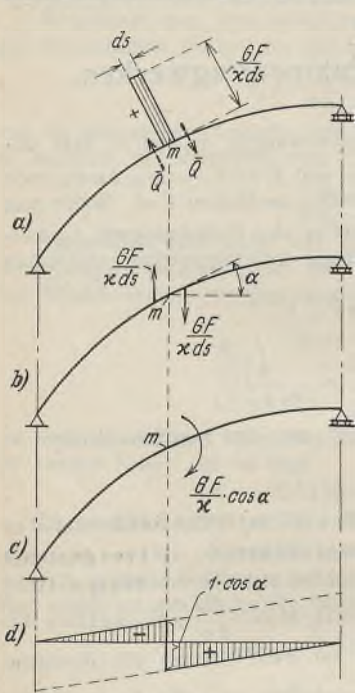


Abb. 2.

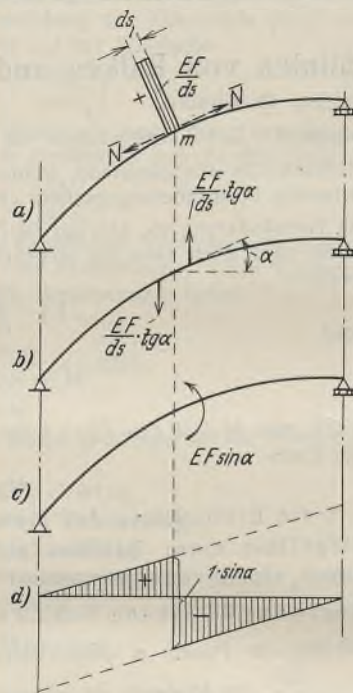


Abb. 3.

endlich klein (ds) ist, nicht gezeichnet werden kann, wird die angreifende Kräftegruppe $\frac{GF}{x ds}$ als Moment von der Größe $\frac{GF}{x} \cos \alpha$ gedeutet und zu diesem die mit $\frac{x}{GF}$ multiplizierte Biegelinie ermittelt. Diese wird wiederum entweder als Momentenfläche infolge des Momentes $\frac{GF}{x} \cos \alpha$ oder analytisch nach der Gleichung

$$1 \delta = \int \overline{Q} \cdot \left[\frac{GF}{x ds} \right] ds / GF$$

erhalten.

Bei der Ermittlung der Einflußlinien der Normalkräfte wird von der Gleichung

$$1 \delta - \int N_i \overline{N} ds / EF = 0$$

oder

$$1 \delta - N_i \overline{\Delta s} = 0$$

ausgegangen. Man erhält aus den vorstehenden Gleichungen

$$N_i = 1 \delta,$$

wenn $\overline{\Delta s} = \frac{\overline{N} ds}{EF} = 1$ oder $\overline{N} = \frac{1EF}{ds}$ angenommen wird. Die virtuelle Verschiebung wird demnach durch eine Normalkraft $\overline{N} = \frac{1EF}{ds}$ im Schnitte m eingeleitet. Die Einflußlinie der Normalkraft N_i im Schnitte m erhält man also dadurch, daß man in m die Normalkräfte $\overline{N} = \frac{1EF}{ds}$ im Abstände ds wirkend denkt und zu diesem virtuellen Spannungszustand die Biegelinie zeichnet. Wie dabei im einzelnen vorzugehen ist, zeigen die nachstehenden Abbildungen. Die elastischen Gewichte sind nach der Beziehung

$$dW = + \frac{1}{E} d\left(\frac{N}{F} \lg \alpha\right)$$

zu ermitteln und in Abb. 3 eingetragen. Auch hier ist wie bei der Querkrafteinflußlinie die Belastung der \overline{W} -Gewichte einer Momentenbelastung $M = EF \sin \alpha$ gleichzusetzen. Die infolge dieser Belastung sich ergebenden Momentenordinaten stellen, durch EF dividiert, die Einflußlinie von N im Punkte m dar.

Zur Ermittlung der Einflußlinie von Stützkraften ist der Angriffspunkt in Richtung der gesuchten Stützkraft um $\overline{\Delta} = 1$ zu verschieben. Die hierdurch bedingte Verformung des Tragwerkes stellt dann die gesuchte Einflußlinie dar.

Zur weiteren Erläuterung des Verfahrens werden nachstehend die Einflußlinien von M , N und Q im Punkte m eines Dreigelenkbogens ermittelt. Es ist dabei zu beachten, daß nicht nur die \overline{W} -Gewichte infolge der virtuellen Spannungen $\frac{EJ}{ds}$, $\frac{GF}{x ds}$ und $\frac{EF}{ds}$ anzusetzen sind, sondern daß auch elastische Gewichte im Scheitelgelenk des Dreigelenkbogens auftreten. Für diese gilt die allgemeine Formel

$$W_m = \int M \overline{M} \frac{ds}{EJ} + \int \overline{Q} \overline{Q} \frac{ds}{GF} + \int N \overline{N} \frac{ds}{EF}$$

Die Integration läßt sich ohne weiteres im Kopfe ausführen. Das Ergebnis ist in Abb. 4 an den Gelenkpunkten eingetragen.

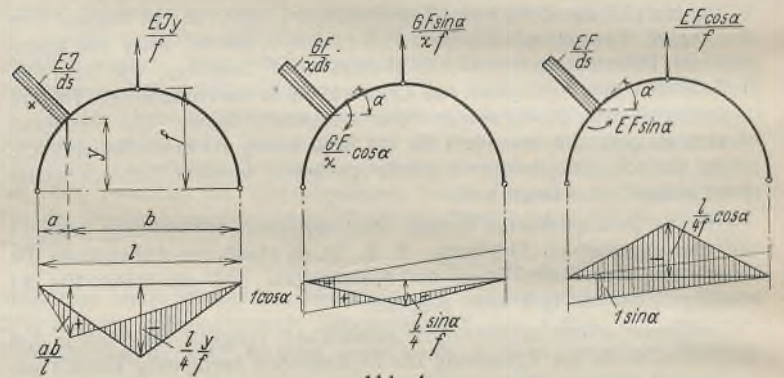


Abb. 4.

Bei der Bestimmung der Einflußlinien der inneren Kräfte von statisch unbestimmten Trägern ist die Wirkung der gedachten inneren Spannungsergebenden $\frac{EJ}{ds}$, $\frac{GF}{x ds}$ oder $\frac{EF}{ds}$ auf die überzähligen Größen zu berücksichtigen. Um die statisch unbestimmten Größen zu erhalten, werden zunächst die Belastungsglieder nach der Gleichung

$$N_r = \int M_r \overline{M} \frac{ds}{EJ} + \int N_r \overline{N} \frac{ds}{EF} + \int \overline{Q} \overline{Q} \frac{ds}{GF} - \sum C_r \Delta c$$

$$= \int M_r \left[\frac{EJ}{ds} \right] \frac{ds}{EJ} + \int N_r \left[\frac{EF}{ds} \right] \frac{ds}{EF} + \int \overline{Q} \left[\frac{GF}{x ds} \right] \frac{ds}{GF} - \sum C_r \Delta c$$

bestimmt und in die Elastizitätsgleichungen einsetzt. Die auf diese Weise ermittelten überzähligen Größen rufen ihrerseits Momente, Normalkräfte und Längskräfte hervor.

Für das Tragwerk sind also folgende Wirkungen zu berücksichtigen:

1. die gedachten Formänderungen

$$\overline{\Delta \varphi} = 1, \overline{\Delta s} = 1, \overline{\Delta v} = 1 \text{ oder } \Delta c = 1,$$

wobei die ersten drei Formänderungen aus den Spannungsergebenden

$$\overline{M} = \frac{EJ}{ds}, \overline{Q} = \frac{GF}{x ds} \text{ und } \overline{N} = \frac{EF}{ds}$$

entstanden zu denken sind:

2. die Momente, Querkräfte und Normalkräfte infolge der überzähligen Größen. Mit genügender Genauigkeit kann man bei der Ermittlung der Überzähligen die Wirkung der Querkräfte und der Normalkräfte vernachlässigen und sich auf den Einfluß der Momente beschränken.

Die beiden Belastungen zugeordneten Momentenflächen stellen die gesuchte Einflußlinie dar.

Zur Erläuterung des Verfahrens sollen folgende Beispiele behandelt werden.

a) Für den nebenstehenden Träger (Abb. 5) ist die Einflußlinie des Momentes und der Querkraft für die Mitte des mittleren Feldes zu zeichnen. Aus den Elastizitätsgleichungen

$$\frac{5+10}{3} X_1 + \frac{10}{6} X_2 = N_1$$

$$\frac{10}{6} X_1 + \frac{10+10}{3} X_2 = N_2$$

ergibt sich

$$X_1 = 0,2181818 N_1 - 0,05454 N_2$$

$$X_2 = -0,05454 N_1 + 0,163636 N_2$$

Infolge des gedachten Belastungszustandes $\frac{EJ}{ds}$ werden die Belastungsglieder zu

$$N_1 = +0,5 EJ \text{ und } N_2 = +0,5 EJ$$

und damit die Überzähligen zu

$$X_1 = 0,081818 EJ \text{ und } X_2 = 0,054545 EJ$$

erhalten. Die hierzu gehörige Momentenfläche ist in Abb. 5a wieder-

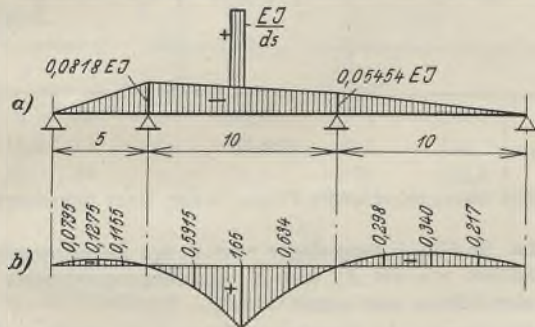


Abb. 5.

gegeben, ebenso wurde in Abb. 5b die sich hieraus ergebende Biegelinie, die zugleich die gesuchte Einflußlinie darstellt, aufgetragen.

Bei der Bestimmung der Querkrafteinflußlinie sind die Belastungsglieder

$$N_1 = -0,1 EJ, \quad N_2 = +0,1 EJ.$$

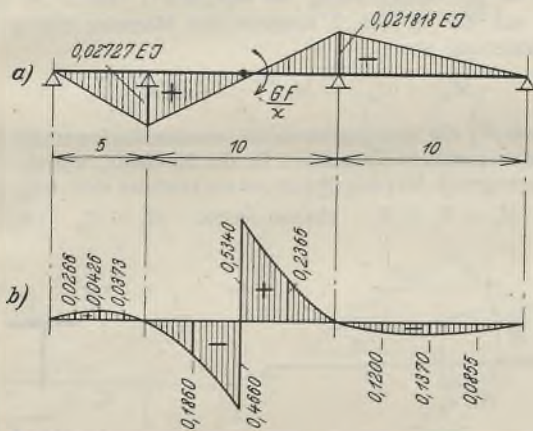


Abb. 6.

Damit werden aus den Elastizitätsgleichungen für die Überzähligen folgende Werte erhalten:

$$X_1 = -0,0272726 EJ, \quad X_2 = +0,0218181 EJ.$$

Das hierzu gehörige Momentenbild ist in Abb. 6a wiedergegeben. Außer-

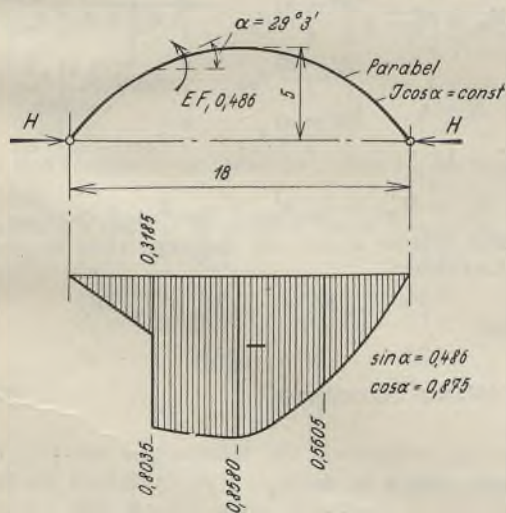


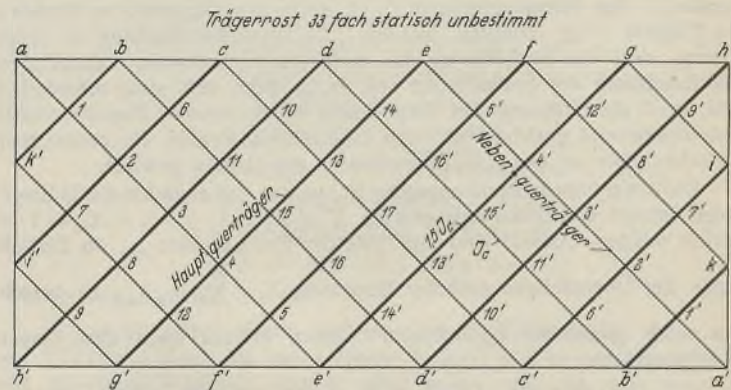
Abb. 7.

dem ist die Momentenbelastung $M = \frac{GF}{x}$ zu beachten. Für diese Belastungen ist die in Abb. 6b dargestellte Biegelinie bzw. Einflußlinie der Querkraft berechnet worden.

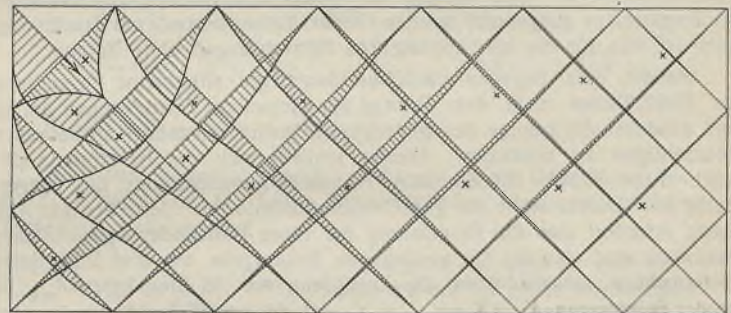
b) Als zweites Beispiel soll die Ermittlung der Einflußlinie der Normalkraft für den Viertelpunkt in einem Zweigelenkbogen gezeigt werden, dessen Achse nach einer Parabel gekrümmt ist und dessen Querschnittsabweichung dem Gesetze $J \cos \alpha = \text{const.}$ folgt.

Die Elastizitätsgleichung für die Horizontalkraft des Zweigelenkbogens lautet:

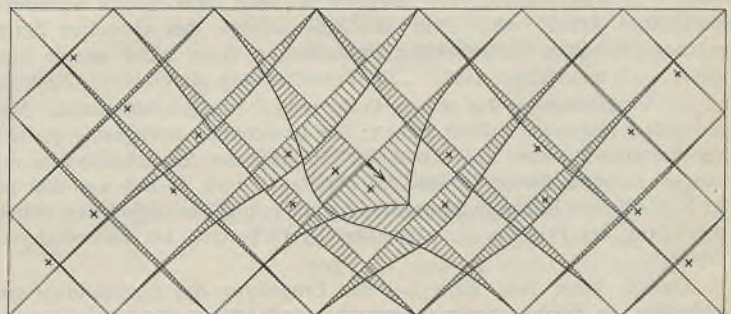
$$H = + \frac{N}{\delta_{HH}} = + \frac{N}{\frac{8}{15} f^2 l} = + \frac{N}{240}.$$



Einflußlinien für das Mittenmoment des Eckhauptquerträgers



Einflußlinien für das Mittenmoment des mittleren Hauptquerträgers



Einflußlinien der Querkraft des Hauptquerträgers g-e im Punkte e

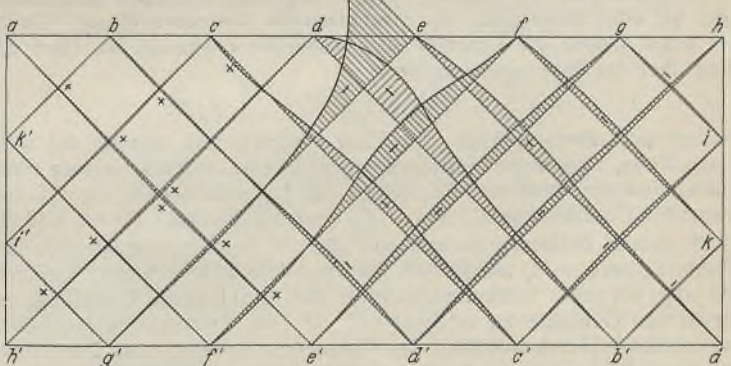


Abb. 8.

Im vorliegenden Falle wird das Belastungsglied: $N = -0,875 EJ$. Damit wird $H = -0,003645 EJ$ und das Moment im Scheitelpunkt $c M_c = -0,018225 EJ$. Zeichnet man hierzu die Momentenlinie und beachtet außerdem die Momentenbelastung $EF \sin \alpha = EF \cdot 0,486$, so erhält man die in Abb. 7 wiedergegebene Einflußlinie der Normalkraft im Punkte m .

Selbstverständlich lassen sich die vorstehenden Rechenverfahren auch auf die Ermittlung der Einflußlinien von Schnittkräften in Fachwerkstäben, Scheiben, Platten usw. anwenden.

Was die praktische Verwertbarkeit des geschilderten Verfahrens bei statisch unbestimmten Trägern anbelangt, so ist zu sagen, daß der Vorteil dieser Methode besonders bei hochgradig statisch unbestimmten Systemen hervortritt. Zum Beweise diene der in Abb. 8 dargestellte 33fach statisch unbestimmte Trägerrost. Für die Beurteilung der Sicherheit des Tragwerkes sollen die Momente im Punkt 1 des Trägers $k'-b$ und im Punkte 17 des Hauptquerträgers $f'-f$, sowie die Querkraft im Punkte e des Trägers $e-g'$ ermittelt werden. Da Verkehrsbelastung in Frage kommt, sind die Einflußlinien für diese drei Schnittkräfte darzustellen. Die Ermittlung der Einflußlinien von Stützkräften soll nicht erforderlich sein, weil die Stützung des Trägerrostes durch massive Mauern erfolgt, also hinreichend gesichert ist. Als Überzählige werden die senkrechten Zwischenkräfte an den Kreuzungspunkten der Balken gewählt.

Der sonst übliche Rechnungsgang ist nun der, daß zunächst die 33 Biegelinien infolge der Belastungszustände $X_1 = X_2 = X_3 = \dots = X_{33} = 1$ ermittelt werden. Darauf sind mit Hilfe der Einflußzahlen β_{ik} die Einflußlinien der Überzähligen nach der Beziehung $X_i = \sum_k \beta_{ik} \delta_{mk}$ zu berechnen. Die gesuchten Einflußlinien können hieraus nach dem Superpositionsgesetz

$$M = M_0 + M_1 X_1 + M_2 X_2 + \dots + M_{33} X_{33}$$

$$Q = Q_0 + Q_1 X_1 + Q_2 X_2 + \dots + Q_{33} X_{33}$$

gefunden werden. Daß hierbei die polarsymmetrischen Eigenschaften des Trägerrostes ausgenutzt werden, bedarf keiner besonderen Erwähnung. Auch ist dies für die hier angestellten Betrachtungen ohne Belang.

Wendet man dagegen die oben dargelegte allgemeine Darstellung der Einflußlinien nach dem Prinzip der virtuellen Verrückungen an, so sind zunächst die infolge des gedachten Belastungszustandes auftretenden Überzähligen zu ermitteln. Hieran schließt sich die Berechnung des durch diese Kräfte entstehenden Formänderungszustandes des Trägerrostes an. Dieser stellt die gesuchte Einflußlinie dar. Jede der drei Aufgaben erfordert also die Berechnung nur eines Formänderungszustandes; insgesamt sind also für die vorliegende Bauaufgabe nur drei Biegelinien zu berechnen, während sonst die Ermittlung von 33 Biegelinien δ_{mk} infolge der Belastungen $X_1 = X_2 = \dots = X_{33} = 1$ mit anschließender, umständlicher Auswertung $X_i = \sum_k \beta_{ik} \delta_{mk}$ durchzuführen wäre. Allerdings

erfordert die Berechnung der Biegelinien nach dem neuen Verfahren etwas mehr Arbeit, weil eben sämtliche infolge des virtuellen Formänderungszustandes entstehenden Überzähligen (also nicht nur je eine Last $X_i = 1$) anzusetzen sind. Die Vereinfachung durch diese Methode und die Verminderung der reinen Rechenarbeit ist also bedeutend. Man kann daher folgenden Schluß ziehen: Die Berechnung hochgradig statisch unbestimmter Systeme, bei denen die Einflußlinien der Schnittkräfte nur weniger, ausgezeichneter Punkte (in der Regel wird es sich um drei bis vier Einflußlinien handeln) zu ermitteln sind, erfolgt am einfachsten mittels Anwendung des Prinzips der virtuellen Verrückungen am unveränderten Tragwerk.

Ähnlich kann man auch bei der Ermittlung der Einflußlinien von Stabkräften in Fachwerkträgern vorgehen, allerdings aber nur, wenn es sich um die Berechnung der Einflußlinien einzelner, weniger Stabkräfte handelt, z. B. bei Nachprüfung einer vorliegenden statischen Berechnung oder bei einer Berechnung für eine generelle Kostenermittlung. Da in der Regel jedoch die Kenntnis aller Stabkräfte erwünscht ist, führt der Weg über das Superpositionsgesetz

$$S = S_0 + S_1 X_1 + S_2 X_2 + \dots + S_n X_n$$

rascher und übersichtlicher zum Ziele. Würde man nämlich das oben geschilderte, allgemeine Verfahren anwenden, so müssen für jede Stabkräfteinflußlinie zunächst die infolge der Längenänderung $\Delta s = 1$ entstehenden Überzähligen X_1, X_2, \dots, X_n ermittelt werden. Darauf sind die durch diesen Belastungszustand und $\Delta s = 1$ bedingten elastischen Gewichte zu berechnen, um hiermit die Biegelinie zu bestimmen. Dadurch, daß also bei jeder Stabkräfteinflußlinie die umständliche Ermittlung der elastischen Gewichte zu erfolgen hat, ist eine beträchtliche Mehrarbeit erforderlich. Die Anwendung des allgemeinen Verfahrens zur Darstellung von Einflußlinien ist also in diesem Falle nicht zweckmäßig.

Zuschrift an die Schriftleitung.

Der Aufsatz von Herrn O. Kirsten gibt das Verfahren von Neményi-Szegö zur Darstellung von Einflußlinien dankenswerterweise in einer Form wieder, welche wahrscheinlich vielen Ingenieuren das Wesen der Sache besser erkennbar macht als die Originalabhandlung der Verfasser.

Jedoch darf die Behauptung nicht unwidersprochen bleiben, daß dieses Verfahren gegenüber den bekannten schneller zum Ziele führt, vielmehr soll im nachstehenden Beispiel gezeigt werden, daß das übliche Lastflächenverfahren, zweckmäßig angewendet, genau denselben Rechnungsgang benutzt wie das Verfahren von Neményi-Szegö, welches hier-

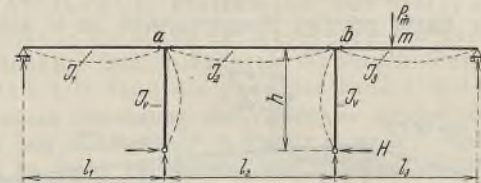


Abb. 1.

nach nur eine neue, interessante Formulierung einer bekannten Operation darstellt.

Um das in Abb. 1 dargestellte zwei-stielige Rahmentragwerk zu berechnen, wählen wir als X_a und X_b die Biegemomente im Balken außerhalb der Stützen und setzen $-Hh = X_c$.

Nach Berechnung der konstanten Beiwerte δ_{ik} ergeben sich für die drei statisch unbestimmten Größen die Lösungen

$$X_a = \beta_{aa} \delta_{ma} + \beta_{ab} \delta_{mb} + \beta_{ac} \delta_{mc}$$

$$X_b = \beta_{ba} \delta_{ma} + \beta_{bb} \delta_{mb} + \beta_{bc} \delta_{mc}$$

$$X_c = \beta_{ca} \delta_{ma} + \beta_{cb} \delta_{mb} + \beta_{cc} \delta_{mc}$$

1. Um die Einflußlinie für das Biegemoment in einem beliebigen Querschnitt m der Mittelöffnung im Abstände x von a zu bestimmen, leiten wir aus der in Abb. 2 dargestellten Momentenfläche für $P = 1$ in m die Beziehung ab:

$$M_m = M_{m0} + M_1 \frac{(l_2 - x)}{l_2} + M_2 \frac{x}{l_2}$$

worin M_1 und M_2 die Biegemomente unmittelbar innerhalb der Stützen sind. Mit den positiven Vorzeichen für die Momente, wie sie durch die in Abb. 1 eingezeichneten Biegelinien gekennzeichnet sind, folgt aus Abb. 3:

$$M_1 = X_a + X_c, \text{ ebenso rechts: } M_2 = X_b + X_c.$$

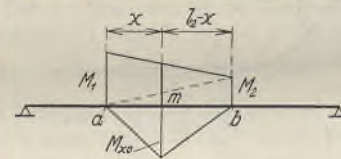


Abb. 2.

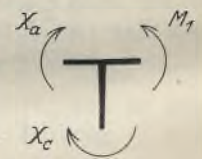


Abb. 3.

Damit wird

$$M_m = M_{m0} + \frac{(l_2 - x)}{l_2} X_a + \frac{x}{l_2} X_b + X_c$$

Setzt man für die X die allgemeinen Lösungen ein und ordnet die Glieder nach den Biegelinien, so ist

$$M_m = M_{m0} + \left[\frac{(l_2 - x)}{l_2} \beta_{aa} + \frac{x}{l_2} \beta_{ab} + \beta_{ac} \right] \delta_{ma}$$

$$\left[\frac{(l_2 - x)}{l_2} \beta_{ba} + \frac{x}{l_2} \beta_{bb} + \beta_{bc} \right] \delta_{mb}$$

$$\left[\frac{(l_2 - x)}{l_2} \beta_{ca} + \frac{x}{l_2} \beta_{cb} + \beta_{cc} \right] \delta_{mc}$$

oder kürzer

$$M_m = M_{m0} + \gamma_{ma} \delta_{ma} + \gamma_{mb} \delta_{mb} + \gamma_{mc} \delta_{mc}$$

die drei letzten Glieder stellen die Ordinaten einer Biegelinie dar, die zu der „Lastfläche“

$$z = \gamma_{ma} M_a + \gamma_{mb} M_b + \gamma_{mc} M_c$$

berechnet wird.

2. Beispiel.

Mit der üblichen Bezeichnung

$$l \frac{J_c}{J} = l'$$

erhält man nach Abb. 4 für die δ_{ik}

$$EJ_c \delta_{aa} = \frac{l_1' + l_2'}{3}, \quad EJ_c \delta_{ab} = \frac{l_2'}{6},$$

$$EJ_c \delta_{bb} = \frac{l_2' + l_3'}{3}, \quad EJ_c \delta_{ac} = \frac{l_2'}{2},$$

$$EJ_c \delta_{cc} = l_2' + \frac{2}{3} h', \quad EJ_c \delta_{bc} = \frac{l_2'}{2}.$$

Es sei:

$$\begin{aligned}
 l_1 &= 12, & l_2 &= 24, & l_3 &= 18, & h &= 7,5 \text{ m,} \\
 J &= 12, & & 18, & & 15, & & 9 \text{ Einheiten,} \\
 J_c: J &= 3/2, & & 1, & & 6/5, & & 2 \\
 l' &= 18, & & 24, & & 21,6, & & 15 \text{ m.}
 \end{aligned}$$

Damit erhält man nachstehende Matrix und hieraus die Tafel der Werte D_{ik} ; die Zahlen β_{ik} sind dann

δ -Tafel.			β -Tafel.				
	a	b	c				
a	14	4	12	a	372,8	8	-134,4
b	4	15,2	12	b	8	332	-120
c	12	12	34	c	-134,4	-120	196,8

$D = 3638,4$

$$\beta_{ik} = \frac{D_{ik}}{D}$$

Der zu untersuchende Querschnitt m liege im Abstände $x = 10$ m. Dann ist

$$\begin{aligned}
 l_2 - x &= 14 \text{ m,} & \frac{x}{l_2} &= \frac{5}{12}, & \frac{l_2 - x}{l_2} &= \frac{7}{12}. \\
 \gamma_{ma} &= \frac{7}{12} \cdot 372,8 + \frac{5}{12} \cdot 8 - 134,4 = 86,4, \\
 \gamma_{mb} &= \frac{7}{12} \cdot 8 + \frac{5}{12} \cdot 332 - 120 = 23,0, \\
 \gamma_{mc} &= -\frac{7}{12} \cdot 134,4 - \frac{5}{12} \cdot 120 + 196,8 = 68,4.
 \end{aligned}$$

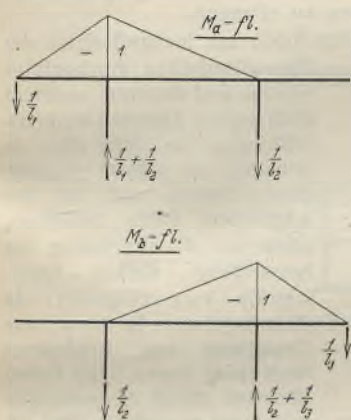


Abb. 4.

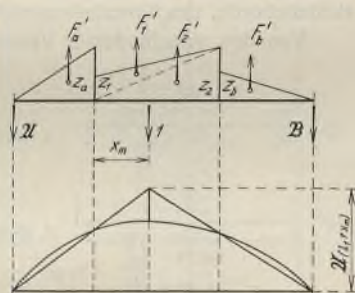


Abb. 5.

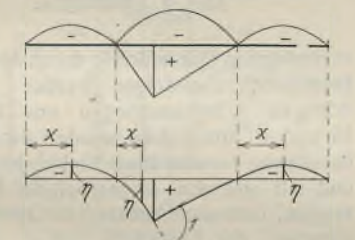


Abb. 6.

Hierbei sind einstweilen an Stelle der Zahlen β_{ik} die bequemen D_{ik} benutzt worden.

Die Lastfläche z (Abb. 5) ist gegeben durch $z = \sum \gamma M$,

$$\begin{aligned}
 z_a &= -1 \cdot 86,4 & &= -86,4, \\
 z_1 &= -1 \cdot 86,4 - 1 \cdot 68,4 & &= -154,8, \\
 z_2 &= -1 \cdot 23,0 - 1 \cdot 68,4 & &= -91,4, \\
 z_b &= -1 \cdot 23,0 & &= -23,0.
 \end{aligned}$$

Will man in

$$M_m = M_{m0} + \sum \gamma \delta$$

das Glied M_{m0} in die Biegelinie mit einbeziehen, so muß man sich erinnern, daß die Einflußlinie M_{m0} identisch ist mit der Momentenfläche infolge $P_m = 1$. Wir fügen unserer z -Lastfläche in m noch die Einzelast 1 hinzu, wofür wir mit Rücksicht auf die noch ausstehende Division durch $D = 3638,4$ setzen müssen. Berechnen wir nun für diese Belastung die Auflagerkräfte X und Y , so müssen sich die Momentenordinaten an den Stützen als Durchbiegungen gleich Null ergeben (Abb. 5). Da die Biegelinien δ_{ma} , δ_{mb} , δ_{mc} noch mit EJ_c zu multiplizieren waren, so müssen die reduzierten Lastflächen F' benutzt werden:

$$\begin{aligned}
 F'_a &= -86,4 \cdot \frac{18}{2} = -777,6, \\
 F'_1 &= -154,8 \cdot \frac{24}{2} = -1857,6, \\
 F'_2 &= -91,4 \cdot \frac{24}{2} = -1096,8, \\
 F'_b &= -23,0 \cdot \frac{21,6}{2} = -248,4. \\
 X &= -777,6 \cdot 46 = -35769,2 \\
 &\quad -1857,6 \cdot 34 = -63158,4 \\
 &\quad -1096,8 \cdot 26 = -28516,8 \\
 &\quad -248,4 \cdot 12 = -2980,8 \\
 &\quad -3638,4 \cdot 32 = +116428,8 \\
 Y &= -342,0 \quad -13996,8 : 54 = -259,2, \\
 Y &= -342,0 + 259,2 = -82,8. \\
 \eta_a &= -259,2 \cdot 12 + 777,6 \cdot 4 = 0, \\
 \eta_b &= -82,8 \cdot 18 + 248,4 \cdot 6 = 0,
 \end{aligned}$$

was zu beweisen war.

Damit ist nachgewiesen, daß man die M_m -Linie erhält, wenn man die Einzelbalken mit der z -Fläche belastet und in der Mittelöffnung die M_0 -Fläche hinzufügt, Abb. 6. Mißt man x stets von links, so lautet die Gleichung für die Ordinaten η der M_m -Linie:

1. Öffnung: $\eta = -\frac{12 \cdot 18}{6 \cdot 3638,4} \cdot 86,4 \omega_D$;
2. Öffnung: $\eta = M_{m0} - \frac{24 \cdot 24}{6 \cdot 3638,4} (154,8 \omega'_D + 91,4 \omega_D)$;
3. Öffnung: $\eta = -\frac{18 \cdot 21,6}{6 \cdot 3638,4} \cdot 23,0 \omega'_D$.

Nach dem Verfahren Neményi-Szegő in der Darstellung des Herrn Kirsten wird die M_m -Linie folgendermaßen bestimmt, nachdem die Zahlen β_{ik} bekannt sind.

Im Punkte m wird an den Enden der Strecke dx das ∞ große Lastmoment

$$\bar{M} = \frac{EJ_2}{dx}$$

angebracht (Abb. 7), durch das im Balken eine Biegelinie entsteht, deren Tangenten in m den endlichen Winkel (Knick)

$$\omega = \frac{\bar{M} dx}{EJ_2} = 1$$

miteinander bilden. Diese Biegelinie ist dann die Einflußlinie für M_m .

Die Belastungsglieder δ_{a0} , δ_{b0} , δ_{c0} beziehen sich ebenfalls nur auf die Stablänge dx , und es wird nach Abb. 7

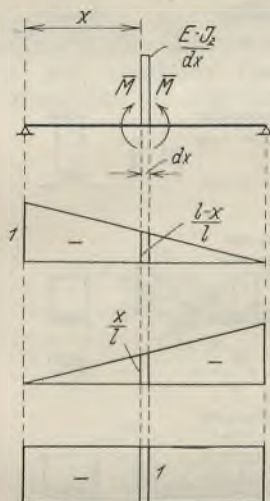


Abb. 7.

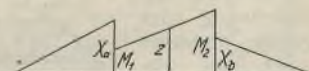


Abb. 8.

$$\begin{aligned}
 \delta_{a0} &= \frac{EJ_2}{dx} \left[-\frac{(l_2-x)}{l_2} \right] \frac{dx}{EJ_2} = -\frac{(l_2-x)}{l_2}, \\
 \delta_{b0} &= \frac{EJ_2}{dx} \left(-\frac{x}{l_2} \right) \frac{dx}{EJ_2} = -\frac{x}{l_2}, \\
 \delta_{c0} &= \frac{EJ_2}{dx} (-1) \frac{dx}{EJ_2} = -1.
 \end{aligned}$$

Die statisch unbestimmten Größen sind dann:

$$\begin{aligned}
 X_a &= -\frac{(l_2-x)}{l_2} \beta_{aa} - \frac{x}{l_2} \beta_{ab} - 1 \cdot \beta_{ac} = -\gamma_{ma}, \\
 &\quad \text{entspricht der Lastordinate } z_a, \\
 X_b &= -\frac{(l_2-x)}{l_2} \beta_{ba} - \frac{x}{l_2} \beta_{bb} - 1 \cdot \beta_{bc} = -\gamma_{mb}, \\
 &\quad \text{entspricht der Lastordinate } z_b, \\
 X_c &= -\frac{(l_2-x)}{l_2} \beta_{ca} - \frac{x}{l_2} \beta_{cb} - 1 \cdot \beta_{cc} = -\gamma_{mc}. \quad \text{Weiter folgt:} \\
 M_1 &= X_a + X_c = -\gamma_{ma} - \gamma_{mc}, \quad \text{entspricht der Lastordinate } z_1, \\
 M_2 &= X_b + X_c = -\gamma_{mb} - \gamma_{mc}, \quad \text{entspricht der Lastordinate } z_2.
 \end{aligned}$$

Die M_m -Linie ist dann die Biegelinie zur Momenten-, „Lastfläche“ z (Abb. 8), ergänzt durch die Biegelinie infolge der M_0 -Fläche über dx ,

die als Momentenfläche zum Einzelgewicht $\bar{M} dx : EJ_2 = 1$ gedeutet werden kann. Man ersieht hieraus die vollkommene Übereinstimmung des Rechnungsganges mit dem ersten Verfahren.

Es wäre natürlich nicht zu empfehlen, in der beschriebenen Art zu rechnen, wenn eine größere Anzahl von M_m -Linien zu bestimmen wäre. Vielmehr wird man dann zuerst aus $X = \sum \beta \delta$ die Lastflächen z für die statisch unbestimmten Größen bilden, weil diese selbst bei der Dimensionierung gebraucht werden. Hierauf berechnet man die Lastflächen z für M_1 und M_2 aus

$$M_1 = X_a + X_c = \sum \gamma \delta, \text{ entsprechend } M_2,$$

und erhält dann die Einflußlinien für die Feldmomente aus folgenden Beziehungen:

1. Öffnung: $M_m = M_{m0} + X_a \frac{x}{l_1}$,
2. Öffnung: $M_m = M_{m0} + M_1 \frac{(l_2 - x)}{l_2} + M_2 \frac{x}{l_2}$,
3. Öffnung: $M_m = M_{m0} + X_b \frac{(l_3 - x)}{l_3}$;

hierbei können in bekannter Weise die „Spitzenkurven“ verwendet werden.

Die „resultierenden Lastflächen“ zur Darstellung von Einflußlinien werden in den Übungen in Statik des Herrn Geheimrats Professor

Dr. Hertwig an der Technischen Hochschule zu Berlin seit Jahren benutzt, die Methode ist im wesentlichen schon im Jahre 1897 von Müller-Breslau in dem Aufsatz „Über die Berechnung statisch unbestimmter Auslegerbrücken“ im Ztbl. d. Bauv. durch Einführung der α -(β -)Belastungen entwickelt worden.
Pohl.

Erwiderung.

Zu obigen Ausführungen bemerke ich folgendes:

Die Darlegungen von Prof. Pohl begrüße ich außerordentlich. Beleuchten sie doch die von mir gebrachten Zusammenhänge auch von der rein mathematischen Seite aus. Die bei der Auflösung der Elastizitätsgleichungen sich ergebenden Beziehungen wurden, wie Prof. Pohl mitteilt, schon vor Jahren von Müller-Breslau entsprechend gedeutet. Mir lag jedoch vor allem daran, die von Dr.-Ing. P. Neményi und Dr.-Ing. St. Szegő im „Stahlbau“ 1931, Heft 13, gebrachten speziellen Ausführungen durch eine allgemeine theoretische Erörterung zu klären und für alle Möglichkeiten brauchbar zu gestalten. Schon vor Jahren habe ich übrigens in meiner Doktorarbeit, Dresden 1924: „Die Berechnung quadratischer Platten mit beliebigen Randbedingungen“ die Anwendung des Prinzips der virtuellen Verrückungen auf die Plattenberechnung, und zwar auf die Ermittlung der Einflußflächen von Schnittkräften gezeigt.
Kirsten.

Alle Rechte vorbehalten

Eine vollständig geschweißte Straßenbrücke in Pilsen.

Von Dr.-Ing. Franz Faltus, Pilsen.

Die Zahl vollständig geschweißter Brücken ist nicht nur in Europa, sondern auch in Amerika noch verhältnismäßig gering¹⁾, besonders wenn man größere Spannweiten in Betracht zieht. Abb. 1 gibt eine Zusammenstellung vollständig geschweißter Fachwerkbrücken wieder.

Nachstehend soll über die erste vollständig geschweißte Brücke in der Tschechoslowakei berichtet werden, die im Herbst vorigen Jahres dem Verkehr übergeben wurde. Sie ist mit 49,2 m Stützweite derzeit die größte geschweißte Brücke der Welt.

Die neue Brücke liegt im westlichen Teil der Škodawerke in Pilsen und kreuzt als Straßenbrücke erster Klasse drei Gleisstränge in verschiedenen Höhenlagen, zwei Schnellzugslinien und eine Werksbahn, welche das Gelände des Werkes in zwei Teile trennen.

Aus dem schiefen Schnitt der Brückenachse mit den Gleisachsen und der Ausdehnung des bahneigenen Gebietes ergab sich für die Brücke eine Stützweite von 49,2 m.

Die Anordnung der Stahlkonstruktion entspricht der einer normalen genieteten Brücke. Die Hauptträger sind Trapezträger mit Dreiecksausfachung und einer Systemhöhe von 6400 mm. Der Hauptträgerabstand beträgt 8350 mm. Die Querträger sind vollwandig, 800 mm hoch, die Längsträger sind Walzträger I 40 von 6350 mm Stützweite. Die Fahrbahn ist als Eisenbetondecke, die über die Längsträger durchläuft, ausgebildet. Die 6,25 m breite Fahrbahn ist mit kleinen Granitwürfeln gepflastert, die zwischen den Hauptträgern liegenden Gehwege von 0,5 bzw. 1,0 m Breite sind mit abnehmbaren Eisenbetondecken abgedeckt, um die darunterliegenden Kabelkanäle zugänglich zu halten. Der östliche Hauptträger ist noch mit kurzen Konsolen zur späteren Überführung einer Rohrleitung versehen.

Der ursprüngliche Entwurf sah eine genietete Konstruktion vor. Die guten Erfahrungen, die die Škodawerke mit der Lichtbogenschweißung bei der praktischen Ausführung namhafter Konstruktionen des Hoch- und

Kranbaues zu sammeln Gelegenheit hatten²⁾, und die ermunternden Ergebnisse groß angelegter Versuche in der eigenen Versuchsanstalt führten dazu, auch für dieses wichtige Bauwerk die Lichtbogenschweißung vorzuschlagen. Es gelang, für diesen Gedanken die Zustimmung der Aufsichtsbehörde, des Eisenbahnministeriums, zu erlangen.

Von den verschiedenen Versuchen, die noch vor Inangriffnahme der Entwurfsarbeiten durchgeführt wurden und die unter anderem auch eigene Geschicklichkeitsprüfungen der Schweißer in Arbeiten an schwer zugänglichen Stellen und bei beschränktem Raum umfaßten, seien nur die Ergebnisse der Schweißung starker Querschnitte kurz mitgeteilt, da diese Ergebnisse für die weitere Gestaltung von besonderer Bedeutung waren. Bei einem Bauwerk dieser Abmessungen war damit zu rechnen, daß die

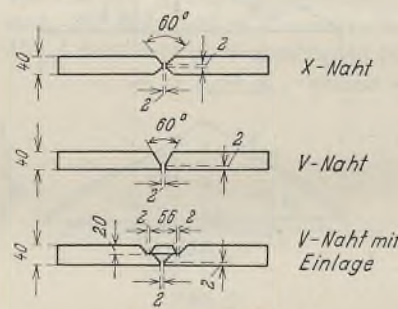


Abb. 2. Prüfstäbe.

zu stoßenden Querschnitte die in der Werkstatt bisher üblichen Dimensionen beträchtlich übersteigen werden. Für diese Arbeiten waren daher die richtigen Arbeitsmethoden und Elektroden festzulegen. Bleche von 25 und 40 mm Stärke wurden durch V-X- und V-Nähte mit Einlage unter Benutzung verschiedener Elektroden verschweißt, in Probestäben zerschnitten und mit und ohne abgearbeiteter Naht geprüft (Abb. 2). Die Ergebnisse zeigten, daß auch bei starken Querschnitten kein wesentlicher Unterschied zwischen der Festigkeit von V- und X-Nähten besteht und daß ferner wenig streuende und gute Ergebnisse nur mit Elektroden zu erzielen sind, auf welche die Schweißer eingearbeitet sind.

Da in der Tschechoslowakei derzeit noch keine Vorschriften für geschweißte Brücken bestehen, wurde nach einem vorläufigen, vom Eisenbahnministerium genehmigten Entwurf gearbeitet. Die zulässigen Inanspruchnahmen der Schweiße wurden entsprechend den tschechoslowakischen Brückenbauvorschriften, die die Stoßzuschläge implizite durch Abstufung der zulässigen Inanspruchnahmen der einzelnen Brückenteile berücksichtigen, auch in ähnlicher Weise abgestuft. Von einer weiteren Abminderung unter Berücksichtigung der maximalen und minimalen Stabkräfte wurde jedoch bei Straßenbrücken abgesehen. Nachstehende Zusammenstellung (S. 143) enthält die verwendeten Werte.

Die Bemessung der Querschnitte und die Durchbildung der Einzelheiten mußte gut erwogen werden, um schweißgerechte Profile und Verbindungen zu erhalten. Hierbei mußte meist aus den eigenen Erfahrungen geschöpft werden, da für diese Verhältnisse wohl kaum Vorbilder zu finden sind. Beim Entwurf mußte insbesondere auf gute Zugänglichkeit der zu schweißenden Bauteile gesehen werden, was oft nicht allzu leicht war. Überkopfschweißungen wurden gänzlich vermieden, mit Ausnahme einiger Nähte, die als Dichtungsnähte aufgebracht wurden. Sämtliche Schweiß-

¹⁾ Mc. Kibben zählt in der Zeitschrift Welding 1931, Nr. 9, auf, daß bis jetzt in Amerika 183 Gebäude und 46 Brücken geschweißt wurden, davon jedoch nur sieben Brücken vollständig.

²⁾ Stahlbau 1932, Heft 3, Neuere vollständig geschweißte Stahlkonstruktionen.

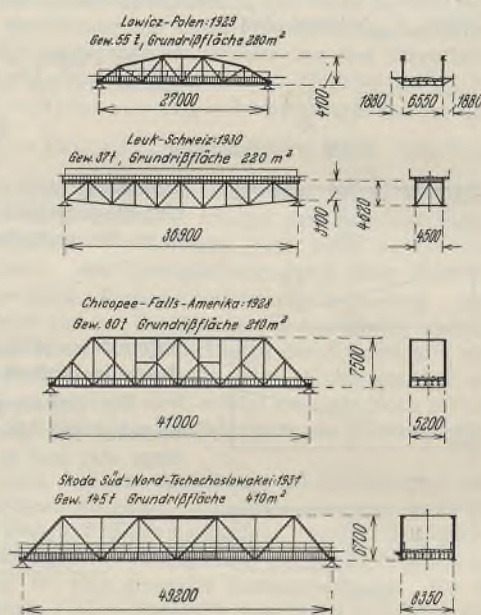


Abb. 1. Zusammenstellung vollständig geschweißter Fachwerkbrücken.

Grundsatz eingehalten, daß in den Hauptgliedern keine Zugkraftübertragung durch Stumpfstöße allein stattfindet, sondern immer ein Teil der Kräfte durch Kehlnähte übertragen wird⁴⁾. Bei der gewählten Querschnittsausbildung und der Forderung, Überkopfschweißungen zu vermeiden, konnte auf der Montage allerdings nicht vermieden werden, daß auch 30 mm starke Platten noch mit V-Nähten gestoßen wurden.

Der Anschluß der Diagonalen an die Gurtungen erfolgt unter genauer Zusammenführung der Schwerachsen. In den Knotenpunkten 0, 1 und 2 sind kleine Knotenbleche angeordnet, während in den übrigen Punkten die Diagonalen direkt an die Stehbleche der Gurtungen angeschlossen sind. Es wäre ohne Vergrößerung der Stehblechhöhe der Gurtungen und ohne Zwang möglich gewesen, auch in den äußeren Knotenpunkten die für den Anschluß nötigen Schweißnahtlängen unterzubringen. Eine überschlägige Rechnung zeigt jedoch, daß der Querschnitt des Gurtstehbleches nicht zur Übertragung der Querkkräfte hinreichen würde. Um wenigstens in den mittleren Knoten ohne Stehblech auszukommen, wurden die Gurtstehbleche entsprechend stark gewählt.

Die Ausbildung der Querverbände und Bindebleche der einzelnen Stäbe ist äußerst einfach. Winkel wurden nur bei den Windverbänden, und dort als zusammengesetzte Γ - und \perp -Profile verwendet. Mit Ausnahme der Längsträger und der aus \square -Profilen gebildeten Gurtungen der Diagonalen im dritten Felde sind nur Platten und Bleche verwendet worden.

Die Werkstattarbeiten gingen ohne Störung glatt vonstatten, dank der Erfahrungen, die bei früheren Arbeiten gesammelt werden konnten.

Auch die Montage der Konstruktion und die Baustellenschweißungen bereiteten keine wesentlichen Schwierigkeiten. Der vorher aufgestellte Arbeitsplan legte genau die Reihenfolge der einzelnen Arbeiten fest und konnte ohne Änderung eingehalten werden. Die Montage wurde auf festem Gerüst durchgeführt. Die einzelnen Teile der Konstruktion wurden zunächst mit Schraubenbolzen zusammengestellt und in der richtigen Lage gehalten, dann wurden die Teile geheftet und schließlich in der festgelegten Reihenfolge verschweißt. Die Löcher für die der Zahl nach sehr knapp bemessenen Montagebolzen wurden nachträglich zugeschweißt, um das Eindringen von Wasser zwischen die Profile zu verhindern.

Auf der Baustelle waren vier Siemens-Gleichstromschweißumformer in Tätigkeit, die auf einem Primärstrom von 380 V arbeiteten. Die vier Einzelumformer waren in zwei Gruppen auf den beiden Brückenden aufgestellt, so daß zur Verbindung mit den jeweiligen Schweißstellen lange Kabel notwendig waren. Da unterhalb der Brücke die staatliche Fernspreitleitung neben der Bahnlinie verläuft, wurde bei den Verhandlungen um die Baubewilligung wohl zum erstenmal die Frage der Zulässigkeit der Kreuzung von staatlichen Schwachstromleitungen durch Schweißkabelnien berührt. Wie vorausgesehen wurde, haben sich während des Betriebes keine Anstände gezeigt. Die einzigen Klagen, die laut wurden, kamen von den Rundfunkteilnehmern in der Nähe der Baustelle, die während des Schweißbetriebes ständig mit Störungen zu kämpfen hatten.

Die auf der Baustelle arbeitenden Schweißer wurden vor Inangriffnahme der Arbeiten einer besonderen Prüfung unterzogen, bei der besonderer Wert auf gute Fertigkeit im Schweißen an vertikaler Wand gelegt wurde. Auch während der Baustellenschweißungen wurden einige Prüfungen in besonders schwierigen Stellungen vorgenommen, um auch für die Wertigkeit solcher Schweißungen Anhaltspunkte zu gewinnen. Außer den normalen vorgeschriebenen Proben hatten die Schweißer noch 25 mm-Bleche in horizontaler und vertikaler Lage zu verschweißen, um noch besonders auch die Fertigkeit in der Schweißung starker Querschnitte nachzuweisen. Bei den Prüfungen von acht Schweißern wurden folgende Festigkeitsmittelwerte erhalten:

	Horizontal	Vertikal
10 mm-Blech, einseitige V-Naht ⁵⁾	37,9	34,4 kg/cm ² ,
25 mm-Blech, einseitige V-Naht ⁵⁾	41,9	38,4 kg/cm ² .

Die Reihenfolge der einzelnen Schweißarbeiten war bis in die kleinsten Einzelheiten genau festgelegt, um den Schweißspannungen tunlichst zu begegnen. In den einzelnen Arbeitsabschnitten wurde durch Kontrollhöhenmessungen festgestellt, ob keine unzulässigen Verformungen eingetreten

⁴⁾ Neuere in der Durchführung begriffene Versuche zur Feststellung der Schweißfestigkeit von geschweißten Zugstößen verschiedenartiger Ausbildung lassen jedoch eine nicht unbeträchtliche Überlegenheit des Stumpfstößes erkennen.
Die Schriftleitung.

⁵⁾ Auf Blechdicke abgearbeitet.



Abb. 6. Blick in die fertige Brücke.

waren, um nötigenfalls noch rechtzeitig eingreifen zu können. Die Arbeit gelang ohne solche Maßnahmen. Die mit 60 mm vorgeschriebene Überhöhung der Hauptträger wurde fast genau eingehalten. Der rechte Hauptträger wies nach Vollendung der Schweißarbeiten eine Überhöhung von 58 mm, der linke eine solche von 54 mm auf, was sicherlich befriedigend ist.

Nach Absenken der Konstruktion auf die Lager wurde neuerdings die Überhöhung gemessen und die Durchbiegung unter dem Eigengewicht der Brücke mit 9 mm festgestellt. Die Berechnung hatte 10 mm ergeben. Nach Fertigstellung der Eisenbetondecke und der Pflasterarbeiten wurde eine weitere Durchbiegung von 16 bzw. 17 mm beobachtet, während 21 mm erwartet wurden. Vor Inbetriebnahme des Bauwerkes wurde eine strenge Belastungsprobe vorgenommen, bei der sieben Dampfloktraktoren von je 16 t Gewicht, zusammen also 112 t, auf die Brücke auffuhren. Die Wagen wurden in zwei Auffahrten so verteilt, daß abwechselnd der rechte und der linke Hauptträger die volle, ihm laut Brückenvorschrift zukommende Last zu tragen hatte. Bei der Belastungsprobe wurden neben Durchbiegungsmessungen auch Spannungsmessungen mittels Okhuizen-Hugenbergerschen Spannungsmessern vorgenommen, die allerdings bei der Kleinheit des zu messenden Spannungsintervalls (etwa 400 kg/cm²) und der Kürze der zur Verfügung stehenden Zeit nur einige Hinweise geben konnten. So ergaben z. B. die Messungen im Untergurte der Hauptträger und auf den Längsträgern, daß zur Aufnahme der Untergurtzugkräfte ganz wesentlich auch die Längsträger herangezogen werden.

Dies spiegelt sich teilweise auch in den gemessenen Durchbiegungswerten wider, die im Durchschnitt etwa um 20% kleiner sind als die berechneten Werte, wie aus der folgenden Zusammenstellung hervorgeht:

	Rechter Hauptträger			Linker Hauptträger		
	Ge-messen	Be-rechnet	Unter-schied	Ge-messen	Be-rechnet	Unter-schied
Belastung I . . .	8,1 mm	9,9 mm	18%	8,8 mm	12,0 mm	27%
Belastung II . . .	11,0 mm	13,1 mm	16%	6,7 mm	8,2 mm	18%

Die gemessene bleibende Durchbiegung von 0,2 bzw. 0,5 mm der Hauptträger ist belanglos.

Über das Aussehen der fertigen Brücke unterrichtet die Abb. 6. Die Konstruktion ist glatt und ebenflächig, jedoch genügend gegliedert, um auch in den Einzelheiten nicht eintönig zu wirken. Die vollwandigen Ausfachungsstäbe tragen viel zur Geschlossenheit der Gesamtwirkung bei, die im guten Sinne des Wortes als modern zu bezeichnen ist.

Das Gesamtgewicht der Stahlkonstruktion beträgt einschließlich der Stahlgußlager 145 t; nach einem vollständig durchgearbeiteten Entwurf hätte eine genietete Brücke derselben Ausmaße 175 t, also 20% mehr gewogen. Zu dieser namhaften Ersparnis tragen alle Teile der Stahlkonstruktion in ziemlich gleichem Maße bei, wie der folgenden Zusammenstellung zu entnehmen ist.

Gewicht der Konstruktion.

	Geschweißt	Genietet	Unterschied	
Hauptträger	77 250 kg	92 750 kg	15 500 kg	20,0%
Querträger, Längsträger	54 100 "	66 300 "	12 200 "	22,5%
Windverbände usw. . . .	9 600 "	11 100 "	1 500 "	15,6%
Stahlgußlager	4 750 "	4 750 "	—	—
Zusammen	145 700 kg	174 900 kg	29 200 kg	20,0%

Trotzdem die Montage, die sehr behutsam und angesichts der Neuheit der Arbeit auch langsam ausgeführt wurde, teurer zu stehen kam als die normale Montage einer genieteten Brücke, ist doch das Gesamtergebnis zugunsten der geschweißten Brücke ausgefallen. Der erste Bau einer geschweißten Brücke in der Tschechoslowakei bedeutete daher einen nicht nur in technischer Beziehung ermutigenden Erfolg.

INHALT: Allgemeine Methode zur Darstellung der Einflußlinien von Balken und Rahmen-tragwerken. Zuschrift. Erwidern. — Eine vollständig geschweißte Straßenbrücke in Pilsen.

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.

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 ge-
samte Bauingenieurwesen

Preis des Jahrganges 10 RM und Postgeld

5. Jahrgang

BERLIN, 16. September 1932

Heft 19

Über das Zusammenwirken von Nietverbindung und Schweißnaht bei Verbindungen von Schweißbleichen mit Schweißbleichen oder Flußstahl.

Alle Rechte vorbehalten.

Von Prof. Dr.-Ing. chr. H. Kayser.

Bericht aus dem Ingenieurlaboratorium der Technischen Hochschule Darmstadt.

I. Allgemeines.

Meine bisherigen Veröffentlichungen über die obiges Problem behandelnden Versuche¹⁾ haben in den beteiligten Fachkreisen Interesse gefunden, das sich in zustimmenden und abweichenden Stellungnahmen äußerte. Selbstverständlich kann ein so schwieriges Problem wie das hier behandelte von verschiedenen Seiten betrachtet werden. Auch glaube ich eindeutig darauf hingewiesen zu haben, daß die durchgeführten Versuche als Beitrag zur Lösung des Problems, nicht als die Lösung selbst aufzufassen sind. Andererseits lassen die Ergebnisse schon jetzt bestimmte Folgerungen zu, die ich nochmals in den Satz zusammenfassen möchte: Bei richtiger Anordnung nehmen Schweißnaht und Niete gemeinsam an der Kraftübertragung teil; dabei werden die Nieten zu etwa $\frac{2}{3}$ ihrer Tragfähigkeit, die Schweißnähte voll ausgenutzt.

Da die Kombination zwischen Nietverbindung und Schweißnaht in erster Linie für Verstärkungsarbeiten — dabei allerdings mit großem Vorteil — in Frage kommt, solche Verstärkungsarbeiten aber häufig alte Konstruktionen aus Schweißbleichen betreffen werden, ergab sich sehr nahe liegend die Aufgabe, die Untersuchungen, die sich seither ausschließlich auf St 37 und St 52 bezogen, auf Schweißbleichenproben zu erstrecken. Bei der praktischen Ausführung solcher Verstärkungsarbeiten wird es in selteneren Fällen vorkommen, als Verstärkungsmaterial wieder Schweißbleichen zu verwenden. Weit häufiger wird man Flußstahl St 37 benutzen. Das führte zu einer Zweigliederung des Versuchsprogramms: Schweißbleichenbleche mit Schweißbleichenlaschen und Schweißbleichenbleche mit Flußstahlaschen; eine Einteilung, die in den Versuchsgruppen gemäß Tafel I zum Ausdruck kommt.

Um die durch die Mitwirkung der Nieten erreichbare Verstärkung der Verbindung gegenüber der nur geschweißten Ausbildung festzustellen, sollten die Bruchlasten solcher Verbindungen bestimmt werden. Ich gehe dabei von der Ansicht aus, daß es — wie bei anderen technischen Problemen — auch hier zulässig und zweckmäßig ist, der Bewertung solcher kombinierter Verbindungen die Bruchlast zugrunde zu legen, womit natürlich keineswegs gesagt sein soll, daß die nähere Erforschung des Verhaltens im elastischen Bereich bedeutungslos sei²⁾. Vergleichsweise soll nochmals auf die Forschungsmethoden im Eisenbetonbau hingewiesen werden, wo man sich in den Folgerungen aus Versuchsergebnissen noch heute fast ausschließlich auf die Ergebnisse des Bruchversuches stützt³⁾. Jedenfalls dürfte vorerst ein anderer Weg für die Behandlung der mit diesem Problem zusammenhängenden Fragen kaum möglich sein, da weder einwandfreie theoretische Forschungen noch überzeugende Versuchsergebnisse im elastischen Bereich vorliegen.

II. Ausbildung der Versuchsstäbe.

In dem Bestreben, möglichst klare Spannungsverhältnisse zu schaffen, wurden Stäbe aus einfachen Flachbleichen mit symmetrischer Anordnung der Schweißnähte und Nieten gewählt. Der geschweißte Anschluß auf der einen Seite wurde mit 150 mm Nahtlänge so stark bemessen, daß die Zerstörung stets auf der anderen Seite eintreten mußte. Bei dieser anderen, für die Versuchsbeobachtung maßgebenden Seite wurden vier 50 mm lange Schweißnähte von 8 mm Schenkelbreite (Gruppe I und IV) bzw. zwei Nieten von 17 mm Durchmesser (Gruppe II und V) bzw. beide Anschlußarten

zusammen angeordnet (Gruppe III und IV). Die Ausbildung der Versuchsstäbe ist aus Abb. 1 zu ersehen.

Damit ergaben sich die in Tafel I zusammengestellten sechs Versuchsgruppen; von jeder Gruppe wurden drei gleiche Stäbe hergestellt.

Tafel I. Kennzeichnung der Versuchsstäbe und Gruppen.

Gruppe	Material der		Anschluß der Laschen		Anschlußschema
	Bleche	Laschen	Schweißnähte	Nieten	
I	SE ¹⁾	SE	4 Nähte je 50 mm lang	—	
II	SE	SE	—	2 ϕ 17 mm	
III	SE	SE	Nähte wie oben	2 ϕ 17 mm	
IV	SE	St 37	Nähte wie oben	—	
V	SE	St 37	—	2 ϕ 17 mm	
VI	SE	St 37	Nähte wie oben	2 ϕ 17 mm	

¹⁾ SE bedeutet Schweißbleichen.

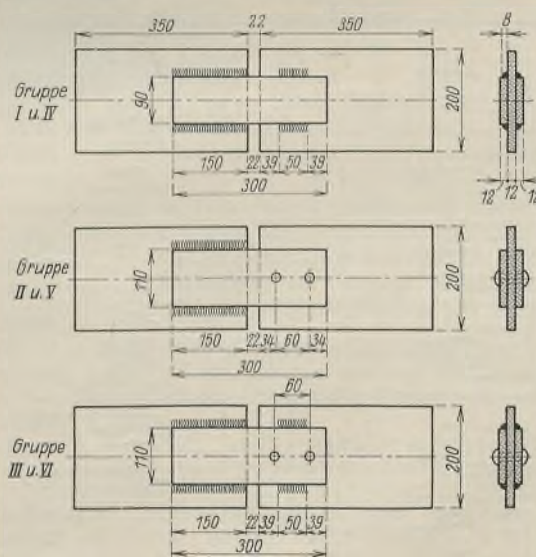


Abb. 1.
Ausbildung der Versuchsstäbe.

Das Schweißbleichen stammte von der alten Mainzer Eisenbahnbrücke aus den Jahren 1861/62, der Flußstahl aus einer neueren Lieferung eines westdeutschen Walzwerkes. Zur Vernietung der Gruppen II, III, V und VI wurden Nieten aus St 34,13 verwendet. Obgleich es natürlich erwünscht gewesen wäre, bei den nur aus Schweißbleichen bestehenden Proben der Gruppen II und III auch schweißbleicherne Nieten zu haben, mußte von ihrer Verwendung abgesehen

¹⁾ Vgl. Stahlbau 1930, S. 145; ebenda 1931, S. 35 u. 121.

²⁾ Vgl. Stahlbau 1931, S. 36.

³⁾ Vgl. Saliger, Einbetonierte Stahlsäulen, B. u. E. 1931, S. 397.

werden, da derartige Nietmaterial nicht zur Verfügung stand. Die Ausbildung der Versuchsstäbe entspricht den verschiedenen Möglichkeiten bei Verstärkungsarbeiten von schweißeisernen Konstruktionen.

In diesem Zusammenhang darf erwähnt werden, daß bei der Vorbereitung und Durchführung der Versuche die sehr interessanten Arbeiten des Oberingenieurs Kilp, Bamberg⁴⁾, noch nicht veröffentlicht und mir daher nicht bekannt waren. Die dort beschriebenen Versuche liefern Ergebnisse, die den von mir gewonnenen Resultaten im wesentlichen entsprechen.

Die Herstellung der Versuchsstäbe wurde von der Firma Eisenbau Donges, Darmstadt, übernommen und erfolgte durch einen gemäß DIN 4100 (bzw. den damals noch gültigen „Richtlinien“) geprüften Schweißer. Die Reihenfolge der Arbeitsvorgänge bei den Gruppen III und VI war so vorgeschrieben, daß zunächst genietet, dann geschweißt wurde, wie es der Praxis entspricht. Die teilweise durch Rost und alte Farbanstriche verunreinigten Schweißbleche wurden vor dem Schweißen sorgfältig mit Drahtbürsten gereinigt, um schädliche Einflüsse durch diese Ursachen auszuschalten; eine solche Maßnahme dürfte auch in der Praxis stets erforderlich sein. Die Schweißung erfolgte mit Gleichstrom unter Verwendung von blanken Elektroden, Qualität „Böhler Elite“; die Vernietung mit Preßluftwerkzeug. Irgendwelche Schwierigkeiten beim Verschweißen der Schweißbleche haben sich nicht gezeigt. Darauf sei ausdrücklich hingewiesen, da mitunter eine gegenteilige Ansicht in der Praxis geäußert wird.

III. Ermittlung der Festigkeitseigenschaften des verwendeten Materials.

Die Festigkeitseigenschaften des Schweißmaterials wurden zunächst nach DIN 1605 an drei Normal-Flachstäben untersucht. Die Ergebnisse sind in Tafel II zusammengestellt:

Tafel II. Festigkeitswerte des verwendeten Schweißens.

Stab Nr.	Breite <i>b</i> cm	Dicke <i>δ</i> cm	Fließgrenze kg/cm ²	Bruchgrenze kg/cm ²	Dehnung <i>δ</i> ₁₀ %
1	2,58	1,22	2640	3610	18,5
2	2,58	1,22	2425	3520	19,0
3	2,59	1,24	2370	3410	—
im Mittel:			2478	3547	18,8

Die Untersuchung des Flußstahles konnte unterbleiben, da es sich um bereits von anderer Seite abgenommenes Material handelte.

Um klarzustellen, ob mit Schweißnieten genietete Anschlüsse von Schweißblechen eine ähnliche Festigkeit erreichen wie mit St 34.13

⁴⁾ Kilp, Ergebnisse von Versuchen über Zusammenschweißen von Schweißisen und Flußisen. Bautechn. 1931, S. 361.

genietete Schweißisenverbindungen, wurden diesbezügl. Versuche angestellt. Aus schweißeisernen Schraubenbolzen, die in der alten Konstruktion, aus der die Bleche der Hauptproben entnommen waren, eingebaut gewesen waren, wurden „lange Proportionalstäbchen“ hergestellt. Man kann als wahrscheinlich annehmen, daß schweißeisernen Nieten aus ähnlichem Material wie die Schraubenbolzen jener Zeit bestehen, so daß die Versuchsergebnisse einen brauchbaren Maßstab für die Bewertung alter Schweißisenbleche geben.

Die Prüfung der drei Proben ergab die in Tafel III zusammengestellten Werte.

Tafel III. Festigkeitswerte von Schweißisenbolzen.

Stab	Querschnitt cm ²	Fließgrenze kg/cm ²	Bruchgrenze kg/cm ²	Bruchdehnung %	Bemerkungen
1	0,541	2400	3375	26,6	} Langer Proportionalstab. Meßlänge = 11,3 √ <i>F</i> = 80 mm
2	0,535	1870	3270	17,5	
3	0,535	2340	3475	26,8	
im Mittel:		2203	3373	23,6	

Man erkennt, daß dies schweißeisernen Material Gütezahlen lieferte, die den Anforderungen an Nietstahl St 34.13 sehr nahe liegen. Es läßt sich daraus wohl folgern, daß schweißeisernen Nieten etwa die gleiche Festigkeit wie flußstählerne Nieten gewährleistet. Insofern dürften sich also die bei den Hauptproben mit Nieten St 34.13 erzielten Resultate unbedenklich auf entsprechende alte Verbindungen mit schweißeisernen Nieten, die ja bei praktischen Verstärkungen meist vorliegen werden, übertragen lassen.

IV. Ergebnisse der Hauptversuche.

Die Prüfung der Stäbe erfolgte auf einer 100 t-Universalprüfmaschine Bauart M. A. N. Festgestellt wurden Fließgrenze und Bruchgrenze aus der Manometeranzeige der Maschine ohne Feinmessungen. Die zur Berechnung der zugehörigen Spannungen erforderlichen Schweißnahtquerschnitte wurden vor Versuchsbeginn durch ausgemittelte Messung des Maßes *c* bestimmt (Abb. 2). Bei Annahme einer gleichschenkligen

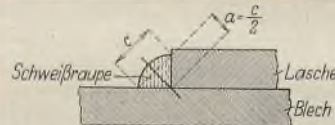


Abb. 2. Meßtechnische Bestimmung der Nahtdicke *a*.

Schweißraupe ist die maßgebende kritische Nahtdicke dann $a = \frac{c}{2}$. Die geringen Schweißwulste der Raupen konnten mit Rücksicht auf ihre Unregelmäßigkeit außer acht gelassen werden. Für die Endkrater wurden an beiden Enden stets 5 mm von den Nahtlängen abgezogen.

Die Ergebnisse der Versuche und ihre Auswertung sind in Tafel IV eingetragen.

Tafel IV.

Versuchsergebnisse über das Zusammenwirken von Nietverbindung und Schweißnaht bei Versuchsstäben aus Schweißisen.

Gruppe ¹⁾	Stab Nr.	Ausbildung der Anschlüsse ²⁾	Nietquerschnitt cm ²	Schweißquerschnitt cm ²	Fließgrenze kg/cm ²	Bruchgrenze <i>P</i>		Mittelwerte kg/cm ²	Nutzlast		Nutzlast komb. Stab <i>P</i> _{zul} kg	Sicherheitsgrad $\frac{P_B}{P_{zul}} = n$	Sicherheitsgrad Mittel <i>n</i>
						kg	kg/cm ²		Nieten <i>P</i> ^N _{zul} kg	Schweißnaht <i>P</i> ^S _{zul} kg			
1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12		
I	1		—	13,23	Nicht feststellbar	39 470	2980	} 3193	—	7950	—	4,95	} 5,31
	2		—	12,60	3270	43 680	3470		—	7550	—	5,78	
	3		—	12,85	Nicht feststellbar	40 180	3130		—	7700	—	5,21	
II	1		} 7,26	—	3780	34 170	4710	} 4643	8720	—	—	3,92	} 3,87
	2			—	Nicht feststellbar	33 110	4560		8720	—	—	3,80	
	3			—	3580	33 820	4660		8720	—	—	3,88	
III	1		} 7,26	12,18	—	53 410	—	} —	5800	7300	13 100	4,06	} 4,28
	2			12,40	—	54 840	—		5800	7430	13 230	4,15	
	3			12,30	—	47 840	—		5800	7380	13 180	3,64	
IV	1		—	13,52	2560	46 450	3440	} 3363	—	8100	—	5,74	} 5,61
	2		—	13,40	2600	44 720	3340		—	8050	—	5,58	
	3		—	13,10	Nicht feststellbar	43 330	3310		—	7850	—	5,51	
V	1		} 7,26	—	Nicht feststellbar	33 820	4660	} 4333	8720	—	—	3,88	} 3,60
	2			—	4120	30 290	4170		8720	—	—	3,46	
	3			—	Nicht feststellbar	30 290	4170		8720	—	—	3,46	
VI	1		} 7,26	12,45	—	47 840	—	} —	5800	7480	13 280	3,60	} 4,21
	2			12,70	—	62 300	—		5800	7610	13 410	4,64	
	3			13,10	—	59 810	—		5800	7850	13 650	4,38	

¹⁾ Gruppeneinteilung und Ausbildung der Versuchsstäbe gemäß Abb. 1 und Tafel I. — ²⁾ SE bedeutet Schweißisen.

Zu den einzelnen Spalten der Tafel IV ist ergänzend zu bemerken: In Spalte 4 ist der reduzierte Querschnitt der beiden zweischnittigen 17 mm-Nieten mit $F'_s = 0,8 \cdot 2 \cdot \pi \cdot \frac{1,7^2}{4} = 7,26 \text{ cm}^2$ eingesetzt; bei der Blechdicke von 12 mm kam Abscheren in Frage. Die Auswertung ist in den Spalten 9 bis 12 eingetragen. Entsprechend einer zulässigen Beanspruchung von 1200 kg/cm^2 für Schweißisen wurden die Nutzlasten in Spalte 9 berechnet. Diese Beanspruchung wurde gegenüber den Vorschriften der Reichsbahn (B E 1925)⁵⁾ von 1400 auf 1200 kg/cm^2 ermäßigt, um den bei altem Schweißisenmaterial vielfach vorhandenen Unregelmäßigkeiten in der Nietbeschaffenheit bezüglich Festigkeit und Dehnung Rechnung zu tragen. Für die Nutzlasten wurde angesetzt:

Sicherheitsgrade für die kombinierten Anschlüsse (in jedem Falle über $n = 3$ liegend) erreicht sein würden.

Einen klaren Beweis über das Zusammenwirken von Nieten und Schweißnaht liefert die Abb. 4 a u. b. Der Versuchsstab wurde bis zur Höchstlast kurz vorm Bruch belastet, wobei die Schweißnähte noch keine erheblichen Zerstörungen aufwiesen. Aus der starken Verformung der Nieten und Nietlöcher erkennt man, daß die Nieten bis zu diesem Stadium in beträchtlichem Maße an der Kraftübertragung teilgenommen haben.

In meinen früheren Veröffentlichungen hatte ich bereits den Gedanken gestreift, daß Untersuchungen an Stäben angestellt werden müßten, deren

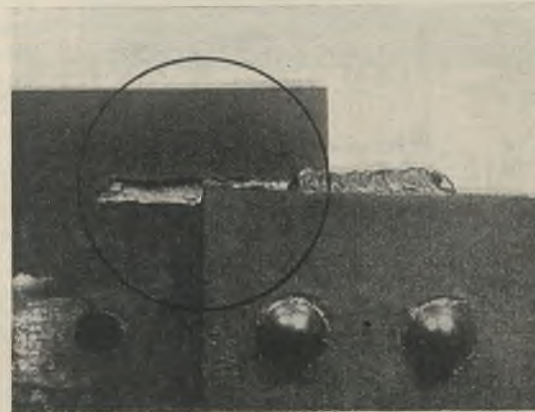


Abb. 3 a u. b. Ablösen der Schweißnaht vom Schweißisenblech.

- bei den nur geschweißten Anschlüssen für die Flanken-Kechnähte aus Schweißisen $\sigma_{zul} = 0,5 \cdot 1200 = 600 \text{ kg/cm}^2$, bezogen auf den kritischen Nahtquerschnitt a !
- bei den nur genieteten Anschlüssen $\sigma_{zul} = 1200 \text{ kg/cm}^2$, bezogen auf die reduzierten Nietflächen;
- bei den kombinierten Anschlüssen für die Schweißnähte σ_{zul} wie oben für die Niete $\sigma_{zul} = \frac{2}{3} \cdot 1200 = 800 \text{ kg/cm}^2$, bezogen auf die reduzierten Nietflächen.

Verglichen mit den in Spalte 7 angegebenen, durch die Versuche ermittelten Bruchlasten ergaben sich in Spalte 11 u. 12 die Sicherheitsgrade der einzelnen Verbindungen.

Beachtlich ist, daß der Bruch stets durch Ablösen des Schweißgutes vom Schweißisenblech in der Einbrandzone, nicht durch Abscheren in der bei der Berechnung der Schweißnähte zugrunde gelegten Fuge a auftrat (Abb. 3 a u. b). Da im übrigen bezüglich des Aufreißens des Schweißisens fast die gleichen Erfahrungen gemacht wurden, über die Oberingenieur Kilp in seinem vorerwähnten Artikel berichtet hat, kann auf die Wiedergabe im einzelnen verzichtet werden. Eine Abhilfe hiergegen könnte durch Verbreiterung des Nahtschenkel auf dem Schweißisenblech, also durch Verwendung von ungleichschenkligen Nähten etwa 1:2 erzielt werden. Einige Vorversuche hierüber ergaben günstige Resultate; die Versuche in dieser Richtung sind aber noch nicht abgeschlossen.

Aus den Ergebnissen folgt eindeutig, daß bei den kombinierten Verbindungen von Schweißisenblechen mit gleichartigen und St 37-Laschen die Nieten und Schweißnähte zusammenwirken. Setzt man die Nieten mit $\frac{2}{3}$ ihrer vollen Nutzlast ein, so ergeben sich für die kombinierten Verbindungen Sicherheitsgrade, die als völlig ausreichend zu bezeichnen sind. Es dürfte damit der Beweis erbracht sein, daß meine früher vorgeschlagene Berechnungsmethode auch bei schweißeisernen Konstruktionen anwendbar ist, und daß das Material bzw. Verstärkungsteile — ob Laschen aus Schweißisen oder aus St 37 — für die Ergebnisse ohne Belang bleibt.

Wie man aus den Sicherheitsgraden n für Gruppe I und IV (Spalte 12 der Tafel IV) erkennt, waren die Schweißnähte von sehr gut arbeitenden Schweißern hergestellt, da nach DIN 4100 für solche Flankenkehlnähte eine Sicherheit von nur $n = \frac{2400}{0,5 \cdot 1400} = 3,43$ verlangt wird. Eine einfache Überlegung erweist, daß auch bei weniger guten Schweißnähten, die gerade noch nach DIN 4100⁶⁾ bedingungsgemäß sind, ausreichende

⁵⁾ Berlin 1926, Wilh. Ernst & Sohn.

Nietverbindungen vorm Aufbringen der zusätzlichen Schweißnähte soweit vorbelastet werden, daß das Gleiten der Nieten bereits eingetreten ist. Zu diesem Zwecke wurde eine besondere Serie von Versuchsstäben gleicher Art wie Gruppe VI nach dem Vernieten 20 mal bis zur 1,5-fachen Nutzlast vorbelastet und erst dann, ohne daß die Stäbe aus der Maschine wieder ausgebaut wurden, geschweißt. Es zeigte sich hierbei jedoch keine bemerkenswerte Zunahme der Tragfähigkeit, so daß eine weitere Verfolgung in dieser Richtung unnötig erscheint.

Wenn die vorstehend mitgeteilten Versuchsergebnisse die Richtigkeit meiner Behauptung über das Zusammenwirken von Nieten und Schweißnaht auch bei Verwendung von Schweißisen beweisen, so darf ich mit Befriedigung feststellen, daß sich neuerdings auch andere Forscher zu der gleichen Auffassung bekennen.⁷⁾ Diese anderen Forschungsergebnisse sind im allgemeinen durchaus geeignet, meine über dieses Problem angestellten Erwägungen und eigenen Versuchsarbeiten zu bestätigen. Hierzu rechne ich auch die wertvolle Veröffentlichung von Prof. Dustin, Brüssel⁸⁾, obwohl ich den Folgerungen aus diesen Versuchsergebnissen nicht beipflichten kann.

Zusammenfassend kann nochmals festgestellt werden, daß in kombinierten Verbindungen bei richtiger Anordnung der Schweißnähte Nietung und Schweißnaht zusammenwirken. Für die Berechnung der Nutzlast wird empfohlen, die Schweißnähte mit σ_{zul} gemäß DIN 4100 und die Nieten mit $\frac{2}{3} \sigma_{zul}$ einzusetzen, so daß erstere voll, letztere nur zu $\frac{2}{3}$ ausgenutzt sind. Diese einfache Berechnungsmethode dürfte für Schweißisen ebenso wie für St 37 anwendbar sein und ausreichende Sicherheitsgrade liefern.

Zum Schluß darf ich an dieser Stelle der Vereinigung von Freunden der Technischen Hochschule Darmstadt, welche die zur Durchführung der Versuche notwendigen Mittel zur Verfügung gestellt hat, meinen besonderen Dank sagen. Bei Vorbereitung, Durchführung und Auswertung der Versuche haben meine Assistenten Dr.-Ing. C. J. Hoppe und Dipl.-Ing. A. Herzog mir wertvolle Hilfe geleistet.

⁶⁾ Vorschriften für geschweißte Stahlbauten. Heftausgabe Berlin 1931, Wilh. Ernst & Sohn. Hierzu erschien Kommerell, Erläuterungen zu den Vorschriften für geschweißte Stahlbauten, 3. Aufl. Berlin 1932, Wilh. Ernst & Sohn.

⁷⁾ Vgl. Prof. Bryla, Versuche über die Verstärkung von Nietverbindungen durch Schweißen. Erster Band der „Abhandlungen“ der Internationalen Vereinigung für Brückenbau und Hochbau, 1932, S. 9 ff. — Vgl. Prof. Gaber, Zusammenwirken von Nietung und Schweißung bei Zug und Druck. Bauing. 1932, S. 290 ff.

⁸⁾ Vgl. Prof. Dustin, Zusammenwirken von Niet- und Schweißverbindungen. Vorbericht zum ersten Kongreß der Internationalen Vereinigung für Brückenbau und Hochbau, Paris 1932, S. 359 ff.

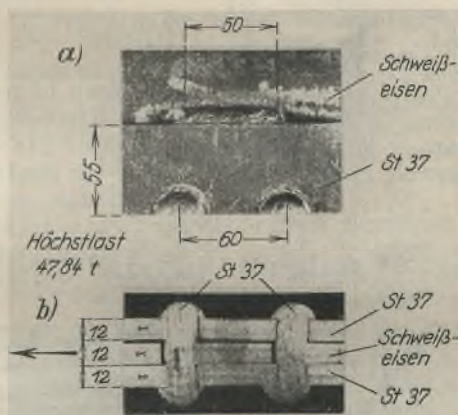


Abb. 4 a u. b. Schnitt durch eine kombinierte Verbindung unmittelbar vor dem Bruch.

Alle Rechte vorbehalten.

Wohnhausbau in vierzig Arbeitstagen.

Von Dr. Béla Enyedi, Budapest.

Die Haupt- und Residenzstadt Budapest war Mitte Januar d. J. gezwungen, für die Obdachlosen so schnell als möglich etwa 120 permanente Wohnungen errichten zu lassen. Mit Rücksicht darauf, daß die Bauarbeiten in den strengsten Wintermonaten auszuführen waren, wurde an den Aufbau eines Wohnhauses mit Ziegelwänden gar nicht gedacht; vom ersten Moment an stand die Stahlskelettbauweise im Vordergrund, die einzig und allein ermöglichte, daß die Obdachlosen binnen sehr kurzer Frist unter Dach kommen konnten.

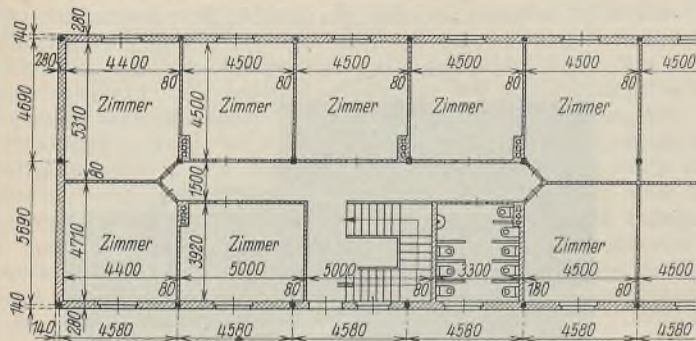


Abb. 1. Grundriß.

Die städtische Bauabteilung übertrug den Auftrag am 23. Januar der Firma Ludwig Márkus und dem Baumeister Architekt Franz Wihart, welche die Verpflichtung übernehmen mußten, die Wohnhäuser in

Es wurden zwei Häuser gebaut, die drei bzw. zwei zusammengebaute Gruppen enthalten.

Die Unternehmer hatten bezüglich der Auswahl der Baukonstruktionen von der Bauherrin freie Hand erhalten. Um die Arbeiten schnellstens beginnen und fortsetzen zu können, wurden die Fundamente und Kellerwände aus Ziegelmauerwerk hergestellt; zu gleicher Zeit wurden die Entwürfe der Stahlkonstruktionen im Werkstättbüro fertiggestellt und die Werkstattarbeit, bei der in Tag- und Nachtschicht gearbeitet wurde, in Angriff genommen.

Es ist selbstverständlich, daß bei diesen Objekten nur altbewährte Konstruktionssysteme zu verwenden waren, weil an Versuche und Überlegungen in Ermangelung der dazu nötigen Zeit nicht zu denken war. Deshalb wurden die Stützen, Unterzüge und Deckenträger in der üblichen Weise ausgebildet (Abb. 2). Ferner war es unbedingt erforderlich, nur Lagermaterial zu verwenden, weil das Walzen der nötigen Stahlträger einige Wochen gedauert hätte. Die Kon-

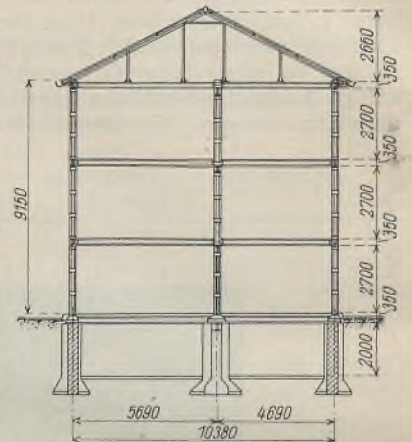


Abb. 2. Querschnitt.

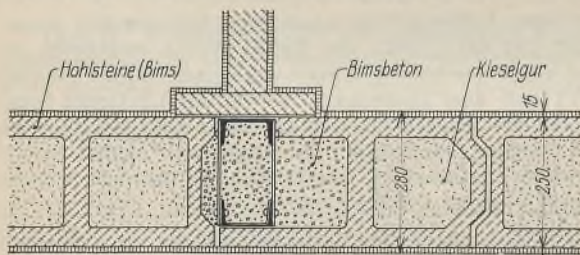


Abb. 3.

Abb. 3 u. 4. Ausbildung der Umfassungswände.

40 Arbeitstagen schlüsselfertig zu übergeben und für jeden Tag Verspätung nicht weniger als 1% der Bau-summe, d. h. 3800 Pengö (etwa 2800 RM), als Pönale zu zahlen. Die Bedingungen waren sehr streng, die Stahlskelettbauweise und die Unternehmer haben die Probe aber doch gut bestanden; am 12. März konnten die Wohnungen in den Stahlskeletthäusern bezogen werden.

Die Häuser enthalten nur Einzimmerwohnungen, die Zimmer werden gleichzeitig als Küche benutzt. Je acht Wohnungen bilden in jedem Stock eine Gruppe, die separate Treppenhäuser und Toiletten hat (Abb. 1).

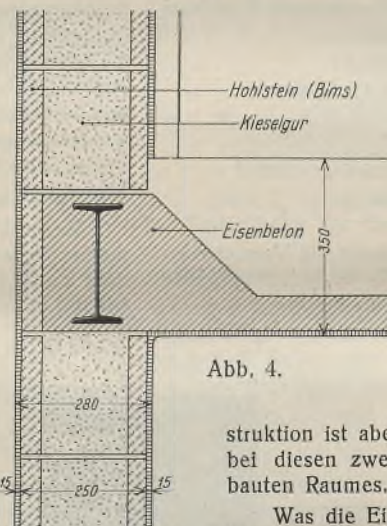


Abb. 4.

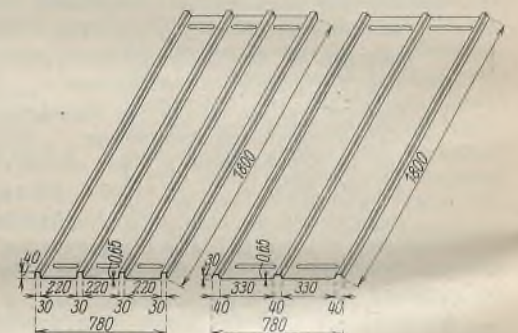


Abb. 5. Pfannenblech.

struktion ist aber trotzdem wirtschaftlich; das Stahlgewicht beträgt bei diesen zweistöckigen Häusern nicht mehr als 10,5 kg/m³ umbauten Raumes.

Was die Einzelheiten anbelangt, so ist zu erwähnen, daß die Unterzüge und Deckenträger in gleicher Ebene liegen, d. h. die Deckenträger in den Unterzügen einmontiert sind; durch diese Anordnung ist die Seitensteifigkeit der Gebäude nicht unwesentlich erhöht. Für die Deckenträger sind hauptsächlich die neuen ungarischen Querschnitte 24 b, c, d und e verwendet worden¹⁾, die eine Gewichtsersparnis von 15 bis 20% ermöglichen. Die Decken sind als armierte Stein-eisenkonstruktionen bzw. als Hohlsteingewölbe ausgeführt. Die Stützen, die überall aus je zwei C-Profilen bestehen, und die Unterzüge wurden einbetoniert.

Die Umfassungswände sind aus Hohlsteinen hergestellt, deren Hohlräume mit Kieselgur ausgefüllt wurden (Abb. 3 u. 4). Dieses Wandsystem bietet eine vollkommene Wärme- und Schallsisolierung.

Die Dachkonstruktion und die Dachhaut sind

¹⁾ Querschnitt und Angaben über die Stahlträger siehe Stahlbau 1931, S. 189.

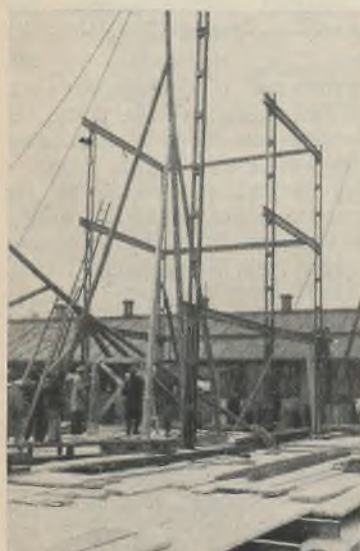


Abb. 6.



Abb. 7.

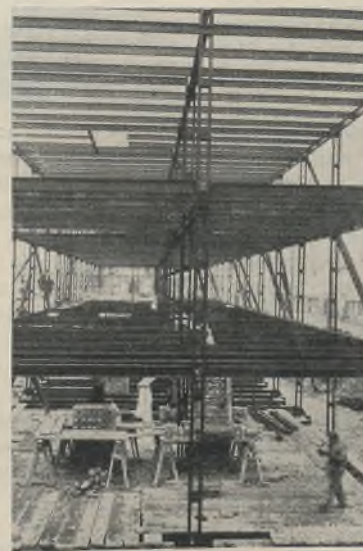


Abb. 8.

Abb. 6 bis 8. Montage des Stahlskelettes.



Abb. 9. Maurerarbeiten im Schneewetter.

ebenfalls in Stahl ausgeführt. Die Stahlkonstruktion ist mit den Deckenträgern verbunden; die Pfetten sind voneinander in einer Entfernung von 1,70 bis 1,90 m gelegt, die durch besonders geformte Wellbleche überbrückt sind, wodurch die Verwendung von Holz gänzlich vermieden worden ist. Da Ungarn unter den gegenwärtigen Grenzen seinen Holzbedarf fast ausschließlich nur durch Einfuhr decken kann, ist die ungarische Stahlindustrie bestrebt, die Holzeinfuhr zu verringern. Aus diesem Grunde werden hier Wellbleche erzeugt, die eine ähnliche Form wie die deutschen Pfannenbleche²⁾ haben; da die letzteren aber nur eine Stützweite von 60 cm überbrücken können, mußte man deren Querschnitt umändern (Abb. 5). Der wichtigste Unterschied zwischen dem deutschen Pfannenblech und dem ungarischen Wellblech besteht in der stärkeren Ausbildung der Querschnitte³⁾.

Es ist zu erwähnen, daß bei diesen Häusern auch sämtliche Fenster, die Tore und das Traggerüst der Treppen in Stahlkonstruktion ausgeführt wurden. Die Montage der Stahlkonstruktion ging sehr schnell vor sich. Am 5. Februar wurde zum Beispiel die Arbeit bei dem ersten Wohnhaus angefangen, am 8. Februar waren schon einige Rahmen aufgestellt (Abb. 6). Zwei Tage später, am 10. Februar, standen bereits die Stützen und Unterzüge (Abb. 7) und am 15. Februar war das ganze Stahlskelett fertiggestellt (Abb. 8). Das Stahlskelett des anderen Wohnhauses wurde ebenso schnell, etwa binnen 9 Tagen, aufmontiert. Sowohl in der Werkstatt als auch an der Baustelle wurde in zwei

behörden in den letzten Jahren in Massivbauweise ausführen lassen, die aber 26 Pengö/m³ kosteten. In diesem Falle hat also die Stahlindustrie nicht nur die kürzeste Bauzeit genau eingehalten, nicht nur in ausschließlichem Frostwetter gearbeitet, sondern auch die Herstellungspreise der Wohnhäuser vermindert.



Abb. 11. Die fertigen Wohnhäuser.

Sobald die Wohnhäuser unter Dach gebracht waren, war es leicht, alle übrigen Arbeiten durchzuführen; da es aber auch Anfang März noch immer zu kalt war, wurde die Putzschicht der Fassade damals noch nicht aufgetragen (Abb. 10), sondern erst im späteren Frühjahr (Abb. 11).



Abb. 10. Ansicht der unverputzten Wohnhäuser.

Da die Wände, die Decken und Scheidewände sehr wenig Wasser aufnehmen, waren die Wohnhäuser sehr schnell trocken. Nach Heizung während einiger Tage hindurch haben selbst die Bewohner festgestellt, daß die Wohnzimmer vollkommen ausgetrocknet sind.

Der Herstellungspreis der Gebäude betrug weniger als 24 Pengö/m³. Ähnliche Häuser hat die Stadt-

²⁾ Siehe Stahl im Hochbau, S. 60, Düsseldorf 1930, Verlag Stahleisen m. b. H.
³⁾ Siehe auch Stahlbautechnik, Wien, 1932, Heft V, S. 5.

Die Berechnung abgestufter Blockfundamente für Freileitungsmaste.

Von Dr.-Ing. O. Stötzner, Bad Oeynhausen.

Übersicht: Die Berechnung erfolgt in Anlehnung an das Verfahren von Ingenieur Sulzberger, Bern, wobei die Reaktionsmomente aus der seitlichen Einspannung unter der Voraussetzung ermittelt werden, daß der Drehpunkt der Fundamente in der Oberkante der Stufe liegt.

In den ersten Jahren der Entwicklung des Freileitungsbaues wurden die Blockfundamente nach verschiedenen Verfahren berechnet, die entweder nur den Sohlenwiderstand oder die seitliche Einspannung des Fundamentes im Erdreich berücksichtigten. Eine gleichzeitige Auswertung dieser beiden hauptsächlichsten Widerstände erfolgte in keinem der bekannten Verfahren. Erst die Versuche der Reichspost mit Mastfundamenten im Oktober 1913 und die Versuche der Schweizer elektrotechnischen Vereine im Frühjahr 1923 führten zu Berechnungsweisen, welche die Bodenwiderstände hinreichend erfassen.

Diese Versuche sind auch in anderer Hinsicht von weittragender Bedeutung für eine wirtschaftliche Berechnung von Mastfundamenten gewesen, denn sie zeigten, daß die Standsicherheit eines Freileitungsmastes bei einer gewissen Schiefstellung des Fundamentes noch nicht gefährdet ist, und daß die Tragfähigkeit eines Fundamentes an dem Verdrehungswinkel gemessen werden kann.

Die deutschen Versuche wurden von Dr.-Ing. Fröhlich¹⁾ und die Schweizer Versuche von Ingenieur G. Sulzberger, Bern, ausgewertet. Sie

¹⁾ Fröhlich, Beitrag zur Berechnung der Mastfundamente. Berlin, Wilh. Ernst & Sohn.

führen zu zwei vollkommen verschiedenen Berechnungsweisen, die jedoch beide den Einspannungswiderstand und den Sohlenwiderstand berücksichtigen und mit einer bestimmten Verdrehung des Fundamentes unter der Höchstbelastung rechnen. Die Formeln von Fröhlich lassen den anteiligen Einfluß der Einspannung und des Sohlenwiderstandes nicht erkennen. Sie setzen als Maß für die zulässige Verdrehung eine Verschiebung von 100 mm der Mastspitze des 6 m langen Versuchsmastes voraus, ohne daß jedoch in den Formeln selbst eine Verdrehungsgröße enthalten ist. Nach dem Verfahren von Sulzberger können im Gegensatz zu Fröhlich die beiden Widerstände getrennt, und zwar in Abhängigkeit von einem bestimmten Verdrehungswinkel berechnet werden. Hierauf sind die besonderen Vorteile der Berechnungsweise von Sulzberger gegenüber den Formeln von Fröhlich und anderen Verfahren zurückzuführen.

1. Die Bedingungsgleichung für die Standsicherheit.

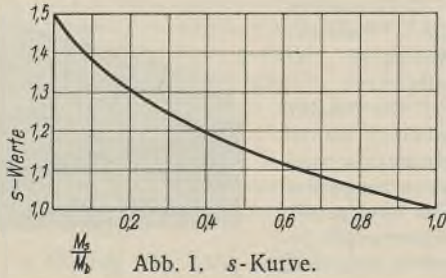
Die Bedingungsgleichung für die Standsicherheit eines Fundamentes lautet:

$$(1) \quad M = M_s + M_b \geq s M_u,$$

es bedeutet:

- M_s . . . das Reaktionsmoment aus der seitlichen Einspannung im Erdreich,
- M_b . . . das Reaktionsmoment aus dem Sohlenwiderstand,
- M_u . . . das der Belastung entsprechende Umsturzmoment,
- s . . . einen Faktor zur Erhöhung der Standsicherheit.

Sulzberger wählt diesen Faktor entsprechend dem Verhältnis $M_s : M_b$ nach der in Abb. 1 dargestellten Kurve. Überwiegt der Einfluß der seitlichen Einspannung gegenüber dem Sohlenwiderstand, so ist es nicht erforderlich, einen besonderen Sicherheitsfaktor zur Erhöhung der Standsicherheit einzuführen, da die seitlichen Erdmassen bei einer Überschreitung der zulässigen Belastung den Umsturz zunächst verhindern, während bei Fundamenten, deren Standsicherheit vorwiegend oder ganz auf der Eigengewichtsstabilität beruht, bei Anwachsen der Belastung ein plötzlicher Umsturz erfolgen wird, so daß es erforderlich erscheint, die Standfestigkeit dieser Fundamente durch einen Sicherheitsfaktor zu erhöhen.



Durch das Verhältnis $M_s : M_b$ sind demnach bis zu einem gewissen Grade Richtlinien für die Bemessung von Blockfundamenten gegeben, indem zweckmäßig die Fundamentabmessungen so festgelegt werden, daß der Spannungswiderstand gegenüber dem Sohlenwiderstand möglichst groß wird. Trotzdem wird bei abgestuften Fundamenten in den meisten Fällen die Standsicherheit durch einen Faktor erhöht werden müssen, weil der Spannungswiderstand bei diesen Fundamenten im allgemeinen selbst bei größter wirtschaftlich zulässiger Tiefe der Fundamente infolge der geringen Druckfestigkeit des angestampften Erdreichs oberhalb der Stufe im Verhältnis zum Sohlenwiderstand klein ist. Nur bei Masten von geringer Höhe und kleinen Spitzenzügen wird das angreifende Moment maßgebend durch die seitliche Einspannung aufgenommen werden können, so daß auf einen besonderen Sicherheitsfaktor verzichtet werden kann. Höchstspannungsmaste hingegen erfordern stets abgestufte Fundamente mit erhöhter Sicherheit, da bei derartigen schweren Konstruktionen die Standsicherheit der Fundamente in erster Linie auf der Stabilität der senkrechten Lasten beruht.

2. Das Reaktionsmoment M_s .

Die Bestimmung des seitlichen Reaktionsmomentes bedingt bei abgestuften Blockfundamenten erhebliche Rechenarbeit, wenn angenommen wird, daß die Baugrundziffer für das angestampfte Erdreich mit zunehmender Tiefe wächst. Eine Vereinfachung des Rechnungsganges tritt ein, wenn folgende Voraussetzungen gelten:

Die Baugrundziffer für das Erdreich oberhalb der Stufe nehme entsprechend Abb. 2b bis zur Tiefe $\frac{t_o}{2}$ nach dem Gesetz zu: $C = \frac{C_o \cdot y}{t_o - y}$. In der Tiefe $\frac{t_o}{2}$ soll diese Baugrundziffer also den Wert C_o erreichen und von da bis zur Stufenoberkante unveränderlich bleiben. Diese Annahme ist berechtigt, da das Erdreich oberhalb der Stufe angestampfter Boden ist, dessen Druckfestigkeit in der Nähe der Erdoberfläche sehr klein ist und bis zu einer gewissen Tiefe zunimmt, dann aber konstant bleiben wird.

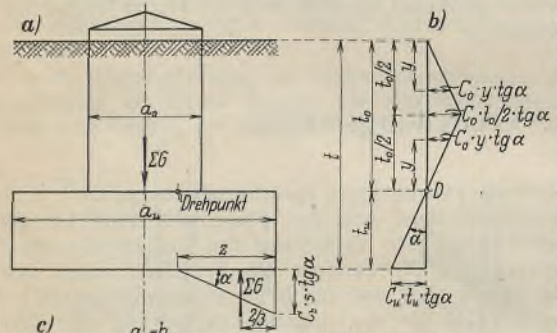


Abb. 2a bis c.

Das Erdreich seitlich der Stufe besitze mit Rücksicht auf die annähernd gleichbleibende Druckfestigkeit für die ganze Stufenhöhe t_u ebenfalls eine unveränderliche Baugrundziffer C_u .

Es wird ferner angenommen, daß der Drehpunkt D für das Moment M_s in der Höhe der Oberkante der Stufe liegt.

Unter den gemachten Voraussetzungen ergeben sich bei der Drehung des Fundamentes geradlinig begrenzte Querschnitte der Pressungskörper oberhalb und unterhalb des Drehpunktes. Die Inhalte der Pressungskörper entsprechen horizontal gerichteten Kräften, für welche die Gleichung $\Sigma H = 0$ Gültigkeit hat, wobei allerdings Bedingung ist, daß die am Fundament angreifende Querkraft durch die Reibung zwischen dem Erd-

reich und den Fundamentwandungen aufgenommen wird. Die den Pressungskörpern entsprechenden Kräfte bilden also ein Kräftepaar, welches gleich dem Spannungsmoment M_s ist. Unter Berücksichtigung der in Abb. 2 eingetragenen Bezeichnungen sind die Inhalte der Pressungskörper durch die Gleichungen gegeben:

$$(2) \quad V_o = \frac{C_o \cdot \text{tg } \alpha \cdot b_o \cdot t_o^2}{4}, \quad V_u = \frac{C_u \cdot \text{tg } \alpha \cdot b_u \cdot t_u^2}{2}$$

Mithin gilt:

$$C_o \cdot \text{tg } \alpha \cdot b_o \cdot t_o^2 = 2 \cdot C_u \cdot \text{tg } \alpha \cdot b_u \cdot t_u^2$$

oder

$$t_o^2 \cdot C_o \cdot b_o = 2 \cdot t_u^2 \cdot C_u \cdot b_u$$

Da ferner $t = t_o + t_u$ ist, so folgt aus vorstehender Gleichung:

$$t^2 - 2 t_u \cdot t + t_u^2 \left(1 - 2 \cdot \frac{C_u}{C_o} \cdot \frac{t_u}{t_o} \right) = 0$$

Wird der Klammerausdruck gleich u gesetzt, so lassen sich folgende Wurzelwerte für t_u entwickeln:

$$(3) \quad t_u = \frac{t}{u} \cdot (1 \pm \sqrt{1-u})$$

Hierbei ergeben sich nur für die Differenz des Klammerausdrucks brauchbare Werte. Der Wert t_u gibt die Lage des Drehpunktes für das Spannungsmoment an. Mithin ist:

$$(4a) \quad \left\{ \begin{aligned} M_s &= \frac{C_o \cdot \text{tg } \alpha \cdot b_o \cdot t_o^2}{4} \cdot \frac{t_o}{2} + \frac{C_u \cdot \text{tg } \alpha \cdot b_u \cdot t_u^2}{2} \cdot \frac{2 t_u}{3} \\ M_s &= \text{tg } \alpha \cdot C_u \cdot b_u \cdot \left(\frac{1}{C_o} \cdot \frac{b_o}{b_u} \cdot \frac{t_o^3}{8} + \frac{t_u^3}{3} \right) \end{aligned} \right.$$

Wird nun in Gl. 3 $t_u = t \cdot v$ gesetzt, so folgt:

$$M_s = \text{tg } \alpha \cdot C_u \cdot b_u \cdot t^3 \cdot \left(\frac{(1-v)^3}{C_o} \cdot \frac{b_o}{b_u} \cdot \frac{1}{8} + \frac{v^3}{3} \right)$$

oder

$$(4b) \quad M_s = \text{tg } \alpha \cdot C_u \cdot b_u \cdot t^3 \cdot w$$

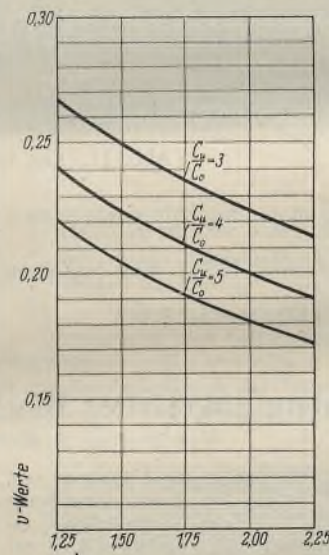


Abb. 3. v-Kurven.

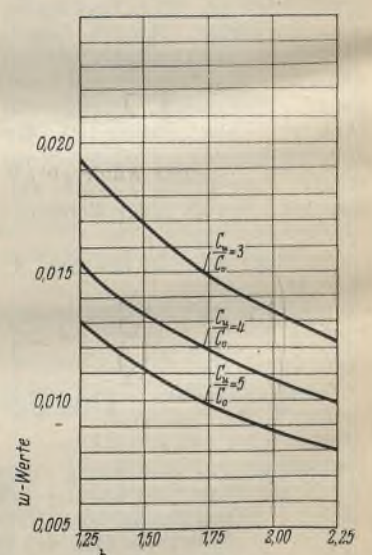


Abb. 4. w-Kurven.

Um den Rechnungsgang zur Bestimmung des Spannungsmomentes zu erleichtern, sind in Abb. 3 u. 4 für die Werte v und w der Gl. 3 u. 4b Kurven gezeichnet und zwar entsprechend den am häufigsten vorkommenden Bodenarten für die Verhältnisse $\frac{C_u}{C_o} = 3, 4$ und 5 und in Abhängigkeit von den Werten $\frac{b_u}{b_o} = 1,25$ bis 2,25.

Die Breite b_o des Fundamentes richtet sich nach der Mastbreite. Bei einem bestimmten Breitenverhältnis ist also auch die Stufenbreite gegeben. Sie muß jedoch in Einklang gebracht werden mit der Stufenhöhe, indem letztere zweckmäßig so groß sein muß wie die Auskrantung der Stufe, wenn ein Abreißen derselben verhindert werden soll. Dieser Bedingung kann mit Hilfe der v -Kurven durch Probieren und ohne große Rechenarbeit leicht entsprochen werden. Wird die Stufenhöhe niedriger gewählt, so sind nach Abb. 5 entweder Vouten oder Eiseneinlagen zur Verstärkung vorzusehen.

3. Das Reaktionsmoment M_b .

Bei der Verdrehung eines Fundamentes um einen Winkel, dessen Tangente = 0,01 ist, ergibt sich unter der Fundamentsohle eine dreieckförmige Druckverteilung. Es bildet sich also an dieser Stelle in gleicher Weise wie an den Seitenflächen ein Pressungskeil, dessen Inhalt nach Abb. 2 den Wert hat:

$$V_b = \frac{\text{tg } \alpha \cdot C_b \cdot z^2 \cdot b_u}{2}$$

Hierbei ist C_b die Bettungsziffer des Erdreichs, die nach Sulzberger den 1,2fachen Wert der Baugrundziffer C_u besitzt. z ist die Seitenlänge des Pressungskeils im Querschnitt. Die durch den Pressungskeil dargestellte Reaktionskraft ist gleich der Summe der senkrecht wirkenden Lasten, da auch die Gleichgewichtsbedingung $\Sigma V = 0$ durch die am Fundament wirkenden senkrechten Kräfte erfüllt sein muß. Die Reaktionskraft bildet mit den senkrechten Lasten ein Kräftepaar, welches gleich dem Reaktionsmoment des Sohlenwiderstandes ist. Entsprechend Abb. 2 gilt also die Bedingung:

$$\Sigma G = \frac{\text{tg } \alpha \cdot C_b \cdot z^2 \cdot b_u}{2}$$

woraus folgt:

$$z = \sqrt{\frac{2 \Sigma G}{\text{tg } \alpha \cdot C_b \cdot b_u}}$$

Die Gleichung zur Berechnung des Reaktionsmomentes lautet mithin:

$$(5) \quad M_b = \Sigma G \left(\frac{a_u}{2} - \frac{s}{3} \right) = \Sigma G \left(\frac{a_u}{2} - \frac{1}{3} \cdot \sqrt{\frac{2 \Sigma G}{\text{tg } \alpha \cdot C_u \cdot b_u}} \right)$$

Hat das Fundament quadratischen Querschnitt, so ist $a_u = b_u$. Das gesamte Reaktionsmoment ergibt sich durch Addition von $M_s + M_b$. Bietet dieses Gesamtmoment dem angreifenden Moment aus der Belastung hinreichenden Widerstand, so ist die Standsicherheit des Fundamentes gewährleistet. Es ist also nach dem Verfahren von Sulzberger, und dies gilt auch für die Berechnungsweise von Fröhlich, nicht erforderlich, die größten Kantenpressungen zu berechnen, da nach beiden Verfahren die Standsicherheit der Fundamente nach dem Verdrehungswinkel bemessen wird und von den Kantenpressungen unabhängig ist.

Von besonderer Bedeutung für die Standsicherheit ist die richtige Beurteilung der Baugrundziffer des betreffenden Erdreichs. Dieselbe entspricht demjenigen Druck in kg, unter dessen Einwirkung eine senkrecht dazu stehende Fläche von 1 cm² 1 cm tief in den Erdboden eindringt. Sulzberger gibt in seinen Veröffentlichungen für verschiedene Bodenarten die Werte der Baugrundziffern an. Dieselben sind auf Grund von Versuchen ermittelt, welche mit Meßvorrichtungen aus runden Stempeln von wahlweise 30, 40 und 113 cm² Querschnitt ausgeführt wurden. Es wurde dabei der auf den Stempel ausgeübte Druck und sein Eindringen in das Erdreich gemessen, woraus sich durch einfache Rechnung die Baugrundziffer ergab. Der Verfasser hat nun auf Grund von umfangreichen Versuchen festgestellt, daß Pfeiler verschiedenartigen und auch verschieden großen Querschnitts bei dem gleichen Einheitsdruck verschieden große Eindringungstiefen besitzen. Die Senkungen von runden Stempeln verhalten sich angenähert bei gleichem Fundament- und Einheitsdruck wie die Durchmesser der kreisförmigen Grundflächen. Es müssen demnach für das gleiche Erdreich in derselben Tiefe verschieden große Baugrundziffern sich ergeben, wenn für die Feststellung der Baugrundziffer Stempel verschieden großen Querschnitts verwendet werden. Aus diesem Grunde erachtet der Verfasser es für erforderlich, daß durch die hierfür maßgebenden Stellen ein bestimmter Stempelquerschnitt als Einheitsquerschnitt festgesetzt wird, welcher bei der Bestimmung von Baugrundziffern zu berücksichtigen ist.

Die von Sulzberger veröffentlichten Werte der Baugrundziffern beziehen sich auf eine Tiefe von 2,00 m. In der Tiefe y ist nach den Ergebnissen der Schweizer Versuche mit einer Baugrundziffer $C_y = C \cdot \frac{y}{2}$ zu rechnen. Diese Beziehung hat auch bei der praktischen Anwendung der hier entwickelten Formeln Gültigkeit, wenn die auf Grund der Versuche für 2,00 m Tiefe ermittelten Baugrundziffern übernommen werden. Ist also für das in Abb. 5 dargestellte Fundament die Baugrundziffer $C = 3,5 \text{ kg/cm}^3$, so muß für das Erdreich seitlich der Stufe mit einem Werte $C_u = 3,5 \cdot \frac{3,2}{2,0} \approx 5,5 \text{ kg/cm}^3$ gerechnet werden. Für den Boden seitlich des Sockels würde in 1,4 m Tiefe die Baugrundziffer $C_o = 3,5 \cdot \frac{1,4}{2,0} = 2,45 \text{ kg/cm}^3$ zu berücksichtigen sein, wenn das Fundament gegen gewachsenen Boden gestampft werden könnte. Da dies jedoch nicht der Fall ist, sondern nach Herstellung des Fundamentes der Boden oberhalb der Stufe eingefüllt und gestampft wird, so muß eine Verringerung der Bodenfestigkeit in Betracht gezogen werden. Die Baugrundziffer C_o ist also nicht nur abhängig von der Baugrundziffer C , sondern im besonderen auch von dem Maß der Verringerung der Druckfestigkeit des Bodens. Wird angenommen, daß sich die Druckfestigkeit dieses Erdreichs um die

Hälfte vermindert, so ergibt sich demnach im vorliegenden Fall das Verhältnis der Baugrundziffern zu $\frac{C_u}{C_o} = \frac{5,5}{1,23} \approx 4,5$. Die Verminderung der Druckfestigkeit des angestampften Erdreichs seitlich des Sockels muß demnach auch bei der Wahl des Verhältnisses $\frac{C_u}{C_o}$ entsprechend beachtet werden.

4. Beispiele.

1. Es soll das Fundament eines 38,00 m langen Mastes einer Höchstspannungsleitung berechnet werden, dessen Spitzenzug 20 000 kg beträgt. Die Baugrundziffer C_u betrage 5,5 kg/cm³. Nach obiger Überlegung soll das Verhältnis $\frac{C_u}{C_o} = \frac{5,5}{1,23} \approx 4,5$ berücksichtigt werden. Die Abmessungen des Fundamentes sind in Abb. 5 eingetragen. Es ist $\frac{b_u}{b_o} = \frac{6,3}{4,3} = 1,47$, mithin

$$v = \frac{v_4 + v_5}{2} = \frac{0,227 + 0,208}{2} = 0,217,$$

$$w = \frac{w_4 + w_5}{2} = \frac{0,0138 + 0,0115}{2} = 0,0126,$$

mithin $t_u = 0,217 \cdot 360 = 78 \text{ cm}$.

Da $\frac{b_u - b_o}{2} = 1,00 \text{ m}$ ist, also $> t_u$, so muß das Fundament durch eine Voute oder durch Eiseneinlagen verstärkt werden.

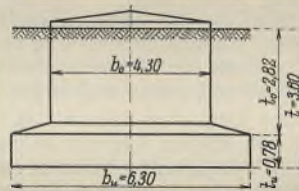


Abb. 5.

Das Reaktionsmoment aus der seitlichen Einspannung ist:

$$M_s = \text{tg } \alpha \cdot C_u \cdot b_u \cdot t^3 \cdot w = 0,01 \cdot 5,5 \cdot 630 \cdot 360^3 \cdot 0,0126 = 20\,500\,000 \text{ cmkg.}$$

Die Bettungsziffer ist $C_b = 1,2 \cdot 5,5 = 6,6 \text{ kg/cm}^3$. Die gesamten senkrecht wirkenden Lasten betragen: $G = 325\,000 \text{ kg}$, mithin ist das Moment aus dem Sohlenwiderstand:

$$M_b = \Sigma G \cdot \left(\frac{b_u}{2} - \frac{1}{3} \cdot \sqrt{\frac{2 \Sigma G}{\text{tg } \alpha \cdot C_u \cdot b_u}} \right) = 325\,000 \cdot \left(315 - \frac{1}{3} \cdot \sqrt{\frac{2 \cdot 325\,000}{0,01 \cdot 6,6 \cdot 630}} \right),$$

$$M_b = 89\,000\,000 \text{ cmkg.}$$

Das Gesamtmoment ist demnach

$$M_s + M_b = 20\,500\,000 + 89\,000\,000 = 109\,500\,000 \text{ cmkg.}$$

Das angreifende Moment beträgt $M = 20\,000 \cdot 4078 = 81\,560\,000 \text{ cmkg}$.

Da $\frac{M_s}{M_b} = 0,23$ ist, so muß das Fundament eine erhöhte Standsicherheit erhalten. Dieselbe ergibt sich aus der Kurve (Abb. 1) zu $s = 1,27$. Das Umsturzmoment ist demnach $M \cdot s = 81\,560\,000 \cdot 1,27 = 104\,000\,000 \text{ cmkg}$. Es ist also kleiner als das gesamte Reaktionsmoment, so daß die gewählten Fundamentabmessungen genügen.

2. Es soll das Fundament für einen Abspannmast von 4360 kg Zug und 13,00 m Länge über Erde berechnet werden. Das Beispiel ist dem Buch von Tänzer, „Eiserne Gittermaste für Starkstromfreileitungen“ entnommen. Tänzer hat das Fundament zu diesem Mast nach Fröhlich berechnet und bei einer Fundamenttiefe von 2,50 m eine Stufenbreite von 2,80 m ermittelt. Die Breite des Sockels ist 1,60 m, so daß die Auskrugung der Stufe 0,60 m beträgt. In Übereinstimmung hiermit hat Tänzer die Höhe der Stufe mit ebenfalls 0,60 m festgesetzt.

Die von Tänzer ermittelten Abmessungen sollen für die hier durchgeführte Berechnung übernommen werden. Lediglich die Stufenhöhe wird der errechneten Höhenlage des Drehpunktes angepaßt.

Die Baugrundziffer in 2,25 m Tiefe betrage $C_u = C \cdot \frac{2,25}{2} = 5 \cdot \frac{2,25}{2} = 5,62 \text{ kg/cm}^3$. Die Baugrundziffer C_o in 1,00 m Tiefe soll mit 50% des Wertes berücksichtigt werden, welcher sich nach Sulzberger für den gewachsenen Boden ergibt: $C_o = C \cdot \frac{1}{2} \cdot \frac{50}{100} = 1,25 \text{ kg/cm}^3$. Mithin ist

$\frac{C_u}{C_o} = 4,5$. Das Breitenverhältnis ist $\frac{b_u}{b_o} = 1,75$. Aus den v - und w -Kurven ergeben sich dann folgende Werte: $v = 0,201$, $w = 0,011$. Das Reaktionsmoment für die seitliche Einspannung hat demnach den Wert:

$$M_s = 0,01 \cdot 5,62 \cdot 280 \cdot 250^3 \cdot 0,011 = 2\,700\,000 \text{ cmkg.}$$

Die gesamten senkrechten Lasten betragen 42 000 kg. Die Bettungsziffer ist $C_b = 1,2 \cdot 5,62 = 6,75 \text{ kg/cm}^3$. Mithin ergibt sich aus dem Sohlenwiderstand das Reaktionsmoment:

$$M_b = 42\,000 \cdot \left(140 - \frac{1}{3} \cdot \sqrt{\frac{2 \cdot 42\,000}{0,01 \cdot 6,75 \cdot 280}} \right) = 4\,950\,000 \text{ cmkg.}$$

Das gesamte Reaktionsmoment ist also $M_s + M_b = 7\,650\,000 \text{ cmkg}$.

Das angreifende Moment beträgt nach Tänzer $M = 6\,585\,000 \text{ cmkg}$. Da $M_s : M_b = 0,553$ ist, so muß eine $s = 1,13$ fache Standsicherheit vorhanden sein. Das Umsturzmoment hat also den Wert $M_u = M \cdot s = 7\,450\,000 \text{ cmkg}$ und ist kleiner als das widerstehende Moment $M_s + M_b = 7\,650\,000 \text{ cmkg}$.

Die gewählten Fundamentabmessungen genügen also auch der hier gegebenen Berechnungsweise.

Die Stufenhöhe ergibt sich rechnerisch zu $t_u = t \cdot v = 0,50 \text{ m}$. Da die Stufenauskrägung 0,60 m beträgt, so muß auch bei diesem Fundament eine Voute vorgesehen werden.

Die größten Bodenpressungen ergeben sich auf Grund folgender Berechnung:

a) für das seitliche Erdreich:

$$p_o = \text{tg } \alpha \cdot \frac{t_o}{2} \cdot C_o = 1,25 \text{ kg/cm}^2,$$

$$p_u = \text{tg } \alpha \cdot t_u \cdot C_u = 2,81 \text{ kg/cm}^2.$$

b) für das Erdreich unter der Fundamentsohle:

$$p_b = \text{tg } \alpha \cdot z \cdot C_b,$$

$$z = \sqrt{\frac{2 \cdot C}{\text{tg } \alpha \cdot C_b \cdot b_u}} = 66,5 \text{ cm},$$

also

$$p_b = 0,01 \cdot 66,5 \cdot 6,75 = 4,5 \text{ kg/cm}^2.$$

Die Kantenpressung p_b überschreitet demnach die amtlich zugelassenen Werte der Bodenbeanspruchungen. Trotzdem ist das Fundament als standsicher anzusehen, da hierfür die in Rechnung gesetzte zulässige Verdrehung des Fundamentes maßgebend ist.

Verschiedenes.

Befreiung vom Gerichtskostenvorschub. Aus Anlaß meines im Stahlbau 1932, Heft 6 erschienenen Prozeßkostenaufsatzes sind mannigfach Stimmen aus dem Leserkreise laut geworden, die in Verbindung mit der täglichen Erfahrung der Gerichte zeigen, daß die Möglichkeit zur Befreiung von der Vorschubpflicht kaum je benutzt wird, also so gut wie unbekannt ist. „Lasset alle Hoffnung hinter Euch!“ Das ist wohl der Weisheit letzter Schluß bei fast allen, die ihr Recht erzwingen müssen und nicht gerade auf das Armenrecht Anspruch haben. Die Zeitlage ist aber wahrlich nicht dazu angetan, auf ein Recht darum zu verzichten, weil man den Kostenvorschub nicht schnell genug aufbringen kann.

Nach § 74, Abs. 4 des Deutschen Gerichtskostengesetzes kann das Gericht zur Vermeidung von Härten von der Vorschubpflicht absehen, wenn 1. sie dem Kläger Schwierigkeiten bereiten, z. B. sein Hauswesen oder Geschäft benachteiligen, oder 2. er durch Verzögerung schwer ersetzbaren Schaden leiden würde (z. B. Verjährungsfrist ist zu wahren oder der Gegner will ins Ausland). „Glaubhaftmachung“ genügt. Man kann sich dazu „aller Beweismittel, mit Ausnahme der Eideszuschreibung, bedienen, auch zur Versicherung an Eides Statt zugelassen werden. Doch ist eine Beweisaufnahme, die nicht sofort erfolgen kann, unstatthaft“ (§ 294 ZPO.). Im Fall zu 2. bedarf es dazu sogar nur einer „Erklärung“ des prozeßbevollmächtigten Anwalts.

Die Glaubhaftmachung ist eine Art Beweisführung, die durch Freiheit der Formen und einen geringeren richterlichen Überzeugungsgrad erleichtert ist, aber infolge des Gebots sofortiger Beweisaufnahme sich oft umständlicher, ja schwieriger gestaltet. Die — schriftliche oder im Termin auch mündliche — eidesstattliche Versicherung (gegenüber dem Gericht!) ist das weitaus gebräuchlichste Mittel. Wichtig sind auch Urkunden (Bescheinigungen, Schriftwechsel, notarielle Protokolle, Akten), schriftliche wie mündliche Auskünfte von Zeugen und Sachverständigen. Sie brauchen nicht beeidigt, müssen aber ohne Vertagung vernommen werden können und sind von der Partei zu stellen; doch kann das Gericht sie auch zu einer Verhandlung laden. Ebenso dürfen Urkunden nicht herbeigeschafft werden müssen, wie denn überhaupt bloßes Erbieten zur Glaubhaftmachung nicht genügt; was nicht „zur Hand“ ist, bleibt unbeachtet. Im Verfahren wie auch in der Bewertung der Beweismittel ist das Gericht völlig frei: eine letzte Überzeugung auf Grund restloser Prüfung aller Erkenntnisquellen verlangt das Gesetz nicht.

Gegen den die Befreiung ablehnenden Beschluß ist Beschwerde, dann aber keine weitere Beschwerde zulässig. Dem Gegner aber steht gegen den die Befreiung aussprechenden Beschluß kein Rechtsmittel zu.
Amtsgerichtsrat Dr. Karl Ludwig Schimmelbusch.

Schwingungserscheinungen an amerikanischen Hochhäusern. P. Byerly, J. Hester und K. Marshall stellten an 15 Hochhäusern in San Francisco Untersuchungen über Schwingungserscheinungen an. Zu ihren Beobachtungen benutzten sie einen von Prof. E. E. Hall von der California-Universität konstruierten Registrierapparat, einen 3-Komponenten-Seismographen.

Bei einigen der untersuchten Gebäude ergab sich die Tatsache, daß außer der Grundschiwingung noch eine andere von kürzerer Schwingungsdauer auftrat und daß in gewissen Fällen eine deutliche vertikale Schwingungskomponente festzustellen war.

Über die Größe der Schwingungsamplituden werden keine Einzelangaben gemacht; es wird nur festgestellt, daß die Amplituden in keinem Falle größer als 0,2 mm waren. Die Schwingungsdauer lag in allen Fällen unter 2 sec. Traten außer der Grundschiwingung noch sekundäre Schwingungen oder Harmonische auf, so erreichten deren Periodenwerte von $\frac{1}{2}$ bis $\frac{1}{10}$ der Periode der Grundschiwingung. In einem Falle konnte bei zwei unmittelbar aneinanderstoßenden Gebäuden in Richtung der Straßenfront gleiche Schwingungsdauer festgestellt werden, was darauf schließen läßt, daß beide Gebäude als Ganzes vibrierten. Zu beachten ist, daß die auf Erschütterungen durch den Verkehr zurückzuführenden Schwingungen eine weit höhere Frequenz hatten als die Grundschiwingung. Die an mehr als der Hälfte der untersuchten Bauwerke beobachteten Vertikal-Schwingungen hatten Perioden zwischen 0,04 und 0,58 sec. In der folgenden Tafel sind die Versuchsergebnisse zusammengestellt.

Gebäude	Grundrißabmessungen m	Höhe		Schwingungsdauer		vertikal sec
		m	Stockwerke	N-S-Richtung sec	O-W-Richtung sec	
450 Sutter St.	42,1·48,8	103,6	26	1,2	1,4	—
Shell Bldg., Bush u. Battery St.	35,7·41,8	121,6	29	1,80	1,85	—
Russ Bldg., Montgomery, Pine u. Bush St.	83,8·50,6	132,6	33	1,71 0,78 0,08 ¹⁾	1,89 0,85 0,17 0,06 ¹⁾	0,28 0,05 — —
Hunter-Dulin Bldg., Sutter u. Montgomery St.	30,5·48,8	94,2	24	1,48 0,49 0,05	1,33 0,15 0,09 ¹⁾	— — —
Mark Hopkins Hotel	58,8·52,1	78,5	19	1,27 0,14	0,95	0,21 0,05
William Taylor Hotel	41,9·41,9	99,1	28	1,34	1,32 0,57	0,04 —
Alexander Bldg., Bush u. Montgomery St.	21,1·18,3	68,3	15	1,23 0,39	1,32 0,41	— —
Sir Francis Drake Hotel	35,4·42,1	85,9	23	1,49	1,82 1,29	0,51 —
Bank of America	24,9·14,6	55,2	15	1,64 0,90 0,50 0,07 ¹⁾	1,41 0,90 0,43	0,52 0,07 ¹⁾ —
Pacific Gas u. Electric Co. Bldg.	41,9·41,9	79,9	17	1,50 0,90	1,28 0,55	— —
Matson Bldg.	40,5·40,5	97,5	17	1,44 1,21	1,26	0,53
Insurance Center Bldg.	62,8·25,6	62,8	16	1,41 0,20	1,07 0,48	— —
De Young Bldg.			16	1,53 0,59 0,17	1,36 0,90 0,15	0,55 0,08 ¹⁾ —
Western States Life Bldg.	27,4·19,2	63,1	15	1,03 0,18	1,33 0,16	— —
City Hall			—	—	0,65	—

¹⁾ Schwingungen infolge von Verkehrs-Erschütterungen.
(Aus Eng. News Rec. vom 23. Juni 1932.)

INHALT: Über das Zusammenwirken von Nietverbindung und Schweißnaht bei Verbindungen von Schweißblechen mit Schweißblechen oder Flußstahl. — Wohnhausbau in vierzig Arbeitstagen. — Die Berechnung abgestufter Blockfundamente für Freileitungsmaste. — Verschiedenes: Befreiung vom Gerichtskostenvorschub. — Schwingungserscheinungen an amerikanischen Hochhäusern.

Für die Schriftleitung verantwortlich: Geh. Regierungsrat Prof. A. Hertwig, Berlin-Charlottenburg, Verlag von Wilhelm Ernst & Sohn, Berlin W8.
Druck der Buchdruckerei Gebrüder Ernst, Berlin SW 68.

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 ge-
samte Bauingenieurwesen

Preis des Jahrganges 10 RM und Postgeld

5. Jahrgang

BERLIN, 30. September 1932

Heft 20

Bericht über Brandversuche mit ummantelten Stahlstützen und Stahlträgern.

Alle Rechte vorbehalten.

Mitteilungen aus dem Staatl. Materialprüfungsamt Berlin-Dahlem.

Von Professor Dipl.-Ing. L. Krüger.

Im Staatl. Materialprüfungsamt Berlin-Dahlem wurden in der Abteilung für Baugewerbe auf Antrag besonders hochwertig ummantelte Stützen auf ihr Verhalten gegenüber der Beanspruchung bei einem Brande untersucht. Zur Prüfung gelangten drei Gruppen von Ummantelungen, in jeder Gruppe je drei Ausführungen. In zwei Gruppen wurden Stützen aus I 30, in der dritten Gruppe solche aus I 18 und I 20 ummantelt. Die Ummantelungen waren so gehalten, daß die äußeren Querschnittsabmessungen der Stützen zwischen 60×70 , 40×60 und 30×40 cm lagen. Als Prüfkörper wurden etwa 3 m hohe Stützen verwendet, die teils einen Kragarm von etwa 1,50 m hatten. Die I-Profile der Stützen und Kragarme waren mit Winkellaschen verbunden, das freie Ende der Kragarme lag auf Mauerwerk auf. Die Prüfstücke wurden in Brandräume von etwa $2,5 \times 3$ m Fläche und 3,25 m Höhe eingebaut.

allen drei Ausführungen der Stahlkern aus I 30 mit porigen Vollziegeln, ist jedoch unter Verwendung von Zementmörtel 1:3 ausgefüttert worden.

Ausführung 1. Der Kern wurde unter Verwendung von verlängertem Zementmörtel 1:2:2 mit Synthoporitplatten umkleidet und diese Ummantelung unter Freilassung eines Zwischenraumes von etwa 4 cm durch einen Außenmantel gleichfalls aus Synthoporitplatten mit 2 cm dickem Kalkmörtelputz geschützt.

Ausführung 2. Aufbau wie bei Ausführung 1. Das Luftpolster ist jedoch durch Gipsdielen mit Kokosfasereinlage ausgefüllt.

Ausführung 3. Die Ummantelung des I-Profiles — als Kragarm ausgebildet — wurde wie Ausführung 2 durchgebildet, nur mit der Maßnahme, daß an Stelle der Synthoporitplatten Synthoporitmörtel eingebracht wurde. Diese Schichten erhielten eine Eisenbewehrung.

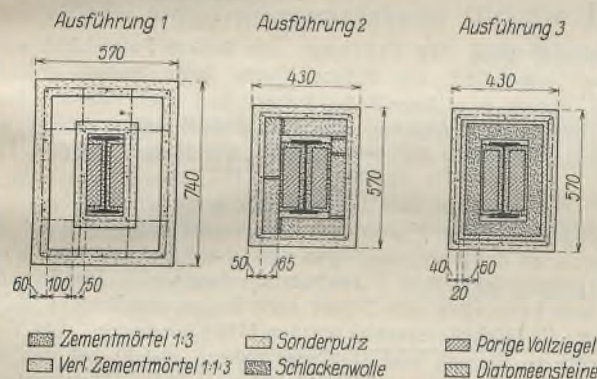


Abb. 1. Ummantelung der Versuchsstücke der Gruppe A.

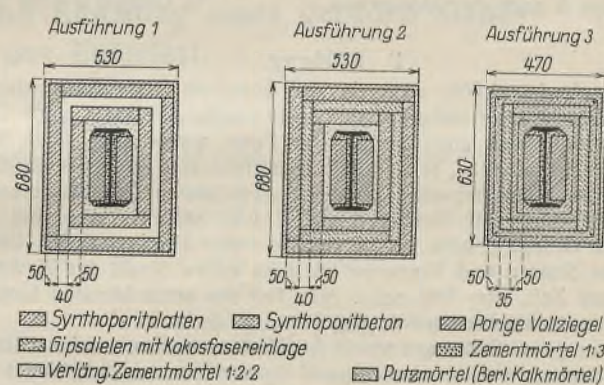


Abb. 2. Ummantelung der Versuchsstücke der Gruppe B.

1. Art der Ummantelungen.

Gruppe A (s. Abb. 1). Die Profile I 30 wurden nach drei Verfahren geschützt. Zunächst wurde in allen drei Fällen der Steg mit porigen Vollziegeln unter Verwendung von Zementmörtel 1:3 ausgemauert.

Ausführung 1. Die Ausmauerung erhielt einen 5 cm dicken Schutzmantel aus verlängertem Zementmörtel 1:1:3. Diese Ummantelung, die in manchen Fällen vielleicht schon als ausreichend anzusehen wäre, erhielt im Abstand von 10 cm einen allseitig umschließenden 5 bis 6 cm dicken Schutzmantel aus verlängertem Zementmörtel 1:1:3. Als Putzträger wurde ein liches Eisengerippe mit nach dem inneren Mantel gehenden Halteisen verwendet. Der Raum zwischen Innen- und Außenmantel blieb frei.

Ausführung 2. Aufbau wie bei Ausführung 1, nur wurde der freie Raum zwischen den Mantelschalen mit normalformatigen Diatomeensteinen ausgemauert.

Ausführung 3. In diesem Falle wurde ein Kragarmträger ummantelt. Der Aufbau der Ummantelung geschah wie bei Ausführung 1. Der freie Raum wurde durch Schlackenwolle, die einen 2 cm dicken Putz besonderer Art erhielt, ausgefüllt.

Gruppe B (s. Abb. 2). Die Ummantelung der Träger dieser Gruppe geschah in ganz ähnlicher Weise wie bei Gruppe A, in Gruppe B wurden zum Vergleich nur andere Schutzstoffe verwendet. Auch hier besteht bei

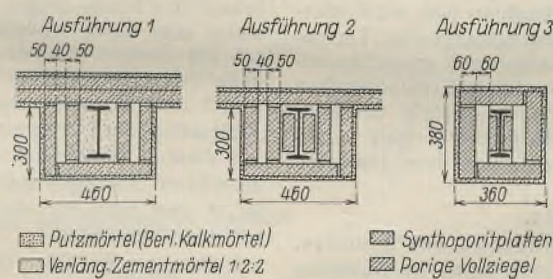


Abb. 3.

Ummantelung der Versuchsstücke der Gruppe C.

Gruppe C (s. Abb. 3). Bei dieser Versuchsreihe wurden zwei Wandstützen und eine freistehende Stütze untersucht. Die Wandstützen standen an verschiedenen dicken Wänden, ihre Feuerschutzummantelungen waren bis auf den eigentlichen Kernschutz im allgemeinen gleich, auch die frei stehende Stütze war ähnlich geschützt.

Ausführung 1 — Wandstütze. Das I 20 ist durch einen Kern von 14×25 cm aus verlängertem Zementmörtel 1:2:2 allseitig geschützt, der an den parallel zum Steg laufenden Flächen mit 5 cm dicken Synthoporitplatten abgedeckt ist. Im Abstand von 4 cm von diesen Platten und bündig zur vierten, parallel zur Wand liegenden Kernfläche liegt der äußere Schutzmantel, der auch aus Synthoporitplatten besteht und außen einen 2 cm dicken Kalkmörtelputz trägt.

Ausführung 2 — Wandstütze. Der Aufbau der Ummantelung ist gleich dem der Ausführung 1, nur ist der Kernschutz des Trägers durch Ausmauern mit porösen Normalsteinen unter Verwendung von verlängertem Zementmörtel 1:2:2 erstrebt worden.

Ausführung 3 — frei stehende Stütze. Das I 18 hat einen Kernschutz von 8×22 cm, der an den Flanschen aus verlängertem Zementmörtel 1:2:2, am Steg aus Normalsteinen besteht. Um den Kern ist parallel zum Steg im Abstände von 6 cm und anliegend an den beiden anderen Flächen der äußere Schutzmantel geführt.



Abb. 4. Der äußere Mantel des Versuchsstückes Ausführung 1 in Gruppe A nach dem Ablöschen.



Abb. 5. Der äußere Mantel der Versuchsstücke Ausführung 2 und 3 in Gruppe B nach dem Ablöschen.

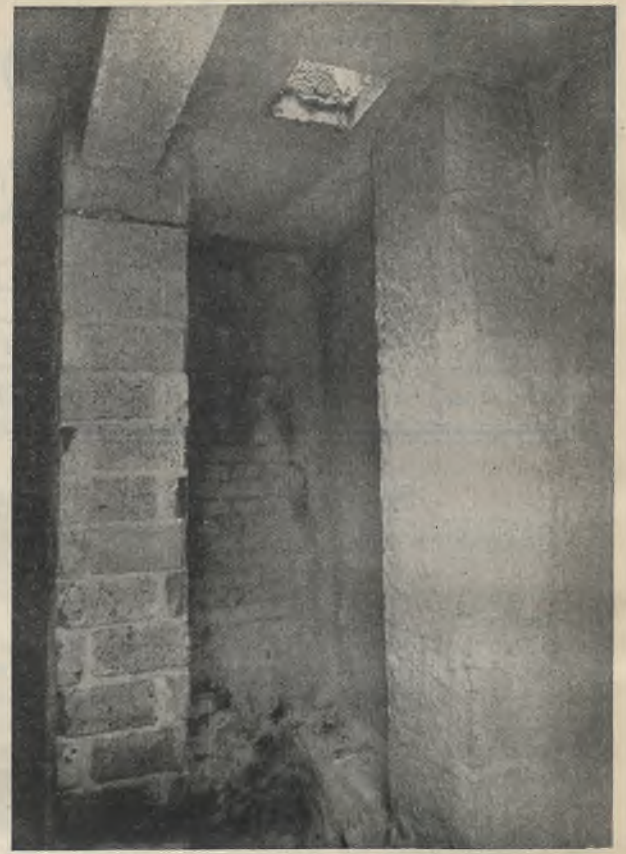


Abb. 6. Die Ummantelung der Versuchsstücke Ausführung 2 und 3 in Gruppe C nach dem Ablöschen.

II. Prüfung.

Versuchsdurchführung. In den Brandhäusern wurden etwa je 4 m³ Kiefernscheitholz aufgestapelt, dann wurde das Holz nach Übergießen mit Petroleum angezündet. Das Feuer wurde teils durch Nachwerfen von Holzschichten, teils durch Zusatzfeuerung von zwei durch die Zugluken des Versuchshauses zeitweise eingeführten Ölgebläsebrennern bei den Versuchen für Gruppe A und B drei Stunden lang, bei dem Versuch für Gruppe C eine Stunde lang in voller Glut erhalten. Danach wurden die Stützen und Kragarme mit dem vollen Strahl des Hydranten eine gewisse Zeit, zum Teil zehn, zum Teil nur sechs Minuten lang, abgespritzt, und schließlich wurde das Feuer gelöscht.

Messungen. Gemessen wurde der Verlauf der Temperatur innerhalb des Brandraumes, an den Außen- und Innenseiten der hauptsächlich in Betracht kommenden Schutzschichten und an den Stahlkernen in verschiedener Höhe. Die Temperaturmessung geschah je nach der Höhe der zu erwartenden Temperatur mit Platin-Platinrhodium- und mit Kupfer-Kupferkonstantan-Thermoelementen, die an selbstregistrierenden Temperaturschreibern unter Zwischenschaltung einer Kaltlötlstelle angeschlossen waren. Die Drähte sämtlicher Thermoelemente wurden in Kapillarröhrchen aus hochwertigem Porzellan verlegt und mit dem Fortschritt der Bauarbeiten eingebaut. Besonderes Augenmerk und größte Sorgfalt wurde auf das Anlegen der Lötstellen, der Thermoelemente und ihren absoluten Schutz verwandt.

III. Versuchsergebnisse.

Das Verhalten der Ummantelungen während des Brandes. Durch Beobachtungsluken konnten äußere Veränderungen im Aussehen der Ummantelungen festgestellt werden.

Gruppe A. An der Ausführung 1 fiel nach etwa 25 Minuten Putz an einzelnen Stellen in Schalen herunter. Im weiteren Verlauf des Versuches fielen weitere Putzstücke ab. Bei Ausführung 2 zeigten sich nach etwa 30 Minuten ungefähr 5 cm von den Kanten parallel zu diesen verlaufende feine Risse, die sich allmählich erweiterten. Nach etwa 80 Minuten lösten sich an den Kanten Putzstücke und fielen herunter. Ausführung 3 (Kragarm) konnte nicht beobachtet werden.

Gruppe B. Unterschiedliches Verhalten der Ausführungen wurde nicht festgestellt. Nach 15 Minuten fiel an einzelnen Stellen Putz in Schalen herunter, im weiteren Verlauf des Versuches fielen größere Putzstücke ab. Ausführung 3 konnte nicht beobachtet werden.

Gruppe C. Bereits nach 3 Minuten begann der Putz an der frei stehenden Stütze abzufallen. Im weiteren Verlauf des Versuches löste sich auch Putz an den beiden Wandstützen und fiel ab.

Befund nach der Prüfung. Die äußere Putzschicht war im allgemeinen abgefallen; der äußere Mantel hatte, soweit er aus Platten bestand, besser dem Angriff des Feuers und auch dem des löschenden Wasserstrahles standgehalten. Die Abb. 4 bis 6 zeigen das Aussehen der äußeren Ummantelung der einzelnen Versuchsstücke nach dem Ablöschen.

Die ermittelten Temperaturen.

Gruppe A. Der Verlauf der Temperatur während des Brandes im Brandhaus, an den Trennungsfugen einzelner Schutzschichten und an den Stahl-I-Trägern ist in Abb. 7 zeichnerisch dargestellt. Die Temperatur im Brandraum hatte etwa eine Stunde nach Beginn des Brandes 1000° überschritten; als Höchsttemperatur wurden 1160° gemessen. Die Temperatur des Stahls an Flansch und Steg war nahezu gleich; bei den einzelnen Ummantelungsarten zeigten sich unwesentliche Unterschiede. Die Temperatur stieg im allgemeinen nicht über 120°, gleichgültig, ob der Schutz des Innen- gegen den Außenmantel durch Luft, durch Diatomeensteine oder durch Schlackenwolle stattfand. Beachtlich ist, daß bei Ausführung 1 (mit Luftpolster) die gemessene Höchsttemperatur an der Innenseite des äußeren Mantels um 100° hinter der bei den Ausführungen 2 und 3 (mit Diatomeensteinen und Schlackenwolle) zurückblieb, an der Außenseite der Kernummantelung jedoch um etwa 350° höher lag als bei diesen. Weiterhin fällt bei diesen Kurven auf, daß der Beginn des schrofferen Anstieges zeitlich verschieden ist. Diese Phasenverschiebung ist in dem früheren oder späteren Zerstörungsbeginn der äußeren Putzschichten begründet.

Gruppe B. Gemessen wurde lediglich der Verlauf der Temperatur der Luft im Brandraum und des Stahls der I-Träger bei den Ausführungen 1 und 2 (vgl. Abb. 8). Bei der Schlußbeobachtung betrug bei Ausführung 1 die Temperatur des Stahls 90°, bei Ausführung 2 50°, demnach hat die Ummantelung, bei der der Luftraum durch Gipsplatten ausgefüllt war, einen besseren Schutz gewährt.

Gruppe C. Die Messungen erstreckten sich auf die Feststellung des Verlaufs der Temperatur der Luft im Brandraum, des Luftpolsters und des Stahls (vgl. Abb. 9). Wesentliche Unterschiede in der Erwärmung des Luftpolsters bei den drei Ausführungen wurden nicht gefunden. Die Temperatur stieg etwa 20 Minuten nach Beginn des Brandes auf etwa 100° und hatte bei Beendigung des Versuches nach einer Stunde etwa 115° im Mittel erreicht. Die Temperaturen des Stahls der Wandstützen und der frei stehenden Stütze dagegen weisen größere Unterschiede auf. Der allein mit verlängertem Zementmörtel 1:2:2 ummantelte Stahlkern bei Ausführung 1 — die Wandstütze war an eine stärkeren Wärmeschutz bietende Wand angebaut — wies die geringste Erwärmung auf. Stärkere

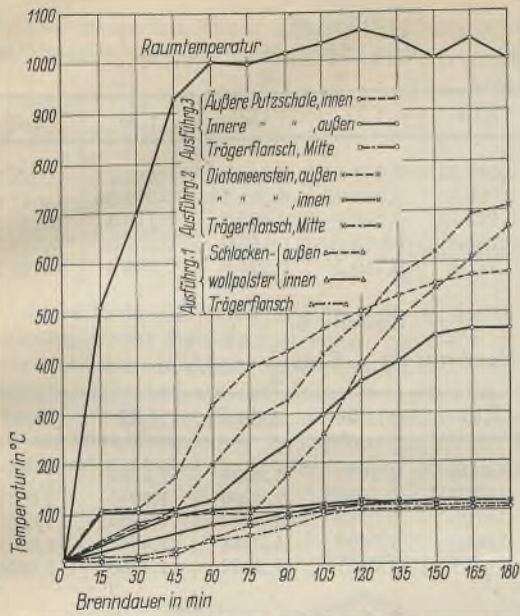


Abb. 7. Verlauf der Temperatur im Brandraum und der Erwärmung der Prüfstücke Gruppe A.

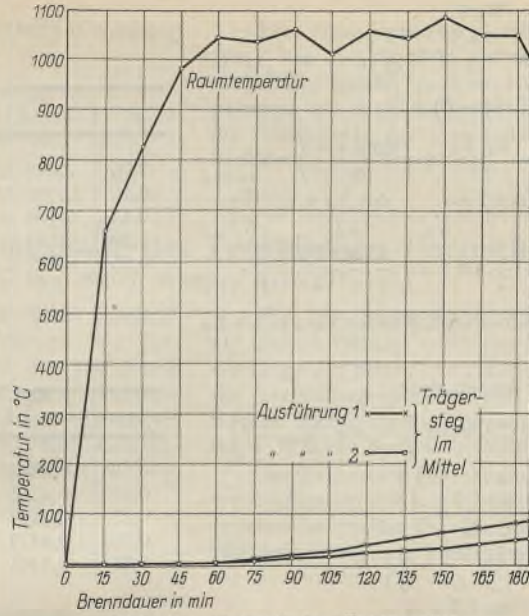


Abb. 8. Verlauf der Temperatur im Brandraum und der Erwärmung der Stahlkerne Gruppe B.

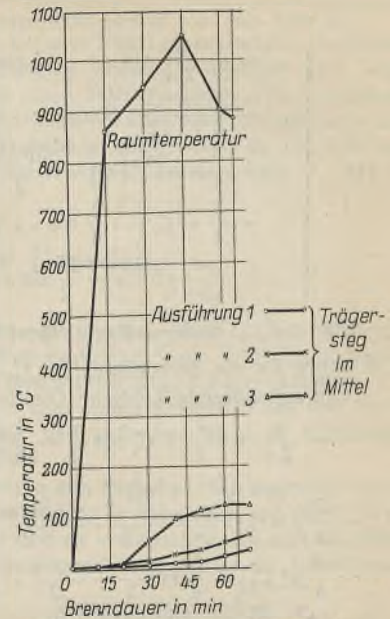


Abb. 9. Verlauf der Temperatur im Brandraum und der Erwärmung der Stahlkerne Gruppe C.

Erwärmung wurde bei dem Stahlkern der Ausführung 2 festgestellt, während die Temperatur des Stahlkerns der frei stehenden Stütze um etwa 100% höher lag als die der Stahlkerne in den Wandstützen. Die gemessene Höchsttemperatur betrug 143°. Die Temperaturmessungen des Stahls an der Stütze wurden auch nach dem Ablöschen fortgesetzt, bis der Eintritt einer Abkühlung beobachtet werden konnte. Dies geschah im allgemeinen eine halbe Stunde nach dem Ablöschen.

IV. Schlußfolgerung.
Aus den Ergebnissen der vorliegenden Versuche ist der Schluß zu ziehen, daß die Ummantelungen in der vorliegenden überaus hochwertigen Form — Doppelummantelung — bei sachgemäßer Ausführung und pfleglicher Wartung auch bei größtem Schadenfeuer dem Stahl ausreichend Schutz gegenüber dem Angriff des Feuers gewährt haben.

Näherungsverfahren für die Biegung und Knickung eines geraden Stabes bei Überschreiten der Eulerlast.

Alle Rechte vorbehalten.

Von A. Schleusner, Charlottenburg.

Im Stahlbau 1930, Hef 1, hatte ich den geraden Stab behandelt, der durch eine Einzellast Q bzw. eine Gruppe von Einzellasten auf Biegung und durch eine Normalkraft P auf Knicken ($P < P_E$, $P_E = \text{Eulerwert}$) beansprucht wird. Im folgenden soll der Fall untersucht werden, wenn $P > P_E$ wird und eine Einzellast Q sich in der Stabmitte befindet (Abb. 1). Es wird das Picardsche Verfahren der sukzessiven Approximation angewendet¹⁾; da die Differentialgleichung sich auch streng durch elliptische Integrale integrieren läßt, ist ein Mittel gegeben, die Güte des Näherungsverfahrens abzuschätzen.

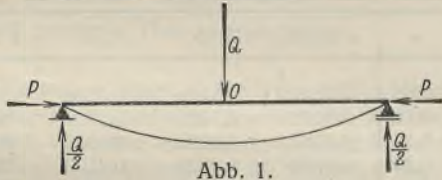


Abb. 1.

Bezeichnet man die Bogenlänge mit s , dann nimmt mit 0 als Koordinatenanfangspunkt die Differentialgleichung folgende Form an:

$$(1) \quad \frac{d^2 y}{ds^2} = -\frac{Q}{2} \left(\frac{l}{2} - s \right) - P y,$$

$$\sqrt{1 - \left(\frac{dy}{ds} \right)^2}$$

wenn man die Bogenlänge der Biegelinie als unabhängige Variable einführt.

Führt man die dimensionslosen Größen

$$\sigma = \frac{s}{l}, \quad \eta = \frac{y}{l}, \quad \lambda = \frac{P}{P_E} > 1, \quad \mu = \frac{Q}{P}$$

ein, so wird, wenn Differentiationen durch Punkte angedeutet werden und wenn man η^2 gegen 1 vernachlässigt,

$$\ddot{\eta} = -\frac{\pi^2 \lambda \cdot \mu}{2} \left(\frac{1}{2} - \sigma \right) - \pi^2 \lambda \eta.$$

Die Lösung lautet:

$$(2) \quad \eta_1 = -\frac{\mu}{2\alpha} \sin \alpha \sigma + C_2 \cos \alpha \sigma + \frac{\mu}{2} \left(\sigma - \frac{1}{2} \right),$$

wo $\alpha = \pi \sqrt{\lambda}$;

C_2 ist eine unbestimmt gelassene Integrationskonstante.

¹⁾ Trefitz, Zeitschrift für Flugtechnik und Motorluftschiffahrt 1918, S. 101, Zur Frage der Holmfestigkeit. — Derselbe, Mathematische Annalen 1915, S. 327, Über die Konvergenz des Picardschen Verfahrens der sukzessiven Näherungen bei gewöhnlichen Differentialgleichungen.

Dann ergibt sich die zweite Näherung aus der Differentialgleichung (indem man $\sqrt{1 - \eta^2}$ durch $1 - \frac{1}{2} \eta^2$ annähert)

$$\ddot{\eta}_2 = \ddot{\eta}_1 \left(1 - \frac{1}{2} \eta_1^2 \right),$$

$$\dot{\eta}_2 = \dot{\eta}_1 - \frac{1}{6} \dot{\eta}_1^3,$$

$$(3) \quad \eta_2 = \eta_1 - \frac{1}{6} \int_0^\sigma \dot{\eta}_1^3 d\sigma; \quad \text{wo}$$

$$(2a) \quad \dot{\eta}_1 = -\frac{\mu}{2} \cos \alpha \sigma - \alpha C_2 \sin \alpha \sigma + \frac{\mu}{2} \quad \text{ist.}$$

Bestimmung des Integrals $\int \dot{\eta}_1^3 d\sigma$.

Führt man (2a) in das Integral ein, so ergibt sich nach einigen Zwischenrechnungen:

$$\int_0^\sigma \dot{\eta}_1^3 d\sigma = \int_0^\sigma \frac{\mu^3}{8} (1 - \cos^3 \alpha \sigma - 3 \cos \alpha \sigma + 3 \cos^2 \alpha \sigma) d\sigma$$

$$- \int_0^\sigma \frac{3}{4} \mu^2 \alpha C_2 \sin \alpha \sigma (1 + \cos^2 \alpha \sigma - 2 \cos \alpha \sigma) d\sigma$$

$$+ \int_0^\sigma \frac{3}{2} \mu \alpha^2 C_2^2 \sin^2 \alpha \sigma (1 - \cos \alpha \sigma) d\sigma$$

$$- \int_0^\sigma \alpha^3 C_2^3 \sin^3 \alpha \sigma d\sigma.$$

Nach Ausführung der Integration ergibt

das erste Integral:

$$\frac{\mu^3}{16} \left(5\sigma - \frac{15 \sin \alpha \sigma}{\alpha} + \frac{3 \sin 2\alpha \sigma}{2\alpha} - \frac{\sin 3\alpha \sigma}{6\alpha} \right),$$

das zweite Integral:

$$\frac{3}{4} \mu^2 C_2 \left(-\frac{5}{4} \cos \alpha \sigma + \frac{\cos 2\alpha \sigma}{2} - \frac{\cos 3\alpha \sigma}{12} + \frac{5}{6} \right),$$

das dritte Integral:

$$\frac{3}{4} \mu \alpha^2 C_2^2 \left(\sigma - \frac{\sin \alpha \sigma}{2\alpha} - \frac{\sin 2\alpha \sigma}{2\alpha} + \frac{\sin 3\alpha \sigma}{6\alpha} \right),$$

und das vierte Integral:

$$\frac{\alpha^2 C_2^3}{12} (9 \cos \alpha \sigma - \cos^3 \alpha \sigma - 8).$$

Es wird also der zweite verbesserte η -Wert:

$$(4) \left\{ \begin{aligned} \eta_2 = & -\frac{\mu}{2\alpha} \sin \alpha \sigma + C_2 \cos \alpha \sigma + \frac{\mu}{2} \left(\sigma - \frac{1}{2} \right) \\ & - \frac{1}{6} \left\{ \frac{\alpha^2 C_2^3}{12} (9 \cos \alpha \sigma - \cos 3 \alpha \sigma - 8) \right. \\ & + \frac{3}{4} \mu \alpha C_2^2 \left(\alpha \sigma - \frac{\sin \alpha \sigma}{2} - \frac{\sin 2 \alpha \sigma}{2} + \frac{\sin 3 \alpha \sigma}{6} \right) \\ & - \frac{3}{4} \mu^2 C_2 \left(-\frac{5}{4} \cos \alpha \sigma + \frac{\cos 2 \alpha \sigma}{2} - \frac{\cos 3 \alpha \sigma}{12} + \frac{5}{6} \right) \\ & \left. + \frac{\mu^3}{16 \alpha} \left(5 \sigma \alpha - \frac{15}{2} \sin \alpha \sigma + \frac{3}{2} \sin 2 \alpha \sigma - \frac{\sin 3 \alpha \sigma}{6} \right) \right\} \end{aligned} \right.$$

Für $\sigma = \frac{1}{2}$ muß $\eta = 0$ sein; diese Randbedingung liefert eine kubische Gleichung für die Berechnung von C_2 .

Die aufzulösende kubische Gleichung lautet also:

$$0 = -\frac{\mu}{2\alpha} \sin \frac{\alpha}{2} + C_2 \cos \frac{\alpha}{2} - \frac{1}{6} \left\{ \frac{\alpha^2 C_2^3}{12} (9 \cos \frac{\alpha}{2} - \cos \frac{3\alpha}{2} - 8) \right. \\ \left. + \frac{3}{4} \mu \alpha C_2^2 \left(\frac{\alpha}{2} - \frac{\sin \frac{\alpha}{2}}{2} - \frac{\sin \alpha}{2} + \frac{\sin 1,5 \alpha}{6} \right) \right. \\ \left. - \frac{3}{4} \mu^2 C_2 \left(-\frac{5}{4} \cos \frac{\alpha}{2} + \frac{\cos \alpha}{2} - \frac{\cos 1,5 \alpha}{12} + \frac{5}{6} \right) \right. \\ \left. + \frac{\mu^3}{16 \alpha} \left(\frac{5}{2} \alpha - \frac{15}{2} \sin \frac{\alpha}{2} + \frac{3}{2} \sin \alpha - \frac{\sin 1,5 \alpha}{6} \right) \right\}$$

oder

$$0 = \frac{3\mu}{\alpha} \sin \frac{\alpha}{2} + f_4(\alpha) \mu^3 + C_2 \left[-6 \cos \frac{\alpha}{2} - \mu^2 f_3(\alpha) \right] \\ + C_2^2 \mu f_2(\alpha) + C_2^3 f_1(\alpha),$$

wo zur Abkürzung:

$$f_1(\alpha) = \frac{\alpha^2}{12} \left[9 \cos \frac{\alpha}{2} - \cos 1,5 \alpha - 8 \right] \\ f_2(\alpha) = \frac{3}{4} \alpha \left[\frac{\alpha}{2} - \frac{\sin \frac{\alpha}{2}}{2} - \frac{\sin \alpha}{2} + \frac{\sin 1,5 \alpha}{6} \right] \\ f_3(\alpha) = \frac{3}{4} \left[-\frac{5}{4} \cos \frac{\alpha}{2} + \frac{\cos \alpha}{2} - \frac{\cos 1,5 \alpha}{12} + \frac{5}{6} \right] \\ f_4(\alpha) = \frac{1}{16 \alpha} \left[\frac{5}{2} \alpha - \frac{15}{2} \sin \frac{\alpha}{2} + \frac{3}{2} \sin \alpha - \frac{\sin 1,5 \alpha}{6} \right].$$

Für Werte $\lambda = 1,1$ bis 1,4 und $\mu = 0,05$ bis 0,25 ist die Rechnung durchgeführt worden; sie ist in Tabellenform wiedergegeben:

Tabelle 1.

$$\pi \sqrt{\lambda} = \alpha; \quad \frac{\alpha}{2}; \quad 1,5 \alpha.$$

λ	α	α°	$\frac{\alpha^\circ}{2}$	$1,5 \alpha^\circ$
1,10	3,294 931	188° 47' 8"	94° 23' 34"	283° 10' 42"
1,15	3,368 983	193° 1' 43"	96° 30' 51"	289° 32' 34"
1,25	3,512 407	201° 14' 46"	100° 37' 23"	301° 52' 9"
1,30	3,581 967	205° 12' 54"	102° 36' 51"	307° 50' 51"
1,35	3,650 201	209° 8' 28"	104° 34' 44"	313° 42' 42"
1,40	3,717 183	212° 58' 44"	106° 29' 22"	319° 28' 6"

Tabelle 2.

Werte von $\sin \alpha, \cos \alpha; \sin \frac{\alpha}{2}, \cos \frac{\alpha}{2}; \sin 1,5 \alpha, \cos 1,5 \alpha$.

λ	$\sin \alpha$	$\cos \alpha$	$\sin \frac{\alpha}{2}$	$\cos \frac{\alpha}{2}$	$\sin 1,5 \alpha$	$\cos 1,5 \alpha$
1,10	-0,15274	-0,98827	+0,99706	-0,07659	-0,97366	+0,22798
1,15	-0,22544	-0,97426	+0,99354	-0,11345	-0,94239	+0,33451
1,25	-0,36237	-0,92203	+0,98286	-0,18435	-0,84926	+0,52798
1,30	-0,42628	-0,90459	+0,97586	-0,21841	-0,78965	+0,61356
1,35	-0,48696	-0,87342	+0,96784	-0,25157	-0,72283	+0,69103
1,40	-0,54433	-0,83787	+0,95887	-0,28384	-0,64987	+0,76005

Tabelle 3.

Funktionswerte $f_1(\alpha), f_2(\alpha), f_3(\alpha), f_4(\alpha)$.

λ	$f_1(\alpha)$	$f_2(\alpha)$	$f_3(\alpha)$	$f_4(\alpha)$
1,10	- 8,0676	+ 2,6269	0,311 96	0,013 14
1,15	- 8,8488	+ 2,8890	0,345 10	0,014 65
1,25	-10,4732	+ 3,4362	0,415 31	0,017 93
1,30	-11,3115	+ 3,7197	0,452 19	0,019 68
1,35	-12,1639	+ 4,0084	0,490 13	0,021 52
1,40	-13,0282	+ 4,3017	0,529 02	0,023 43

Tabelle 4.

Zahlenwerte von $\frac{3\mu}{\alpha} \sin \frac{\alpha}{2} + f_4(\alpha) \mu^3$.

μ	$\lambda = 1,1$	1,15	1,25	1,30	1,35	1,40
0,05	0,045 39	0,044 24	0,041 97	0,040 86	0,039 77	0,038 70
0,10	0,090 79	0,088 48	0,083 96	0,081 74	0,079 56	0,077 42
0,15	0,136 2	0,132 75	0,126 0	0,122 7	0,119 4	0,116 2
0,20	0,181 7	0,177 0	0,168 0	0,163 6	0,159 3	0,155 0
0,25	0,227 2	0,221 4	0,210 2	0,204 6	0,199 2	0,193 9

Tabelle 5.

Zahlenwerte für $-6 \cos \frac{\alpha}{2} - \mu^2 f_3(\alpha)$.

μ	$\lambda = 1,1$	1,15	1,25	1,30	1,35	1,40
0,05	0,4588	0,6798	1,1051	1,3094	1,5082	1,7017
0,10	0,4565	0,6772	1,10195	1,3060	1,5045	1,6977
0,15	0,4526	0,6729	1,0968	1,3003	1,4984	1,6911
0,20	0,4471	0,6669	1,0895	1,2924	1,4897	1,6818
0,25	0,4401	0,6591	1,0801	1,2822	1,4788	1,6699

Tabelle 6.

Zahlenwerte für $\mu f_2(\alpha)$.

μ	$\lambda = 1,1$	1,15	1,25	1,30	1,35	1,40
0,05	0,1313	0,1445	0,1718	0,1860	0,2004	0,2151
0,10	0,2627	0,2889	0,3436	0,3720	0,4008	0,4302
0,15	0,3940	0,4334	0,5154	0,5580	0,6013	0,6453
0,20	0,5254	0,5778	0,6872	0,7439	0,8017	0,8603
0,25	0,6567	0,7223	0,8591	0,9299	1,0021	1,0754

Man erhält im ganzen 30 kubische Gleichungen, von denen nur die für $\mu = 0,05$ und $\lambda = 1,1$ angeschrieben werden sollen:

$$-8,0676 C_2^3 + 0,1313 C_2^2 + 0,4588 C_2 + 0,04539 = 0$$

oder in reduzierter Form $(C_2' = C_2 + \frac{1}{3} \mu \frac{f_2(\alpha)}{f_1(\alpha)})$

$$C_2'^3 - 0,0570 C_2' - 0,00594 = 0.$$

Die Auflösung ergibt für C_2 die Werte der Tabelle 7.

Tabelle 7.

Werte C_2 .

μ	$\lambda = 1,1$	1,15	1,25	1,30	1,35	1,40
0,05	0,2851	0,3129	0,3503	0,3629	0,3727	0,3804
0,10	0,3196	0,3420	0,3728	0,3833	0,3915	0,3979
0,15	0,3487	0,3672	0,3932	0,4022	0,4092	0,4145
0,20	0,3741	0,3900	0,4123	0,4199	0,4257	0,4302
0,25	0,3972	0,4110	0,4302	0,4367	0,4416	0,4454

Es ergibt sich dann die größte Durchbiegung aus Gl. 4 zu

$$\eta_{\max} = C_2 - \frac{\mu}{4}.$$

Zahlenbeispiel:

Es sei $P = 1,1 P_E$ ($\lambda = 1,1$) und $\mu = 0,2$, d. h. $Q = 0,2 P = 0,22 P_E$; es ist dann $\eta_{\max} = 0,3741 - \frac{0,2}{4} = 0,3241$.

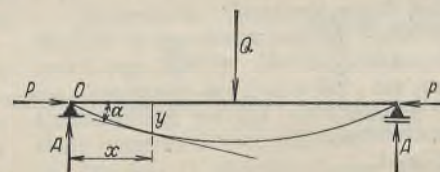


Abb. 2.

Die strenge Lösung ergäbe sich aus der Differentialgleichung (1), die man auch in folgender Form schreiben kann (s. Abb. 2)

$$\frac{d\alpha}{ds} = -\frac{Py}{EJ} - \frac{Ax}{EJ}, \\ \frac{d^2\alpha}{ds^2} = -\frac{P \sin \alpha + A \cos \alpha}{EJ}$$

oder, wenn man den Hilfswinkel ξ durch $\text{tg } \xi = \frac{A}{P}$ einführt,

$$\frac{d^2\alpha}{ds^2} = -\frac{\sqrt{P^2 + A^2}}{EJ} \{ \cos \xi \sin \alpha - \sin \xi \cos \alpha \}$$

oder mit $\alpha - \xi = \vartheta$

$$\frac{d^2\vartheta}{ds^2} + k \sin \vartheta = 0.$$

Die Integration dieser Differentialgleichung ist bekannt (Gleichung des Pendels). Die Randbedingungen lauten:

$$\text{für } s=l \text{ ist } \frac{d^2 \alpha}{ds^2} = 0 \text{ und } \int \sin \alpha \frac{ds}{d\alpha} d\alpha = 0.$$

Die Zahlenrechnung, die hier nicht wiedergegeben werden soll, liefert $\eta_{\max} = 0,34$.

Eine kurze Bemerkung, warum bei dem Näherungsverfahren die Bogenlänge der Biegungslinie als unabhängige Variable eingeführt wird, mag noch Platz finden; zunächst ist für einen Stab die Länge von vornherein gegeben und nicht die Sehnlänge; dann ist aber auch die Rücksicht auf die Konvergenz des Picardschen Verfahrens maßgebend, da sie sich bei Einführung der Bogenlänge ohne Schwierigkeit beweisen läßt.

Alle Rechte vorbehalten.

Die neue Hochspannungshalle der Technischen Hochschule Dresden.

Von Reg.-Baurat Walther Heise, Dresden.

Diese Ende 1931 fertiggestellte Halle ist ein in mehrfacher Hinsicht bemerkenswerter Stahl-Fachwerkbau. Sie dient zur Vornahme von Versuchen mit extrem hohen Spannungen (2 Mill. Volt) und die aus dieser Spannungshöhe und aus dem Betriebe in der Halle sich ergebenden Ausführungsbedingungen führten zu interessanten konstruktiven Lösungen und zur Errichtung eines Bauwerkes, das schon durch seine Größenverhältnisse die bisher für solche Zwecke geschaffenen Bauten bei weitem übertrifft.

Für die konstruktive Lösung des Stahlskeletts reichten mehrere auf diesem Gebiete erfahrene Firmen Vorschläge ein. Von diesen wurde derjenige der Mitteldeutsche Stahlwerke A.G., Lauchhammer, für die Ausführung gewählt, weil er in sehr zweckmäßiger Weise den technischen Bedingungen Rechnung trug und außerdem auch in wirtschaftlicher Hinsicht äußerst vorteilhaft war.

Das Stahlskelett besteht aus zwei in den Giebelwänden liegenden Fachwerkverbänden und aus vier Rahmenbindern in Abständen von rd. 10,50 m voneinander (s. Abb. 2). Die Binder sind als vollwandige, bis zur Oberlichtöffnung vorkragende Halbrahmen ausgebildet, auf welche die Dachbinder

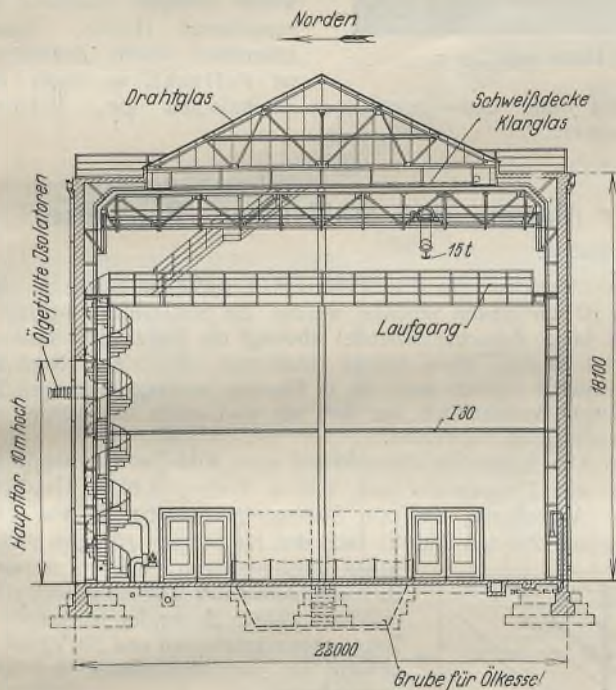


Abb. 1. Querschnitt durch die Hochspannungshalle.

Die Halle (Abb. 1) hat 45,7 m äußere Länge, 22,0 m Breite, 18,0 m Höhe; sie soll den Kern eines später zu errichtenden neuen Instituts bilden, dessen an der Ost-, Süd- und Westseite anzuordnende Gebäude sich ohne Schwierigkeiten organisch und konstruktiv mit ihr verbinden lassen müssen. Ihr lichter Raum mußte vollkommen frei bleiben von Zwischenwänden, Stützen, Streben, Zugankern und ähnlichen Konstruktionsteilen, ebenso das Äußere des Gebäudes. Die Süd- und Ostwand erhielten 7 Tore üblicher Größe, die Nordwand jedoch ein solches von 10/10 m Lichtweite, und außerdem noch in 10 m Höhe 6 je 2/2 m große Öffnungen zur Aufnahme der je etwa 1000 kg schweren, großen ölgefüllten Isolatoren (an deren Stelle einstweilen nur 2 je 300 kg schwere eingesetzt worden sind), und die Westwand schließlich eine 14/13 m große Bühnenöffnung nach einem später dort anzubauenden großen Hörsaal. Fenster durften nicht eingebaut werden, für einwandfreien Belichtung war durch ein fast die ganze Decke überspannendes Oberlicht zu sorgen, das andererseits vollkommen zu verdunkeln sein mußte. In 12 m Höhe war ein an den Hallenwänden ringsum laufender Gang einzubauen, der von zwei Wendeltreppen aus zugänglich ist und die gefahrlose Beobachtung der Hochspannungsversuche ermöglicht, und in 16 m Höhe die Laufbahn für einen die Halle in ihrer ganzen Länge befahrenden Kran von 15 t Tragkraft (ausgeführt durch Unruh & Liebig, Leipzig). Das die Halle abschließende Oberlicht war allseitig von einer 3 m breiten Plattform einzufassen, von der aus Versuche in das anliegende Freiluftversuchsfeld gemacht werden sollen.

Diese Ausführungsbedingungen, im besonderen die große Spannweite und Höhe der Halle, ferner die Vorschrift, daß keinerlei Konstruktionsteile ihren lichten Raum kreuzen durften, und schließlich die Zahl und abnorme Größe der geforderten Maueröffnungen wiesen von vornherein auf einen Stahlskelettbau hin. Versuche, Lösungen in Eisenbetonbauweise zu finden, ergaben eine Verteuerung um mehr als 50% und bewiesen damit die Überlegenheit des Stahlskelettbauwerks für derartige Bauten einwandfrei.

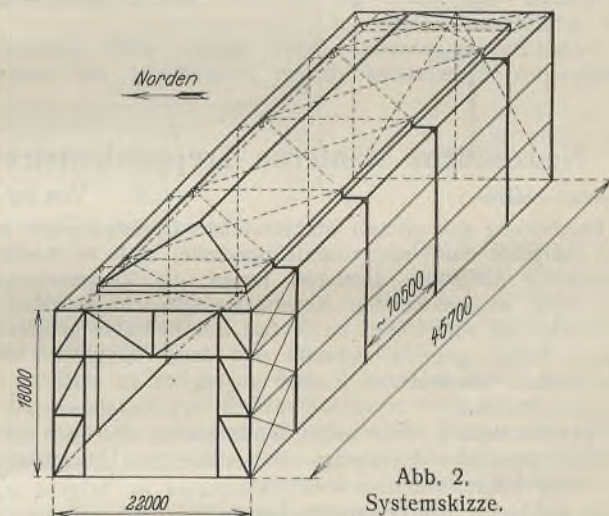


Abb. 2. Systemskizze.

aufgesetzt sind. Die Halbrahmen stützen sich gegen einen in Höhe des Binderuntergurts liegenden Horizontalverband, der die Horizontalkräfte auf die Giebelwandverbände überträgt. Die Kragarme der Halbrahmen tragen die Plattform des Daches, der Binderobergurt das Oberlicht aus kittlos verlegtem Drahtglas und der Binderuntergurt die daran aufgehängte innere Schweißdecke aus Klarglas. Diese Ausbildung ermöglicht es, über der Schweißdecke nur leichte, wenig Schatten gebende Konstruktionsteile einzubauen und in dem freien Raum zwischen Schweißdecke und Dachbinder die Verdunkelungsanlage, Bauart CEGEDE, unterzubringen. Die statische Wirkung der Konstruktion ist aus Abb. 2 ersichtlich. Die Binder haben vier Querverbindungen: die erste in 6 m Höhe aus Breitflanschträgern, die zweite in 12,50 m Höhe, zugleich Stützkonstruktion für den Beobachtungsgang, die dritte in 15,70 m Höhe, zugleich Kranlaufbahn, und schließlich die vierte in Höhe der Köpfe der Binder Säulen. Soweit sie im Mauerwerk liegen, bilden sie gleichzeitig die Fachwerkrahmen der 1 1/2 Stein starken Umfassungswände. Letztere sind zum Schutze gegen nach außen hin wirkende elektrische Störungen mit unter Putz verlegtem Drahtgewebe abgeschirmt. Die Plattform besteht aus Bimsbetonplatten mit Hartasphaltbelag, die Tore — von denen das 10/10 m große in der Nordwand als Faktor ausgeführt ist — aus Stahlblech (Firma Carl Renner Nachf., Landeshut i. Schles.).



Abb. 3. Das Stahlskelett nach beendeter Montage.

Die meisten Stahlbauteile wurden fertig vernietet angeliefert und die Montage bei ungünstigsten Witterungsverhältnissen nur mit Schwenkmast und ohne Rüstung ausgeführt (Abb. 3). Einen Blick in die fertiggestellte Halle zeigt Abb. 4.

Die Beheizung der Halle bot beträchtliche Schwierigkeiten; zunächst infolge der großen Abkühlungsflächen des vollständig frei stehenden Gebäudes (die verhältnismäßig schwachen Außenmauern, das große Stahlblechtor und das 39,30/15,60 m große Oberlicht), ferner wegen der großen Raumhöhe, und schließlich durch die Bedingung, die Raumtemperatur niemals unter 5° C sinken zu lassen, sie aber jederzeit binnen kurzem mit einer geräuschlos arbeitenden Anlage auf 20° C hochheizen zu können. Durch Einbau einer Gasheizanlage mit gußeisernen Elementöfen (Bauart Prometheus) mit motorischer

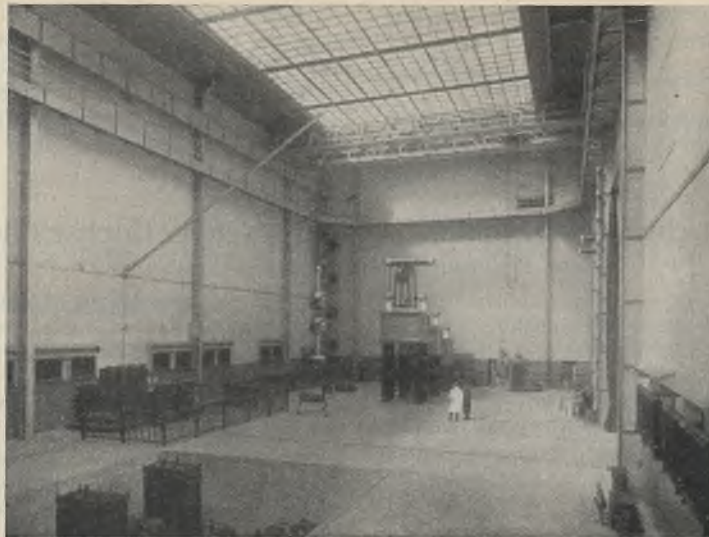


Abb. 4. Blick in die fertiggestellte Halle von Osten.

Absaugung der Abgase, mit selbsttätiger Gasdruck- und Wärmeregulierung und Sicherheitsschaltanlage ist diese Aufgabe jedoch in überraschend günstiger Weise gelöst worden. Die Anheizzeit ist kurz, die selbsttätige Regelung arbeitet einwandfrei und die zu befürchtenden Zugerscheinungen traten nicht ein; es ist vielmehr eine durchaus gleichmäßige Wärmeverteilung in allen Schichten der Halle festzustellen.

Die Entwurfsbearbeitung erfolgte nach den technischen Anforderungen des Instituts (Direktor: Professor Dr. Binder) durch das Neubauamt Technische Hochschule Dresden (Vorstand Regierungsbaurat Heise, besonders unterstützt durch Regierungsbaurat Pollack), in enger Zusammen-

arbeit mit dem zuständigen technischen Rat, Ministerialrat Dr. Kramer.

Neuzeitliche stählerne Treppenkonstruktion in der Massiv- und Stahlskelett-Bauweise.

Alle Rechte vorbehalten.

Von Ing. Max Steude, Dresden.

Die Bearbeitung sich oftmals wiederholender Großsiedlungen im vergangenen Jahrzehnt durch spezialisierte Arbeiter hatte an Ausführende und Lieferanten Ansprüche entstehen lassen, die Verbesserungen an wichtigen und untergeordneten Konstruktionsgliedern brachten. Die Wirtschaftskrise hat alles Bauen im Großen zum Abschluß gebracht. Die gewonnenen Erfahrungen zu sammeln und dem Volksganzen zunutze, allen am Baufach interessierten Kreisen zugänglich zu machen, ist ein Gebot unserer Notzeit.

Die Veröffentlichung der erzielten Verbesserung an einem immerhin wesentlichen Glied des Hausbaues, der stählernen Unterkonstruktion massiver Treppenläufe, soll dazu beitragen.

Große und kleine Stadtgemeinden, besonders im dichtbesiedelten Sachsen, nahmen aus feuerpolizeilichen Gründen die Ausführung massiver Treppenläufe und -podeste in ihre Bauverordnungen auf.

Die Betonstufenindustrie in Verbindung mit den Stahlbauwerkstätten für die Lieferung der bisher üblichen Trägertreppenkonstruktionen hatte sich bald erfolgreich gegen die an der Baustelle von teuren Facharbeitern handwerksmäßig herzustellenden Eisenbetontreppen durchgesetzt.

Unzufrieden blieben jedoch die Architekten, denen die vorstehenden, schattenwerfenden Glieder der Trägertreppe jede ästhetische Wirkung zunichte machten. Gefordert wurde von dieser Seite bei mindestens gleichbleibendem Preise des gesamten Treppenhausausbaues:

1. Wegfallen aller vorstehenden Konstruktionsglieder,
2. Verschneiden aller Unteransichtsflächen der auf- und absteigenden Treppenläufe mit den Unteransichtsflächen der Podeste in einer Linie,
3. Überstehen des aufrechten Wangenschenkels um mindestens 15 bis 30 mm als Schutz der Stufenstirnseiten gegen überlaufendes Reinigungswasser,
4. den Trägertreppen gleichbleibend einfaches Verlegen, damit dasselbe von den darin geübten Bauhandwerkern ausgeführt werden kann,
5. Herstellen von Anschlüssen für das Geländer an den Stahlwangen bereits in der Werkstatt, damit einmal eine solide Befestigung (Stahl auf Stahl) zustande kommt und zum anderen Tagelohnstunden für Anbohren auf der Baustelle vermieden werden,
6. absolut glatte Ansichtsflächen der Treppenaugen, auch an den Verbindungsstellen.

Im Mai 1930 brachte der Verfasser bei der Thyssen Eisen- und Stahl A.-G., Dresden, eine Stahl-Treppenunterkonstruktion heraus, deren Wange aus Winkelprofilen 250/90/9 und deren Podesträger aus C-Profilen

bzw. Breitflanschträgern IP 12 bis IP 16 bestehen (Abb. 1). In den unteren 90 mm breiten Schenkel werden die Stufenflöße eingelegt. Der 250 mm hohe aufrechte Schenkel überragt die Stufenvorderkanten noch um 15 bis 30 mm. Diese Treppe führte sich schnell ein. Noch in derselben Bauzeit stellten auch die in Dresden ansässigen übrigen Firmen diese Treppenkonstruktion her und sie wird heute im hiesigen Gebiet fast ausschließlich verwendet.

Aus Abb. 2 geht die Konstruktion einer Winkelwangentreppe hervor, die für ein Treppenhaus von 2,30 m Breite, 3,40 m Geschoßhöhe, 100 mm Augenbreite und ein Stufensteigungsverhältnis von 170 mm Steigung und 280 mm Auftritt nach den für Sachsen gültigen baupolizeilichen Bestimmungen, die im wesentlichen auch mit denen des Reiches übereinstimmen, errechnet wurde. Es wurden hierfür 500 kg/m² Treppenhausverkehrslast und 300 kg/m² Eigengewicht für die Treppenläufe und -podeste angenommen.

Auf die Wiedergabe des einfachen statischen Nachweises kann an dieser Stelle verzichtet werden. Nur der geschwächte Teil des aufsteigenden Wangenwinkels in der Nähe des Auflagers verdient besondere Aufmerksamkeit. An dieser Stelle wird der Wangenwinkel außer den durch die Auflagerreaktion erzeugten Biegungs- und Druckspannungen noch auf Verdrehung, hervorgerufen durch das Geländer mit 40 kg/m in Holmhöhe nach außen wirkend, beansprucht. Ein Nachweis auf Verdrehung nach innen durch die einseitige Auflagerung der Stufen erübrigt sich, da durch Vergießen und Ausfügen die Kunststufen an und auf dem Wangenwinkel satt lagern und infolge des unelastischen Verhaltens des Kunststeins eine Verdrehung des Winkels praktisch unmöglich ist. In vorliegendem Falle errechnet sich nach Zerlegen der Auflagerkraft $A = 620$ kg in die

zur Wirkung kommenden Komponenten $V = 530$ kg und $S = 320$ kg (Abb. 3) das Biegemoment bei 14,8 cm größtem Abstände

$$M_b = 530 \cdot 14,8 = 7750 \text{ kgcm},$$

das erforderliche Widerstandsmoment

$$W_x = \frac{7750}{1200} = 6,45 \text{ cm}^3.$$

Das größte auftretende Geländerdrehmoment eines Laufes bei 1 m Holmhöhe beträgt

$$M_{dG} = 2,8 \cdot 40 \cdot 100 = 11200 \text{ kgcm},$$

dem aber sofort entgegenwirkt das Drehmoment aus dem halben, voll belasteten Treppenlauf mal zugehörigem Schwerpunktabstand des 9 cm breiten Schenkels mit 6,6 cm

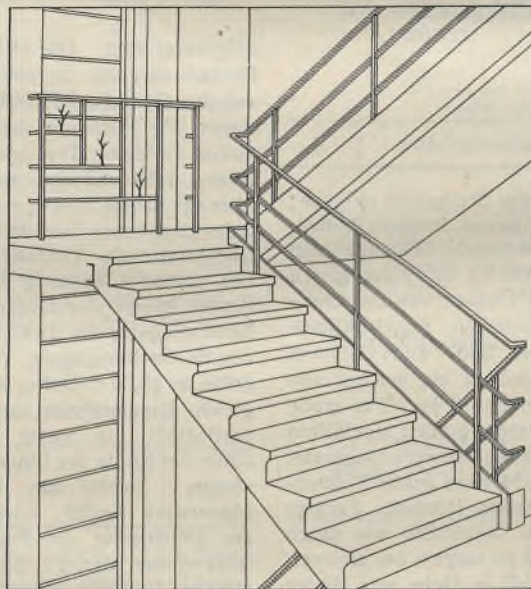
$$M_{dTr} = 2,8 \cdot 0,55 \cdot 800 \cdot 6,6 = 8100 \text{ kgcm}.$$


Abb. 1. Schaubild einer Winkelwangentreppe.

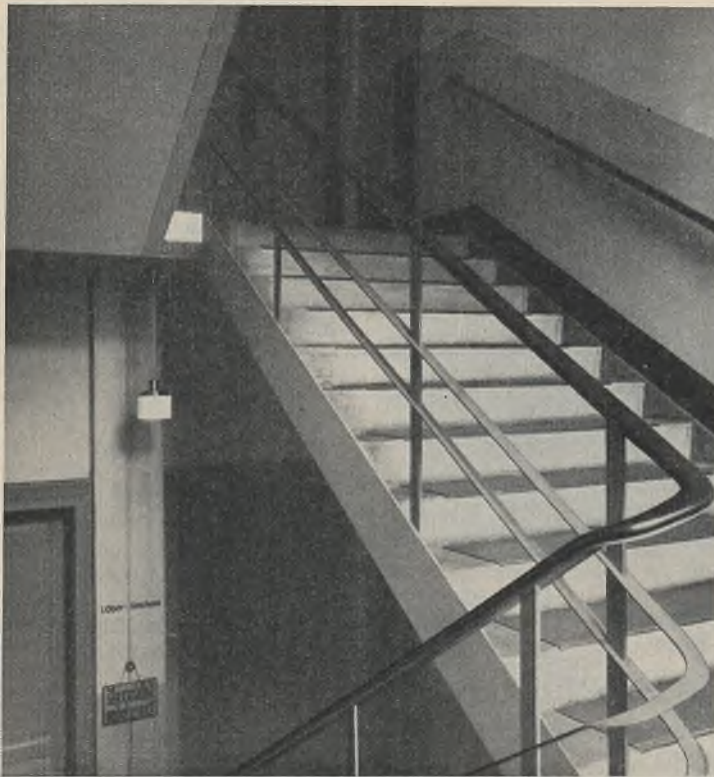


Abb. 5. Treppe mit beiderseitigen Wangenwinkeln.

Das in Abb. 2 gezeichnete oberste Podest-C-Profil (C 12) erhält für den Teil, wo kein Treppenlauf anschließt, einen aufgenieteten Abschlußwinkel als Überlaufschutz.

Nach der Straßenfront verlegte Treppenhäuser können des einheitlichen Gepräges halber für die vom Hauseingang nach dem Erdgeschoßfußboden führenden untermauerten Stufen die in Abb. 2 dargestellte blinde Wange aus Flachstahl 250/7 erhalten.

Auf symmetrische Anordnung der Geländerstützen ist nach Möglichkeit schon bei Wahl des Stufensteigungsverhältnisses hinzustreben. Alle sichtbar bleibenden Verbindungen sind mit rohen Senkschrauben für die losen und mit Senknieten für die festen Verbindungen herzustellen.

Die sichtbar bleibenden Konstruktionsteile, wie Unterflanschen der Podest-C-Profile, die Außenseiten und von Stufen nicht bedeckte Innenseiten der Wangenwinkel, erhalten einen die Konstruktion betonenden Ölfarbanstrich.

Die vorstehend beschriebene Ausführung dieser Treppenkonstruktion gilt nach den einschlägigen sächsischen Bestimmungen und besonders auch nach den schärferen Bestimmungen der Bauordnung für die Stadt Dresden ohne Ummantelung der sichtbar bleibenden Stahlteile als feuerhemmend.

Wirtschaftlichkeit.

Die nachstehende vergleichende Kostenaufstellung der bisher üblichen Trägertreppenkonstruktion mit der Winkelwangen-Treppenkonstruktion ergibt fast gleiche Preise. Der ein geringes höhere Preis der Stahlbauteile wird durch 10 bis 20% Ersparnis beim Verlegen der Treppenstufen, Fortfall der Ausblendung aller Wangen und Podestträger und Wegfallen des Lächerstemmens für die Geländerstützen einschl. Wiedervergießen derselben ausgeglichen. Da die eben erwähnten Ersparnisse an Lohnstunden auf der Baustelle gemacht werden, verkürzt sich auch die Bauzeit entsprechend. Die bei Trägertreppen etwa alle 5 Jahre übliche Reparatur des in den Betonstufen gelockerten Geländers fällt fort.

Verwendung im Stahlskelettbau und bei Treppenhausumbauten.

Für den Stahlskelettbau sowie für Treppenhausumbauten eignet sich die Treppe mit Winkelwangen besonders gut. An den nicht tragenden Wänden des Stahlskelettbauwerks wird ein zweiter Wangenwinkel für jeden Lauf eingezogen.

Bei Treppenhausumbauten kommt noch hinzu, daß die fabrikmäßige Herstellung der Konstruktion, der Stufen und Podestdielen die Bauzeit auf das geringst Mögliche beschränkt, daß nur die Podestträgerauflager einzustemmen sind und so gut wie keine Feuchtigkeit in das Gebäude getragen wird. Abb. 5 stellt den Treppenhausumbau des Continental-Geschäftshauses in Dresden-A., Wettiner Straße 14, dar. Die früher als Geschäftsräume verwendeten Geschosse sind als Verwaltungsräume eingerichtet worden. Die alten um 180° gewendelten Treppenläufe auf ge-

mauerter Mittelwange gestatteten in der Wendung keinen ungehinderten Verkehr. Die bisher 0,50 m aus der Hinterfront ausbauende Treppenhausumfassung und alle Treppenläufe wurden abgebrochen. Das Treppenhaus wurde 1,50 m aus der Hinterfront vorspringend neu hochgeführt und mit zwei geraden Läufen aus je zwei Winkelwangen L 250/90/9 für jedes Geschos ausgerüstet.

Vergleichende Kostenaufstellung

des vollständigen Ausbaues für ein 6-läufiges Treppenhaus von 3 m Geschoßhöhe und 2,80 m Treppenhausbreite, Augenbreite 10 cm.

a) Trägertreppenkonstruktion.		b) Winkelwangen-Treppenkonstruktion.	
6 Wangen I 14 = 3,10 = 274 kg		L 250/90/9 = 3,10 = 437 kg	
2 Podeste I 14 = 3,20 = 94 "		C 14 = 3,20 = 105 "	
5 Podeste I 16 = 3,20 = 296 "		C 16 = 3,20 = 308 "	
Unterlagsplatten, Anschlußwinkel, Schrauben und Niete = 76 "		Unterlagsplatten, Anschlußwinkel usw. = 70 "	
	740 kg		920 kg
740 kg Stahllieferung für 100 kg 30 RM . . . = 222,00		920 kg Stahllieferung für 100 kg 31 RM . . . = 285,20	
Konstruktion verlegen . . . 37,00		Konstruktion verlegen . . . 37,00	
87 lfd. m = 60 eisen-armierte Betontreppenstufen je 1,45 m, je lfd. m 2,75 RM . . . = 239,25		87 lfd. m = 60 eisen-armierte Betontreppenstufen je 1,45 m, je lfd. m 2,75 RM . . . = 239,25	
87 lfd. m Stufen verlegen, je lfd. m 1,25 RM . . . = 108,75		87 lfd. m Stufen verlegen, je lfd. m 1,05 RM . . . = 91,35	
38,2 lfd. m Wangen- und Podestträger ausblend., je lfd. m 0,50 RM . . . = 19,10			
23,5 m ² 18 cm starke Podeste aus Podestflößen oder Zementdielen mit Überbeton und Glattstrich, je m ² 9,50 RM . . = 223,25		23,5 m ² 18 cm starke Podeste aus Podestflößen oder Zementdielen mit Überbeton und Glattstrich, je m ² 9,50 RM . . = 223,25	
53,8 m ² Verfugen und Unteransichtsflächenputz, je m ² 1,10 RM . . . = 59,18		49 m ² Verfugen und Unteransichtsflächenputz, je m ² 1,10 RM . . . = 53,90	
53,8 m ² 2mal Schlämmen, je m ² 0,20 RM . . . = 10,76		49 m ² 2mal Schlämmen, je m ² 0,20 RM . . . = 9,80	
53,8 m ² Unteransichtsflächen-Anstrich, je m ² 0,60 RM = 32,28		49 m ² Unteransichtsflächen-Anstrich, je m ² 0,60 RM = 29,40	
18,3 lfd. m Geländer einschließl. Löcher, Stemen und Vergießen, je lfd. m 11 RM = 201,30		18,3 lfd. m Geländer einschließl. Anschrauben, je lfd. m 10 RM = 183,00	
18,3 lfd. m Ölfarbanstrich für Geländer und Ansichtsflächen der Konstruktion, je lfd. m 1,30 RM = 23,79		18,3 lfd. m Ölfarbanstrich für Geländer und Ansichtsflächen der Konstruktion, je lfd. m 1,50 RM = 27,45	
	RM 1176,66		RM 1179,60

Berichtigung.

In meinem Aufsatz „Rechnerische Untersuchungen über die Größe des Fließbereiches in stählernen Durchlaufbalken unter Berücksichtigung des Momentenausgleiches“ in Heft 14 des „Stahlbau“ ist leider noch ein Druckfehler stehen geblieben, und zwar muß es auf S. 109 in der Zeile oberhalb Gleichung (34) richtig heißen:

$$\frac{Ql - [M_B]}{3 \cdot [M_B]} = \frac{W}{W'}$$

anstatt:

$$\frac{Ql - [M_B]}{3 - [M_B]} = \frac{W}{W'}$$

Ferner möchte ich darauf hinweisen, daß von Herrn Dipl.-Ing. O. Knackstedt in seiner Braunschweiger Doktor-Arbeit gleichfalls die Größe des Fließbereiches erstmalig berechnet worden ist, jedoch auf ganz anderer Grundlage und mit von den meinigen erheblich abweichenden Ergebnissen. Eine Erörterung bzw. Gegenüberstellung der beiden Verfahren kann natürlich erst nach Veröffentlichung der Knackstedtschen Arbeit erfolgen. Dr.-Ing. Kann.

INHALT: Bericht über Brandversuche mit ummantelten Stahlstützen und Stahlträgern. — Näherungsverfahren für die Biegung und Knicung eines geraden Stabes bei Überschreiten der Eulerlast. — Die neue Hochspannungshalle der Technischen Hochschule Dresden. — Neuzeitliche stählerne Treppenkonstruktion in der Massiv- und Stahlskelett-Bauweise. — Berichtigung.

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.

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 ge-
samte Bauingenieurwesen

Preis des Jahrganges 10 RM und Postgeld

5. Jahrgang

BERLIN, 14. Oktober 1932

Heft 21

Zug/Druck-Dauerversuche mit niedriger Frequenz der Krafrichtungswechsel.

Alle Rechte vorbehalten.

Von Dr.-Ing. Dörnen, Dortmund-Derne.

Die im folgenden beschriebenen Dauerversuche sind im Einvernehmen mit der Deutschen Reichsbahn-Gesellschaft mit einer Frequenz von acht Krafrichtungswechseln in der Minute durchgeführt worden. Sie unterscheiden sich hierdurch von den meisten anderen Zug/Druck-Dauerversuchen, bei denen die Frequenz durchweg viel höher ist. Durch den langsamen Krafrichtungswechsel kommen die Versuchsverhältnisse der Wirklichkeit näher. Die Versuche gewinnen damit an praktischer Bedeutung.

Zweck der Versuche sollte sein, die Sicherheiten, welche verschiedene Baustähle und mit den zulässigen Spannungen

berechnete Schweißnähte gegenüber Wechselbeanspruchungen bieten, zu vergleichen. Um vergleichen zu können, wurden die Beanspruchungen der Versuchsreihen entsprechend diesen zulässigen Spannungen im Versuchsquerschnitt gegeneinander abgestimmt. Als Grundlage für die Vergleiche wurde zunächst die Anzahl Wechsel ermittelt, die gelochte Stäbe aus St 37 nach Abb. 1 bei einer Beanspruchung von rechnerisch $\pm 1400 \text{ kg/cm}^2$ im geschwächten Querschnitt aushält, bis sich die ersten Haarrisse beobachten ließen. Zum Vergleich wurden dann auch Stäbe aus St 52 gleicher Abmessungen untersucht, ferner Stäbe aus St 37 gleicher Abmessungen, welche in dem durch die Bohrung geschwächten Querschnitt durch X-Nähte nach Abb. 2 u. 3 verschweißt waren.

Da die zulässige Spannung für St 52 um 50% höher ist als für St 37, mußte also seine Versuchsspannung gegenüber dem St 37 auch um 50% von ± 1400 auf $\pm 2100 \text{ kg/cm}^2$ erhöht werden.

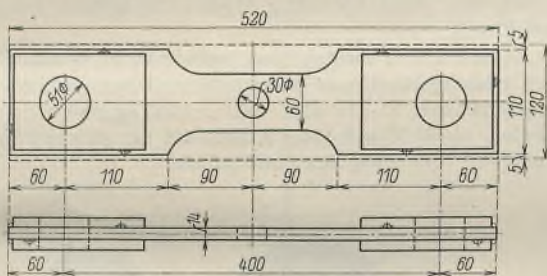


Abb. 1. Ausbildung der Prüfstäbe.

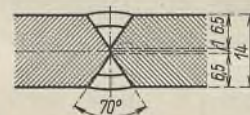


Abb. 2.

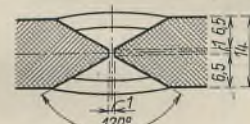


Abb. 3.

Für die X-Naht des geschweißten Stabes aus St 37 war die Versuchsspannung entsprechend auf $\pm 1400 \cdot 0,6 \cdot \frac{1,3}{2} = 546 \text{ kg/cm}^2$ zu erniedrigen. Hierin erfaßt der Faktor 0,6 die nach den Schweißvorschriften vorgesehene Verminderung der zulässigen Spannung in X-Nähten, der Faktor $\frac{1,3}{2}$

die verschiedene Berücksichtigung der Wechselwirkung für den Mutterstoff und die Schweißnaht.¹⁾

Diese Spannungen sind den Versuchen zugrunde gelegt worden. Die Anzahl der bis zum Eintreten von Haarrissen ausgehaltenen Kraftwechsel gibt unmittelbar den gewünschten Vergleich der Sicherheiten zunächst unter den Verhältnissen und für die Spannungen der Versuche. Man kann aber weiter folgern, daß das, was für diese der Wirklichkeit nahekommenden Versuchsverhältnisse und Spannungen gilt, sich auf die Wirklichkeit und für die zulässigen

Spannungen übertragen läßt. Hierbei darf dann ohne weiteres als feststehend angenommen werden, daß Bauteile aus St 37, nach den Vorschriften bemessen, reichliche Sicherheit bieten.

Die Versuchsstücke sind aus Stäben 120/14, also aus dem Vollen herausgearbeitet worden (Abb. 1). Der Versuchsquerschnitt wurde durch das 30 mm-Loch absichtlich um 50% geschwächt, um der verschiedentlich aufgetauchten Ansicht nachzugehen, der St 52 sei gegen derartig starke

Schwächungen empfindlich.

¹⁾ Für den Mutterwerkstoff wird die Wechselwirkung nach den Vorschriften für Stahlbauwerke (B. E.) (S. 42, IV) berücksichtigt, für die Schweißnaht nach den Vorschriften für geschweißte Stahlbauten (Erläuterungen von Dr.-Ing. Kommerell, S. 32, Gl. 6'). Da bei den Versuchen $\sigma_{\min} = -\sigma_{\max}$ ist, ergibt sich, daß für die Schweißnaht die Wechselwirkung gegenüber dem Mutterstoff im Verhältnis 2:1,3 stärker erfaßt wird. Die zulässige Spannung muß dementsprechend im reziproken Verhältnis vermindert werden.

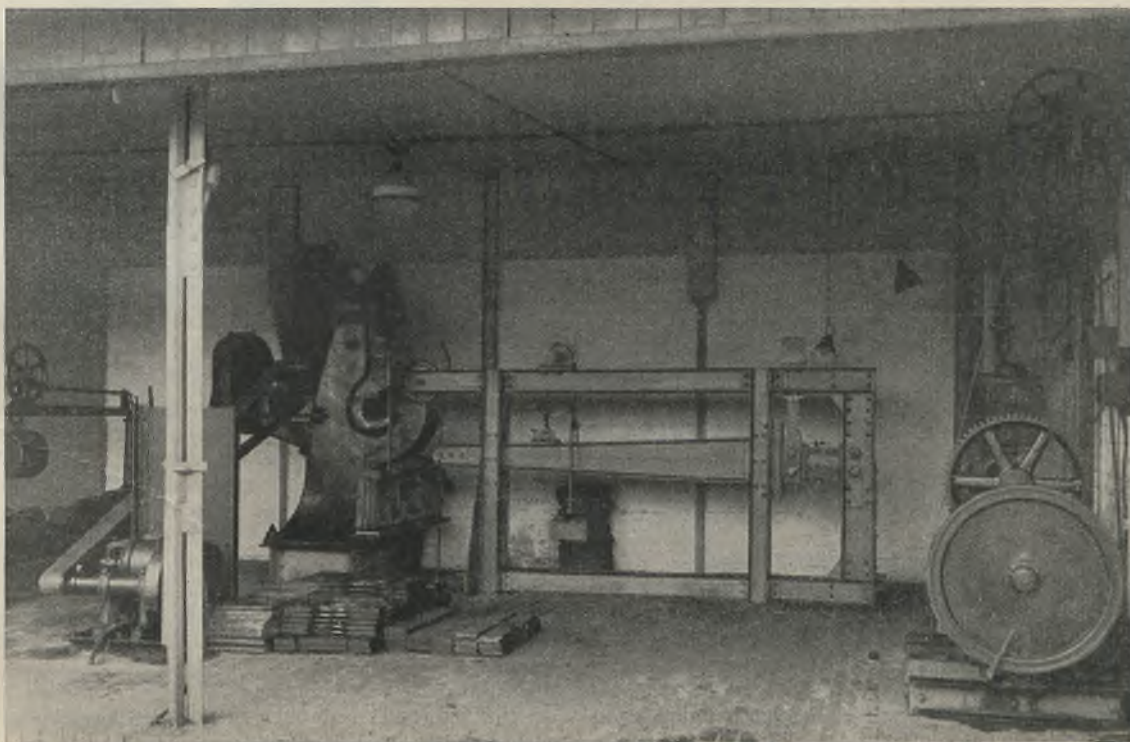


Abb. 4. Versuchsanordnung.

Die Versuchsmaschine ist in Abb. 4 dargestellt. Sie ist vom Verfasser gemeinsam mit Reichsbahnoberrat Blunck entwickelt worden. Um das erste Auftreten von Haarrissen rechtzeitig zu erkennen, wurden die Dehnungen im geschwächten Querschnitt mit Zeiss-Meßuhren genau beobachtet.

Die Wirkungsweise der Versuchsmaschine veranschaulicht das Schema nach Abb. 5, aus welchem auch die abwechselnd wirksamen Hebelbelastungen für $\pm 1400 \text{ kg/cm}^2$ Spannung (St 37) ersichtlich sind.

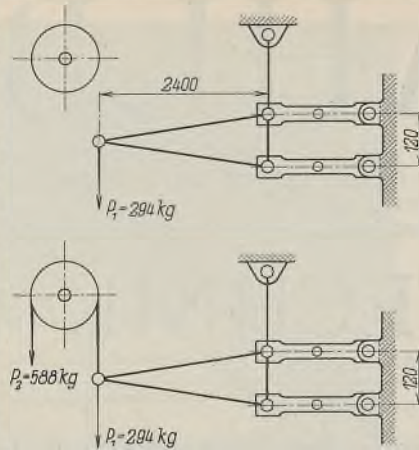


Abb. 5. Schematische Darstellung der Versuchsanordnung.

Tafel 1.

Werkstoff	Hersteller	Walzprofil	Streckgrenze in kg/cm^2	Bruchgrenze in kg/cm^2	Dehnung auf 200 mm in %
St 37	Ver. Stahlw.	120 · 14	22,3	35,7	31,2

Probestücke	Wechsel	Haarriß	Probestücke	Wechsel	Haarriß	
7 A	80 150	} auf einer Seite	Übertrag	471 655	} auf einer Seite	
B	56 800		11 A	47 700		
8 A	20 660	} auf beiden Seiten	B	90 800		
B	55 660		12 A	81 280		
9 A	83 030	} auf einer Seite	B	56 750		
B	66 555		13 A	47 400		
10 A	37 640		B	51 310		
B	71 160					
Zus.	471 655		Insges.	846 895		

$$\text{Im Mittel: } \frac{846\ 875}{14} \approx 60\ 000.$$

In der Tafel 1 sind die Ergebnisse der 14 untersuchten Probestücke aus ungeschweißtem St 37 zusammengestellt. Das Mittel der bis zum Eintritt der ersten Haarrisse ausgehaltenen Wechsel beträgt, auf volle Tausend abgerundet, 60 000. Die höchste Wechselzahl ist 90 800 und überschreitet das Mittel um 50 %; die niedrigste bleibt mit 20 660 um rd. 65 % zurück. Zur Beurteilung des Mittels ist zu sagen, daß eine Wechselbeanspruchung von $\pm 1400 \text{ kg/cm}^2$ die nach den Vorschriften zulässige Spannung um 30 % überschreitet. Denn unter Berücksichtigung der Wechselwirkung bleibt, wenn die größte Zugspannung und die größte Druckspannung zahlenmäßig gleich sind, nur $\sigma = \frac{1400}{1,3} = \text{rd. } 1080 \text{ kg/cm}^2$ zulässig. In Wirklichkeit beträgt die Randspannung an der Lochleibung des schwächsten Querschnitts bekanntlich rd. das Zwei- bis Dreifache der rechnerischen.

Tafel 2.

Werkstoff	Hersteller	Walzprofil	Streckgrenze in kg/cm^2	Bruchgrenze in kg/cm^2	Dehnung auf 200 mm in %
St 52	Ver. Stahlw.	120 · 14	40,8	63,4	20

Probestücke	Wechsel	Haarriß	Probestücke	Wechsel	Haarriß		
12 A	57 015	} auf einer Seite	Übertrag	341 965	} auf beiden Seiten		
B	57 015		15 A	65 080			
13 A	50 175		} auf beiden Seiten	B		68 665	
B	56 630			16 A		48 460	
14 A	59 830		} auf einer Seite	B		43 780	
B	61 300			17 A		50 100	
				B		47 200	
Zus.	341 965			Insges.		665 250	

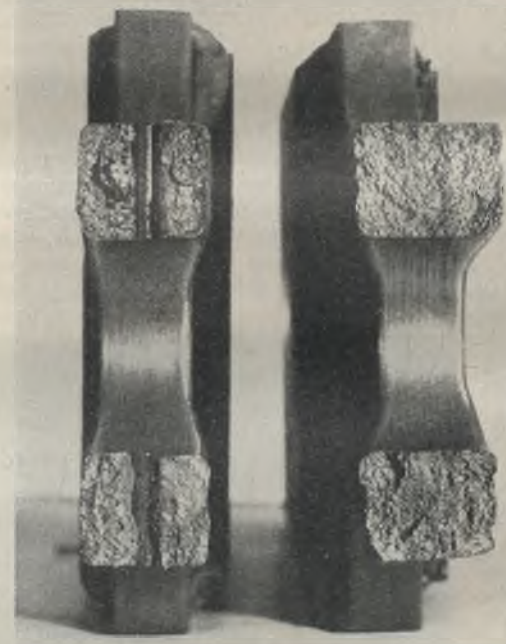
$$\text{Im Mittel: } \frac{665\ 250}{12} \approx 55\ 000.$$

Die Ergebnisse des ungeschweißten St 52 mit der um 50 % auf 2100 kg/cm^2 gesteigerten Versuchsspannung sind in der Tafel 2 zusammengestellt. Das Mittel der ausgehaltenen Wechsel beträgt bei den zwölf untersuchten Stäben, auf volle Tausend abgerundet, 55 000. Die höchste Wechselzahl ist 68 665, überschreitet also das Mittel um rd. 25 %. Die

niedrigste Zahl unterschreitet mit 43 780 das Mittel um rd. 20 %. Diese Streuung ist wesentlich kleiner als bei St 37 und spricht sehr zugunsten des untersuchten St 52. Der kleine Fehlbetrag am Mittel der ausgehaltenen Wechsel von 55 000 gegen 60 000 dürfte damit nahezu ausgeglichen sein. Man kann also sagen, daß der St 52 bei Spannungen, die dem St 37 gegenüber um 50 % erhöht sind, die praktisch gleiche Sicherheit bietet wie der St 37 und daß die starke Schwächung im Versuchsquerschnitt sich bei dem St 52 nicht anders auswirkt als bei dem St 37.

Für den mit einer X-Naht verschweißten St 37 mußte die Versuchsspannung, wie oben dargelegt, auf 546 kg/cm^2 ermäßigt werden. Die Nähte sind nach den Schweißvorschriften mit einem Flankenwinkel von 70° und unter Benutzung von Kjellberg-Elektroden St 37 A hergestellt worden (Abb. 2). Insgesamt wurden sechs Stäbe untersucht. Von diesen sechs Stäben zeigten sich bei einem nach 130 000 Wechseln die ersten Haarrisse, und zwar auch in der Lochleibung, am schwächsten Querschnitt, wie bei dem ungeschweißten St 37 und St 52. Die übrigen fünf Stäbe wurden nach mehr als 150 000 Wechseln unversehrt ausgebaut. Weitere Versuche wurden in dieser Reihe nicht vorgenommen. Denn bereits aus diesen sechs Versuchen kann gefolgert werden, daß X-Nähte, nach den Schweißvorschriften berechnet und hergestellt, wesentlich größere Sicherheit bieten als der ungeschweißte St 37, der entsprechend im Mittel nur rd. 60 000 Wechsel ausgehalten hat, und daß die starke Schwächung des Versuchsquerschnitts sich bei dem mit einer X-Naht verschweißten St 37 nicht anders auswirkt als bei dem ungeschweißten St 37. Nach diesem Ergebnis liegt, wenigstens für X-Nähte, keine Veranlassung vor, anzunehmen, daß unsere Schweißvorschriften, wenn sie richtig angewendet werden, nicht genügend Sicherheit bieten.

Anschließend wurden zwei weitere Versuchsreihen mit geschweißtem St 37 durchgeführt, und zwar beide mit der gleichen Spannung wie der ungeschweißte St 37, also mit $\pm 1400 \text{ kg/cm}^2$. Es sollte festgestellt werden, ob St 37 mit einer X-Naht bei der gleichen Spannung die gleiche Sicherheit bietet wie der St 37 selbst.



a) b)
Abb. 6. Bruchflächen.

Für die erste dieser Versuchsreihen wurden die X-Nähte den Vorschriften entsprechend und mit einem Flankenwinkel von 70° hergestellt (Abb. 2). Untersucht wurden sechs Stäbe. Alle Stäbe rissen bei weniger als 16 000 Wechseln. Sämtliche Versuche wurden bis zum Bruch durchgeführt. Alle Brüche gingen durch die Schweißnaht selbst. Der Übergang vom Werkstoff zur Schweißnaht blieb bei allen Stäben unbeschädigt. Bei sämtlichen Brüchen zeigte sich ferner, daß die Schweißnaht nicht einwandfrei die Winkelwurzel erfaßt hatte (Abb. 6a). Hierbei waren die Nähte, die mit einer 3 mm-Elektrode vorgeschweißt waren, etwas besser als die, welche mit einer 4 mm-Elektrode und in einer Lage geschweißt waren.

Nach diesem Ergebnis und auf Grund von Zwischenversuchen wurde der Flankenwinkel vergrößert und beim Schweißen zwischen den zu verschweißenden Stücken ein kleiner Abstand gelassen. Schließlich wurden die X-Nähte für die nächste Versuchsreihe nach Abb. 3 ausgeführt.

Tafel 3.

Werkstoff	Hersteller	Walzprofil	Streckgrenze in kg/cm ²	Bruchgrenze in kg/cm ²	Dehnung auf 200 mm in %
St 37	Ver. Stahlw.	120 · 14	22,3	35,7	31,2

Probestücke	Wechsel	Haarriß	Probestücke	Wechsel	Haarriß
6 A	99 930	auf einer Seite	Obertrag	426 600	auf einer Seite*
B	46 220		11 A	57 690	
7 A	47 850	auf beiden Seiten	B	52 810	auf beiden Seiten
B	75 100		12 A	40 310	
8 A	31 300	auf einer Seite	B	29 370	auf beiden Seiten
B	26 400		13 A	36 600	
9 A	49 900	auf beiden Seiten	B	53 000	auf beiden Seiten
B	49 900		Insges.	696 380	
Zus.	426 600				
		Im Mittel: $\frac{696\,380}{14} \approx 50\,000$.			

Von diesen Stäben wurden gleichfalls mit einer Spannung von ± 1400 kg/cm² 14 Stäbe untersucht. Die Ergebnisse sind in Tafel 3 zusammengestellt. Das Mittel der ausgehaltenen Wechsel beträgt bei den 14 untersuchten Stäben, auf volle Tausend abgerundet, 50000. Die höchste

Wechselzahl beträgt 99 930, überschreitet also das Mittel um fast 100%. Die niedrigste Wechselzahl bleibt mit 26 400 um 40% hinter dem Mittel zurück. Diese Streuung ist etwas größer als bei dem ungeschweißten St 37; sie ist aber weniger auffallend, weil sämtliche Brüche durch die Schweißnaht selbst gehen und die Stärke der Schweißnaht, was sich nicht vermeiden läßt, bei den einzelnen Versuchsstücken naturgemäß verschieden ist. Auch hier blieben die Übergänge vom Werkstoff zur Schweißnaht bei allen Versuchen unverletzt. Die Brüche zeigten alle, daß die Nähte einwandfrei durchgeschweißt waren (Abb. 6b). Durch die beiden Maßnahmen (Vergrößerung des Flankenwinkels und Zwischenraum beim Schweißen) ist die Sicherheit der X-Nähte gegen Dauerbeanspruchungen auf fast das Vierfache gestiegen. In welchem Umfange jede der beiden zu dem günstigen Ergebnis beigetragen hat, kann man aus diesen Versuchen nicht schließen. Nach den Zwischenversuchen dürfte indessen der Hauptanteil auf die Vergrößerung des Flankenwinkels zu setzen sein, da nur so ein einwandfreies Durchschweißen sichergestellt war. Da die Brüche sämtlich durch die Schweißnaht selbst gehen und der Übergang Werkstoff-Schweißnaht bei allen Stücken unverletzt geblieben ist, besteht die Möglichkeit, wechselbeanspruchten geschweißten Bauteilen aus St 37 bei gleichen zulässigen Spannungen die gleiche Sicherheit zu geben wie ungeschweißten, wenn man die Schweißnaht selbst durch höherwertige Elektroden widerstandsfähiger macht. Da im vorliegenden Falle alle Schweißnähte mit einer normalen Elektrode (Kjellberg St 37 A) hergestellt worden sind, ergibt sich diese Möglichkeit ohne weiteres.

Entsprechende Versuche an Kehlnähten sind in Vorbereitung.

Alle Rechte vorbehalten.

Stahlskelett für den Geschäftshausneubau Jos. Schaefels, Krefeld.

Von Obergeringieur Rudolf Ulbricht, Düsseldorf-Benrath.

Der zu beschreibende Stahlskelettbau zeichnet sich nicht durch besondere Größe aus, er ist aber richtungweisend für die bauliche Ent-

wicklung des Geschäftsviertels der Stadt Krefeld, da er dort der erste Bau dieser Art ist. Wie in engen Geschäftsstraßen im Mittelpunkt der Städte

üblich, war auch bei diesem Bauvorhaben größtmögliche Raumausnutzung und Anpassung an örtlich bedingte Fluchtlinien geboten. Eingehende Überlegungen aller technischen und wirtschaftlichen Vorteile und Notwendigkeiten führten zur Stahl-

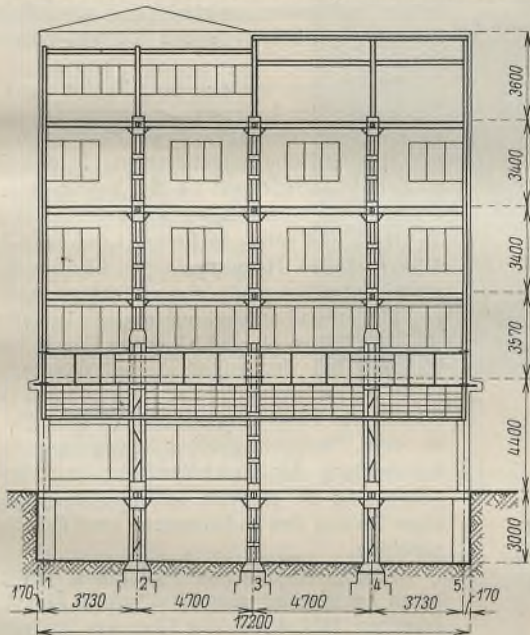


Abb. 1a. Ansicht, Reihe D.

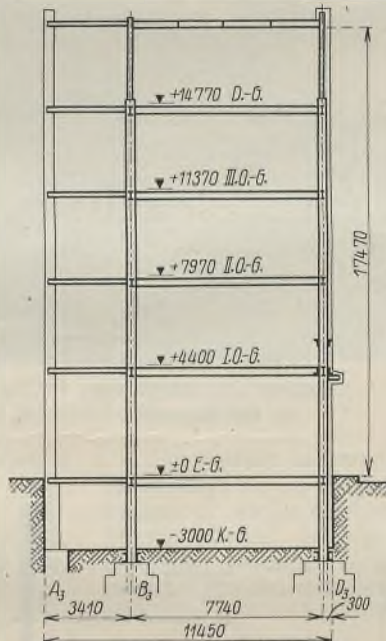


Abb. 1b. Querschnitt bei Reihe 3.

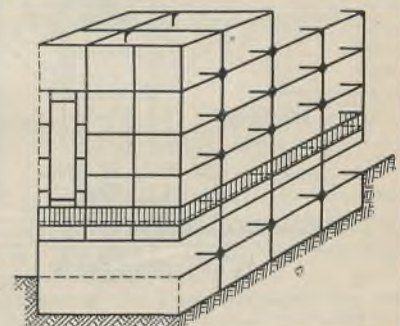


Abb. 1d. Systemskizze.

skelettbauweise. Entwurf und Bauleitung lagen in Händen des Architekten Regierungsbaumeister Herbert Frank, Krefeld.

Der Neubau wurde an Stelle von zwei alten Häusern errichtet und sollte Raum für Läden und Wohnungen schaffen. Er liegt an zwei schmalen, mit starkem Verkehr belasteten Straßen, der Hoch- und Quartelstraße und schließt in der Hochstraße an ein vorhandenes Gebäude an (Abb. 1c).

Die Abmessungen gibt die Übersicht Abb. 1a bis d an. Die Hauptfront, an der Hochstraße gelegen, hat 11,45 m Breite, die Nebenfront an der Quartelstraße 17,2 m Länge.

Die Stahlkonstruktion reicht bis 3 m unter Straßenflur und überragt diesen um etwa 17,5 m. Die einzelnen Stockwerke über Flur haben Höhen von 4,4; 3,57; 3,4; 3,4 und 2,7 m im Dachgeschoß.

Angaben über Belastungen, Ausbildung von Decken, Wänden usw. werden an anderer Stelle ausführlicher gebracht¹⁾.

Das Haupttragssystem besteht aus drei mehrstöckigen Querrahmen in den Reihen 2, 3 und 4 und aus zwei in den Reihen B₂-B₃ und D₂-D₄ liegenden mehrstöckigen Doppel-Längsrahmen. Eine schematische Darstellung gibt Abb. 1d wieder. Die Quer-

¹⁾ Eine Beschreibung des gesamten Bauwerkes folgt von Herrn Regierungsbaumeister Frank.

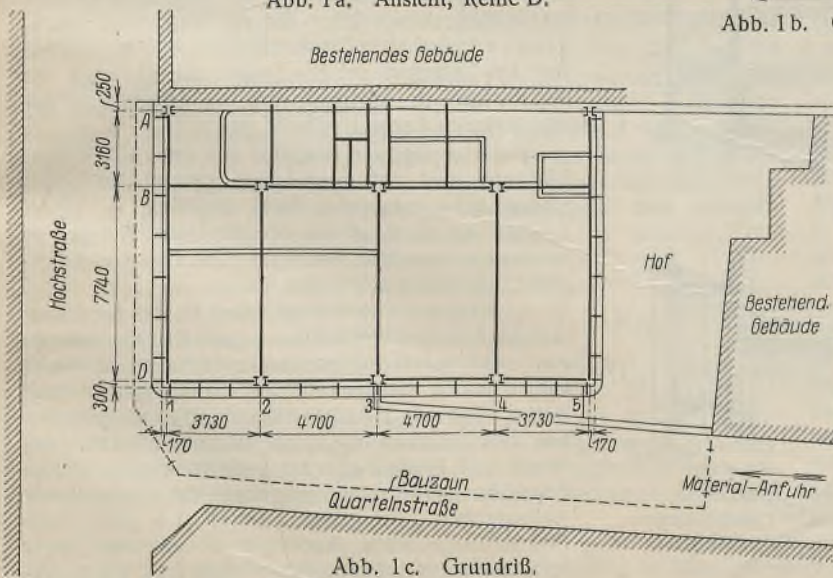


Abb. 1c. Grundriß.

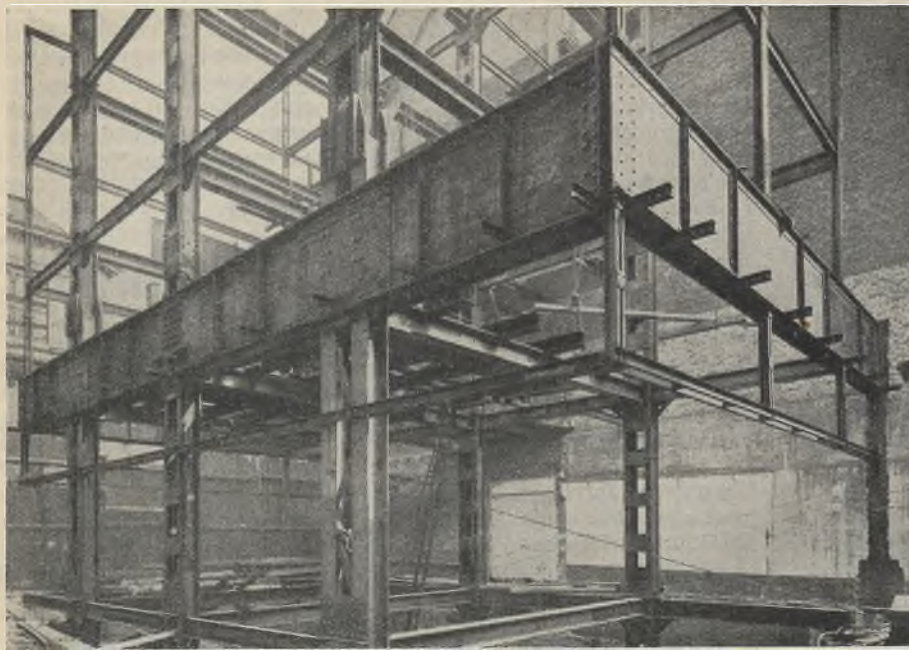


Abb. 2. Hauptstützen und Blechträger von der Hofseite gesehen.

rahmen haben 7,74 m Breite und die Längsrahmen 4,7 + 4,7 m. Die Verwendung von Rahmen an Stelle sonst üblicher Verbände mit Pfosten und Schrägen ergab den großen Vorteil, daß überall in der Quer- und Längsrichtung freier Durchgang bleibt und die durchgehenden Lichtbänder der

Die Rahmen ließen sich gut anordnen. Durch die geschickte Aufteilung des an sich schrägen Grundrisses in einen aufgehenden rechteckigen Block und Verwendung des übrigbleibenden Zwickels für einen besonderen Anbau im Erdgeschoß wurde die Grundbedingung des rationalen Stahlbaues, rechteckiger Grundriß mit in den Achsen gegenüberstehenden Stützen, zweckmäßig erfüllt.

Wände nicht von störenden Stäben durchbrochen werden.

Die Decken spannen über Felder von 4,7 · 7,74 m. Die Lasten der Außenwände werden im ersten Stockwerk durch doppelwandige Blechträger von 1,35 bzw. 1,30 m Höhe aufgenommen. In den Querfronten an der Hochstraße und im Hof lagern diese auf einer Stütze in der vorhandenen Wand des Nachbargebäudes (Reihe A) und ruhen in Reihe D auf dem 3,73 m weit überkragenden Hauptträger der Längsfront Quartelstraße. Am Kragende dieses Trägers greift eine Last von 81 t an und erzeugt mit anderen Lasten zusammen auf die Stützen D₂ und D₄ einen Druck von je 270 t, während bei der Stütze D₃ bei diesem Lastfall in Höhe der Fußplatte 52 t Zug aufzunehmen sind. Durch Fortfall der früher vorgesehenen Stützen bei D₁ und D₅ ist dem Bauherrn größere Bewegungsfreiheit in der Verwendung der Geschäftsräume im Erdgeschoß gegeben. So ist es jetzt ohne weiteres möglich, bei einer Teilung des Ladenraumes zwei ECKEINGÄNGE einzurichten.

Die Anordnung und Ausbildung dieser Gebäudeecken im Rohbau zeigt anschaulich Abb. 2, die auch erkennen läßt, daß solche Lösungen im Stahlbau keine Schwierigkeiten bereiten. Auf der Abbildung ist auch die Aufhängekonstruktion für die unter den Blechträgern vorgesehene Fensterbänder ersichtlich, ebenso sind am Untergurt der Blechträger die Konsolen für ein Vordach zu erkennen, das als Lichtblende der vorerwähnten Fenster gedacht ist.

Die Hauptstützen bestehen aus zwei IP 34 bzw. I 34 und sind auf ihrer Länge von rd. 20 m nur einmal über dem ersten Stock gestoßen.

Um auf der Baustelle störende Geräusche zu vermeiden, wurden alle Montageverbindungen nicht genietet, sondern geschraubt.

Von besonderem Interesse sind die Rahmenecken; mußten doch hier die Kräfte aus den Rieglmomenten von zwei senkrecht zueinander stehenden Rahmen aufgenommen werden. Einen dieser Knoten zeigt Abb. 3. Die aus IP 34 bestehenden Querriegel schieben sich zwischen die doppelstieligen Stützen. Auf Grund von Erfahrungen bei anderwärts ausgeführten Anschlüssen wurde hier eine besondere durchgehende Auflagerplatte *a* eingelegt. Der Keil *b* geht ebenfalls in einem Stück durch und ist mit dem Träger fest verbunden. Unter diesen Keil sind Futter ge-

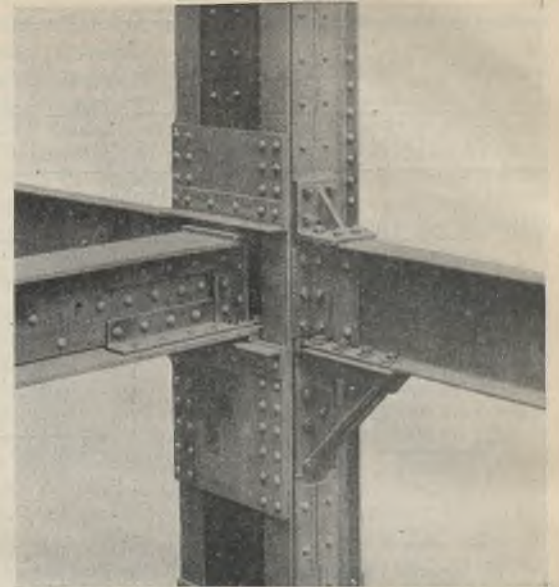


Abb. 4. Knotenpunkt der Doppelrahmen (s. a. Abb. 3).

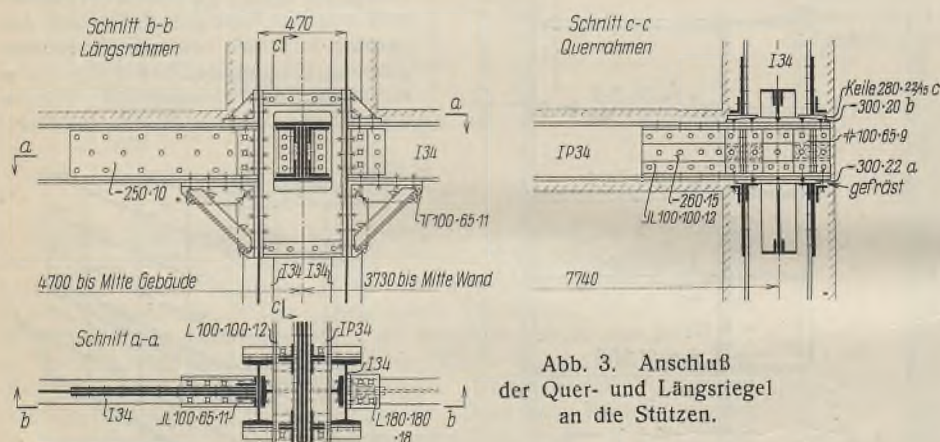


Abb. 3. Anschluß der Quer- und Längsriegel an die Stützen.

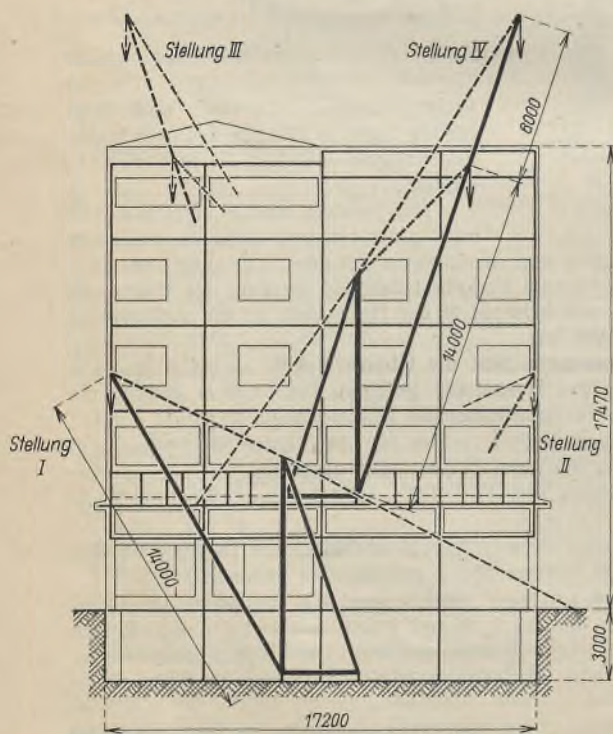


Abb. 6. Stellungen des Montagemastes.

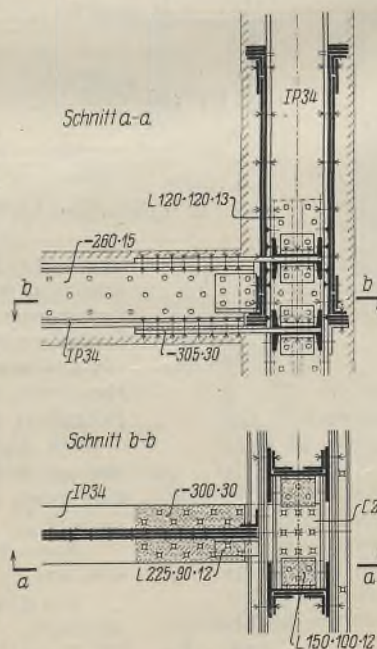


Abb. 5. Anschluß der Querrahmenriegel an die Hauptblechträger der Reihe D.

legt, um die Walztoleranz in der Höhe der Träger auszugleichen und um dadurch das Maß von Unterkante Träger bis Oberkante Keil genau einzuhalten, wodurch die Gewähr gegeben ist, daß die Keile *c* auch genau passen. Diese sind nur mit dem Handhammer leicht eingetrieben, um keine größeren Zusatzlasten in die Quertraversen zu bekommen. Um ein Lösen dieser Keile zu vermeiden, sind sie nach dem Ausrichten des Gebäudes an den Ecken autogen verschweißt worden. Die hier zum ersten Male ausgeführte Anordnung hat sich sehr gut bewährt²⁾.

Das Ausrichten bot in diesem Falle keine Schwierigkeiten, und die Rahmen waren vollständig steif.

In der Längsrichtung sind die Kräfte aus den Rieglmomenten durch steife Ecken aus elektrisch geschweißten Konsolen mit entsprechenden Versteifungen zwischen den Stützenstielen aufgenommen. Da in den Ebenen der Längsriegel Wände eingezogen werden, verschwinden die Ecken in diesen bzw. in den Decken. Das Bauwerk hat also nur glatte Raumflächen. Einzelheiten gibt Abb. 3 wieder.

Das ansprechende und wirkungsvolle Aussehen dieses Knotenpunktes zeigt Abb. 4. Die im Bild ersichtlichen offenen Löcher in den Riegeln dienen zur Durchführung von Rundeisen für die kreuzweise bewehrten Decken.

Eine besondere Lösung zur Aufnahme des Momentes aus den Querträgern mußte gefunden werden für den Anschluß dieser Träger an die durchgehenden großen Blechträger im ersten Stockwerk. Wie Abb. 5 zeigt, ist das Moment in ein Kräftepaar aufgelöst, welches durch waagerechte Laschen aufgenommen wird. Diese Laschen sind durch den geschlitzten Blechträger gesteckt, und dort werden durch Traversen die Kräfte auf die Stützen übertragen.

Nach Klärung der Unterlagen wurde die Anfertigung der Werkzeichnungen, Beschaffung des Materials und die Anfertigung im Werk in 28 Arbeitstagen erledigt.

²⁾ Über die Berechnung dieser und anderer Knoten usw. wird der Verfasser in einer Studie über die zweckmäßige Ausbildung von Steifknoten in Kürze in dieser Zeitschrift berichten.

Alle Rechte vorbehalten.



Abb. 7. Stahlskelett nach beendeter Montage von der Hochstraße her gesehen.

Mit der Aufstellung der Montagegeräte wurde am 12. August 1932 begonnen und bereits am 15. August waren die ersten Stützen aufgestellt. Die gesamten Aufstellungsarbeiten wurden ohne jeden Unfall am 30. August 1932 beendet; mithin waren dazu also nur 14 Arbeitstage nötig. Beachtet man dabei, daß das Montagegerät mit Rücksicht auf den engen Raum auf der Baustelle zweimal gedreht und einmal vom Kellerfußboden auf das erste Stockwerk versetzt werden mußte, so ist diese Zeit als recht günstig zu bewerten. Die verschiedenen Stellungen des Montagegerätes sind in Abb. 6 eingetragen. Auf der Baustelle waren etwa 5300 Schrauben einzuziehen, während im Werk etwa 15 000 Niete geschlagen wurden.

Wegen der beschränkten Verhältnisse an der Baustelle und mangels eines Lagerplatzes war genaues, planmäßiges Arbeiten bedingt, da alle Bauteile zur festgelegten Stunde zur Verfügung stehen mußten. — Wegen der ungünstigen Anfuhr war kein Montagestück schwerer als 5 t.

Die Konstruktion wurde mit Rücksicht auf das Einmauern nicht gestrichen, nur die Kastenblechträger erhielten innen einen zweimaligen Werkanstrich mit Bleimennige.

Das Gesamtgewicht der Stahlkonstruktion von 103 t ergibt bei 4300 m³ umbautem Raum nur 24,5 kg/m³ und verteilt sich wie folgt:

Blechträger	21,00 t
Stützen	36,50 t
Querrahmenriegel	24,00 t
Längsrahmenriegel	11,60 t
Dachaufbau	3,90 t
Treppenhaus	5,00 t
Rabitzträger	1,00 t

Zusammen: 103,00 t.

Das fertige Stahlskelett zeigt Abb. 7.

Die Aufstellung der statischen Berechnung erfolgte durch Zivilingenieur Regierungsbaumeister Schranz, Krefeld.

Die gesamte konstruktive Ausbildung, die Hauptwerkslieferung und die Montage lag in Händen der Firma Hein, Lehmann & Co., A.-G., Düsseldorf. An der Werkslieferung war ferner die Firma Ludwig Kaeten Söhne, Krefeld, beteiligt. Gute Zusammenarbeit aller am Bauwerk Beteiligten gewährleistete kürzeste Bauzeit und die Einhaltung der geforderten Ausführungsfristen.

Entwurf eines geschweißten Rahmenbinders.

Von Dipl.-Ing. Harry Gottfeldt, Berlin.

Im folgenden sollen die Grundsätze erörtert werden, die bei der Bearbeitung eines Hallenbaues für die Formgebung und schweißtechnische Durchbildung des Rahmenbinders maßgebend waren. Über den fertigen Bau in seiner Gesamtheit wird später berichtet werden. Durch Anwendung einer Reihe von neuartigen Konstruktionsprinzipien dürfte es gelungen sein, zu einer in wirtschaftlicher und schweißtechnischer Beziehung recht brauchbaren Lösung zu kommen, die als Anregung für die Durchbildung ähnlicher Bauwerke dienen kann und deren Besprechung daher auch mit Rücksicht auf die stürmische Entwicklung der Schweißtechnik im Stahlbau nicht bis zur Fertigstellung des ganzen Bauwerkes verschoben werden soll.



Abb. 1. System.

Der zu entwerfende vollwandige Binder sollte die in Abb. 1 dargestellte Form erhalten. Da der Binderabstand und demgemäß die Belastung recht erheblich waren, schied die Verwendung von Walzprofilen von vornherein aus¹⁾. Als Grundprofil kam nur der übliche Blechträgerquerschnitt

¹⁾ Vgl. jedoch Gottfeldt, Profile aus geteilten P-Trägern. Der P-Träger, 1932, Heft 3; dort wird vorgeschlagen, I-Träger im Steg in diagonalen

aus einem Stehblech mit aufgeschweißten Gurtplatten in Frage. Zu klären blieb die Ausbildung der Rahmenecke, die aus architektonischen Gründen scharfkantig gewünscht wurde, sowie die Anpassung des Querschnittes an den Momentenverlauf. Baustellenschweißungen sollten, wie immer, nach Möglichkeit vermieden werden. Da sich zeigte, daß bei den gegebenen Abmessungen eine Binderhälfte unter Benutzung von Tiefladewagen noch im ganzen verladen werden kann (Abb. 2), wurde die Frage, ob Zwei- oder Dreigelenkbogen, zugunsten des letzteren entschieden. Damit waren alle umfangreicheren Baustellenschweißungen ausgeschaltet.

Die größten Biegemomente treten in der Rahmenecke auf; die scharfkantige Umlenkung der Flansche ergab eine diagonal gerichtete Komponente von beiläufig 200 t, zu deren Aufnahme eine sehr kräftige Rippe erforderlich war. Die Verbindung zwischen dieser Rippe und den Flanschen durch Schweißung hätte, wenn sie überhaupt ausführbar gewesen wäre, außerordentlich viele, starke Nähte erfordert, wäre also sowohl vom wirtschaftlichen wie vom schweißtechnischen Standpunkt zu Richtung zu teilen und die Teile zu einem trapezförmigen Gebilde zusammenzusetzen, das an einem Ende nahezu die doppelte Höhe des ungeteilten Trägers erreichen kann. Man erzielt auf diese Weise erhebliche Widerstandsmomente bei einem Mindestaufwand an Nähten.

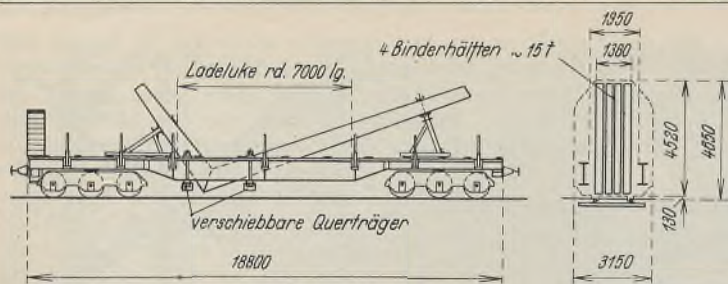


Abb. 2. Versand der Binderhälften in Tiefladungswagen.

bemängeln gewesen. Daher wurde in weitestem Maße von unmittelbarer Kontaktübertragung Gebrauch gemacht.

Zu diesem Zweck wurden zunächst die inneren Gurtplatten abgebogen und unmittelbar als Rippen benutzt (Abb. 3). Um diese zweiteilige Rippe zusammenheften zu können und um aus einem sogleich zu erörternden Grunde eine noch größere Rippenstärke zu erreichen, wurde noch ein dritter, dünnerer, aber etwas breiterer Flachstab zwischengeschaltet; in der inneren Rahmenecke steht er etwas vor, die Kanten werden gebrochen und ermöglichen so eine zusätzliche Verbindung der Flanschen mittels der Nähte „1“ (Abb. 3). Dieser mittlere Flachstab ist auch für den Zusammenbau vorteilhaft, da man durch dessen Bearbeitung, gegebenenfalls durch leicht konische Form, den genauen Eckwinkel des Binders herstellen kann.

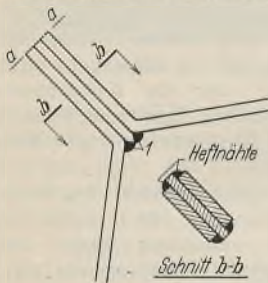


Abb. 3.

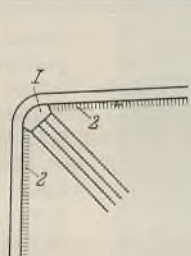


Abb. 4.

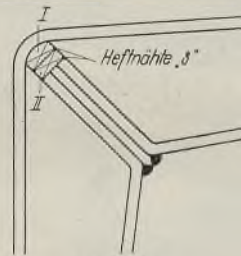


Abb. 5.

Abb. 3 bis 5. Ausbildung der Rahmenecken.

Auf die bearbeitete, recht breite Fläche $a-a$ der Rippe sollte nun ein abgerundetes Stahlstück I gelegt werden, um das die äußere Gurtplatte herumgezogen werden konnte (Abb. 4). Gegen diesen Vorschlag traten insofern Bedenken auf, als für eine satte Berührung zwischen diesem Stahlstück und der Gurtplatte keine Gewähr geleistet werden konnte. Die Gurtplatte hätte sich zwar unter der Last gereckt und wäre so zum Anliegen gekommen, jedoch stand dann zu befürchten, daß hierbei zunächst die Nähte „2“ (Abb. 4) erhebliche Beanspruchungen in der Richtung ihrer Achse erleiden würden. Diese Einwände wurden durch Zwischenschaltung eines keilförmigen Stückes II behoben, wie aus Abb. 5, die die fertige Ecke darstellt, zu ersehen ist. Das abgerundete Stahlstück I erhält ebenfalls einen Anzug. Die Keile sollen keine Vorspannungen erzeugen, sondern werden nur mit leichten Schlägen so weit eingetrieben, daß die vorstehend geschilderten Bedenken gegenstandslos werden. Die überstehenden Enden der Keile werden, nachdem noch die Heftnähte „3“ ausgeführt sind, entfernt. Die geschilderte Konstruktion ist für Momente jeder Größe ausführbar; Voraussetzung ist nur, daß auf der Innenseite stets mit genügender Sicherheit Druck, außen entsprechend Zug herrscht.

Für die Abstufung der Gurte sind zwei Verfahren üblich. Das eine ist von der Nietkonstruktion übernommen und besteht in einer Veränderung der Anzahl der Gurtplatten; es erfordert erhebliche Schweißnähtlängen. Das andere läßt Gurtplatten verschiedener Stärke (oder auch Breite) stumpf aneinanderstoßen und ist damit den Besonderheiten der Schweißtechnik an sich besser angepaßt; die Stumpfstoße sind jedoch bei dickeren Platten auch recht teuer, so daß man ihre Anzahl nach Möglichkeit beschränken wird; damit ist aber wieder eine schlechtere Anpassung an den Momentenverlauf verbunden.

Im vorliegenden Fall wird daher beabsichtigt, die Breite der

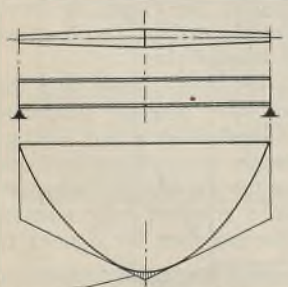


Abb. 8.

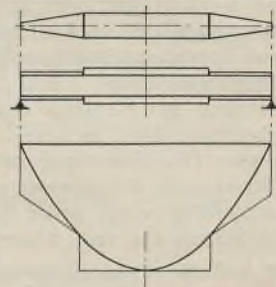


Abb. 9.

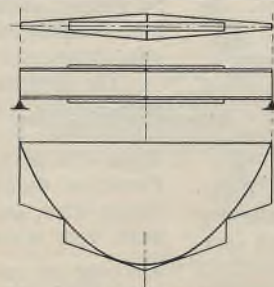


Abb. 10.

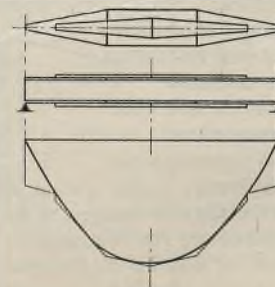


Abb. 11.

Abb. 8 bis 11. Vorschläge für die Abstufung der Gurtungen geschweißter Blechträger.

Platten stetig veränderlich zu gestalten, derart, daß immer ein zusammengehöriges Gurtplattenpaar durch einen Schrägschnitt aus einem entsprechend breiteren Flachstab gewonnen wird (Abb. 6). Bei diesem Vorschlag werden Stöße nur noch durch Versand- und Montagerücksichten sowie durch die vom Walzwerk erhältlichen Plattenlängen bedingt, während die Anpassung an den Momentenverlauf auch ohne Stöße eine recht gute wird. In statischer Hinsicht hat diese Ausführung den Vorteil, daß die durch eine plötzliche Änderung des Gurtquerschnittes erzeugten lokalen

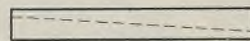


Abb. 6.

Gewinnung der Gurtplatten von veränderlicher Breite.

Spannungserhöhungen am Übergang zwischen Gurt und Steg fortfallen²⁾. Zwar muß damit gerechnet werden, daß beim autogenen Schneiden gemäß Abb. 6 die Gurtplatten sich verziehen, jedoch steht zu erwarten, daß die Kosten des Richtens weit unter denen der ersparten Stöße bleiben.

Da die innere Gurtplatte bereits in der Rahmenecke unterbrochen ist, erfordert also eine ganze Binderhälfte der hier geschilderten Art — abgesehen von außergewöhnlich großen Abmessungen — nur noch einen einzigen Plattenstoß im Obergurt des Riegels. Dieser Stoß kann gegebenenfalls in die Nähe des Momentennullpunktes gelegt werden, so daß u. U. eine einfache V-Naht ohne weitere Decklaschen ausreicht.

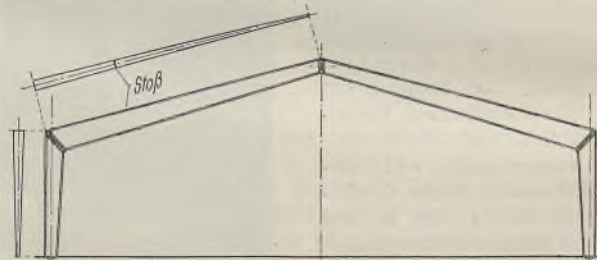


Abb. 7. Rahmenbinder mit scharfer innerer Ecke und stetig veränderlicher Gurtbreite.

Der ganze Binder ist in Abb. 7 dargestellt; Einzelheiten, wie Gelenkausbildung, Aussteifungen usw., sind fortgelassen. Zusammenfassend kann gesagt werden, daß von der Konstruktion nicht nur ein wirtschaftlicher Erfolg erwartet werden darf, sondern daß sie auch in ästhetischer Hinsicht allen Ansprüchen gerecht zu werden verspricht. Das Schmalwerden der Flansche erscheint zwar zunächst ungewohnt, jedoch harmonisiert es durchaus mit der ähnlichen Form des Steges und betont in einer auch dem Laien verständlichen Weise die Wirkung des Dreigelenkbinders mit seinem momentenfreien Firstpunkt und den stark beanspruchten Ecken. Auch der glatte, durch keinen Absatz und keine Lasche unterbrochene Verlauf der Flanschen ist für die Gesamtwirkung des Binders von Vorteil.

Selbstverständlich kann das gleiche Abstufungsverfahren auch bei Blechträgern angewendet werden. Abb. 8 zeigt das einfachste Beispiel. Der Einwand, daß hier der Stoß gerade an der Stelle des größten Momentes liegt, hat keinerlei Berechtigung. Tatsächlich liegen alle Stumpfstoße bei geschweißten Blechträgern an Stellen voller Baustoffausnutzung, da ein Vorziehen der stärkeren Platte über den theoretischen Anfangspunkt hinaus nicht verlangt wird. Ob dies nun die Stelle des größten oder irgendeines anderen Momentes ist, ist für das Maß der Gefährdung des Stoßes daher ganz gleichgültig. Hat die Momentenkurve in der Mitte keine Spitze, so ist in Abb. 8 an der Stoßstelle sogar ein Baustoffüberschuß vorhanden. — Kombiniert man diesen Vorschlag mit den sonst üblichen Abstufungsarten, so erhält man eine Fülle von Ausführungsmöglichkeiten, mit denen man sich bei geringsten Bearbeitungskosten jedem Momentenverlauf (also nicht nur der in den Abbildungen als Beispiel gewählten Parabel) in nahezu idealer Weise anpassen kann. Einige Lösungen zeigen die Abb. 9 bis 11. Die geringste Gurtplattenbreite ist durch die Rücksicht auf die Knicksicherheit des Druckgurtes, unter Umständen auch durch auflagernde Decken oder Wände bedingt.

²⁾ Von dieser Abstufungsart wird im Schiffbau weitgehend Gebrauch gemacht, insbesondere bei den Spanten; vgl. Vortrag Marineoberbaurat Burkhardt über „Die Entwicklung der Schweißung im Schiffbau“ in der Deutschen Gesellschaft für Elektroschweißung am 15. Juni 1932. Im Anschluß an das Referat Prof. Gehler über „Untersuchungen von dynamisch beanspruchten Schweißverbindungen“ wurde an diesem Abend auch darauf hingewiesen, daß plötzliche Querschnittsänderungen in den Gurtungen vollwandiger Träger Kerbwirkungen zur Folge haben können. Vorträge und Diskussion sollen in der „Elektroschweißung“ veröffentlicht werden.

Verschiedenes.

I. Neuere Stahlbauten in Frankreich. Die Raffinerie de Pétrole du Nord hat vor kurzem nach den Plänen und Berechnungen der Gasometer-Wilke A.-G., Braunschweig, eine Mineralöl-Raffinerie in Dänkirchen errichtet, zu welcher diese deutsche Unternehmung auch den wesentlichsten Teil der Einrichtungen geliefert hat. Die Berechnung der Bauten erfolgte nach dem Erlaß des französischen Arbeitsministeriums vom 5. November 1928, und die konstruktive Ausbildung wurde französischen Walzprofilen angepaßt.

Die in Abb. 1 wiedergegebene Schmieröl-Destillation besteht aus einem zweistöckigen niedrigen Rahmenbau und einem anschließenden

höheren Fachwerkbau, dessen Standsicherheit durch innen angeordnete, von außen nicht sichtbare Verbände gewährleistet ist. Die beiden unteren Decken sind massiver Art, während die oberen Decken des hohen Gebäudeteils, die durch schwere Apparate belastet sind, Riffelblech-Abdeckung auf Stahlträgern aufweisen. Die Dacheindeckung besteht aus Bimsbetonplatten und die äußere Verkleidung des Gebäudes aus $\frac{1}{2}$ Stein starken Fachwerk-wänden mit reichlichen, durchlaufenden Drahtglaslichtbändern. Das Gebäude ist auf einer durchgehenden Eisenbetonplatte auf Pfählen gegründet.

Bei der Topping-Anlage nach Abb. 2 ist das rahmenartig, also ohne Schrägstäbe durchgebildete 28,5 m hohe Gerüst bemerkenswert. In diesem Gerüst sind hohe Apparate mit den entsprechenden Rohrleitungen untergebracht, wobei die durch die rahmenartige Ausbildung erzielte freie Zugänglichkeit besondere Vorteile bot. Die Windkräfte werden durch die zwischen den Apparaten eingebauten Riffelblechbühnen nach den Gerüst-wänden abgeleitet. Der niedrigere Bauteil entspricht hinsichtlich seiner konstruktiven Ausbildung dem ähnlichen, zur Schmieröl-Destillation gehörenden Gebäudeteil. Auch die Fundierung ist gleicher Art.

Die Strom-Raffinerie besteht nach Abb. 3 aus einem niedrigen Apparatehaus, dessen Tragkonstruktionen durch Zweigelenkrahmen gebildet werden, und einem nebenan befindlichen Gerüst mit hohen Behältern. Diese Behälter sind auf dem 4,9 m hohen unteren Gerüst abgestützt. In dieser Höhe ist eine durchgehende Riffelblechbühne eingebaut, während ein besonderes Bedienungspodest in 11,65 m Höhe an den Behältern selbst abgestützt ist. Hinsichtlich der Eindeckung und äußeren Verkleidung entspricht das niedrige Gebäude den bereits erwähnten anderen baulichen Anlagen.

II. Bunker- und Stahlkonstruktionen einer Erzzerkleinerungs-anlage. Auf Grund der tausendfachen, günstigen Erfahrungen, die im Hinblick auf die leichten Änderungsmöglichkeiten bei Stahlkonstruktionen und im Betriebe bei Erzbunkern aus Stahl gemacht sind, kann man die Anwendung der Stahlbauweise für die verschiedensten Industriebedürfnisse immer wieder feststellen. So haben die Unterharzer Berg- und Hüttenwerke in Oker a. H. einen Erweiterungsbau in Anlehnung an eine bestehende ähnliche Anlage durch die Gasometer-Wilke A.-G., Braunschweig, in Stahl errichten lassen.

Wie Abb. 1 (S. 168) zeigt, dient die Anlage zur Aufbereitung von Erzen mit einem Raumgewicht von $2,25 \text{ t/m}^3$ und ist neben den erforderlichen Förder- und maschinellen Einrichtungen mit verschiedenen Stahlbunkern versehen. Die Erze werden zunächst durch eine aus Stahlkonstruktionen bestehende Zuführungsbahn nach den tiefliegenden Stahlbunkern I, II und III gebracht, um dann den Aufbereitungsprozeß zu durchlaufen. Der untere Gebäudeteil weist massive Umfassungswände auf, die Abstützung der Fördereinrichtung, Maschinen und der großen hochliegenden vier Bunker mit je 150 t Fassungsvermögen erfolgt durch Stahlträgerdecken mit Betonplatten bzw. durch eine aus Stützen und Unterzügen mit Verbänden bestehende Stahlskelettkonstruktion. Die Verkleidung des hohen Gebäudeteils erfolgt zum Teil durch die Wände der hochliegenden Bunker (Abb. 2), zum anderen Teil durch Stahlfachwerk-wände bzw. Stahlfenster. Zur Übertragung der Windlasten und der waagerechten, durch die Maschinen

Abb. 1. Schmieröl-Destillationsanlage.

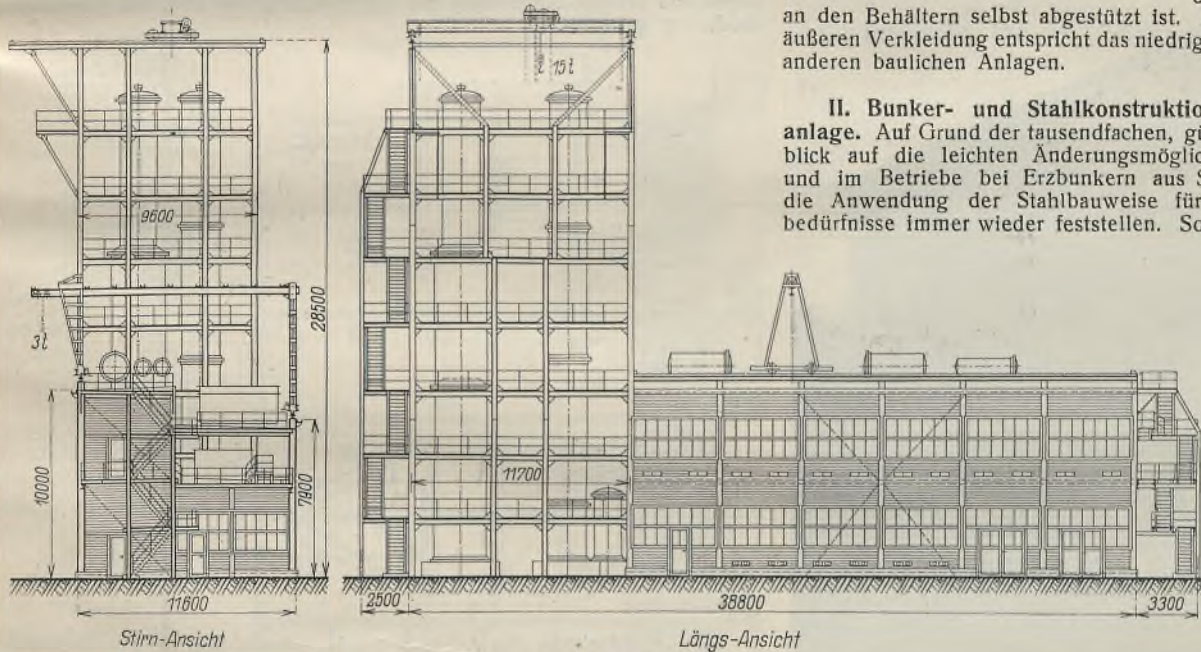
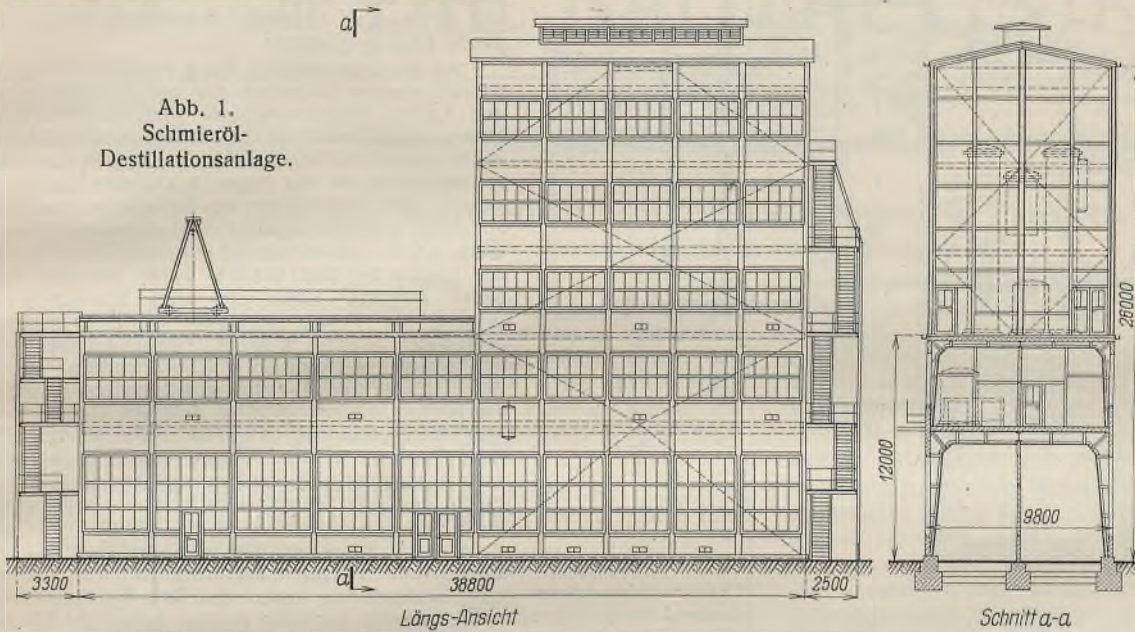


Abb. 2. Topping-Anlage.

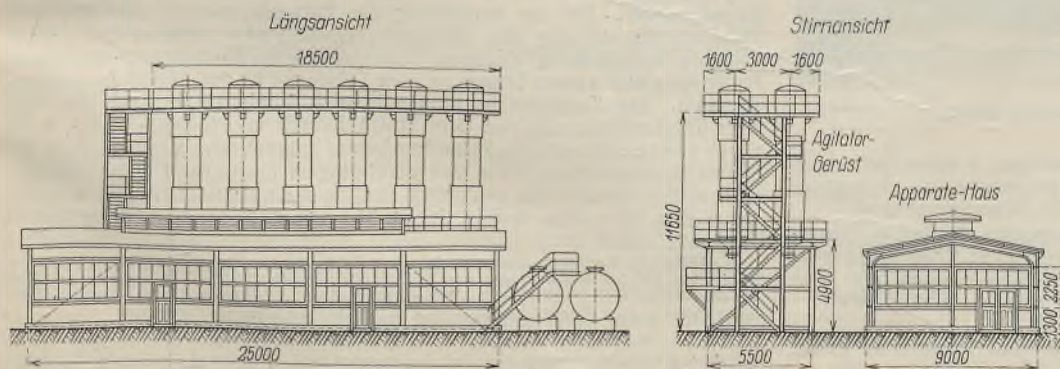


Abb. 3. Strom-Raffinerie.

verursachten Kräfte auf die 52 cm starken, mit Pfeilervorlagen versehenen massiven Außenmauern des unteren Gebäudes dienen sowohl die Bunkerwände und massiven Decken des hohen Gebäudeteils, als auch das Dach des niedrigen Gebäudeteils. Die Stahlstützen haben mithin nur lotrechte Lasten zu übertragen. Der unmittelbare Anschluß der Bunkerwände an die Außenstützen des hohen Aufbaues, wie auch

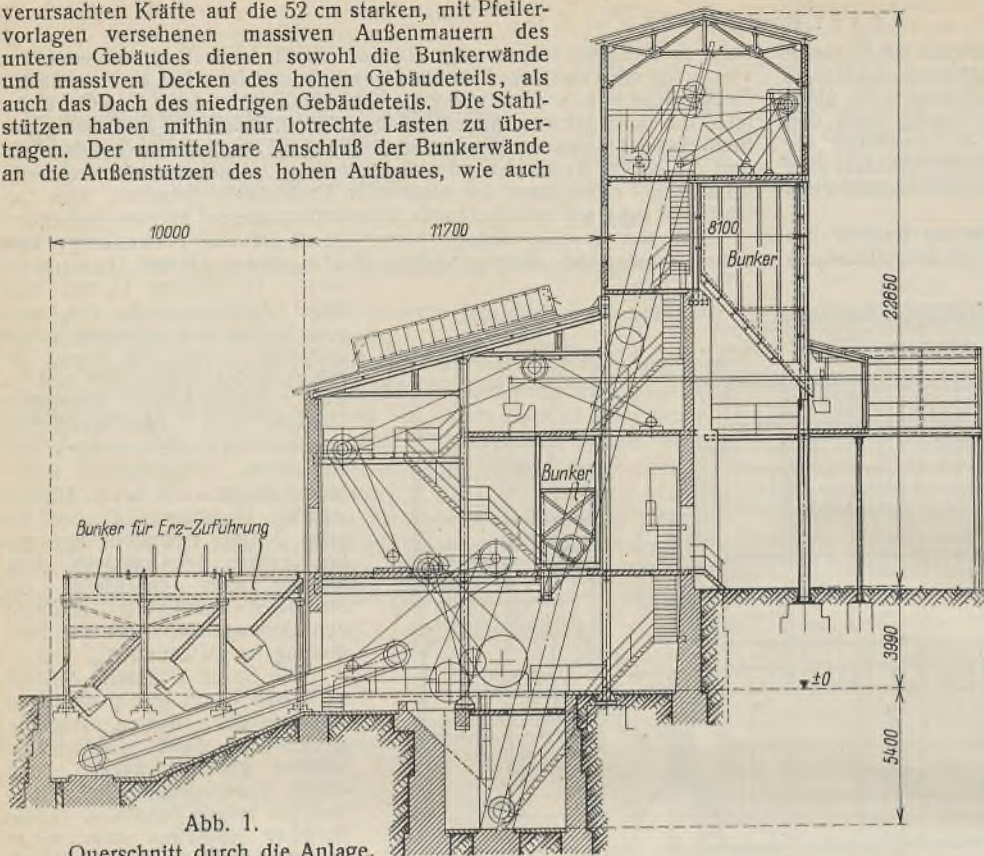


Abb. 1.
Querschnitt durch die Anlage.

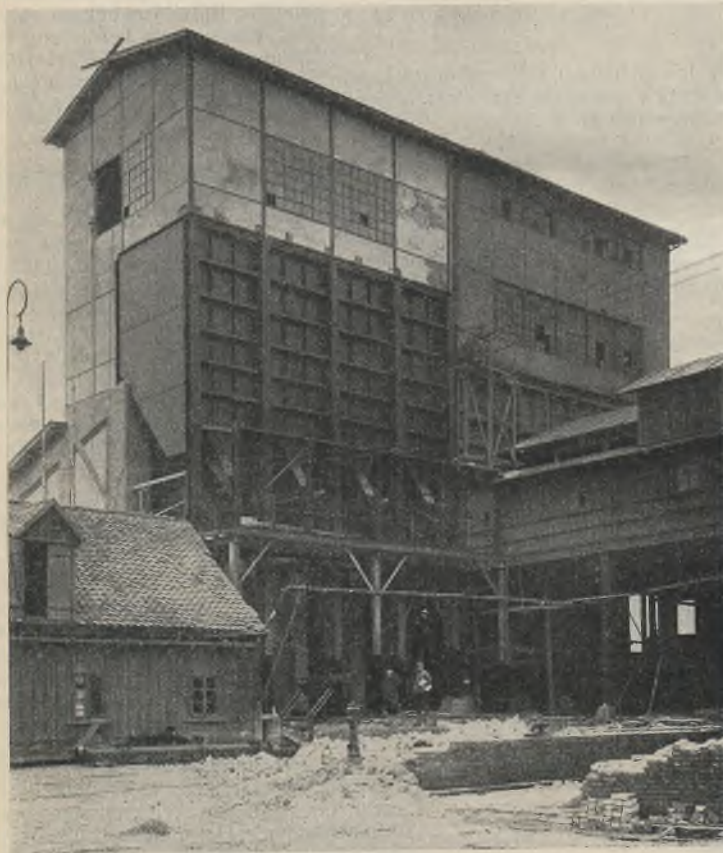


Abb. 2. Ansicht der Bunkerkonstruktion.

die Windkräfte auf den oberen, zum rahmenartigen Ausbau gehörigen Teil der Außenstützen verursachen zusätzliche Biegemomente, welche bei der Berechnung dieser Außenstützen genau berücksichtigt sind.

Bei der Errichtung der Anlage wurden die großen Bunker in Einzelteilen nach der Baustelle befördert, dort auf ebener Erde fertig zusammen-genietet und dann im Einzelgewicht von je 16 t hochgezogen und eingebaut.

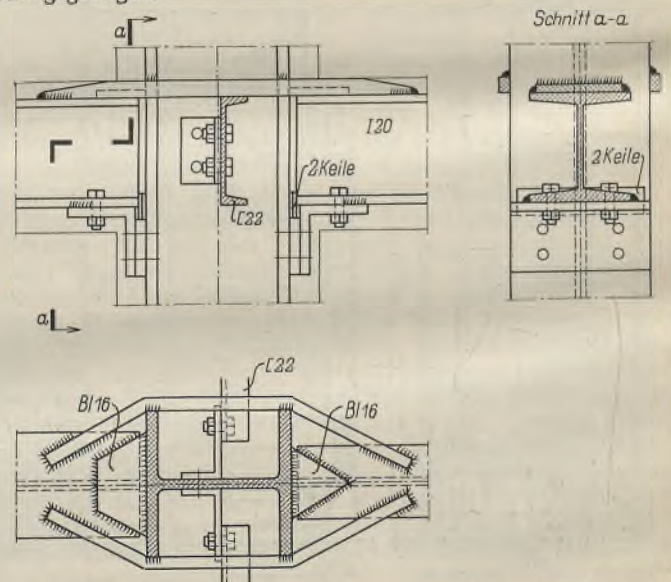
Oberingenieur H. Maushake, Braunschweig.

Eigenartige Stützenverstärkungen wurden beim Anbau eines neuen Teiles an ein bestehendes Gebäude der First National Bank in Atlanta, USA., ausgeführt. Der alte 17stöckige Teil war in geringerer Tiefe auf

einer kleiähnlichen Bodenschicht gegründet. Da sich mit der Zeit Setzungen gezeigt hatten, wurde beschlossen, die Fundamente des neuen 7- bis 17stöckigen Teiles bis auf den festen Fels hinunterzuführen. Schwierigkeiten ergaben sich bei der Ausbildung der Stützen der bisherigen Außenwand, an welche der Neubau anschließt. Da hier durchgehende Räume geschaffen werden sollten, mußte diese Wand fortfallen, und die hier stehenden Stützen sollten dieselben Außenabmessungen wie die übrigen Innenstützen aufweisen. Es war deshalb unmöglich, unmittelbar neben den vorhandenen neue Stützen zur Aufnahme der Lasten des Anbaues zu erstellen. Schließlich wurde folgende Lösung gewählt:

An den Querschnitten der vorhandenen Stützen wurden zwecks Aufnahme der neu hinzukommenden Lasten Verstärkungsteile mittels Schraubenbolzen angeklemt, so daß sie keine senkrechten Kräfte an die bestehenden Stützen abgeben konnten, sondern durch sie nur gegen Ausknicken gesichert waren. Die Deckenträger des Anbaues wurden nur an diese Verstärkungsteile angeschlossen. Hierdurch wurde eine vollständig getrennte Übertragung der Lasten des bestehenden Teiles und des Anbaues erreicht. Über den alten Fundamenten wurden die Verstärkungsteile durch Kragträger unterstützt, welche möglichst dicht daneben auf den neuen Fundamenten gelagert wurden. Nach Aufbringung der gesamten ständigen Last wurden die Stützen einbetoniert, so daß sie für die beweglichen Lasten in gewissem Maße als einheitliche Bauteile wirken. Gegen diese Ausführung könnte eingewendet werden, daß für die Fundamente der alten Stützen auch weiterhin mit, wenn auch geringen, Setzungen zu rechnen sei, und daß dann die Verstärkungsteile und ihre Fundamente die gesamte Last allein aufzunehmen haben. Diese

Gefahr wurde jedoch gering erachtet, da sogar beim Bau der neuen bedeutend tiefer liegenden Fundamente nur sehr geringe Setzungen bis zu 17 mm beobachtet wurden. Immerhin wurde dieser Möglichkeit durch besonders kräftige Ausbildung der Verstärkungsteile und der Kragträger Rechnung getragen.



Die Konstruktion des Anbaues wurde, soweit sie in der Werkstatt hergestellt werden konnte, genietet. Alle Baustellenverbindungen jedoch hatten gedrehte Bolzen, um den mit der Nietarbeit verbundenen Lärm zu vermeiden. Bei der Aufstellung des Entwurfs wurde aber auch die teilweise Herstellung der Baustellenverbindungen mittels elektrischer Lichtbogenschweißung erwogen. Ein hierbei vorgeschlagener biege-fester Anschluß zweier Träger an eine Stütze ist in der Abbildung wieder-gegeben. Die Zugkräfte im oberen Flansch werden teils durch eine mit dem Trägeroberflansch und dem Stützenflansch verschweißte Platte, teils durch zwei mit den oberen Flanschen beider Träger verschweißte und um die Stütze herumgeführte Stäbe von rechteckigem Querschnitt aufgenommen, während die Druckkräfte im unteren Flansch durch Keile übertragen werden. (Nach Eng. News-Rec. vom 18. Juni 1931.) Dipl.-Ing. Schultz, Breslau.

INHALT: Zug/Druck-Dauerversuche mit niedriger Frequenz der Krafrichtungswechsel. — Stahlskelett für den Geschäftshausneubau Jos. Schaeffels, Krefeld. — Entwurf eines geschweißten Rahmenbinders. — Verschiedenes: Neuere Stahlbauten in Frankreich. — Bunker- und Stahlkonstruktionen einer Erzzerkleinerungsanlage. — Eigenartige Stützenverstärkungen.

Für die Schriftleitung verantwortlich: Geh. Regierungsrat Prof. A. Hertwig, Berlin-Charlottenburg. Verlag von Wilhelm Ernst & Sohn, Berlin W8. Druck der Buchdruckerei Gebrüder Ernst, Berlin SW 68.

DER STAHLBAU

Schriftleitung:

Dr.-Ing. A. Hertwig, Geh. Regierungsrat, Professor an der Technischen Hochschule Berlin, Berlin-Charlottenburg 2, Technische Hochschule
Fernsprecher: C1 Steinplatz 0011
Professor W. Rein, Breslau, Technische Hochschule. — Fernsprecher: Breslau 421 61

Beilage
zur Zeitschrift

DIE BAUTECHNIK

Fachschrift für das ge-
samte Bauingenieurwesen

Preis des Jahrganges 10 RM und Postgeld

5. Jahrgang

BERLIN, 28. Oktober 1932

Heft 22

Alle Rechte vorbehalten.

Die Stahlkonstruktion zum Neubau Peugeot in Paris-La Garenne.

Von Oberingenieur E. Möckel, Saarbrücken.

I. Allgemeines.

Die bekannte Automobilfabrik Société Anonyme des Automobiles Peugeot in Paris war eine der ersten Firmen Frankreichs, welche den Kleinwagen serienmäßig herstellte und dadurch dessen Verkaufspreis mehr und mehr heruntersetzen konnte. Die immer größer werdende Nachfrage nach einem leistungsfähigen Kleinauto bewog die Firma zu einer erheblichen Vergrößerung ihrer Hauptbetriebe in Montbéliard (Département Doubs).

Die Neubauten für diese Vergrößerungen, welche von der Firma B. Seibert G. m. b. H., Stahlhoch- und Brückenbau, in den Jahren 1929 und 1930 ausgeführt wurden, umfassen:

1. mechanische Werkstätte	von 166 m × 180 m =	29 880 m ²
2. Preßbau und Schmiede	„ 132 „ × 101 „ =	13 332 „
3. Kernmacherei	„ 65 „ × 64 „ =	4 160 „
4. Gießerei	„ 98 „ × 64 „ =	6 272 „
5. zwei elektrische Zentralen	„ 43 „ × 24 „ =	2 064 „
insgesamt somit:		55 708 m ² .

Bemerkenswert ist vor allem der zweigeschossige Neubau für die Gießerei mit seinen ausgedehnten Einrichtungen für Fließbetrieb. Die Beschreibung dieser Anlage soll einem späteren Aufsatz vorbehalten sein.

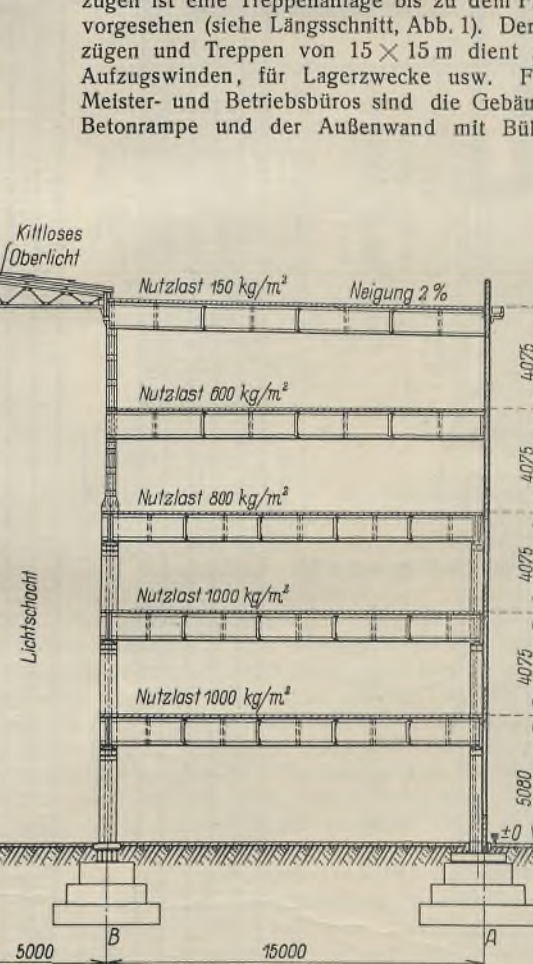
Die nach Inbetriebnahme der neuen Gebäude wesentlich vergrößerte Produktion bedingte zugleich die Modernisierung und Vergrößerung der in La Garenne bei Paris befindlichen Anlage. Der nachstehend beschriebene, in La Garenne errichtete Neubau (Abb. 1 u. 2, S. 170) weist eine Länge von 240 m, eine Breite von 40 m mit 5 Stockwerken auf und ist unter weitestgehender Verwendung von Stahl errichtet. Bei

der Ausschreibung wurde dem Stahl der Vorzug gegeben mit Rücksicht auf die geringeren Baukosten gegenüber Eisenbeton. Ferner ergab die Verwendung von Stahl bei der Überbrückung der großen Stützweiten von 15 m eine wesentlich geringere Stockwerkhöhe als Betonkonstruktion. Auch die Abmessungen der Gebäudestützen konnten bei Stahlausführung bedeutend ermäßigt werden gegenüber Beton. Der hierdurch bedingte Gewinn an nutzbarer Bühnenfläche ist vor allem in den unteren Stockwerken sehr erheblich.

Abb. 2 zeigt einen Stockwerkgrundriß des Gebäudes (zur Hälfte der 1. und zur anderen Hälfte der 3. Etage.) In dem Giebfeld 1 bis 4 sind vom Erdgeschoß bis zum 5. Stockwerk und in dem Giebfelde 46 bis 49 bis zum 4. Stockwerk etwa 6 m breite Rampen mit 8,6% Steigung vorgesehen, so daß Lastwagen mit einem Gesamtgewicht von 8 t bis zur obersten Etage fahren können. Für diese Rampen wurde Eisenbeton verwendet. Diese sind ohne jeden Zusammenhang mit genügendem Spielraum zum Gebäude errichtet, so daß demnach ein ungehindertes Ausdehnen der Stahlkonstruktion durch Temperatureinflüsse möglich ist. In den beiden vorerwähnten Endfeldern sind ferner je zwei elektrische Aufzüge von 2 t Tragkraft mit 2,5 m × 5,3 m Schalengröße eingebaut. Zwischen den Aufzügen ist eine Treppenanlage bis zu dem Flachdach des Gebäudes vorgesehen (siehe Längsschnitt, Abb. 1). Der Aufbau über den Aufzügen und Treppen von 15 × 15 m dient zur Unterbringung der Aufzugswindeln, für Lagerzwecke usw. Für die Einbauten der Meister- und Betriebsbüros sind die Gebäudeecken zwischen der Betonrampe und der Außenwand mit Bühnen versehen. Auch

steht hierfür gegebenenfalls der Platz neben den Aufzügen zur Verfügung.

Außer den durchlaufenden Lichtbändern in den Längs- und Giebelwänden sind 3 Lichtschächte von 10 m Breite und 45 bzw. 60 m Länge in der Längsachse des Gebäudes angeordnet, um eine gute Verteilung des Tageslichtes auf den Bühnen zu erzielen. Auch der Bühnenraum zwischen den einzelnen Lichtschächten ist für Einbauten nutzbar gemacht, soweit derselbe nicht für den Querverkehr notwendig ist, so daß also die 15 m breiten Bühnenstreifen zwischen Lichtschacht und Außenwand für die Anordnung von Fließbändern zur Verfügung stehen.



vor dem Aufzug

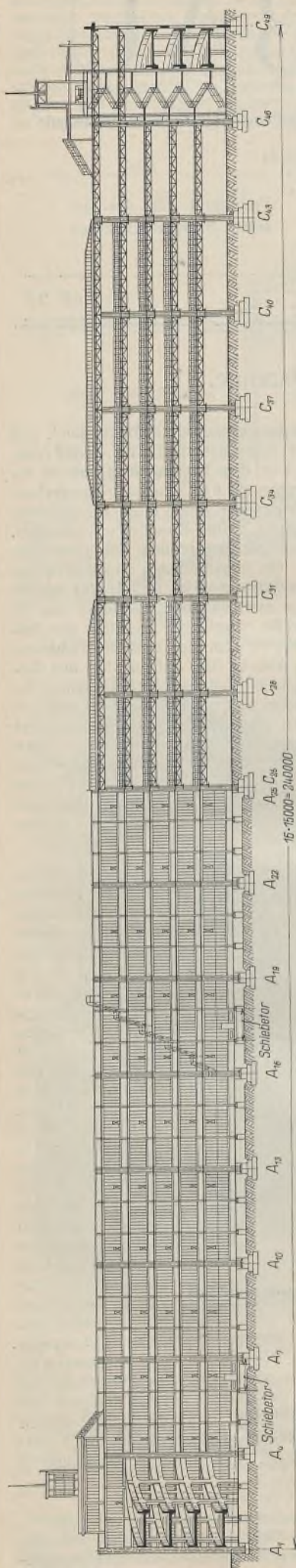
Abb. 3. Querschnitt

durch den Lichtschacht.

Die nutzbare Bühnenfläche in den 5 Stockwerken beträgt 42 450 m² bei einer Gebäudegrundrißfläche von 9600 m². Der umbaute Raum umfaßt etwa 208 990 m³.

II. Statische Unterlagen.

Im Querschnitt (Abb. 3) sind die Nutzlasten der Stockwerkbühnen eingetragen. Das Flachdach mit 2% Gefälle nach den Außenwänden sowie die Dächer der Aufbauten sind für eine Nutzlast einschließlich Schnee-



in Gebäudemitte.

Abb. 1. Längsschnitt

vor der hinteren Längswand.

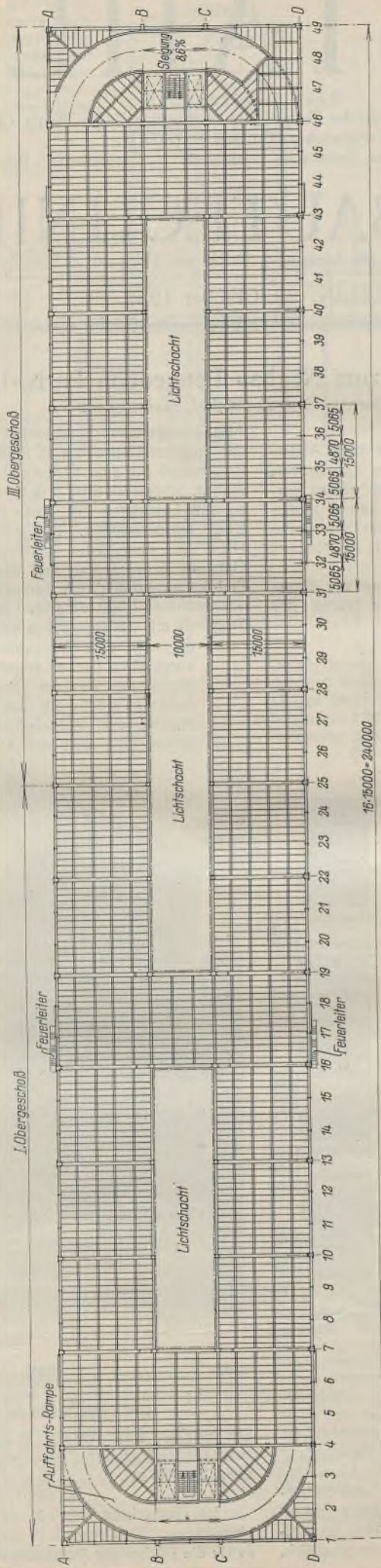


Abb. 2. Grundriß.

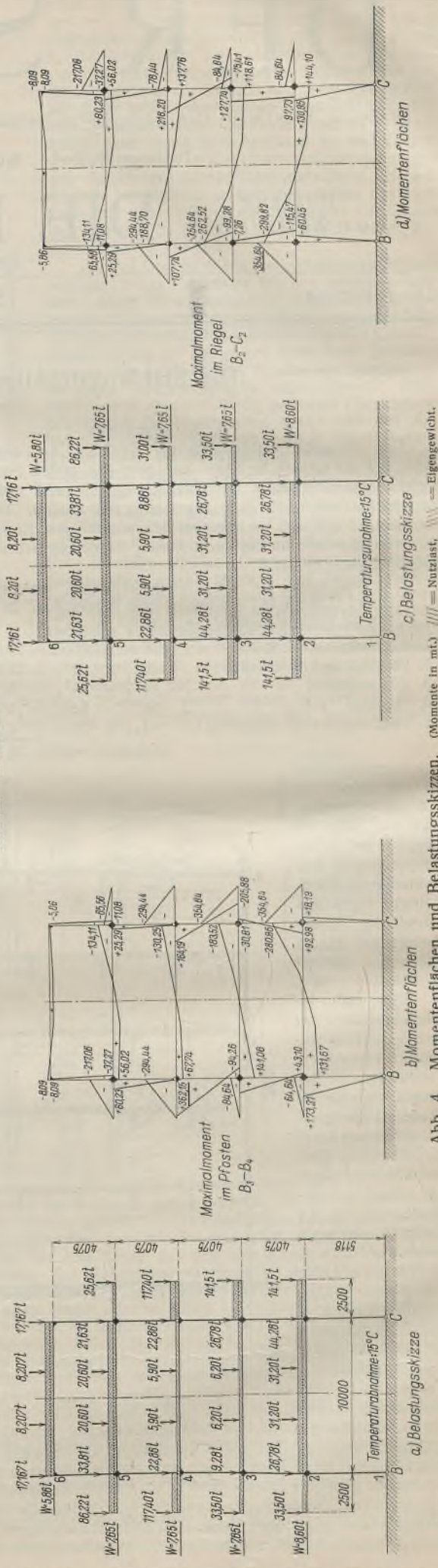


Abb. 4. Momentenflächen und Belastungsskizzen.

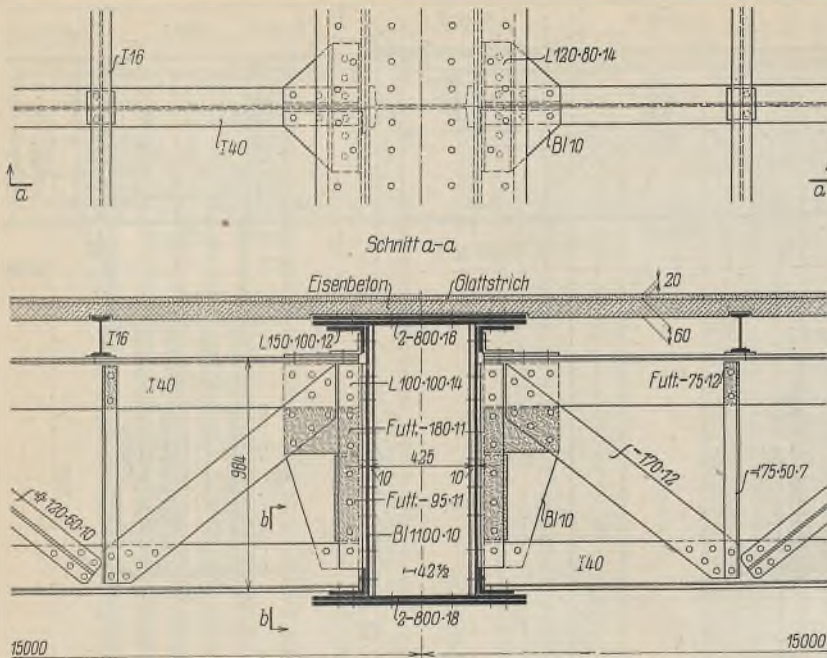


Abb. 8. Anschluß der Fachwerkträger an den Kastenträger.

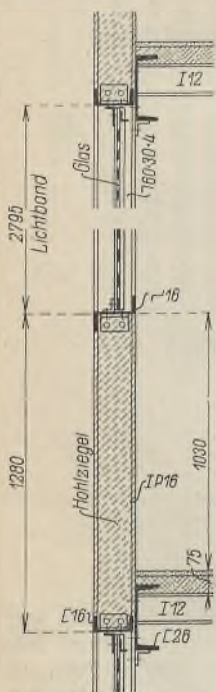


Abb. 9. Längswand-Querschnitt.

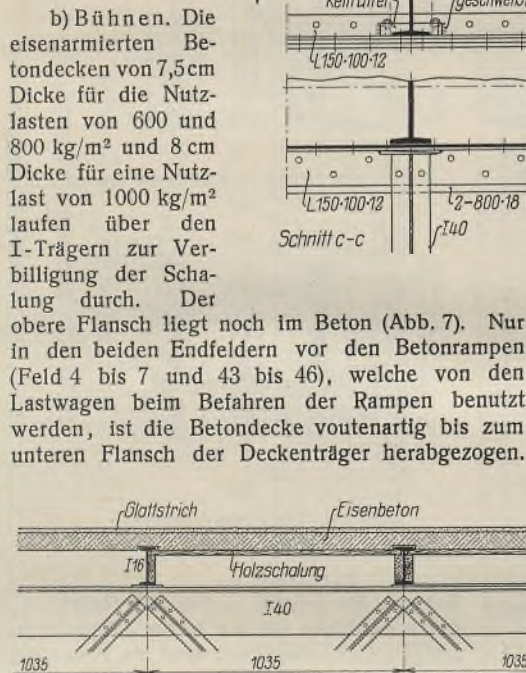


Abb. 7. Deckenkonstruktion.

Auch wurde die Betondecke an diesen Stellen durchweg 10 cm dick ausgeführt. Eingehende Fahrversuche bei der Abnahme des Bauwerkes mit einem Lastwagen, dessen hintere Achse mit 5 t belastet war, ergaben durchaus befriedigende Ergebnisse. Um ein Reißen der Betondecken zu vermeiden, wurden in Entfernungen von 15 m sowohl in der Länge als auch in der Breite des Gebäudes 2 cm breite Fugen zwischen der Betondecke belassen und nachträglich mit Naturbitumen ausgegossen.

In Abb. 8 ist der Querschnitt eines Kastenträgers mit anschließend eingespannten Fachwerkträgern dargestellt. An jedem Fachwerkträgeranschluß wurde ein Querschott aus I 42¹/₂ zwischen den Stehblechen eingebaut. Der Untergurt des Fachwerkträgers ist mit zwei flachen Keilen nach Fertigstellung des Bauwerkes gegen Blech und Querschott des Kastenträgers zur Aufnahme des Einspannmomentes versehen. Aus Abb. 5 ist der unterste Teil (bis zur 1. Etage) des Dreistöckwerkrahmens ersichtlich.

Zur Übertragung der Stützendrücke von maximal 975 t wurde ein I-Trägerrost auf den Fundamenten verlegt und vor Montagebeginn sowohl in der Längs- und Querachse des Gebäudes als auch in der Höhe genau ausgerichtet und vergossen (vgl. Abb. 5). Bei der Montage der

Gebäudekonstruktion erübrigten sich somit die Ausrichtungsarbeiten. Diese Montageweise ist von großem Vorteil, da die Stützen aus Eigengewicht der Gebäudekonstruktion bereits erhebliche Belastungen aufweisen und das nachträgliche Ausrichten eines solchen Bauwerks immerhin große Kosten verursacht.

c) Aufzüge. Die elektrischen Aufzüge können sowohl von den Stockwerken als auch vom Innern der Schale aus mittels Druckknopf gesteuert werden und sind zur genauen Einstellung an den einzelnen Bühnen mit Feinregulierung versehen. Die Fahrgeschwindigkeit beträgt 30 m in der Minute.

d) Wandkonstruktion. Um eine möglichst große Einfalltiefe des Tageslichtes und somit eine gute Belichtung der einzelnen Etagen von den Außenwänden her zu erhalten, wurden die Lichtbänder so hoch wie möglich an die Etagendecken gezogen. Mit Rücksicht auf die Höhe des Gebäudes ist die Verglasung von innen vorgenommen. Die Streifen zwischen den Lichtbändern sind mit 16 cm dicken Hohlziegeln ausgemauert. In Abb. 9 ist ein Schnitt durch die Außenwand einer Etage dargestellt. Eine ausreichende Anzahl großer Lüftungsflügel sorgt für eine einwandfreie Entlüftung.

e) Feuerleitern. Damit im Falle eines Brandes die Aufzüge und Treppen an den Giebelwänden nicht zu stark in Anspruch genommen werden, sind an jeder Längswand im Hallendrittel zwei treppenförmig durchgebildete Feuerleitern mit Geländern an der Außenwand herabgeführt, welche von jeder Etage und vom Dach aus zugänglich sind.

IV. Aufstellung der Stahlkonstruktion.

Zur Aufstellung der Gebäudekonstruktion diente ein aus Abb. 10 ersichtlicher Bockkran von 25 m Stützweite, 46 m Gesamtlänge und 28 m Höhe, welcher mit zwei elektrisch verfahrenen Auslegern mit einer Maximalhubhöhe von 27 m und 12 m Ausladung ausgerüstet war.

Mit der Aufstellung der Konstruktion wurde Anfang Februar 1931 begonnen. Die gesamte Montage der Stahlkonstruktion einschließlich dem Einbau der Fenster, Türen, Aufzüge, Treppen, dem Verlegen des Bimsbetondaches und der Oberlichter wurde in einem Zeitraum von sechs Monaten durchgeführt, so daß das fertige Gebäude Ende Juli übergeben werden konnte.

Das Gesamtgewicht des Stahlbaues einschließlich der elektrischen Aufzüge, Treppen, Fenster und Tore betrug etwa 5000 t, d. i. $\frac{5\,000\,000}{9600} = 521 \text{ kg/m}^2$ Grundrißfläche = $\frac{5\,000\,000}{42\,450} = 117,8 \text{ kg/m}^2$ nutzbarer Bühnenfläche. Aus Abb. 10 ist der Zustand etwa 12 Wochen nach Montagebeginn ersichtlich.



Abb. 10. Montage der Stahlkonstruktion.

Die gesamten Bauarbeiten, mit Ausnahme der Fundamente, Maurerarbeiten und Betondecken, wurden von der Firma B. Seibert, G. m. b. H., Saarbrücken, ausgeführt.

Die elektrischen Aufzüge wurden von der Firma Saarbrücker Hebezeugfabrik Kaufmann & Weinberg, G. m. b. H., Stahlhammer bei Saarbrücken, geliefert und montiert.

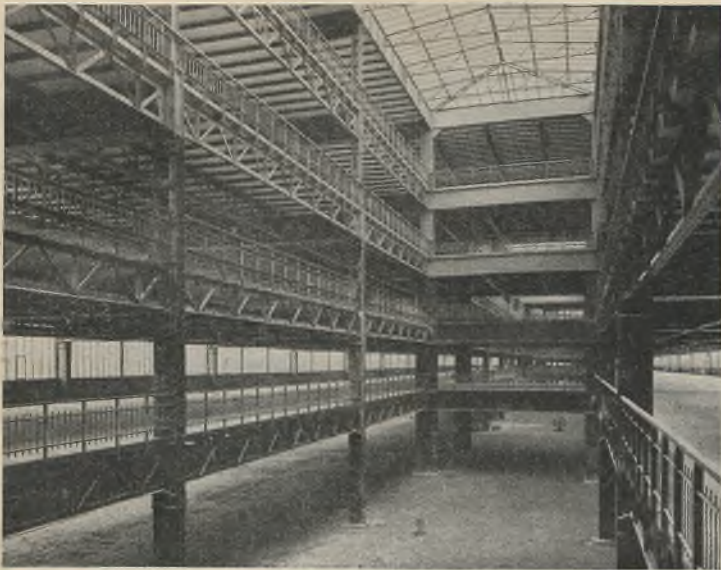


Abb. 11. Innenansicht.



Abb. 12. Ansicht des Gebäudes.

Das fertige Bauwerk (Abb. 11 u. 12) stellt gegenwärtig eines der größten Stahlbauwerke Frankreichs dar und ist ein weiterer Beweis der

Vorzüge des Stahlskelettbauwes bei der Errichtung von Geschos- bzw. Fabrikbauten.

Alle Rechte vorbehalten

Die Eistalbrücke auf der Linie Enkenbach—Eisenberg.

Von Dipl.-Ing. Frey, Kaiserslautern.

In einer von der Natur ganz besonders bevorzugten Gegend der Pfalz geht eine neue Bahnlinie der Vollendung entgegen, die für den Brückenbauer von besonderem Interesse ist. In dem Zug der neuen Bahnlinie Enkenbach—Eisenberg, welche die pfälzischen Städte Kaiserslautern und Grünstadt unmittelbar verbindet und dadurch das Wirtschaftsgebiet von Worms dem des Saargebietes näherbringt, befinden sich drei Talübergänge, die wegen ihrer Größe und Ausbildung größte Beachtung verdienen.

Für zwei Bauwerke wurde die Eisenbetonbauweise gewählt: Die Bockwiesenbrücke ist in Art eines Viaduktes mit halbkreisförmigen Gewölben ausgeführt und besteht aus sechs gleichen Öffnungen von je 23 m Lichtweite. Die zweite Massivbrücke, die Dreibrunnenbrücke, überspannt das Dreibrunnental mit einem einzigen Bogen von 48 m Stützweite und 14 m Pfeilhöhe, an den sich Seitenöffnungen von 10 m Lichtweite beiderseits anschließen.

Zwischen diesen beiden Massivbrücken liegt die Eistalbrücke (Abb. 1 bis 3), die in Stahlkonstruktion ausgeführt wurde und im folgenden näher beschrieben werden soll.

Die allgemeine Anordnung des Talüberganges sowie die Ausbildung der Anschlußbauwerke ist aus Abb. 2 zu ersehen. Drei Parallelfachwerküberbauten von je 48 m Stützweite überspannen das eigentliche Eistal. Feldweite und Hauptträgerhöhe betragen je 6 m, der Hauptträgerabstand ist 4 m. Die Überbauten liegen in einer Neigung von 1:85; beiderseits reichen Übergangsbogen auf die Überbauten, wodurch ein geringes Verschwenken der beiden äußeren Überbauten bedingt war.

Um den etwa 35 m hohen Pfeilern die Aufnahme der Bremskräfte zu ersparen, wurden die festen Lager der beiden äußeren Überbauten jeweils auf den Widerlagern angeordnet, während Überbau II mit Überbau I gelenkig verbunden wurde.

Die konstruktive Durchbildung der einwandigen Hauptträger sowie der Längs- und Querträger ist aus Abb. 3 zu ersehen.

In der Ebene des Hauptträgerobergurtes sind lediglich zwischen den Längsträgern der Schlingerverband und in den beiden Endfeldern Endscheiben angeordnet, die zur Aufnahme der Bremskräfte dienen und gleichzeitig die aus der Verkehrsbelastung der Hauptträger entstehenden Druckkräfte zum Teil in die Längsträger überleiten.

Die Windkräfte werden über die Querverbände in den in Untergurtebene eingebauten Windverband übergeführt.

Für die Montage ergab sich als wirtschaftlichste Lösung der Zusammenbau auf fester Rüstung. Die nach genauer Berechnung bemessenen Stahlstützen der Rüstung wurden mit Hilfe eines auf der Baustelle befindlichen Kabelkranes aufgestellt und mit den erforderlichen Verbänden versehen (s. Abb. 1). Die Arbeitsbühne wurde so ausgebildet, daß sie jeweils einen Überbau und einen den Überbau umfassenden Portalkran tragen konnte.

Die einzelnen Werkstücke konnten auf der oberen Seite des Talüberganges mittels Arbeitszug an die Widerlager herangebracht werden, von wo sie auf einer Lore unter den Portalkran gefahren wurden, der die einzelnen Stücke einbaute. Die ganze Montage verlief dank dem großen Entgegenkommen der örtlichen Bauleitung und dank dem guten Zusammenarbeiten mit den auf der Baustelle tätigen Baufirmen glatt und ohne jeden Unfall.

Das Gesamtgewicht der drei Überbauten beträgt $3 \cdot 210 = 630$ t. Lieferung der Überbauten sowie die gesamte Montage erfolgte durch das Eisenwerk Kaiserslautern in Kaiserslautern.

Durch die Inbetriebnahme der neuen Linie ist für die Industrie des anliegenden Wirtschaftsgebietes eine befruchtende Wirkung zu erwarten. Über diese praktische Bedeutung der neuen Bahnlinie hinaus ist es zu begrüßen, daß ein besonders reizvoller Teil der Pfalz für den Ausflugsverkehr erschlossen wird.



Abb. 1. Bau der Eistalbrücke.

Verschiedenes.

Brückenverstärkung durch Lichtbogenschweißung. In Electric Welding (Nr. 6, August 1932) berichtet der Vorsitzende der American Welding Society, Frank P. Mc. Kibben, über eine interessante Brückenverstärkung. Die Fahrbahnträger der Überführung der Brook Avenue über die Gleise der New-York Central-Bahn in dem nördlichen Stadtteil von New-York, Bronx, mußten verstärkt werden, da die unteren Gurtplatten der Träger trotz Einbetonierung von Rost angegriffen waren.

Der Beton an den Kanten der waagerechten Winkelflansche wurde entfernt, die Gurtplatten abgenommen und die aus den Winkelflanschen herausstehenden Nietschäfte abgemeißelt, im übrigen blieben aber die Betonbögen zwischen den rd. 1,50 m entfernten Blechträgern mit der Überschüttung und dem Pflaster unberührt. Es waren nun — an 107 Trägern! — neue Gurtplatten an die Winkel anzuschweißen, und zwar sollten diese auch einen Teil der recht hohen Eigengewichtsspannungen aufnehmen.

Zu diesem Zweck wurden die neuen Gurtplatten an die Winkel angeklemmt, und durch zwei Schweißer an dem einen Ende der Gurtplatte auf beiden Seiten eine durchlaufende Schweißnaht von 75 cm Länge gezogen. Hierauf wurde die Gurtplatte mit Schweißbrennern erhitzt, bis sie sich um ein gewisses Maß ausgedehnt hatte; dann wurde das freie Ende rasch, ehe die Platte abkühlte, ebenfalls an die Gurtwinkel angeschweißt, worauf die übrige Länge der Gurtplatte ebenfalls, und zwar mit unterbrochenen Nähten, mit den Gurtwinkeln verschweißt wurde. Die Schrumpfung bei der Abkühlung erzeugte dann die gewünschte Spannung.

Die Berechnung der erforderlichen Dehnung der Platte kann wohl nach folgendem einfachen Verfahren geschehen¹⁾:

Ist F_g der Querschnitt der anzuschweißenden Platte, σ die Spannung, die darin erzeugt werden soll, so ist die Kraft, mit der die Platte auf den unteren Rand des Trägers wirkt, $S = \sigma \cdot F_g$, und die bleibende

$$\text{Dehnung der Platte } \Delta_1 = \frac{\sigma \cdot l}{E}$$

Nimmt man an, was genügend genau ist, daß die Kraft S nur vom dem Querschnitt F' , bestehend aus den unteren Gurtwinkeln und dem zwischen ihnen liegenden Teile des Stahlbleches, aufgenommen wird²⁾, so

entsteht in diesen die Spannung $\sigma' = \sigma \cdot \frac{F_g}{F'}$, und die Verkürzung

$$\Delta_2 = \Delta_1 \cdot \frac{F_g}{F'}$$

gedehnt werden um das Maß $\Delta = \Delta_1 + \Delta_2 = \frac{\sigma}{E} \cdot l \cdot \frac{F_g + F'}{F'}$.

Soll also eine 7 m lange Platte 280 · 15, also mit $F_g = 42 \text{ cm}^2$ an zwei Gurtwinkel 120 · 13 mit 800 kg/cm² Vorspannung angeschweißt werden, so wird $F' = 2 \cdot 29,7 + 12 \cdot 1,2 \approx 74 \text{ cm}^2$, $\Delta = \frac{800 \cdot 7000 \cdot (74 + 42)}{2 \cdot 100000 \cdot 74}$

$= 4,18 \text{ mm}$. Setzt man die Wärmedehnungszahl $\epsilon_t = \frac{1}{80000}$, so ist eine

Erwärmung um $t = \frac{4,18 \cdot 80000}{7000} = 47,7^\circ \text{ C}$ erforderlich, also so wenig,

daß die stillschweigend gemachte Voraussetzung, daß die Temperatur der Gurtwinkel, die ja auch noch mit der Oberseite im Beton stecken, un- geändert bleibt, wohl zulässig erscheint.

An der gleichen Stelle ist weiter eine einfache Vorrichtung zum Nachspannen von Flachstabschrägen beschrieben; da solche bei uns kaum mehr vorkommen, genügt wohl dieser Hinweis. Müllenhoff.

Bürohaus Potsdamer Straße 141.³⁾ Zu den bemerkenswerten Gebäuden am Potsdamer Platz zu Berlin gehört auch das „Bürohaus Potsdamer Straße 141“.

An der Ecke der Linkstraße beginnend, läuft die fünfmal gebrochene Front von 38,53 m Länge bis zum Potsdamer Platz und stößt hier mit einem nahezu rechtwinklig abbiegenden Giebel von nur 4,20 m Breite an das bekannte Pschorrbräuhaus. Abb. 1 zeigt den Grundriß dieser Front. Das jetzt noch auf dem Grundstück stehende Gebäude ist in der

¹⁾ In der Quelle ist bei der Berechnung der erforderlichen Dehnung der Platte die Verkürzung des Untergurtes des Trägers durch den Zug der Platte nicht berücksichtigt.

²⁾ Genauer wäre es, zu rechnen, daß die Kraft S in der untersten Faser des vorhandenen Trägers die Spannung hervorruft:

$$\sigma'' = \frac{S}{F_t} + \frac{S \cdot e^2}{J}$$

wo F_t und J Fläche und Trägheitsmoment und e der Abstand der Schwerlinie vom unteren Rande des zu verstärkenden Trägereiles sind. Dann ist $\Delta = (\sigma + \sigma'') \cdot l : E$. Praktisch genügt die einfache Rechnungsweise, da es doch nicht möglich ist, ganz genau die gewünschte Verlängerung zu erzielen.

³⁾ Im Zusammenhang mit dieser Veröffentlichung verdient die Tatsache Beachtung, daß sich in der Nähe des Potsdamer Platzes, Berlin, nicht weniger als vier Stahlskelettbauten befinden: Haus Vaterland,

Hauptsache 1873 errichtet, die ursprüngliche Frontansicht entsprach der Bauart dieser Zeit. Der stetigen Entwicklung des Verkehrs am Potsdamer Platz folgend, wurde das Haus im Laufe der Jahre wiederholt durch kleinere Umbauten verändert. Die Läden des Erdgeschosses wurden vergrößert und modernisiert. Teile des ersten Stockwerkes wurden mit den Läden in Verbindung gebracht oder als besondere Geschäftsräume aus-

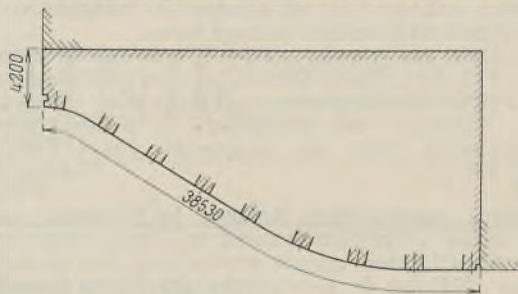


Abb. 1. Grundriß.

gebildet, Wohnungen des zweiten Stockwerkes teilweise in Büroräume umgewandelt. Einen ganz erheblichen Umbau erfuhr das Haus in den Jahren 1927 bis 1928. Die im Erdgeschoß liegenden Läden wurden dem neuzeitlichen Bedürfnis und Geschmack angepaßt; das ganze erste Stockwerk wurde für die Zwecke der Konditorei Telschow ausgebaut; in den übrigen Stockwerken wurden die Wohnungen fast gänzlich beseitigt und hier, wie in dem ausgebauten Dachgeschoß, unter Schaffung neuer Treppen- und Fahrstuhlanlagen, moderne Büroräume eingerichtet. Besonders bemerkenswert ist, daß bei diesem Umbau die frühere Fassade so gut wie beseitigt wurde. Das alte Mauerwerk verschwand, und es wurde eine neue, schön geschwungene Front geschaffen, wie sie die Abb. 2 zeigt. Erreicht wurde das im wesentlichen durch balkonartig vorgestreckte Stahlkonstruktionen in den einzelnen Stockwerken, die verschiedene Ausladungen mit entsprechend gebogenen Vorderträgern erhielten.



Abb. 2. Ansicht.

Der innere Umbau erstreckte sich namentlich auf die Beseitigung alter und Herstellung einzelner neuer Wände, auch einige platzraubende Mauerpfeiler wurden beseitigt. Dazu waren erforderlich: eine Anzahl Stahlsützen, Abfangkonstruktionen, durch Gurtplatten verstärkte Unterzüge und Zwischenträger verschiedener Art, die im ganzen und ihren Einzelheiten nach als normale Ausführungen bezeichnet werden können. Lediglich die Front erhielt ein vollständiges Stahlgerippe, aus I-Trägern und C-Profilen bestehend. Auch hierbei handelt es sich um eine verhältnismäßig einfache und gebräuchliche Konstruktion, bei welcher nur die zahlreichen und großen Fensteröffnungen bemerkenswert sind.

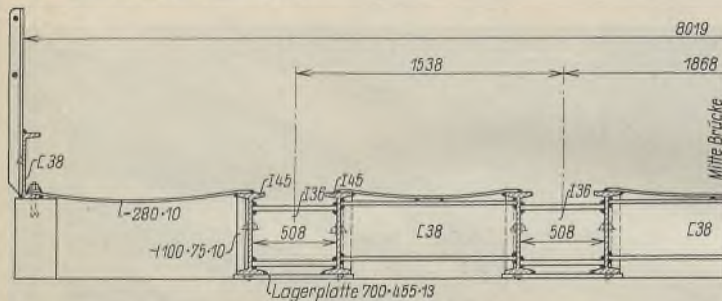
Erweiterungsbau Warenhaus Wertheim, Bürohaus Telschow und Columbushaus. Ausschlaggebend für die Bevorzugung der Stahlskelettbauweise war in diesen Fällen nicht zuletzt deren große Anpassungsfähigkeit an veränderte Zweckbestimmungen der Gebäude. Solchen, durch geschäftliche Vorgänge bedingten Anforderungen sind insbesondere Bauten in verkehrsreichen Stadtgebieten unterworfen. Ein ausgezeichnetes Beispiel dafür, welchen Umfang die erforderlichen Um- und Erweiterungsbauten annehmen können, ist der im Jahre 1929 erfolgte großzügige Umbau des Hauses Vaterland. Im „Stahlbau“ 1930, Heft 1, ist eingehend über diesen interessanten Umbau berichtet worden. Die Schriftleitung.

Diese sind durchweg mit Stahlschiebefenstern nach dem bekannten System „Fenestra“ versehen.

Die gesamten Stahlkonstruktionen (ausschließlich der Fenster) haben ein Gewicht von etwa 130 t. Wenn dieselben im einzelnen auch nichts Ungewöhnliches zeigen, so sind doch beachtenswert die ungewöhnlichen Schwierigkeiten der Montage, die ohne jeden Zwischenfall verlaufen ist. In Frage kamen dabei die Enge des Gebäudes, die Enge der verfügbaren Straßenfläche mit ihrem starken Verkehr, der Umstand, daß der Betrieb in einzelnen Läden und Geschäftsräumen aufrechterhalten bleiben mußte, und schließlich auch die Eile, mit welcher der Umbau auszuführen war, wodurch häufigere Nacharbeiten bedingt waren.

Die Entwürfe zum Umbau stammen von den Architekten Brüder Luckhardt & Anker, Berlin-Dahlem, in deren Händen auch die Bauleitung lag. Die Stahlkonstruktionen lieferte und montierte die Firma D. Hirsch, Stahlhoch- und Brückenbau in Berlin-Lichtenberg. Die übrigen Bauarbeiten führte das Baugeschäft Josef Fränkel, A.-G., Berlin W35, aus. Obering, H. Kohn.

Die ersten geschweißten Brücken in England. Die englische Technik ist immer etwas zurückhaltend gegenüber Neuerungen, die zunächst in anderen Ländern erprobt worden sind, und so kommt es, daß erst im Jahre 1931 dort die erste geschweißte Brücke hergestellt worden ist. Es handelt sich dabei um eine kleine Eisenbahnbrücke im Zuge der Eisenbahn Newcastle—Carlisle der London & Nordost-Eisenbahngesellschaft. Auf ihr liegen zwei Gleise in Zwillingsrügern von 4,83 m Länge, die aus 45 cm hohen I-Profilen gebildet sind. Die Schienen ruhen in Schienenstühlen unmittelbar auf den Querträgern, die die beiden Teile eines Zwillingsrügern verbinden. Diese Querträger sind an den Untergurt und an den Steg der Zwillingsrügern angeschweißt. Die beiden Zwillingsrügern eines Gleises sind in der Mitte und an den Enden durch C-Profile verbunden und durch zwei Andreaskreuze aus Flachstahl 100 x 13 mm gegeneinander versteift. Jede solche Einheit wird in der Werkstatt für sich hergestellt und nach dem Einbau mit der zweiten Einheit durch C-Profile verbunden. In Höhe der Obergurte ist die ganze Brücke mit Blech abgedeckt. Am äußeren Rande sitzt auf dem Abdeckblech ein C-Profil, das den Anschluß des Geländers vermittelt. Das Gleis besteht aus Doppelkopfschienen, die in ihren Stählen durch Stahlkeile gehalten werden. Die Brücke besteht also mit ihrem Oberbau vollständig aus Stahl und enthält keinen Niet.



Querschnitt der Brücke.

Die erste geschweißte Brücke erwies sich als so vorteilhaft, daß man in der kurzen, seit ihrem Bau vergangenen Zeit bereits mehrere ähnliche Brücken ausgeführt hat. Nicht nur wird dabei an Stahl gespart, sondern auch der Preis, auf die Tonne bezogen, ist niedriger als bei genieteten Brücken. Auch in bezug auf die Bewehrung bestehen keine Bedenken, und Railw. Gaz. (vom 1. Juli 1932) geht bei einer Beschreibung der Brücke so weit, zu behaupten, man werde in Zukunft nicht nur dauernd geschweißte Brücken bauen, sondern die genietete Brücke werde bald ebenso überwunden sein, wie es jetzt die Brücke aus Gußeisen ist.

Wenn eine Brücke der andeutungsweise beschriebenen Bauart einen öffentlichen Weg unterführen soll, also tropischer sein muß, wird außer dem Blech in Höhe der Obergurte auch noch ein Blech an die Untergurte angeschweißt. Damit sich in dem so entstehenden Trog kein Wasser ansammeln kann, werden die Zwillingsrügern durch Futterstücke so angehoben, daß ihre Unterfläche in einer geneigten Ebene liegt, das untere Blech also nach seinem tiefsten Punkt entwässert wird, wo das Wasser abgefangen werden kann. Das untere Blech erhält auch eine Abdeckung aus Asphalt, deren Oberfläche so geneigt ist, daß das Wasser abläuft. Man hat also die Bedenken richtig erkannt, die aus der Kastenform der Brücke entstehen, und wenn man auch manches getan hat, um sie zu entkräften, so bleibt doch der Nachteil bestehen, daß die Hauptträger unzugänglich sind, also nicht einmal besichtigt werden können. Da die sie verdeckenden Bleche angeschweißt sind, können sie auch nicht zum Zwecke der Untersuchung vorübergehend abgenommen werden, was bei einer genieteten Verbindung schon eher möglich wäre. Wernecke.

Das neue Verbandsheim des D. H. V. in Essen. Das an der Kronprinzen- und Richard-Wagner-Straße errichtete Gebäude bringt im Rahmen der anliegenden markanten Gebäude des Ruhrverbandes und der Emschergerossenschaft einen würdigen Abschluß. Die Hauptfront an der Kronprinzenstraße wurde in Stahlskelettbauweise ausgeführt, und zwar in Form von viergeschossigen Rahmen, sogenannten Stockwerkrahmen. Es wurde hierbei statt der Versteifung der Rahmenecken durch Konsolbleche die Einspannung der waagerechten Riegel durch eingetriebene Stahlkeile bewirkt. Diese Form der Einspannung gestattet restlose Ausnutzung des Raumes

bis dicht an den Riegel und die Pfosten. Die Pfosten sind aus einem IP 30 gebildet und die Riegel aus \square 26 und 30, welche dicht an den Flanschkanten vorbeigeführt und an der äußeren Fläche eingespannt sind. Die einzelnen Rahmen stehen in Abständen von 4,5 m und sind durch einen senkrechten Verband miteinander verbunden, welcher gleichzeitig als Windverband dient. Die Spannweite der Rahmen beträgt 7 m von Mitte bis Mitte Pfosten. Die Decken sind in Eisenbeton über das ganze Feld frei gespannt.



Abb. 1. Aufstellung des Stahlskeletts.

Die Abb. 1 zeigt das fertig aufgestellte Stahlskelett. Die Montage war wegen des sehr beschränkten Raumes außerordentlich schwierig, da die gesamten Bauteile nur an der Richard-Wagner-Straße abgeladen werden konnten. So mußten z. B. die über 12 m langen Pfosten quer über die ziemlich belebte Straße gezogen werden. Diese Arbeit wurde jeweils in aller Beschleunigung durchgeführt, um den Verkehr nicht zu sehr zu behindern. Erschwert wurde der Transport durch den Höhenunterschied von 3 m zwischen Straßenoberkante und Fundament. Trotzdem gelang es, mit Hilfe von modernen Einrichtungen die gesamte Montage ohne jeden Zwischenfall in verhältnismäßig sehr kurzer Zeit durchzuführen.



Abb. 2. Das fertiggestellte Bauwerk.

Die Abb. 2 stellt das Bauwerk nach seiner Vollendung dar. Der Entwurf stammt von der Hamburger Bauleitung des D. H. V. Die Ausführung erfolgte durch die Baufirma Boswau und Knauer unter der Leitung des Essener Architekten H. Hamann. Die Stahlbauteile im Gewichte von etwa 50 000 kg lieferte und montierte die Firma Wilh. zur Nieden in Essen-Altenessen. Ing. Fr. Ferse.

INHALT: Die Stahlkonstruktion zum Neubau Peugeot in Paris-La Garenne. — Die Eistalbrücke auf der Linie Enkenbach—Eisenberg. — Verschiedenes: Brückenverstärkung durch Lichtbogenschweißung. — Bürohaus Potsdamer Straße 141. — Die ersten geschweißten Brücken in England. — Das neue Verbandsheim des D. H. V. in Essen.

Für die Schriftleitung verantwortlich: Geh. Regierungsrat Prof. A. Hertwig, Berlin-Charlottenburg.
Verlag von Wilhelm Ernst & Sohn, Berlin W8.
Druck der Buchdruckerei Gebrüder Ernst, Berlin SW 68.

DER STAHLBAU

Schriftleitung:

Dr.-Ing. A. Hertwig, Geh. Regierungsrat, Professor an der Technischen Hochschule Berlin, Berlin-Charlottenburg 2, Technische Hochschule
Fernsprecher: C1 Steinplatz 0011
Professor W. Rein, Breslau, Technische Hochschule. — Fernsprecher: Breslau 421 61

Beilage
zur Zeitschrift

DIE BAUTECHNIK

Fachschrift für das ge-
samte Bauingenieurwesen

Preis des Jahrganges 10 RM und Postgeld

5. Jahrgang

BERLIN, 11. November 1932

Heft 23

Alle Rechte vorbehalten.

Aus Dauerversuchen mit Lichtbogenschweißungen.¹⁾

Ein Beitrag zur Frage der Bemessung und Anordnung der Kehlnähte. Messung von Spannungen in Schweißverbindungen.

Von Otto Graf, Professor an der Technischen Hochschule Stuttgart.

Bei Erörterungen über die Bemessung der Kehlnähte ist die Frage zu stellen, ob lange schwache oder kurze starke Nähte die widerstandsfähigeren Verbindungen liefern, wenn oftmalige Belastung und Entlastung der Schweißverbindungen stattfindet. Die im folgenden zuerst beschriebenen Versuche sollen auf die Bedeutung dieser Frage in bezug auf die Dauerfestigkeit der Schweißverbindungen aufmerksam machen. Weiter war u. a. zu prüfen, ob die Anschlüsse mit allmählich anschwellenden Nähten den üblichen fortlaufend gleich stark angesetzten überlegen sind. Dabei trat wieder die Frage der Gestaltung der Kehlanchlüsse allgemein auf; hierzu sind neuere Beobachtungen mitgeteilt, u. a. Messungen zur Feststellung der Spannungen, die durch Schweißraupen verschiedener Stärke und Herstellungsart entstehen.

1. Versuche mit kurzen und langen Kehlnähten.

Die Körper nach Abb. 1 bis 4 hatten lange schwache Längskehlnähte (im Falle der Abb. 4 auch Quernähte), die Körper nach Abb. 5 bis 7 kurze

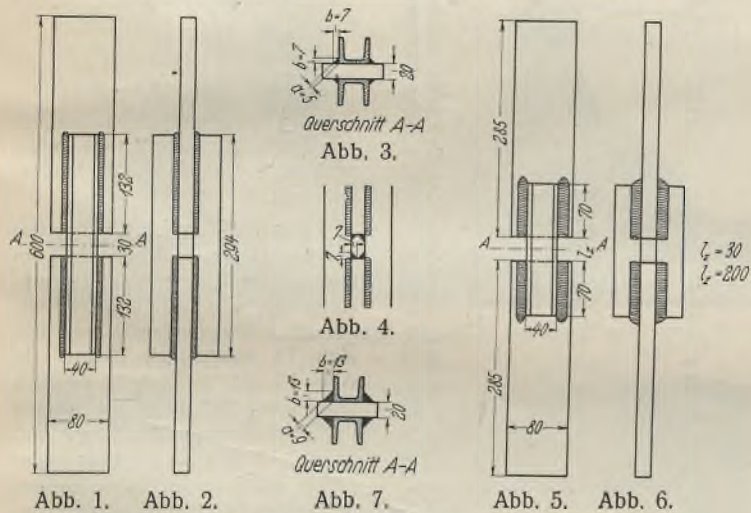


Abb. 1 bis 7. Ausbildung und Abmessungen der Prüfkörper.

starke Längskehlnähte derart, daß die nach DIN 4100 maßgebenden Flächen der Raupen in beiden Fällen fast gleich groß waren. Damit kam im Falle der Abb. 1 bis 4 mehr \square - und Flachstahl, im Falle der Abb. 5 bis 7 mehr Schweißmaterial in die Verbindungsstellen²⁾.

¹⁾ 3. Teil der Dauerversuche mit Schweißverbindungen. Der 1. Teil ist in der Schrift „Dauerfestigkeit von Stählen mit Walzhaut, ohne und mit Bohrung, von Niet- und Schweißverbindungen“, VDI-Verlag 1931, S. 38ff., veröffentlicht. Dort ist für Kehlschweißungen die Dauerfestigkeit bei Ursprungsbelastung und bei hoher Grundlast mitgeteilt. Im 2. Teil, der in der Bautechn. 1932, Heft 30 u. 32, S. 395ff., erschienen ist, sind Untersuchungen mit Stumpfschweißungen und mit Kehlschweißungen verschiedener Herstellungsart untersucht worden. Dabei zeigte sich, daß die Stumpfschweißung der Kehlschweißung bei Ursprungsbelastung bis jetzt überlegen ist. Weiter wurde festgestellt, daß die Nahtlänge der Kehlschweißung bei der Dauerfestigkeit weitergehenden Einfluß hat als bei der gewöhnlichen statischen Untersuchung.

²⁾ Eine Naht enthält bei Abb. 1 rd. $3,5 \text{ cm}^3$, bei Abb. 5 rd. $5,5 \text{ cm}^3$ Schweißmaterial.

Über die gewöhnlichen Zugversuche ist in den Spalten 6 bis 10 der Zusammenstellung 1 berichtet. Der Bruch trat gemäß Abb. 8 ein; in allen Fällen war die Zugfestigkeit der \square -Profile maßgebend. Die Schweißstellen hielten stand. Die rechnermäßigen Anstrengungen unter der Höchstlast sind in den Spalten 8 und 9 der Zusammenstellung 1 angegeben.



Gewöhnlicher Zugversuch
max σ 40,8 kg/mm²
Bruch nach
zwischen $\sigma = 0,5$ und
 $\tau; \sigma = 0,5$

Abb. 8.

Dauerzugversuch
1 271 000 Lastwechseln
13,0 kg/mm²
0,5

Abb. 9.

Abb. 8 u. 9. Brucherscheinungen.

Die Ergebnisse der Dauerzugversuche finden sich in den Spalten 11 bis 19 der gleichen Zusammenstellung. Die Zahlen in den Spalten 12 und 13 lassen erkennen, daß es sich um Dauerzugversuche handelte, die von einer ruhenden Grundlast $\sigma_u = 0,5 \text{ kg/mm}^2$ ausgingen. Gesucht wurde die obere Belastungsgrenze σ_o , die im Wechsel zwischen σ_u und σ_o

Zusammenstellung 1.

Probekörper nach Abb. 1 bis 7, hergestellt durch die Firma D. Lichtbogenschweißung, Gleichstrom, 150 Amp. Stromstärke; blanke Seelenelektroden Union KS 37 mit 4 mm Durchm. Zugfestigkeit der C-Profile, ermittelt durch Kugeldruckversuche (DIN 1605 II) im Flansch $K_z = 43 \text{ kg/mm}^2$.

1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15	16	17	18	19	
Reihe	Bauart der Nietverbindungen	Dicke der Schweißnähte a	Anschlußlänge der C-Profile l	Abstand der beiden 20 mm dicken Flachstäbe l_z	Bezeichnung der Probekörper	Gewöhnliche Zugversuche	Rechnungsmäßige Zuganstrengung ¹⁾ der C-Stähle	Rechnungsmäßige Scheranstrengung ¹⁾ der Schweißnähte unter der Höchstlast	σ_{\max} σ_{\max}^2 σ_{\max}^3 kg/mm ²	Bezeichnung der Probekörper	Rechnungsmäßige Zuganstrengung ¹⁾ der C-Stähle	Rechnungsmäßige Scheranstrengung ¹⁾ der Schweißnähte an der oberen Belastungsgrenze	Rechnungsmäßige Scheranstrengung ¹⁾ der Schweißnähte an der oberen Belastungsgrenze	σ_{uz} σ_{uz}^2 σ_{uz}^3 kg/mm ²	σ_o σ_o^2 σ_o^3 kg/mm ²	Zahl der Belastungswechsel bis zum Bruch bzw. bis zum Ende des Versuchs	Bemerkungen	Dauerzugversuch σ_o	Gewöhnlicher Zugversuch σ_{\max}
Lg VI b ₂	Abb. 5 bis 7	rd. 9	rd. 70	30	E 37. C E 1	28,8	42,3	20,9	0,49	E 37. C E 3	0,5	13,0	0,2	6,5	0,50	504 000	C-Prof. gebrochen	0,31	
					E 37. C E 4	0,5	11,0	0,2	5,3	0,48	1 215 000	C-Prof. gebrochen	0,26						
					E 37. C E 5	0,5	10,0	0,2	4,9	0,49	1 053 800	C-Prof. gebrochen	0,24						
Lg VI b ₃	Abb. 5 bis 7	rd. 9	rd. 70	200	C-Prof. gebrochen				Dauerzugfestigkeit wahrscheinlich $D_{zu} = 9 \text{ kg/mm}^2$										
					E 37. C H 1	28,9	40,8	21,6	0,53	E 37. C H 4	0,5	18,0	0,2	9,2	0,51	253 100	C-Prof. gebrochen	0,44	
					E 37. C H 2	0,5	12,0	0,2	6,0	0,50	1 271 000	C-Prof. gebrochen	0,32						
Lg VI a ₁	Abb. 1 bis 3	rd. 5	rd. 130	30	C-Prof. gebrochen				Dauerzugfestigkeit wahrscheinlich $D_{zu} = 11 \text{ kg/mm}^2$										
					E 37. C A 1	29,6	41,7	21,7	0,52	E 37. C A 6	0,5	18,0	—	—	—	111 000	C-Prof. gebrochen	0,43	
					E 37. C A 2	0,5	13,0	0,2	6,3	0,48	415 800	C-Prof. gebrochen	0,31						
Lg VI a ₂	Abb. 1 u. 4	rd. 5	rd. 130	30	C-Prof. gebrochen				Dauerzugfestigkeit wahrscheinlich $D_{zu} = 7 \text{ kg/mm}^2$										
					E 37. C C 1	28,9	42,2	20,3 ³⁾	0,48	E 37. C C 3	0,5	13,0	0,2 ³⁾	6,5 ³⁾	0,50	220 700	C-Prof. gebrochen	0,31	
					E 37. C C 4	0,5	8,0	0,3 ³⁾	4,2 ³⁾	0,52	1 149 200	C-Prof. gebrochen	0,19						

¹⁾ Berechnet mit dem theoretischen Querschnitt der C-Profile; die Maße der C-Profile weichen nur unwesentlich von den Sollmaßen ab. — ²⁾ Gültig für die Schweißverbindungshälfte mit dem kleinsten Scherquerschnitt der Schweißnähte. φ ist nach DIN 4100 berechnet. — ³⁾ Ohne Berücksichtigung der Quernähte.

2 000 000 mal erreicht werden konnte, ohne daß ein Bruch eintrat³⁾. Wird von der kleinen Grundlast abgesehen, so handelt es sich um die Ursprungsfestigkeit D_{zu} .

Die Dauerzugfestigkeit fand sich mit langen schwachen Nähten nach Abb. 1 bis 3 zu 7 kg/mm^2 , mit kurzen starken Nähten nach Abb. 5 bis 7 zu 9 kg/mm^2 . (Spaltweite $l_z = 30 \text{ mm}$)

Hiernach haben hier die kurzen starken Nähte nach Abb. 5 bis 7 eine bessere Wirkung gehabt als die langen schwachen nach Abb. 1 bis 3.

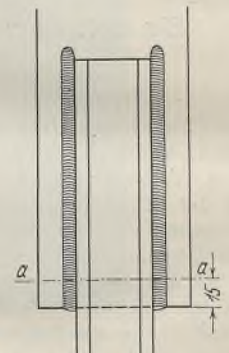


Abb. 15.

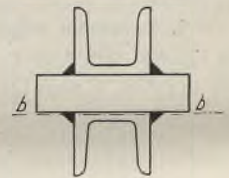


Abb. 16.

Zur Beurteilung dieses Unterschiedes sei das Folgende hervorgehoben.

Der Bruch der Verbindung trat bei den Dauerversuchen stets im C-Prof. am Eintritt zur Schweißstelle ein, wie Abb. 9 bis 12 allgemein erkennen lassen und wie Abb. 13 anschaulich dartut. In Abb. 13 ist besonders deutlich erkennbar, daß links am Beginn der Schweißraupe der Bruch eingeleitet wurde⁴⁾. Hier war der Bruch zu erwarten, weil an der Schweißstelle eine große Unstetigkeit im Kräftefluß liegt und eine scharf ausgeprägte Spannungsschwelle geschaffen ist, was bei der Übertragung oft wiederkehrender, stark wechselnder Lasten bekanntlich große Bedeutung hat.

³⁾ Wenn in einzelnen Fällen die Versuche nur bis 1 oder 1,5 Millionen Lastwechsel durchgeführt worden sind, so geschah dies mit Rücksicht auf die zur Verfügung stehenden Mittel und auch, weil das Ergebnis genügend klargestellt erschien.

⁴⁾ Vgl. auch Graf, Die Dauerfestigkeit der Werkstoffe und der Konstruktionselemente, S. 45 ff. Berlin 1929, Verlag Julius Springer.

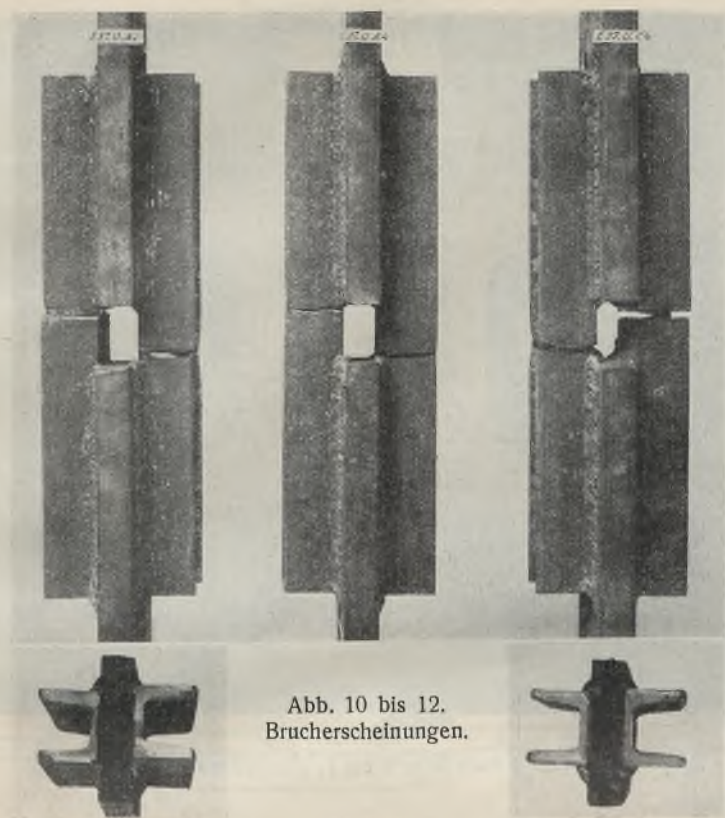


Abb. 10 bis 12.
Brucherscheinungen.

Bruch nach zwischen $\sigma = 0,5$ und $\tau; \sigma =$	415 800 13,0 0,5	1 197 100 9,0 0,5	1 149 200 8,0 0,5	Lastwechseln kg/mm ²
---	------------------------	-------------------------	-------------------------	------------------------------------

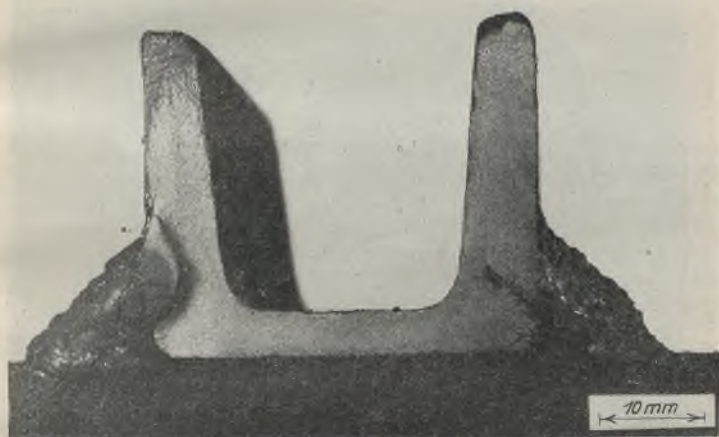


Abb. 13. Bruchfläche des Körpers E 37. □ E 5 nach Abb. 5 bis 7.



Abb. 14. Aus Körper E 37. □ A 4 nach Abb. 1 bis 3,
geschnitten bei *b b*, Abb. 16.

Der Anfang der Risse ließ sich an den Verbindungsstellen ermitteln, die nicht zum Bruch kamen. Hier waren feine Risse festzustellen, wie sie in Abb. 14, 17 u. 18 angegeben sind. Am Ende der Schweißung erscheint ein zur Zugrichtung stark geneigter RiB, damit anzeigend, daß die entscheidende Anstrengung im Übergang zur Schweißung liegt und daß diese Anstrengung von der vermittelten Spannung, die bei der Bemessung der Schweißstellen errechnet wird, wesentlich abweichen muß.

Allerdings erscheint der RiBverlauf in den zu vergleichenden Schweißverbindungen nicht wesentlich verschieden. Es waren deshalb andere Ursachen für die Verschiedenheit der Dauerzugfestigkeit zu suchen.

Dabei ist zunächst das Gefüge betrachtet worden. Aus diesen Untersuchungen seien Abb. 19 bis 24 wiedergegeben. Abb. 19 bis 21 zeigen

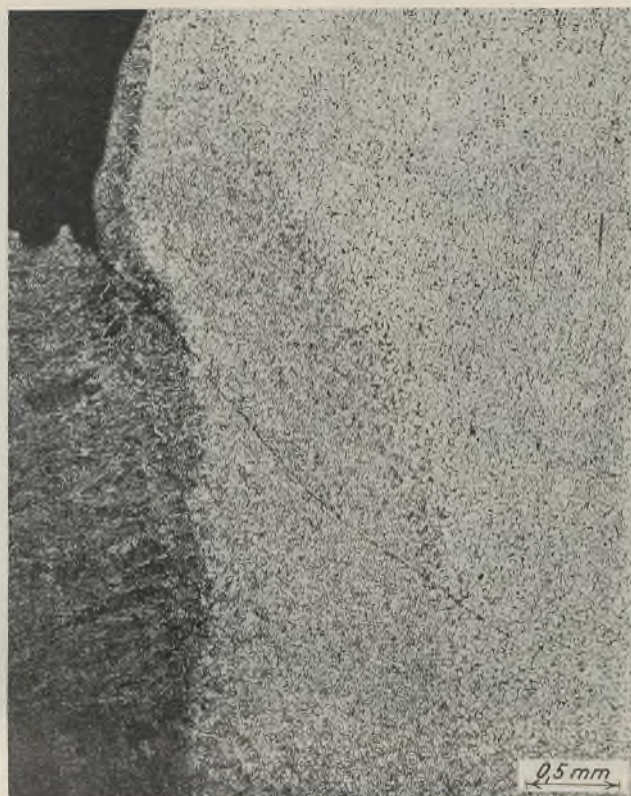


Abb. 17. RiB *r* in Abb. 14, links.

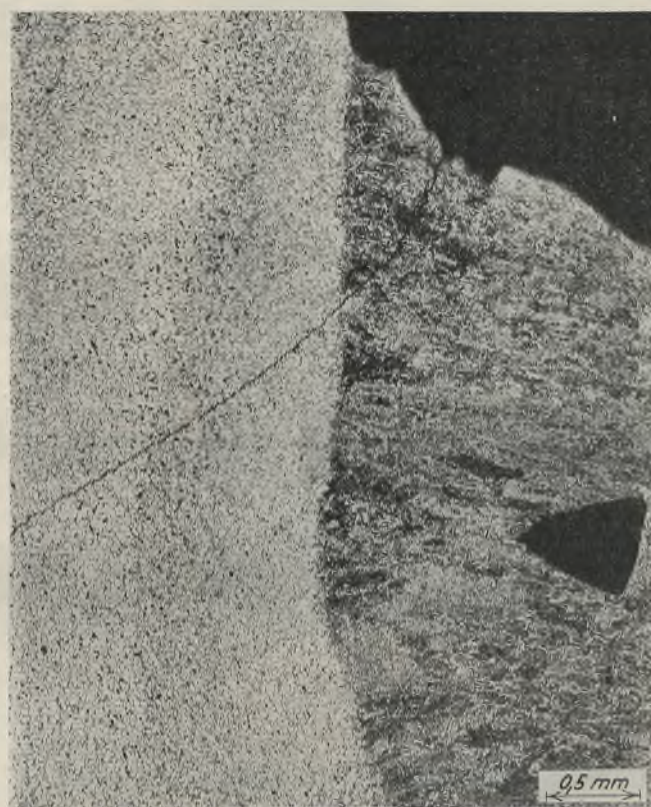


Abb. 18. RiB *r* in Abb. 14, rechts.

Einzelheiten aus einer schwachen Kehlnaht, die nach Abb. 20 einlagig hergestellt wurde. Abb. 22 bis 24 gehören zu einer starken Naht, die an der in Abb. 23 dargestellten Stelle wahrscheinlich vierlagig war. Wesentliche Unterschiede des Gefügestandes der ein- und mehrlagigen Nähte waren nicht zu erkennen. — Dann wurde die Brinellhärte (Kugeldurchmesser 2,5 mm) in den ein- und mehrlagigen Raupen festgestellt, um zu sehen, ob in der mehrlagigen Raupe die untere Lage weicher sei als die einlagige Raupe. Eindeutige Unterschiede sind dabei nicht aufgetreten.

Für den Unterschied der Dauerfestigkeit der Schweißverbindungen nach Abb. 1 bis 3 und 5 bis 7 waren also andere Ursachen als die Beschaffenheit des Materials der Schweißraupen zu suchen. Eine Erklärung dürfte in folgendem zu suchen sein.

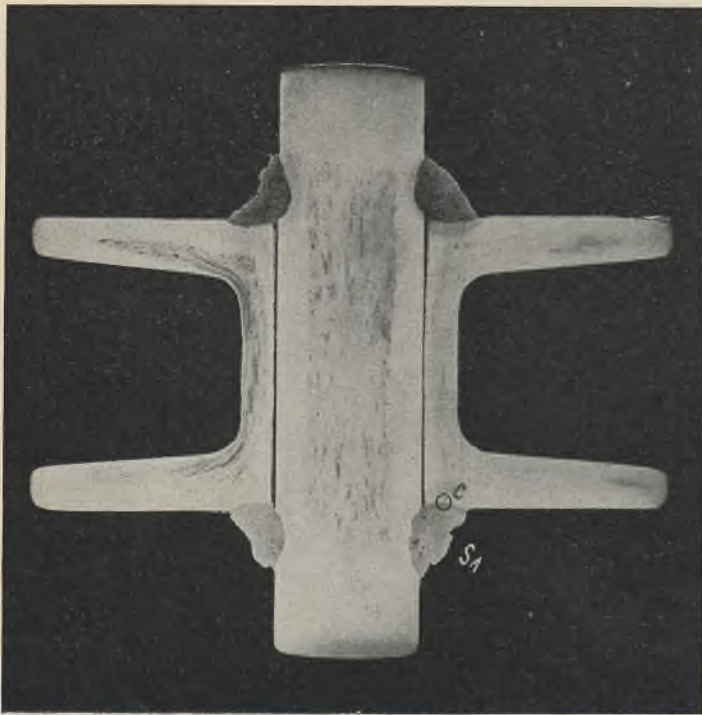


Abb. 19.
Körper E 37, C A 4 nach Abb. 1 bis 3, geschnitten bei *aa*, Abb. 15.

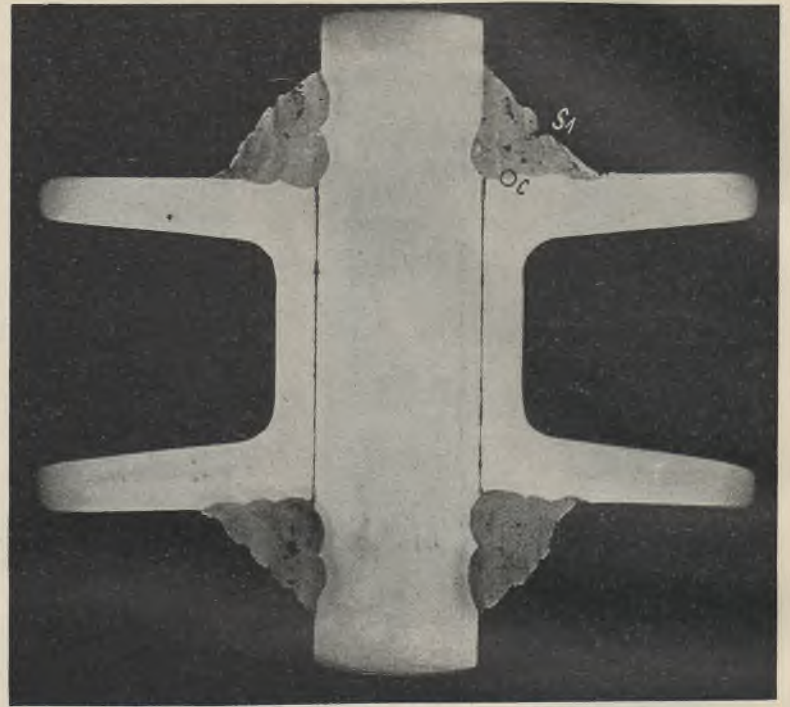


Abb. 22.
Körper E 37, C H 3 nach Abb. 5 bis 7, geschnitten bei *aa*, Abb. 15.



Abb. 20.
Schweißstelle *s*₁ in Abb. 19.



Abb. 21.
Aus der Schweißung in Abb. 19;
Übergang von der Schweißung zum C-Profil bei *c*.

Die C-Profile sind — wie immer bei solchen Verbindungen — außermittig an die Flachstähe angeschlossen. Wenn ein Körper nach Abb. 25 bis 27 an den Enden durch Zugkräfte belastet wird, so biegen sich die C-Profile wegen ihres außermittigen Anschlusses derart, daß ihr Abstand *f* kleiner wird. Die Änderung von *f* wird unter sonst gleichen Umständen kleiner mit Zunahme der Länge der Raupe bzw. mit Zunahme des Längsschnitts der Raupe, wie aus Zusammenstellung 2 anschaulich hervorgeht. Die Änderungen von *f* sind von Biegungen des C-Profils begleitet, die am Beginn der Schweißnaht bei *aa* (Abb. 25) in den C-Profilen die Zuganstressungen um so mehr vermindern, je größer die Durchbiegung *f* unter sonst gleichen Umständen wird. Im vorliegenden Falle sind die Durchbiegungen mit den starken kurzen Raupen am größten ausgefallen, weshalb die Zugspannung bei *aa* in diesem Falle kleiner er-

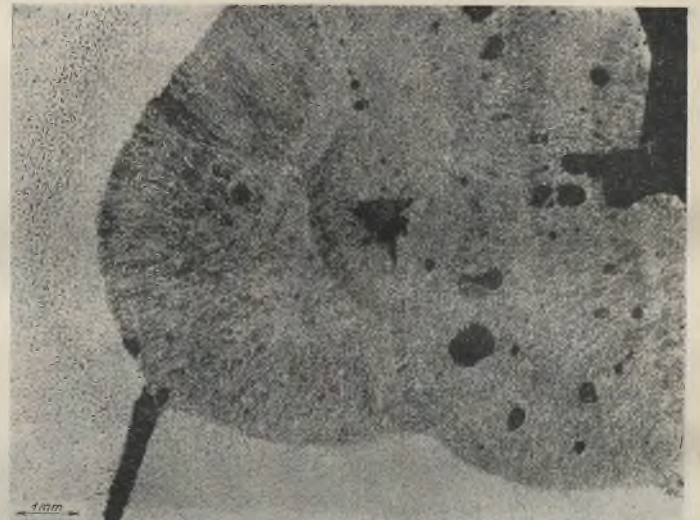


Abb. 23. Schweißstelle *s*₁ in Abb. 22.

wartet werden mußte als mit den langen schwachen Raupen; dementsprechend ist mit den starken kurzen Raupen nach Abb. 5 bis 7 eine höhere Dauerfestigkeit entstanden als mit den langen schwachen Raupen nach Abb. 1 bis 3. In der gleichen Richtung mußte sich die Änderung der freien Länge *l*_z, Abb. 5, geltendmachen. Durch Verlängerung von *l*_z = 30 mm auf *l*_z = 200 mm ist die Dauerfestigkeit von 9 auf 11 kg/mm² gestiegen, vgl. Zusammenstellung 1⁵⁾.

Durch weitere Versuche wird zu verfolgen sein, inwieweit diese Feststellung bei der Gestaltung von Schweißverbindungen ausgenutzt werden kann.

⁵⁾ Die Quernähte nach Abb. 4 haben eine Verminderung der Dauerfestigkeit gebracht, wie zu erwarten stand.



Abb. 24.
Aus der Schweißung in Abb. 22;
Übergang von der Schweißung zum C-Profil bei *c*.

Zusammenstellung 2.

1	2	3	4	5	6		7
					Federnde Änderung des Abstandes f		
Bezeichnung der Proben	Art der Schweißnaht	Dicke a der Raupen mm	Länge der Raupen mm	Scherquerschnitt von 4 Schweißraupen f_s cm ²	bei $\sigma = 6 \text{ kg/mm}^2$		bei $\sigma = 10 \text{ kg/mm}^2$
					mm		
W 37. 40. 1—2	lang u. schwach	4,7	130	24	—0,029		—0,046
W 37. 40. 3—4	kurz u. stark	10,3	66	27	—0,034 (—0,038) ³⁾		—0,054 (—0,061) ³⁾
E 37. C H 5	kurz u. stark	8,2	70	23	—0,040		—0,067
E 37. C H 5	kurz u. stark ¹⁾	8,2	33 ¹⁾	11	—0,086		—0,151 ²⁾

¹⁾ C-Profile und Raupen an den in Abb. 25 u. 27 strichpunktiert gezeichneten Stellen abgesägt.

²⁾ Außerdem 0,006 mm bleibende Änderung.

³⁾ Bezogen auf $f_s = 24 \text{ cm}^2$, zum einfachen Vergleich Änderungen umgekehrt proportional f_s .

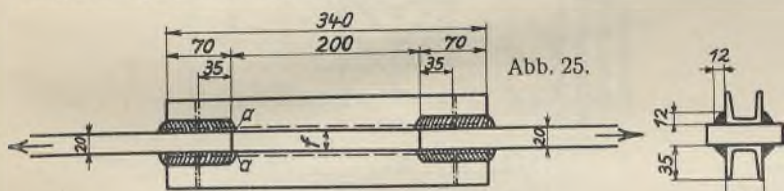


Abb. 25.

Abb. 26.

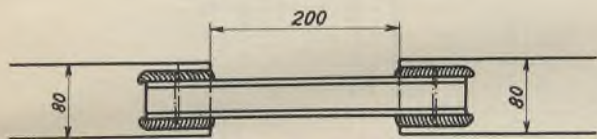


Abb. 27.

Abb. 25 bis 27. Ausbildung und Abmessungen der Prüfkörper.

2. Versuche mit Kehlschlüssen von veränderlicher Stärke.

Bei Erörterungen über die Widerstandsfähigkeit der Kehlschlüsse bei oftmals wiederholter Belastung wurde darauf aufmerksam gemacht, daß bei solchen Anschlüssen mit bisher üblicher Ausführung der Übergang der Kräfte vom angeschlossenen Stab in das Knotenblech u. a. von plötzlichen erheblichen Querschnittsveränderungen begleitet sei. Zur Milderung dieser Bedingung könne die Anordnung einer Schweißnaht beitragen, die vom Eingang des Stabes in den Anschluß allmählich oder stufenweise ansteige,

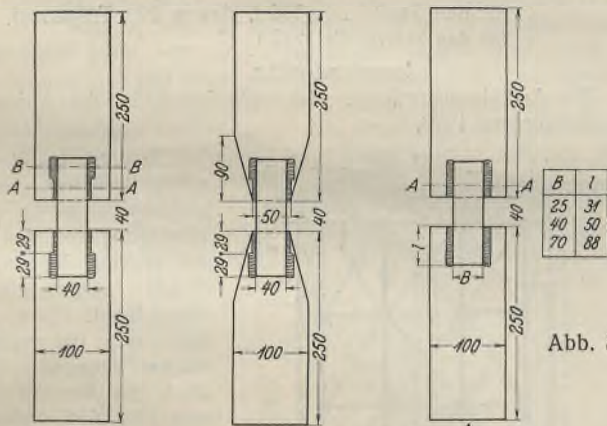


Abb. 28.

Abb. 29.

Abb. 30.

Abb. 31.¹⁾

Abb. 32.

Abb. 33.

¹⁾ Schweißnähte wie in Abb. 28 bis 30.

Abb. 28 bis 33. Ausbildung und Abmessungen der Prüfkörper.

Abb. 28 bis 30; auch sollte das Knotenblech nach Abb. 31 gestaltet werden. Untersuchungen mit Körpern nach Abb. 31 und mit solchen nach Abb. 32 u. 33 zeigten nun, daß auf die vorgeschlagene Weise eine nennenswerte Verbesserung der Dauerzugfestigkeit bei der jetzt üblichen Lichtbogenschweißung nicht erwartet werden kann. Es fand sich die Dauerzugfestigkeit — in gleicher Weise wie unter A ermittelt —

bei den Körpern nach Abb. 31 zu 9 kg/mm^2 ,

bei den Körpern nach Abb. 32 auch zu 9 kg/mm^2 .

Die Spannungsschwellen, die bei der Kraftübertragung in den Körpern nach Abb. 31 u. 32 auftraten und die für die Größe der Dauerfestigkeit maßgebend sind, waren hiernach nicht wesentlich verschieden. Da die ermittelte Dauerzugfestigkeit viel zu klein ist, um eine Ausnutzung des Stahles etwa wie bei der Nietverbindung zu ermöglichen, muß entweder die Gestaltung der Schweißverbindung wesentlich anders als hier geschehen, oder es muß das Material am Eintritt der Schweißstelle gegen oftmals wiederholte Beanspruchung wesentlich leistungsfähiger gemacht werden. Daß das letztere zur Zeit in erster Linie anzustreben ist, ergibt sich schon aus früheren Feststellungen⁶⁾.

3. Einige Messungen über Spannungen in Schweißverbindungen, hervorgerufen durch Schweißraupen verschiedener Stärke und Art.⁷⁾

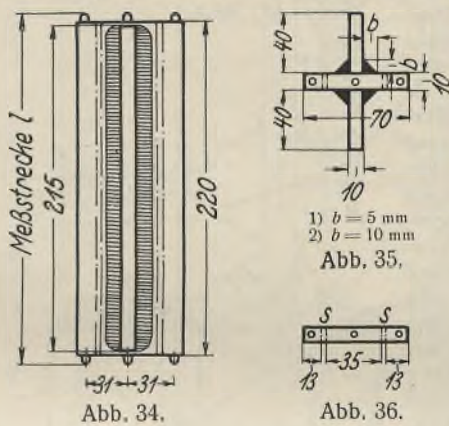


Abb. 34.

Abb. 35.

Abb. 36.

Wenn aus drei Flachstähen eine Verbindung nach Abb. 34 u. 35 hergestellt wird, entstehen beim Erkalten der Schweißraupen Verkürzungen der Flachstähe. Diese Verkürzungen lassen sich durch Bestimmung der Länge der Strecken l , Abb. 34, vor und nach dem Schweißen feststellen.

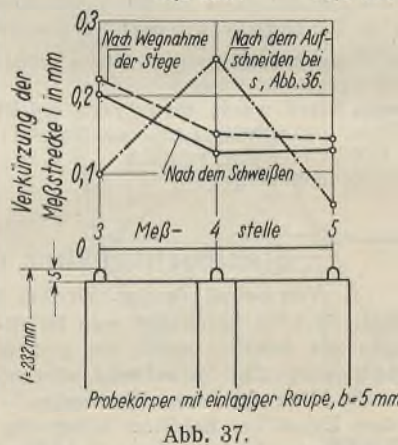
Abb. 37 zeigt die Ergebnisse solcher Messungen an einem Stück, das durch Lichtbogenschweißung⁸⁾ mit einlagiger Raupe ($b = 5 \text{ mm}$, Abb. 35) hergestellt

war. Die Länge l hat sich hiernach an den außenliegenden Meßstellen 3 und 5 um 0,20 bzw. 0,13 mm, in der Mitte bei 4 um 0,125 mm verkürzt⁹⁾.

Diese Verkürzungen würden, wenn die Dehnungszahl der gesamten Formänderungen zu $\alpha = 1/2\,000\,000$ vorausgesetzt wird, durch die mittleren Spannungen

18,2 bzw. 11,8 bzw. 11,4 kg/mm^2

hervorgerufen.



Probekörper mit einlagiger Raupe, $b = 5 \text{ mm}$

Abb. 37.

Schließlich ist der Flachstahl an den in Abb. 36 mit s bezeichneten, in Abb. 35 u. 36 strichpunktierten Stellen aufgeschnitten worden. Dabei wurden die außenliegenden Streifen von dem Druck der Schweißraupen befreit; die Verkürzungen der Strecke l , vgl. den strichpunktierten Linienzug in Abb. 37, gingen bei der Meßstrecke 3 auf 0,10 mm, bei der Meßstelle 5 auf 0,055 mm zurück; dagegen ist die Verkürzung an der Stelle 4 noch erheblich gewachsen; sie betrug jetzt 0,25 mm.

Besonders wichtig sind die Längenänderungen bei den Stellen 3 und 5. Zunächst ergab sich hier durch das Schweißen und durch die Schrumpfkraft der Schweißraupe eine Verkürzung um 0,20 bzw. 0,13 mm; nach dem Aufschneiden des Materials bei s , Abb. 36, gingen die Verkürzungen auf 0,10 bzw. 0,055 mm zurück, d. h. es verlängerten sich die Strecken l gegenüber dem Zustande nach dem Schweißen

bei 3 um 0,10
bei 5 0,07 mm.

Die Verlängerung bei 3 und 5 gegenüber dem Zustande nach dem Schweißen gibt das Maß für die Druckkräfte, die in dem abgetrennten

⁶⁾ Vgl. Bautechn. 1932, S. 395 ff., wonach mit Gasschmelzschweißung wesentlich höhere Dauerfestigkeiten erzielt wurden als bei den soeben und früher mitgeteilten Versuchen mit Lichtbogenschweißung.

⁷⁾ Vgl. auch Lottmann, Z. d. Vdl 1930, S. 1340 ff., auch Jahrbuch der Schiffbautechnischen Gesellschaft 1928, S. 175 ff.; ferner Bierett, Stahlbau 1932, S. 94 ff., sowie Schröder, Bauing. 1932, S. 268 ff. und Elektroschweißung 1932, S. 41 ff.

⁸⁾ Gleichstrom; 170 Ampere; 17 V; blanke Elektroden „Böhler-B-Elite“, Kennfarbe hellgelb.

⁹⁾ Werden die Verkürzungen auf die Raupenlänge von 215 mm bezogen (vgl. Abb. 34), so betragen sie 0,93 bzw. 0,60 bzw. 0,58 mm auf 1 mm.

Streifen nach dem Schweißen wirksam waren, bis die Streifen losgelöst wurden. Wird der Einfachheit wegen angenommen, diese Druckkraft sei über die gesamte Länge des Streifens gleich wirksam gewesen, so ergibt sich bei Einführung der Dehnungszahl $\alpha = 1/2\ 000\ 000$ die Druckspannung bei Meßstelle 3 zu $\sigma = rd. 9,1$ bei Meßstelle 5 zu $\sigma = rd. 6,4\text{ kg/mm}^2$.

Die gleichen Messungen sind an einer Verbindung mit stärkeren Schweißraupen, ebenfalls mit Lichtbogenschweißung, gemacht worden (vgl. Abb. 35, $b = 10\text{ mm}$). Die Ergebnisse finden sich in Abb. 38.

Hier ist zunächst hervorzuheben, daß die Verkürzungen der Strecken l durch das Schweißen weit größer ausgefallen sind als in Abb. 37, weil eben die stärkeren Schweißraupen bedeutend größere Schrumpfkkräfte hervorrufen konnten. Die Verkürzungen fanden sich an den außenliegenden Stellen 6 und 8 zu 0,54 bzw. 0,56 mm, an der mittleren Stelle 7 zu 0,48 mm¹⁰⁾, d. h. auf die Raupenlänge von 215 mm bezogen 2,5 bzw. 2,6 bzw. 2,2 mm auf 1 m. Diese Verkürzungen sind so groß, daß sie nur entstanden sein können, wenn die Quetschgrenze des Stahles auf den drei Meßstrecken, also über den ganzen Querschnitt des Körpers überschritten worden ist.

Nach dem Abheben der Stege und der Raupen und nach dem Aufschneiden des Flachstahles bei s, s , Abb. 36, gingen die Verkürzungen bei 6 und 8 um 0,09 bzw. 0,105 mm zurück; bei 7 ist die Verkürzung noch um 0,08 mm größer geworden¹¹⁾. Die Längenänderungen bei 6 und 8

¹⁰⁾ Auf den Umstand, daß die Zusammendrückungen außen größer waren als in der Mitte, soll später eingegangen werden.

¹¹⁾ Das mittlere, rd. 35 mm breite Stück wurde später noch auf 20 bzw. 10 mm Breite abgearbeitet. Dabei hat sich die Länge der Strecke 7 bei 20 mm Breite um 0,003 mm weiter verkürzt, dann bei 10 mm Breite um 0,016 mm verlängert.

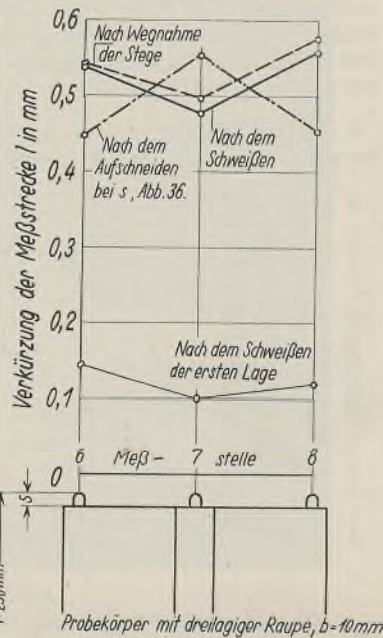


Abb. 38.

geben wieder ein Maß für die Anstrengungen, die in den Rändern des breiten Flachstahles herrschen; sie errechnen sich nach der bereits angegebenen Art

$$\text{bei } 6 \quad \text{bei } 8 \\ \text{zu } \sigma = 8,2 \quad 9,5\text{ kg/mm}^2,$$

also im Mittel etwas größer als bei der zuerst besprochenen Verbindung mit einlagigen Raupen.

Gleiche Versuche wurden mit Verbindungen ausgeführt, die mit Gasschmelzschweißung hergestellt waren. Die Formänderungen, die sich hier nach dem Aufschneiden der Verbindung auslösten, sind in den gestrichelten Linienzügen der Abb. 39 angegeben. Auch hier waren die federnden Längenänderungen der äußeren Meßstrecken von der Dicke der Schweißraupen innerhalb der gewählten Grenzen nicht erheblich beeinflusst.

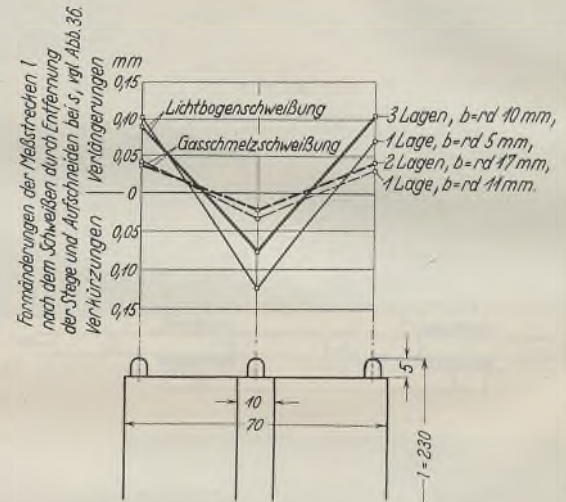


Abb. 39.

In Abb. 39 finden sich zum Vergleich auch die vorhin beschriebenen Längenänderungen der Verbindungen mit Lichtbogenschweißung. Hier sind die federnden Längenänderungen und damit die Spannungen an den Rändern der breiten Flachstahle nach Gasschmelzschweißung weit kleiner geblieben als nach Lichtbogenschweißung.

Alle Rechte vorbehalten.

Stahlhochbehälter mit geringer Bauhöhe.

Von Baurat Dr.-Ing. Dr.-Ing. h. c. F. Bohny, Lindau i. Bodensee.

Als Hochbehälter mit geringer Bauhöhe bezeichnet man im allgemeinen Wasserbehälter, bei denen der Behälter selbst bei großem Fassungsvermögen eine verhältnismäßig geringe Bauhöhe aufweist, während die Höhe des Stützgerüsts — also die Höhe des ganzen Bauwerkes — beliebig sein kann und je nach dem Zweck des Behälters höher oder niedriger ausgeführt ist. Dadurch entstehen meist besonders standsichere Formen solcher Anlagen, Verteilung der stets großen Lasten auf eine große Bodenfläche — daher einfache und billige Gründungen —, geringe Schwerpunktshöhe des Behälterinhalts, also geringe Förderhöhe und geringe Wasserdruckschwankungen. Als Nachteile sind die Schwierigkeiten zu verzeichnen, die Lasten richtig auf die bei solchen Behältern notwendigen vielen Stützen zu verteilen, d. h. die Verteilung so vorzunehmen, daß der Behälterboden und die Behälterwände keine Biegungsspannungen erleiden. Eine weitere Frage ist die Ausbildung des Daches und dessen Stützung, die, wie bei den bekannten Ölbehältern, den sogenannten Tanks, mittels Stützen im Innern oder mittels eines Kuppelgespärres usw. erfolgen kann. Dem Spielraum und der Geschicklichkeit des Konstrukteurs verbleibt da ein ganz außerordentlich großes Feld der Betätigung, alle möglichen Formen sind schon für solche Behälter vorgeschlagen und ausgeführt worden¹⁾. Man ist daher auch nicht an die kreisrunde Form des Behälters gebunden. Wenn das Gewicht auf viele Stützpunkte verteilt wird, kann jede beliebige Form der Anlage gewählt werden.

In Abb. 1 ist ein Wassertank mit Stützgerüst in quadratischer Form, also ein Viereckbehälter dargestellt, wie er für eine Anlage nach Südafrika entworfen worden ist. Bei den gewählten Abmessungen beträgt der Inhalt rd. 3400 m³. Die Gewichte betragen:

¹⁾ Siehe hierzu den umfassenden Aufsatz „Der Stahlbehälterbau“ von Oberingenieur E. Kottenmeier in Hannover-Herrenhausen in „Der Stahlbau“ 1930, Heft 2, 5 und 7 (Sonderdruck Berlin 1930, Wilh. Ernst & Sohn), insbesondere die Gleichgewichtsuntersuchungen für gewölbte Behälter in Heft 7, S. 73/79.

für den Tank . . . 135 t, davon 19 t Trägerrost.
für das Stützgerüst 237 t
Insgesamt 372 t.

Die Ausführung erfolgte von englischer Seite, die Anfrage erfolgte im Hochsommer 1928.

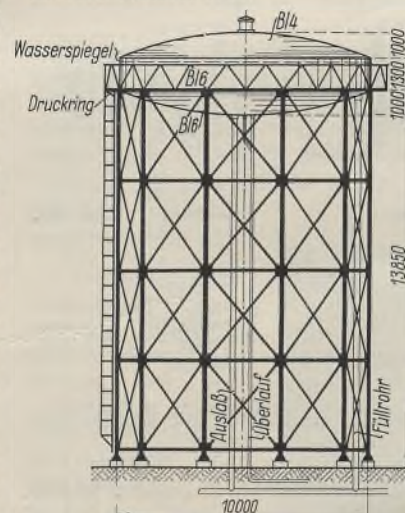


Abb. 2. Wasserbehälter in Kreisform für San Martin, Argentinien.

Abb. 2 zeigt einen kleinen runden Behälter, der Ende des gleichen Jahres für die Wasserversorgung von San Martin in der Provinz Mendoza, Argentinien, ausgeschrieben war. Wasserinhalt 125 m³. Der Behälter zeigt die typische Form solcher Anlagen, Boden und Dach als Kugelabschnitt, dazwischen die einfache zylindrische Außenwand. Die Einzelabmessungen gehen aus der Abbildung näher hervor, ein Druckring zwischen Boden und Mantel nimmt die Zugkräfte aus den Meridianspannungen des Bodens auf. Das Gewicht des Bauwerkes beträgt rd. 30 t, wovon auf den Behälter selbst mit der Plattform rd. 14 t entfallen.

Die Abbildung stellt einen deutschen Gegenvorschlag mit senkrechten Pfosten des Stützgerüsts dar. Der ursprüngliche Vorschlag vom Gesundheitsministerium in Buenos Aires sah Schrägpfosten vor, in Rücksicht auf die Lage des Aufstellungsortes des

Tanks im Erdbebengebiet. Die Ausführung erfolgte mit senkrechten Pfosten nach Abb. 2.

Abb. 3 zeigt einen niederen Behälter auf einem hohen Gerüst, erbaut 1929/30 für die Zeche Heinrich in Überrauch. Wassereinhalten 150 m^3 . Das Gewicht des ganzen Bauwerks beträgt rd. 27 t, wobei der Behälter mit Plattform rd. 12 t wiegt. Auffallend in der Wirkung des Gerüsts sind die kräftigen Querriegel und die dünnen Schrägen, wie sie fast durchwegs bei amerikanischen Vorschlägen und Ausführungen zu finden sind. In der Höhe des Mantelbodens ist wieder ein Druckring ein-

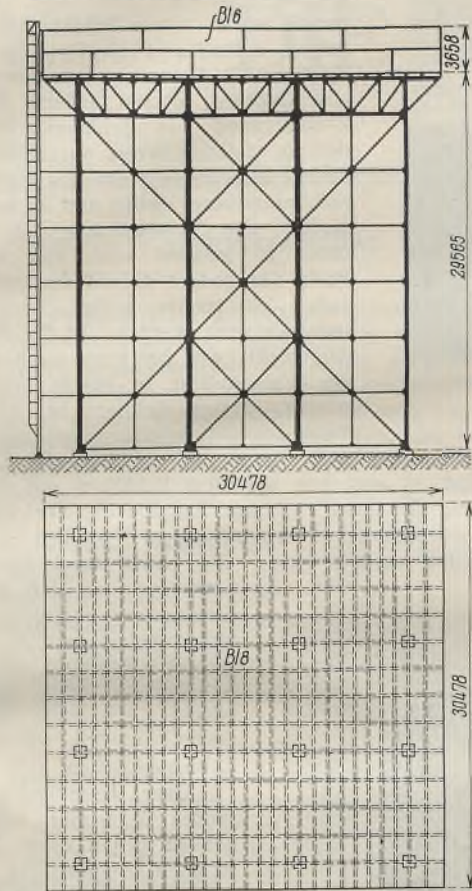


Abb. 1. Wasserbehälter in quadratischer Form.

geschaltet. Bei der Beschränkung der Stützensahlen — wie in vorliegendem Falle auf vier Stück — krägt der Behälter zwischen den Stützpunkten stark balkonartig vor. In diesem Falle, d. h. bei verhältnismäßig niederen Behältern, besteht die Notwendigkeit, den Behältermantel noch auf Biegung zu untersuchen und die Mantelränder besonders steif auszubilden.

Über amerikanische Hochbehälter mit geringer Bauhöhe sind kürzlich einige Veröffentlichungen erschienen²⁾. Die Ausführungen unterscheiden sich jedoch mit Ausnahme der Größe grundsätzlich nicht von den eben beschriebenen Konstruktionen. Nur das Steigrohr in Bauwerksmitte ist bei den Amerikanern mit verhältnismäßig großem Durchmesser ausgeführt. So zeigt ein Behälter für Columbus, Ohio, mit 9100 m^3 Inhalt, $26,2 \text{ m}$ Durchmesser auf 23 m hohem Gerüst ein mittleres Steigrohr von 3 m Durchmesser. Es liegt nahe, ein solch starkes Mittelrohr gleichzeitig zur

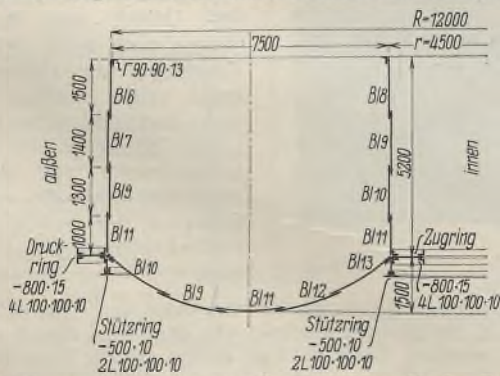


Abb. 5. Abmessungen des Ringbehälters für La Plata.

Stützung des Behälters mitzubedenken. Wie sich dann aber die Lasten

²⁾ Siehe „Bautechnik“ 1932, H. 36, S. 462, wo der sogenannte „Horton“-Behälter der Chicago Bridge and Iron Works näher beschrieben ist.

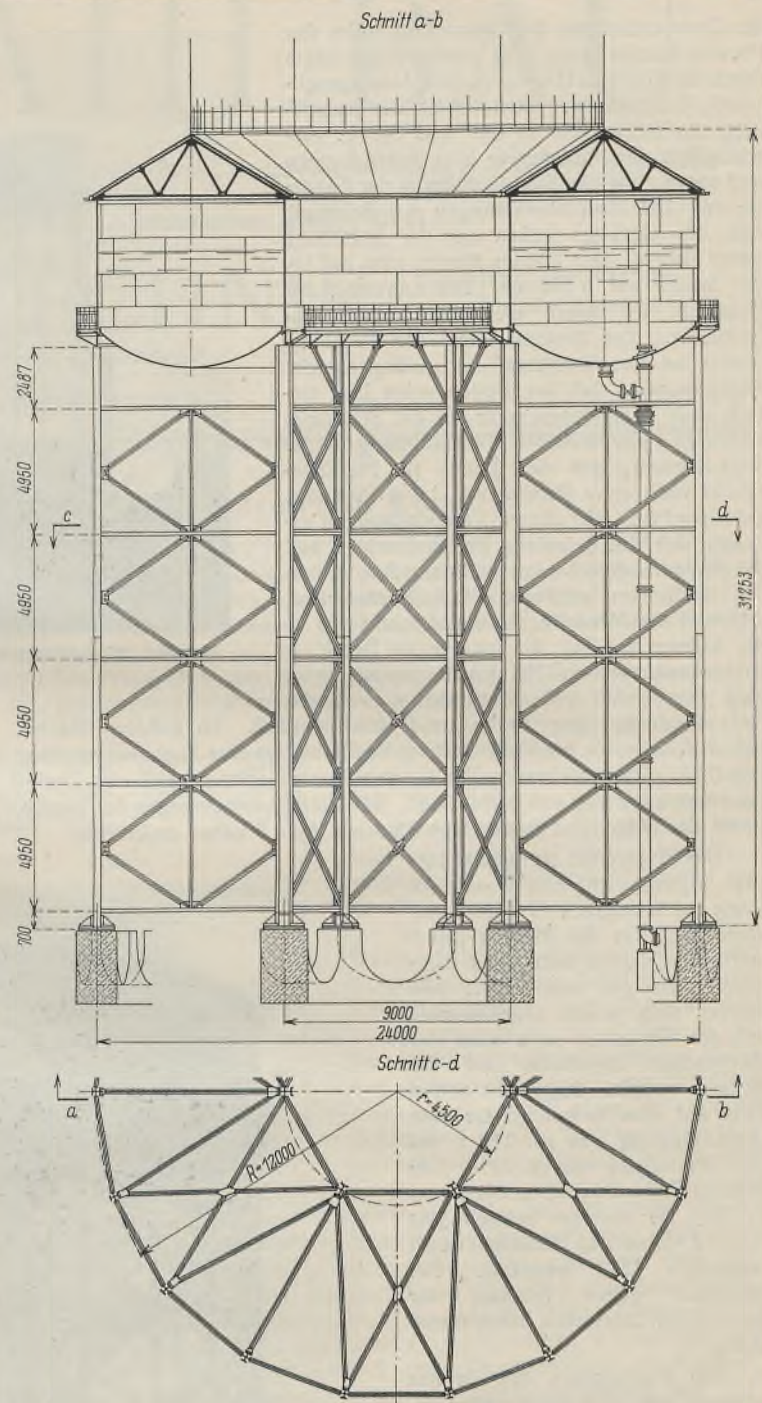


Abb. 4. Wasserbehälter in Ringform für La Plata.

auf Rohr- und Gerüststützen verteilen und welche Biegungen in den Bodenblechen auftreten, ist eine andere Frage. Offenbar macht man sich darüber jenseits des Ozeans keine Sorgen.

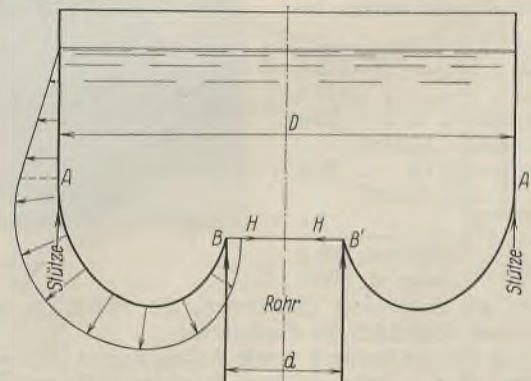


Abb. 7. Behälter nach amerikan. Patent.

Zu den Hochbehältern mit geringer Bauhöhe gehören auch die Ringbehälter auf Gerüsten. Ein solcher von 2500 m^3 Inhalt, gebaut 1913/14 für die Stadt La Plata in Argentinien, ist in der Abb. 4 in einem Meridianschnitt und einem Schnitt durch das Gerüst dargestellt. Bestellerin war

die Generaldirektion des Gesundheitsamtes der Provinz Buenos Aires. Die Ausführung erfolgte durch die Gutehoffnungshütte Aktiengesellschaft, Oberhausen, einschließlich der Aufstellung des Bauwerkes an Ort und Stelle, einschließlich der Mitlieferung aller Rohrleitungen und sogar einschließlich Ausführung der Fundamente. Die Hauptabmessungen des Behälters und des Gerüsts gehen aus der Abbildung näher hervor. Der äußere Mantel ruht auf 18, der innere auf 6 Stützen. Die Lagerung des Behälters ist somit mehrfach statisch unbestimmt. Zur Vereinfachung der Rechnung wurde bei der Ermittlung der Auflagerdrücke angenommen, daß der Boden seine Last einfach nach dem Hebelgesetz auf die Stützringe überträgt. Zur weiteren Vereinfachung wurde angenommen, daß der Boden im Meridian-schnitt nach einer Parabel von 1,5 m Pfeilhöhe gekrümmt ist. Mit diesen Vereinfachungen ergeben sich die Belastung der Bodenringe und der Bodenrandbleche in t je lfdm., desgleichen die Kräfte im mittleren Bodenblechstreifen, während die Mantelbleche in üblicher Weise — die äußeren auf Zug, die inneren auf Druck — zu bemessen waren. Mit den Beanspruchungen ging man dabei äußerst vorsichtig vor, die Höchstbeanspruchung wurde zu $1 t/cm^2$ gewählt. Im äußeren Mantel, unterste Zone, ist bei Vollbelastung des Behälters eine Zugbeanspruchung von $0,755 t/cm^2$ vorhanden, im inneren Mantel entsprechend eine Druckbeanspruchung von nur $0,284 t/cm^2$. Die Stärkenabmessungen der Bleche, sowie der Stütz- und Bodenringe sind aus Abb. 5 näher ersichtlich.

Das Stützgerüst ist auf ständige Last, Eigengewicht und Wasserlast, sowie auf Winddruck von $250 kg/m^2$ berechnet. Da die Stützen durch kräftige Verbände nach allen Richtungen hin gut miteinander verbunden sind, wurde angenommen, daß der Winddruck sich nach der Navierschen Hypothese auf die Stützen verteilt. Insgesamt entfiel dann auf eine äußere Stütze eine Größtbelastung von rd. 110 t, auf eine Innenstütze von rd. 200 t. Die äußeren Stützen bestehen aus einem I B 30, die inneren Stützen aus einem I 45, auf den Flanschen durch aufgelegte $\square 28$ verstärkt. Die Sicherheit gegen Knicken war damit nach Euler eine rund sechsfache.

Die Fundamente des Turmes bestehen aus zwei voneinander getrennten Bodenringen von 3 m Höhe und 1,6 m bzw. 1,8 m Breite. Die Bodenpressung ergibt sich damit bei obigen Stützendrücken zu $2 kg/cm^2$ außen und $2,7 kg/cm^2$ innen. Die Gewichte des Bauwerkes betragen:

Stützgerüst	218 t
Behälter	127 t
Dachkonstruktion	29 t
Treppen, Geländer, Leitern, Dachverzierung usw.	19 t
Gußeisen zu den Funda- menten	3 t
Insgesamt	396 t
	oder rd. 400 t,

dazu kommen als Ausrüstung die Rinnen, die Abfallrohre mit ihren Befestigungen und schließlich die Fundamente.

Der Vertrag auf das Bauwerk wurde Anfang August 1913 gezeichnet, die Anlieferung aller Bauteile auf dem Bauplatze sollte innerhalb zehn Monaten danach erfolgen, die Aufstellung sollte weitere drei Monate später vollendet sein. Es gelang dem Lieferwerke trotz Verzögerungen in der Plangenehmigung, verursacht durch die notwendige Neuberechnung und Neubemessung der behördlich vorgesehenen Konstruktion, die Hauptteile der Stahlkonstruktion und der Rohrleitungen noch vor Beginn des Welt-



Abb. 3. Wasserbehälter für Zeche Heinrich, Überruhr.

krieges zu verschiffen. Die Aufstellung erfolgte mittels eines hohen Drehkranes im Mittelpunkt der Anlage. Die Übergabe des fertigen Behälter erfolgte in den ersten Tagen des Jahres 1915. Die ganze Konstruktion ist in Flußstahl von Normalgüte ausgeführt. Abb. 6 zeigt ein Bild des fertigen Bauwerkes³⁾.

Ein amerikanischer Vorschlag, von der Chicago Bridge and Iron Comp. stammend, ist in einem Patent vom Juli dieses Jahres enthalten (Abb. 7). Der kreisrunde Behälter ist durch einen kreisrunden Boden abgeschlossen, dessen äußerer Rand in die Zylinderwand des Behälters übergeht und dort in üblicher Weise abgestützt wird, und dessen innerer Rand am Zugring des Zentralzuführungsrohres endigt und da seine Stützung findet. Die Meridiankurve des Bodens soll dabei so geformt sein, daß vom tiefsten Punkt des Bodens die Krümmungsradien nach außen hin immer größer, nach innen hin immer kleiner werden. In der Abbildung ist dargestellt, wie bei einer solchen Bodenform die Wasserdrücke in einem Meridian-schnitte wirken, dessen Seillinie bei gefülltem Behälter wieder möglichst mit der Kurve des Bodens zusammenfallen muß, wenn keine Biegungskräfte auftreten sollen. Man hat es also wie bei allen Behältern mit dünnen Wänden auch hier mit einer einfachen Aufgabe des Gleichgewichtes zu tun, die zeichnerisch leicht durch schrittweises Vorgehen — sogenannte Iteration — gelöst werden kann. Man kann dabei die Horizontalkräfte ganz an den Stützring des Steigrohres überleiten, so daß außen bei A und A' ein waagerechter Zugring unnötig wird. Im übrigen zeigt der Vorschlag wieder, wie viele Möglichkeiten noch bezüglich solcher Behälterformen bestehen.

Über die Stützung durch ein großes Mittelrohr und die Bedenken gegen diese Konstruktion ist oben schon einiges gesagt worden. Im vorliegenden Falle ist allerdings durch die muldenartige Form des Ringbodens diesen Bedenken einigermaßen Rechnung getragen, was zweifellos in der Absicht des Erfinders lag.

Das Gebiet des Behälter- und Tankbaues, wobei ich vor allem auch an die üblichen Behälter für die Lagerung von Öl, Petroleum, Benzin und Säuren denke, ist außerordentlich groß und mit ihren neuzeitlichen Ansprüchen, wie schwimmende Dächer usw., außerordentlich vielseitig. Es wäre sehr zu begrüßen, wenn die Firmen, die das Gebiet des Behälterbaues pflegen, noch mehr als bisher ihre Vorschläge und Erfahrungen bekannt geben würden. Die statische und konstruktive Behandlung solcher Bauwerke, die Ausführung in genieteteter und geschweißter Bauweise, auch die vielen Möglichkeiten der Montage sind besonders interessant und bemerkenswert.

3) Ein Wasserturm genau gleicher Bauweise von sogar $3700 m^3$ Inhalt ist bereits 1912 für dieselbe Behörde von der Firma Neuman in Eschweiler gebaut worden. Beide Behälter stehen auf der Plaza de las Armas in La Plata.

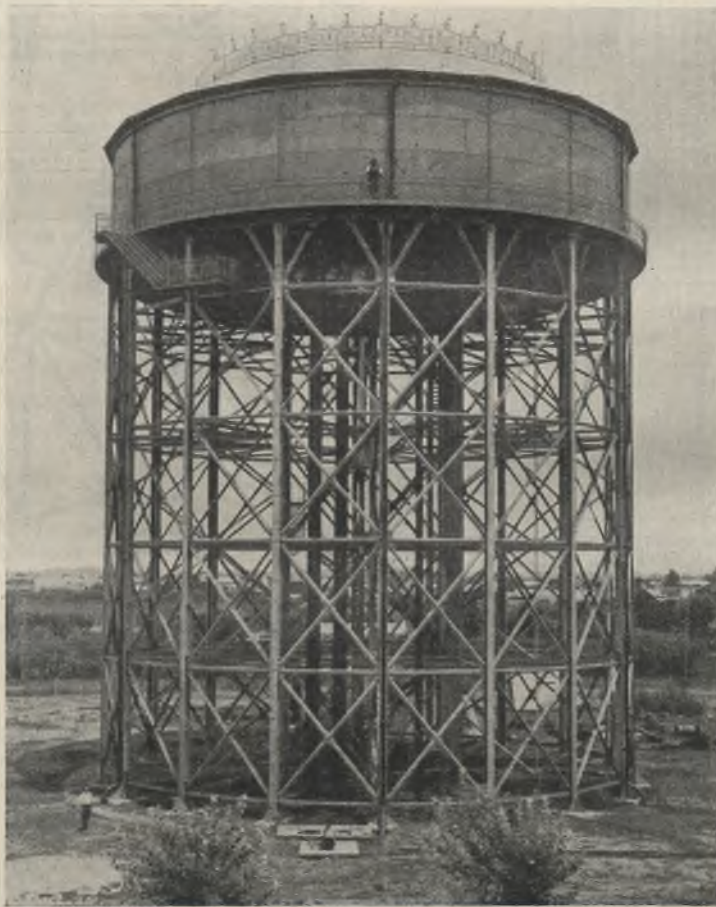


Abb. 6. Wasserturm La Plata.

INHALT: Aus Dauerversuchen mit Lichtbogenschweißungen. — Stahlhochbehälter mit geringer Bauhöhe.

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.

DER STAHLBAU

Schriftleitung:

Dr.-Ing. A. Hertwig, Geh. Regierungsrat, Professor an der Technischen Hochschule Berlin, Berlin-Charlottenburg 2, Technische Hochschule
Fernsprecher: C1 Steinplatz 0011

Professor W. Rein, Breslau, Technische Hochschule. — Fernsprecher: Breslau 421 61

Beilage
zur Zeitschrift

DIE BAUTECHNIK

Fachschrift für das ge-
samte Bauingenieurwesen

Preis des Jahrganges 10 RM und Postgeld

5. Jahrgang

BERLIN, 25. November 1932

Heft 24

Alle Rechte vorbehalten.

Stahlskelettbau für ein Hochhaus und Tonfilmtheater in Köln.

Von Dr.-Ing. O. Abisch, Köln.

Vor kurzem wurde in Köln die Montage eines Stahlskeletts für ein Bürogebäude mit anschließendem Tonfilmtheater vollendet. Dieser in mehrfacher Hinsicht bemerkenswerte Bau zeigte auch einige neuartige Lösungen und bewies anschaulich die Vorzüge des Stahlskelettbauens sowohl wegen seiner großen Wirtschaftlichkeit als auch wegen der kurzen Bauzeit, die durch diese Bauweise ermöglicht wird. Im folgenden seien deshalb die allgemeine Anordnung und einige wesentliche Einzelheiten beschrieben.

Die Gesamtanordnung geht aus den Abb. 1 bis 5 hervor.

An der Vorderfront am Hohenzollernring ist das Bürogebäude in einer Frontbreite von 32 m angeordnet und gibt dem Hohenzollernring im alten Stuckrenaissance-Stil durch seine Sachlichkeit in der Architektur ein neues Gepräge (s. a. Abb. 8). Im Erdgeschoß zwischen den seitlich angeordneten Läden ist der Haupteingang zum rückwärts gelegenen Tonfilmtheater, das mit seiner Rückfront nach dem Friesenwall zu steht. Neben dem Kinohaupteingang befindet sich der 2,8 m breite Eingang zum Bürogebäude. Dieser Eingang führt zu dem zwischen dem Theater und dem Bürogebäude liegenden Haupttreppenhaus, das über dem Erdgeschoß wegen des Theatereinganges abgefangen ist (siehe weiter unten). Das Bürohaus mit durchgehender einfacher und teilweise doppelter Unterkellerung weist neben dem Erdgeschoß sechs Ober-

geschosse auf. Das Erdgeschoß selbst ist wegen des Theatereinganges sowie zur Unterbringung einer weiteren Zwischenetage für die hier einzubauenden Geschäftsräume 5,70 m hoch, während die normale Geschoßhöhe 3,30 m beträgt.

Das Tragsystem des Stahlgerippes besteht in den Obergeschossen aus aufeinandergestellten Zweigelenrahmen von 12 m Spannweite bei einer Rahmenentfernung von 4,47 m. Im fünften und sechsten Obergeschoß ist durch das Zurückspringen der Fassade eine Verkürzung der Rahmenspannweite auf 9,50 m bedingt. Die gewählte Konstruktion ergibt in allen Stockwerken vollkommen stützenfreie Räume von 12 · 32 m bzw. 9,50 · 32 m.

Im Erdgeschoß ist eine andere Stützenstellung erforderlich, an der Vorderfront bedingt durch den breiten Kinohaupteingang von 10,61 m und Schaufensterbreiten von 2 · 8,94 m, an der Rückfront ebenfalls bedingt durch den Kinoeingang sowie zur Erzielung eines stützenlosen Ladens, der sich im Erdgeschoß auf eine Tiefe von etwa 18 m erstreckt und bis zur runden Kinorückwand reicht. In der Reihe A (Vorderfront)

können daher aus den genannten Gründen außer den Eckstützen nur die Stützen A_3 und A_6 durchgehen, während die übrigen Stützen durch einen vollwandigen, 1,20 m hohen, durchgehenden Unterzug über dem Erdgeschoß abgefangen werden, der durch Einschalten einer Zwischenstütze A_5 als Balken über fünf Stützen wirkt (s. Abb. 3). Dieser Unterzug verschwindet in der Brüstung des ersten Obergeschosses. An der Rückfront werden die Stützen C_4 und C_5 durch einen Fachwerkträger, die Stütze C_7 durch einen Vollwandträger abgefangen. Die Überdeckung des Erdgeschosses weist noch in der Zwischenreihe B einen dritten Unterzug auf

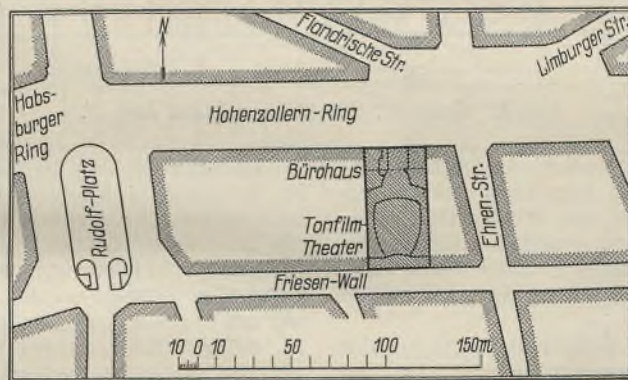


Abb. 1. Lageplan des Ringhauses in Köln.

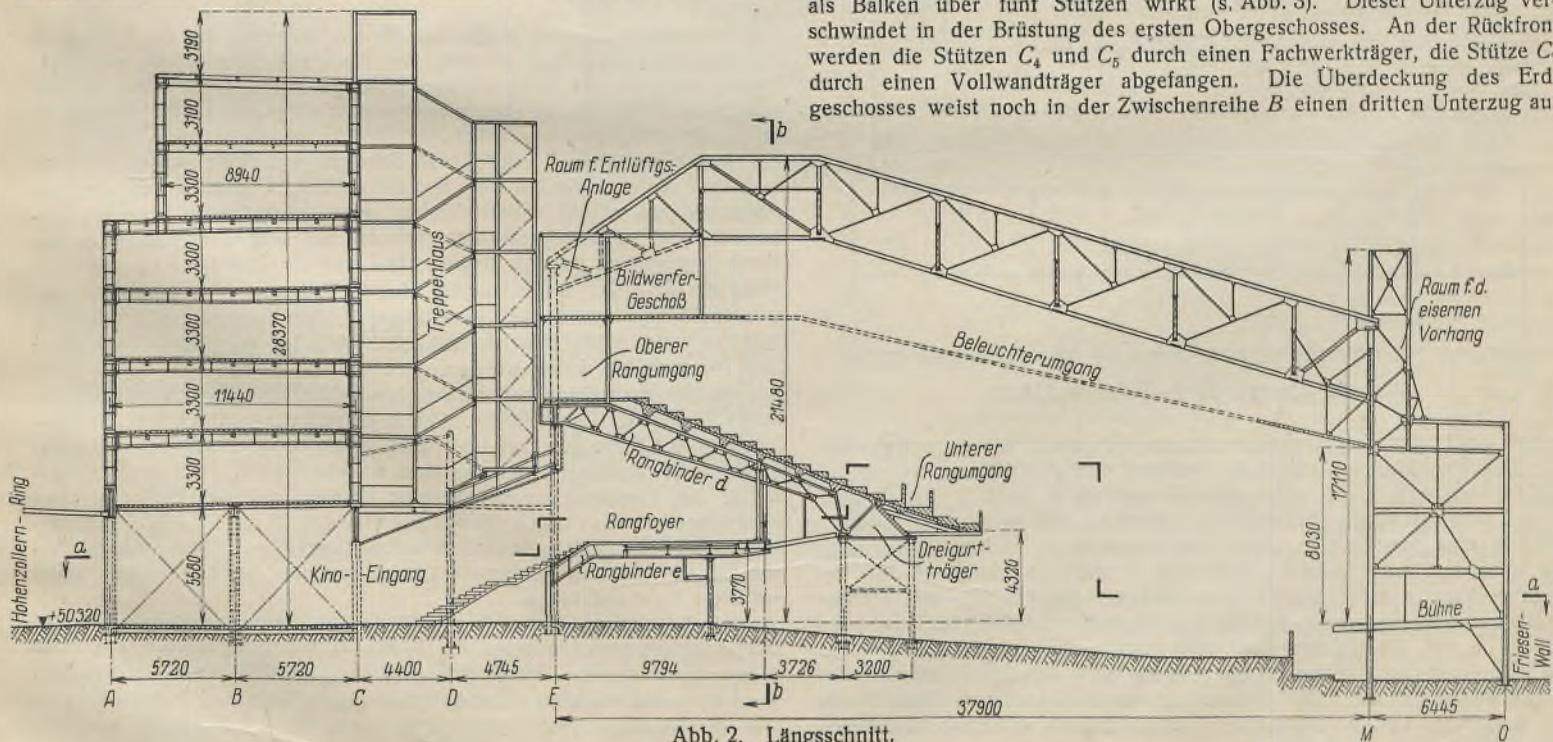


Abb. 2. Längsschnitt.

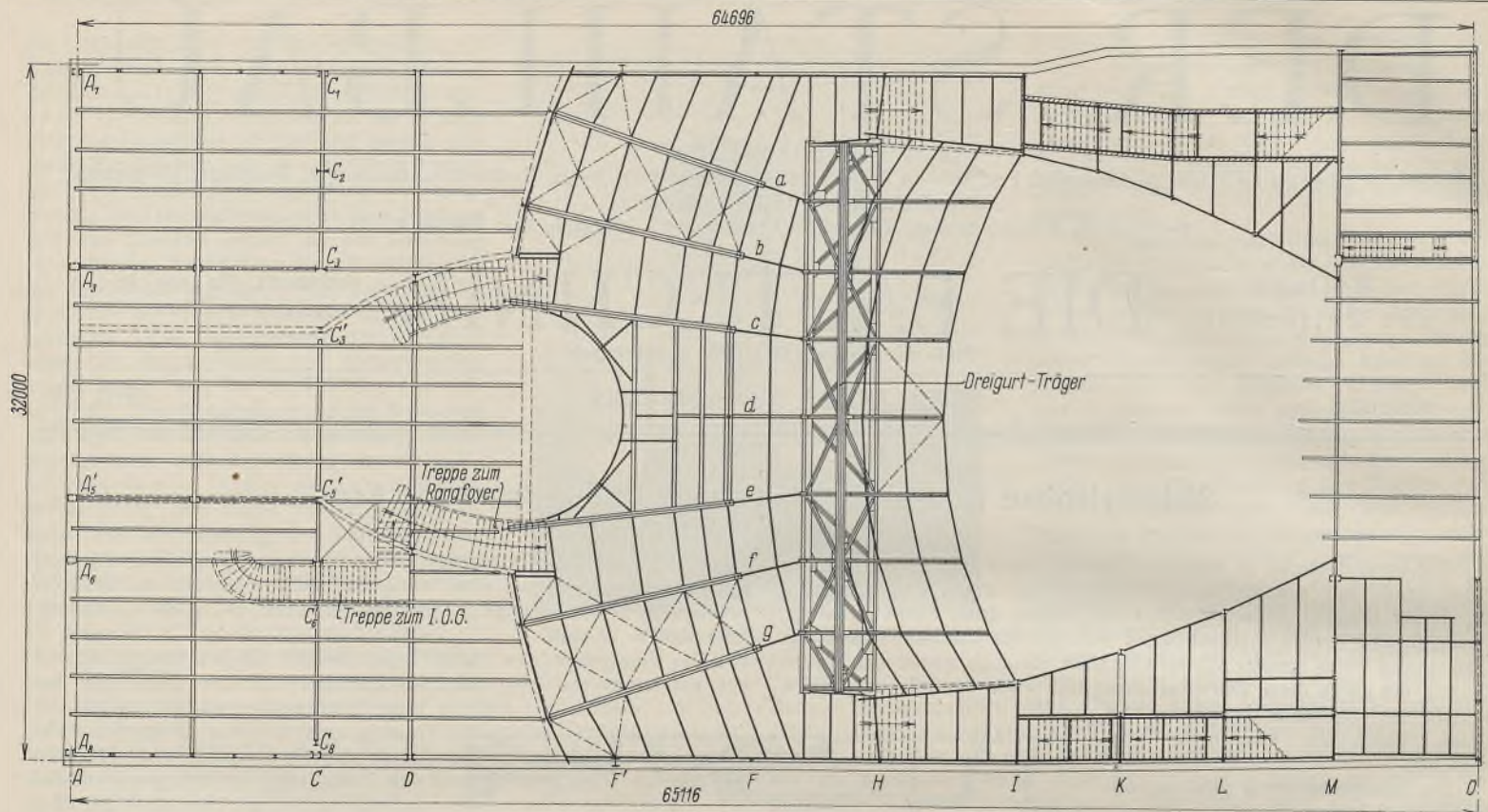


Abb. 3. Grundriß, Schnitt a-a (siehe Abb. 2).

(I 47^{1/2}), der sich auf die in den Querwänden verschwindenden Zwischenstützen abstützt. Diese Querwände bilden die Abgrenzung des Theater- und Treppeneinganges. Die Deckenträger sind in allen Geschossen nach bekannter Anordnung mit Zuglasche und Druckkeil teilweise eingespannt. Die Stahlkonstruktion wird nur bis 1 m unter der Straßenoberkante geführt, wo sie sich auf die in Massivbauweise ausgeführte Kellerkonstruktion aufsetzt.

Die Deckenkonstruktion ist in bekannter Weise ausgeführt. Auf den zwischen den Trägern verlegten Bimszementstegdielen wird eine 6 cm starke Schicht aus granulierter Hochofenschlacke aufgebracht, hierauf

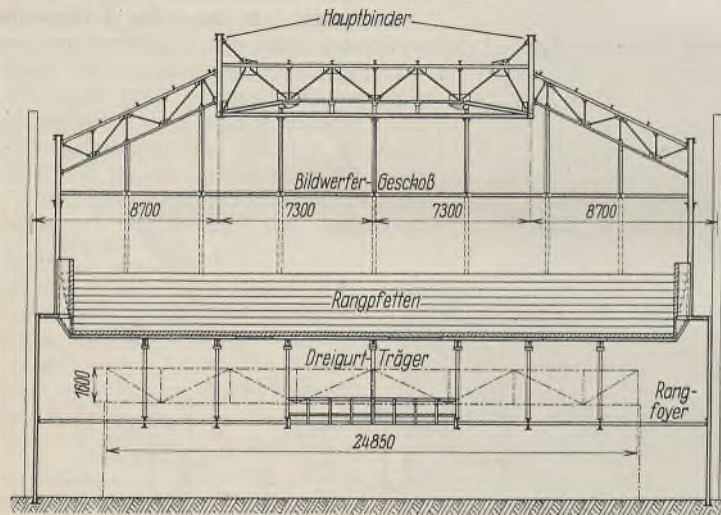


Abb. 4. Querschnitt b-b (siehe Abb. 2).

kommt ein 2 cm starker Asphaltstrich, auf den das Linoleum verlegt wird. Die Stegzementdielen erhalten am Auflager eine Aussparung, so daß die Dielenunterkante 1 cm unter dem Trägerflansch liegt. Der Trägerflansch wird mit einem Drahtgewebe umwickelt, und nach dem Verputzen entsteht eine vollkommen glatte Deckenuntersicht. Diese Decke kann als besonders wirtschaftlich bezeichnet werden, da sie neben dem genannten Vorzug einer glatten Untersicht ein guter Schall- und Wärmeisolator ist und bei geringen Herstellungskosten nur ein Eigengewicht von 230 kg/m² hat. Da sie ferner als vollkommen steif anzusehen ist, wurde sie als horizontaler Verband zur Übertragung der Windkräfte in die massiven Giebelwände benutzt. Die Rahmen brauchten aus diesem Grunde nur für senkrechte Lasten (Eigengewicht und Nutzlast) berechnet zu werden.

Die Eckausbildung der Zweigelenkrahmen ist aus Abb. 6a zu ersehen. Die Ecksteifigkeit wurde erzielt mit Hilfe einer oberen Zuglasche und eines unteren Druckkeiles. Hierbei wurde mit besonderem Vorteil von der Schweißung Gebrauch gemacht. Wie ersichtlich, wurde zur Verstärkung des Pfostenstegblechs ein besonderes Verstärkungsblech eingeschweißt. Ebenso wurde nach Schlitzung der inneren Pfostenwinkel und des Pfostensteges die Zuglasche eingeschweißt, wobei zu beachten ist, daß alle Schweißungen in der Werkstatt ausgeführt wurden. Die mit den Zuglaschen versehenen Pfosten wurden auf die Baustelle fertig angeliefert und mit den ebenfalls fertigen Rahmenriegeln an Ort und Stelle vernietet und verkeilt. Vergleichsweise sei die vorher in reiner Nietkonstruktion projektierte Rahmenecke gezeigt (Abb. 6b). Hieraus ist deutlich die große Vereinfachung ersichtlich, die in vorliegendem Falle die Schweißkonstruktion mit sich brachte, was auch aus der Gewichtsersparnis von rd. 10 t hervorgeht, die hierdurch erzielt werden konnte und die bei einem ursprünglichen Rahmengewicht von 93,50 t rd. 11% beträgt.

Besonderes Gewicht mußte bei der Projektierung auf die Verlegung der Rohrleitungen gelegt werden. Zu diesem Zwecke wurde von vornherein die Zuglasche nicht bis zum Ende geführt und außerdem so weit ausgebrannt, daß überall ein einwandfreies Verlegen der Rohre ermöglicht wurde (Abb. 6).

Außer der eben beschriebenen Schweißkonstruktion wurde noch an mehreren anderen Stellen von der Schweißung Gebrauch gemacht, vor allem da, wo es mit wirtschaftlichen oder konstruktiven Vorteilen verbunden war. Als interessantes Beispiel sei hier ein Stützenfuß der Vorderfrontstützen gezeigt, dessen klare und wirtschaftliche Lösung sinnfällig ist (Abb. 7). Auch an den oberen Teilen der Vorderfrontstützen wurden die Verbindungs- und Verstärkungslaschen durchgehend geschweißt, wodurch neben größerer Wirtschaftlichkeit einfache und glatte Schaufenster- und Türanschlüsse erzielt wurden.

An das Vorderhaus nach rückwärts anschließend liegt über dem Kinohaupteingang das Treppenhaus. Durch diese Lage bedingt, war eine Abfangung des Treppenhauses über dem Erdgeschoß erforderlich. Bei der großen Höhe von über 20 m und dem starken Einfluß des Eigengewichtes mußte das Hauptaugenmerk auf eine Verringerung des Eigengewichtes gelegt werden, was durch Anordnung von nur 10 cm starken Schwemmsteinwänden geschah, die innen zur Isolierung mit Celotexplatten verblendet wurden. So gelang es, das Gesamtgewicht des Treppenhauses auf 200 t herabzudrücken.

Zur Aussteifung wurden in allen Podesten und Treppenlaufuntersichten sowie in allen vier Wänden durchgehende Verbände angeordnet. Der Treppenhausverband in Reihe C konnte nicht bis zum Fundament geführt werden, sondern mußte ebenfalls über dem Erdgeschoß aufhören, da er hier den Aufzugeingang störte. Er findet eine Fortsetzung zwischen

den Stützen C_3 und C_3' , wo er die Windkräfte in die Fundamente leitet. Durch diese Verbandsunterbrechung war eine Verankerung des an sich schmalen Verbandes von etwa 45 t in Erdgeschoßhöhe erforderlich.

Die Ausmauerung des Vorderhauses erfolgte in 25 cm starkem Schwemmsteinmauerwerk. Die Brüstungen und die Stützaußenseiten

vor die schwierigsten Aufgaben stellten. So wurde neben einer stützenlosen und schwingungssicheren Rangkonstruktion aus akustischen Gründen eine Raumform verlangt, die sich nach der Bühne zu sowohl der Höhe als auch der Breite nach verjüngt. Der verlangten Raumform sich anschmiegend, erhalten die beiden Dachhauptbinder die aus Abb. 2 ersichtliche Form. Sie liegen in einem Abstände von 14,6 m (Abb. 5) und haben eine Stützweite von 37,90 m. Die Anordnung der Hauptbinder in der Längsrichtung des Kinos hat sich gegenüber der erst vorgesehenen Queranordnung im vorliegenden Fall deshalb als besonders zweckmäßig erwiesen, weil es hierdurch möglich wurde, die schweren Stützenlasten von den Giebelwänden fernzuhalten. Hier wäre eine Gründung der schweren Lasten wegen der vorhandenen Nachbargiebel auf erhebliche Schwierigkeiten gestoßen. Die Zwischenbinder mit einer Spannweite von 14,6 m und einem Abstände von 5,5 m überdecken den Mittelraum und sind in normaler Weise ausgebildet. Zur seitlichen Abdeckung sind, ebenfalls der nach vorn sich verjüngenden Raumform angepaßt, zwei Randbinder angeordnet, die zur Aufnahme der abschließenden seitlichen Zwischenbinder dienen (Abb. 5). Diese Zwischenbinder sind hier der kleineren Spannweite wegen aus einfachen Normalprofilen gebildet. Als Dacheindeckung ist ein Doppelpappdach auf Holzschalung gewählt. Aus feuertechnischen Gründen konnte diese Wahl deshalb getroffen werden, weil die Dachunterseite zur Erzielung der gewünschten Raumform mit einem (feuersicheren) Rabitz verkleidet wurde. Ein besonders leichtes Dach war aber im vorliegenden Falle deshalb erforderlich, weil der Dachbinder an der Bühnenseite zur Aufnahme des gegebenenfalls später einzubauenden eisernen Vorhanges dienen mußte und weil außerdem an der Rückseite das Bildwerfergeschoß an der Dachkonstruktion aufgehängt ist, was weiter unten noch näher ausgeführt ist. Die Lagerung der Hauptbinder erfolgte auf die Stützen E_1 und E_2 bzw. M_1 und M_2 , wobei statisch die Stützen in der Reihe E als Pendelstützen wirken, während die Stützen in der Reihe M durch die im Bühnenhaus angeordneten Verbände (s. Abb. 2) als feste Auflagerpunkte anzusehen sind.

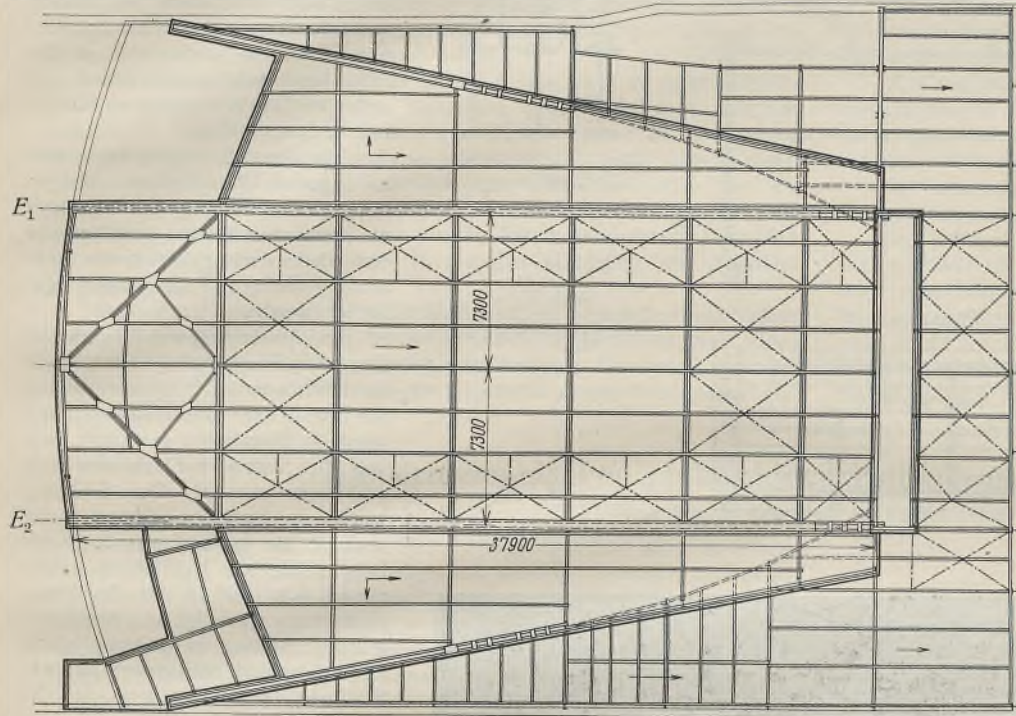


Abb. 5. Dachgrundriß.

M

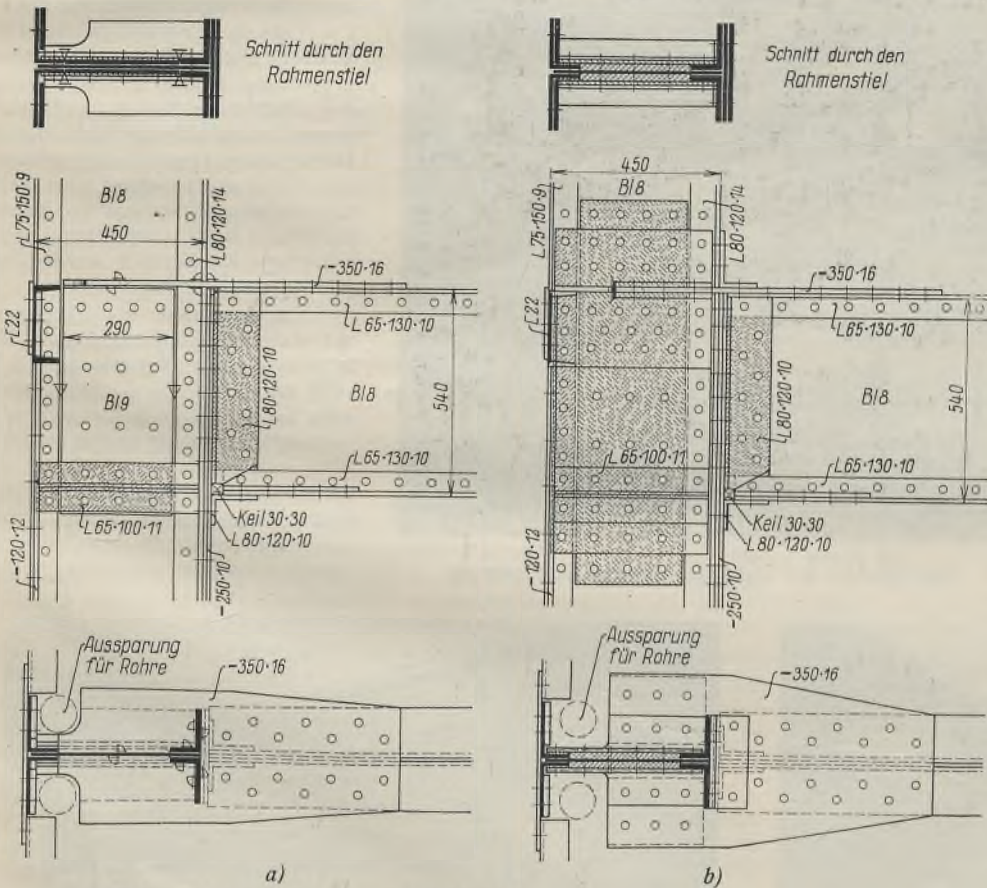


Abb. 6a u. b. Vergleich zweier Eckausbildungen der Zweigelenkrahmen.

a) teilweise geschweißt. b) vollkommen genietet.

wurden dann mit 3 cm starken Muschelkalkplatten verblendet, während die in dem Raum stehenden Stützteile umrabitz und verputzt wurden.

Eine Fassadenansicht vom Hohenzollernring zeigt Abb. 8.

Der an das Vorderhaus anschließende Kinoneubau bot dem entwerfenden Ingenieur besondere Schwierigkeiten, da die raum-, sicht- und hörtechnischen Erfordernisse Lösungen verlangten, die den Stahlkonstrukteur

aufgelagert ist. Dieser Blechträger hat neben der Rangkonstruktion noch einen Teil des Haupttreppenhauses zu tragen, woraus sich seine großen Abmessungen erklären. Ein Moment von 419 tm ergibt bei einem Widerstandsmoment von $30\,300\text{ cm}^3$ eine größte Spannung von 1380 kg/cm^2 . Der Querschnitt besteht aus einem Stegblech $2000 \cdot 12$, Gurtwinkeln $100 \cdot 200 \cdot 14$ und einer Gurtplatte von $450 \cdot 12$.

Von besonderem Interesse und eine neuartige Lösung aufweisend ist die Rangkonstruktion des Kinos. Hier mußte eine einwandfreie schwingungssichere und stützenlose Konstruktion gesucht werden. Die erste Forderung wurde durch Einbau eines verdrehungsfesten Dreigurträgers erfüllt, die zweite Forderung dadurch, daß die Stützen jeweils in den Wänden verschwinden. Die Gesamtanordnung der Rangkonstruktion ist aus Abb. 2, 3 u. 4 ersichtlich. Auf die unteren radial gestellten Vollwandbinder, die das Rangfoyer bilden, setzen sich die oberen Fachwerkbinder, die den Zuschauerang tragen. Die Vollwandbinder sind als Kragbalken auf zwei Stützen ausgebildet, wobei auf eine Rahmenwirkung verzichtet wurde, damit die schmal gehaltenen Stützen das vorhandene Wandprofil nicht überschreiten. Die äußeren Binder a , b und f , g sind horizontal, während die mittleren Binder den Hauptaufgangstrepfen zum Rangfoyer in der Form angepaßt sind (Abb. 2). In der Gebäudeachse fehlt der Rahmenbinder, da hier für den Haupteingang zum Parkett der Raum freigelassen werden mußte. In diesem Felde sind neben schweren Pfetten entsprechend schwerere Unterzüge zwischen den Rahmen c und e vorgesehen. Die drei mittleren Fachwerkbinder c , d , e liegen auf der anderen Seite auf einem 2 m hohen Vollwandträger, der seinerseits bei einer Spannweite von 14,60 m auf den Hauptbinderstützen

Die seitlichen Rangbinder *b* und *f* stützen sich außen auf Stützen in der runden Kinoaußenwand, die Rangbinder *a* und *g* konnten nicht soweit nach rückwärts geführt werden, da hier die Kopfhöhe für die nach dem Rang führende Treppe gewahrt werden mußte. Hier wurden deshalb schon vorher Zwischenstützen angeordnet, die sich auf den unteren Vollwandbinder absetzen.

Zur Abfangung der vorderen Rangkonstruktion dient der schon vorher erwähnte Dreigurtträger. Mit einer Spannweite von 25 m setzt er sich auf je zwei in den Wänden verschwindenden Stützen ab, deren Entfernung von 3,20 m gleichzeitig die Basisbreite des Dreigurtbinders ergibt (Abb. 2, 3 u. 4). Dieser Dreigurtbinder trägt auf der einen Seite die schnabelförmige Verlängerung der oberen Rangbinder, sowie die Deckenträger des Garderobenraumes, auf der anderen Seite dient er zur Aufnahme der Kragkonstruktion des vorderen Ranges, die an den Seiten etwa 6,60 m, in der Mitte 4,00 m weit ausladet.

Die genannten schnabelförmigen Verlängerungen sind bei jedem Rangbinder verschieden, was durch die radiale Anordnung bedingt ist. Die vorderen Auskragungen sind der einfacheren Ausbildung wegen nicht radial, sondern senkrecht zum Dreigurtträger angeordnet (Abb. 3). Der Obergurt des Dreigurtbinders besteht aus zwei bzw. vier über Kreuz gestellten Winkeln $200 \cdot 200 \cdot 18$, der Untergurt aus zwei unter einem Winkel von 45° zusammengeschweißten Blechen $480 \cdot 20$ (waagrecht) und $340 \cdot 12$ (schräg). Die vorliegende Anordnung weist durch größtes Anpassen an die örtlichen Verhältnisse gegenüber den üblichen zwei Hauptträgern mit oberem und unterem Querverband den Vorteil erhöhter Steifigkeit und größerer Wirtschaftlichkeit auf. Die Vergleichsentwürfe mit nur einem Träger und Verbänden in der Rang- und Trägerdecke stießen auf Schwierigkeiten bei der Aufnahme der großen horizontalen Verbandauflegerdrücke, so daß diese Lösung von vornherein ausschied. Bei Anordnung von zwei nebeneinanderliegenden Trägern

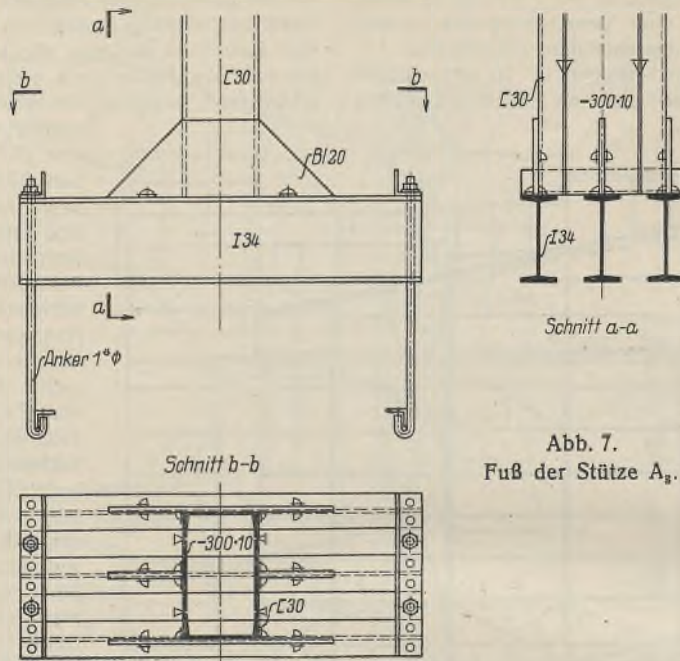


Abb. 7.
Fuß der Stütze A_3 .



Abb. 8. Außenansicht des Gebäudes am Hohenzollernring.

hätten diese bei der beschränkten Bauhöhe entweder dicht nebeneinander liegen müssen, um für beide noch die entsprechende Höhe auszunutzen, was aber eine verminderte Quersteifigkeit bedingt hätte, oder man hätte die beiden vertikalen Träger weiter auseinander rücken müssen, wodurch sie in der Höhe beschränkt worden wären und in der vertikalen Richtung an Steifigkeit verloren hätten.

Aus dieser Erwägung ergab sich in logischer Konsequenz die geschilderte Anordnung, durch welche die genannten Mängel beseitigt und eine ebenso wirtschaftlich wie konstruktiv befriedigende Lösung gefunden wurde.

Die Abdeckung des Trägers und der oberen Ranggänge erfolgte wie im Hochhaus in Stegzementdielen aus Bimsbeton. Die Rangabdeckung wurde in Eisenbeton gestampft, worauf die Stufen in Eisenbeton aufgestampft wurden. Die Schalung wurde in einzelnen Kasten fertig verlegt; sie bestand aus teerfreier Pappe, die auf Holzlehren aufgespannt war. Diese Art der Rangeindeckung hat sich als besonders günstig erwiesen, da die komplizierte halbrunde und nach unten fallende Schalung beim Anfertigen an Ort und Stelle großen Schwierigkeiten begegnet wäre, während das Verlegen der fertigen Formen nur knapp $1\frac{1}{2}$ Tage in Anspruch nahm. Die Schalung blieb nach dem Betonieren liegen und diente zur Befestigung des daruntergehängten Rabitzverputzes. Das Eigengewicht dieser Decke kann ebenfalls als günstig bezeichnet werden, da es einschließlich Stufen und Stählen an keiner Stelle 310 kg/m^2 Grundfläche überschreitet. Als Nutzlast wurden rd. 500 kg/m^2 gerechnet.

Als besonders bemerkenswert sei noch auf die Konstruktion des Bildwerferraumes verwiesen (Abb. 2 u. 4), der, wie schon erwähnt, einerseits an den Hauptdachbindern aufgehängt ist, während er sich andererseits auf die Rangkonstruktion abstützt. Der rückwärtige Teil des Bildwerferraumes dient, durch eine Zwischenwand vom eigentlichen Bildwerferraum getrennt, der

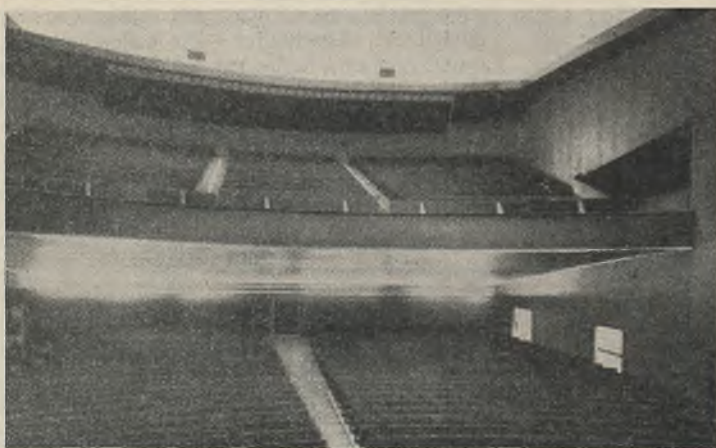


Abb. 9.

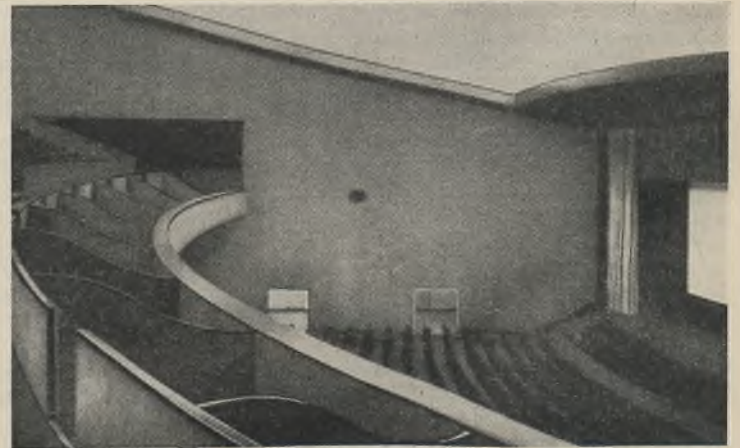


Abb. 10.

Abb. 9 u. 10. Innenansichten des Tonfilmtheaters.

Aufnahme der großen Be- und Entlüftungsanlage (Abb. 2). — Die Lage des Wetterfertigers an der Kinoaußenwand hat sich als besonders günstig erwiesen, da hierbei gegenüber den bisher üblichen Anlagen im Keller in einfachster und einwandfreier Weise möglich war, die notwendigen Luftzuführrohre unmittelbar von der Außenseite her der Maschinenanlage zuzuführen. Das Bildwerfergeschoß steht einerseits direkt mit dem Haupttreppenhaus des Vorderhauses in Verbindung, hat aber außerdem, der feuerpolizeilichen Bestimmung entsprechend, einen gesonderten Ausgang durch eine Wendeltreppe nach unten.

Das Bühnenhaus dient neben dem eigentlichen 8 m tiefen Bühnenraum auf der linken Seite zur Aufnahme des Orgelraumes und verschiedener Abstellräume für Kulissen u. dgl., während auf der rechten Seite Verwaltungs- und Büroräume untergebracht sind. Auch dieser Gebäudeteil ist als reiner Stahlskelettbau ausgeführt und wie der übrige Kinoraum in 25 cm starkem Schwemmsteinmauerwerk ausgemauert. Die Kellerräume sind für die Personalunterkunft ausgebaut, im darunterliegenden Tiefkeller ist die Zentralheizung für das Kino untergebracht.

Besonderer Erwähnung sei schließlich noch der komplizierten Gründung getan, die sich hier deshalb besonders schwierig gestaltete, weil einerseits die bestehenden Mauerfundamente früherer Gebäude, zum Teil sogar die alte Kölner Stadtmauer, die geplanten neuen Fundamente viel-

fach überschritten und Überbrückungen, Abfangungen, Auswechslungen usw. erforderlich machten, um die bestehenden Fundamente nach Möglichkeit mitzubenutzen. Andererseits waren dort, wo neue Fundamente angeordnet wurden, Gründungen bis zu 9 m Tiefe notwendig, da sich der Bau zum Teil über den alten Kölner Stadtgraben erstreckt und Aufschüttungen bis zu 7 m und mehr zu durchfahren waren.

Diese Besonderheiten machten ein vorheriges Festlegen des Fundamentplanes unmöglich und bedingten ein Festlegen der Fundamente von Fall zu Fall, je nach den örtlichen Verhältnissen.

Was den Materialverbrauch betrifft, so wurden insgesamt 550 t St 37 verbaut, wovon 260 t auf das Hochhaus und 290 t auf das Kino entfallen.

Dieser Materialaufwand muß als außerordentlich niedrig bezeichnet werden. Er beträgt für das Hochhaus 21 kg/m³ umbauten Raumes.

Die Innenansicht des stützenlosen, 2000 Personen fassenden Tonfilmtheaters zeigen die Abb. 9 u. 10.

Der Entwurf stammt von den Architekten Riphahn & Grod, Köln, die technisch konstruktive Bearbeitung lag in den Händen des Verfassers, in dessen Büro die statischen Berechnungen und alle Konstruktionszeichnungen hergestellt wurden, wobei sich die Herren Dipl.-Ing. Zweig und Rademacher als Kommissionsführer hervortaten. Die Stahlkonstruktion wurde von der Humboldt-Deutzmotoren A. G., Köln-Kalk, in knapp sechs Wochen geliefert und aufgestellt.

Alle Rechte vorbehalten.

Die Berechnung von rechteckigen Leitungsmasten auf Verdrehen.

Von Ing. F. Wansleben, Rheinhausen.

Die Berechnung von Gittermasten auf Biegung bietet keine Schwierigkeiten und darf als bekannt vorausgesetzt werden. Weniger einfach gestaltet sich die statische Untersuchung des Mastes bei Verwindungsbeanspruchung, wenn die Wirkung der Querverbände und der Einspannung im Fundament berücksichtigt werden¹⁾. Die Aufgabe ist so vielfach statisch unbestimmt, wie Querverbände im Mast angeordnet sind.

Wie die Berechnung zeigt, trifft die allgemein übliche Annahme, daß sich das Verwindungsmoment im Verhältnis der Querschnittsseitenlängen als Querkraft auf die Mastseiten verteilt, nicht zu. Das Verteilungsverhältnis ist vielmehr wesentlich abhängig von der Zahl und Anordnung der Querverbände und ist in jedem durch einen Querverband abgeteilten Feld verschieden.

Der nachstehenden Berechnung liege als Voraussetzung zugrunde, daß der betrachtete Mast einen nach oben hin sich gleichmäßig verjüngenden rechteckigen Querschnitt von gleichbleibendem Seitenverhältnis habe und in gewissen Abständen durch starre Querverbände ausgesteift sei. Am unteren Ende sei der Mast im Fundament fest eingespannt, während

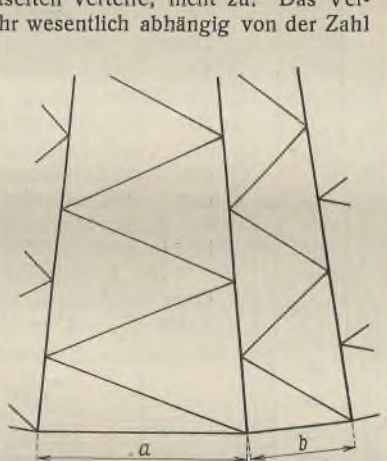


Abb. 1.

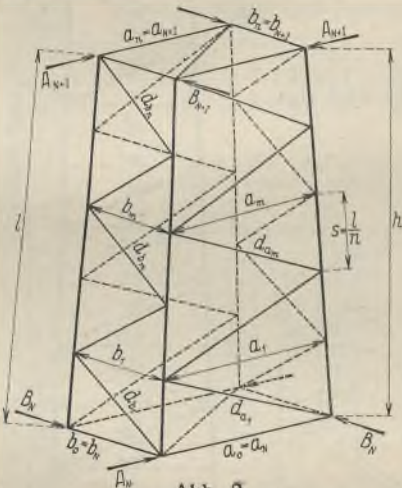


Abb. 2.

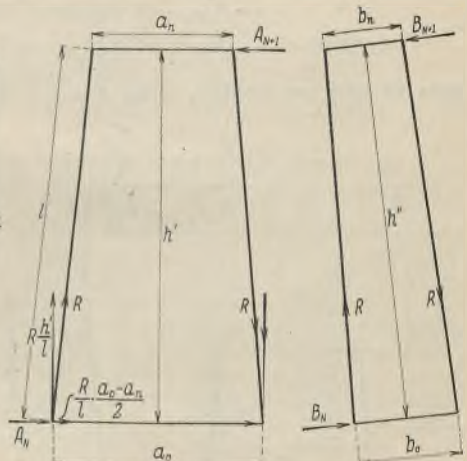


Abb. 3.

an seinem oberen Ende ein verwindend wirkendes Moment M angreife. Die Ausfachungen der gegenüberliegenden Mastwände seien in Form und Querschnittsbemessung einander gleich. Als Vergitterungssystem sei das meist übliche, in Abb. 1 dargestellte, angenommen, obgleich die Art der Ausfachung für das Endergebnis grundsätzlich bedeutungslos ist.

Zwecks Lösung der Aufgabe wird der Mast in den Querverbänden durchschnitten, so daß eine Anzahl in sich statisch bestimmter Raumbauwerke (Abb. 2) entsteht, die durch die Querkraft A und B sowie durch die Längskräfte K belastet sind. Zunächst sollen nur die durch das Verwindungsmoment

$$M = A_N \cdot b_N + B_N \cdot a_N = A_{N+1} \cdot b_{N+1} + B_{N+1} \cdot a_{N+1}$$

erzeugten Stabkräfte ermittelt werden. Zu diesem Zweck wird das Raumbauwerk durch Längsschnitte in den Eckpfosten in vier ebene Fachwerke gemäß Abb. 3 zerteilt. An den Längsschnitten der Pfosten greifen Scherkräfte R an.

Die Gleichgewichtsbedingungen für die einzelnen Fachwerkstäbe lauten nun:

$$A_N + R \cdot \frac{a_0 - a_n}{l} = A_{N+1},$$

$$B_N + R \cdot \frac{b_0 - b_n}{l} = B_{N+1},$$

¹⁾ Vgl. auch die Arbeit von Dr.-Ing. Ebner im „Stahlbau“ 1932, Heft 1.

$$A_{N+1} \cdot h' = R \cdot \frac{h'}{l} \cdot a_N,$$

$$B_{N+1} \cdot h'' = R \cdot \frac{h''}{l} \cdot b_N.$$

Aus den beiden letzten Gleichungen findet man sofort ganz allgemein:

$$(1) \quad \frac{A_{N+1}}{B_{N+1}} = \frac{a_N}{b_N} \quad \text{oder} \quad \frac{A}{B} = \frac{a}{b}.$$

Hiermit ergibt sich die Querkraft an beliebiger Stelle m der Seitenwände zu:

$$(2) \quad A_m = \frac{M}{2 b_m}, \quad B_m = \frac{M}{2 a_m}.$$

Durch Zerlegen der Querkraft findet man an Hand der Abb. 4 die Stabkräfte:

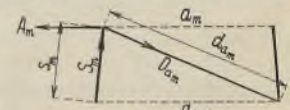


Abb. 4.

$$(3) \quad \begin{cases} D_{am}^0 = \frac{M}{2 a_{m-1} b_m} \cdot a_m = \frac{M}{2 b_{m-1} a_m} \cdot a_m, \\ D_{bm}^0 = \frac{M}{2 a_{m-1} b_m} \cdot b_m = \frac{M}{2 b_{m-1} a_m} \cdot b_m, \\ -S_m^0 = \frac{M}{2 a_{m-1} b_m} \cdot s = \frac{M}{2 b_{m-1} a_m} \cdot s. \end{cases}$$

Die Stabkräfte, welche durch die Längskräfte K hervorgerufen werden, errechnen sich wie folgt:

Es wird wieder gemäß Abb. 5a das Raumbauwerk in seine ebenen Teile zerlegt und dabei die Kraft K_N in zwei noch unbekannte Teile $x K_N$ und $(1-x) K_N$ geteilt. Die Gleichgewichtsbedingungen für die einzelnen Fachwerkstäbe lauten:

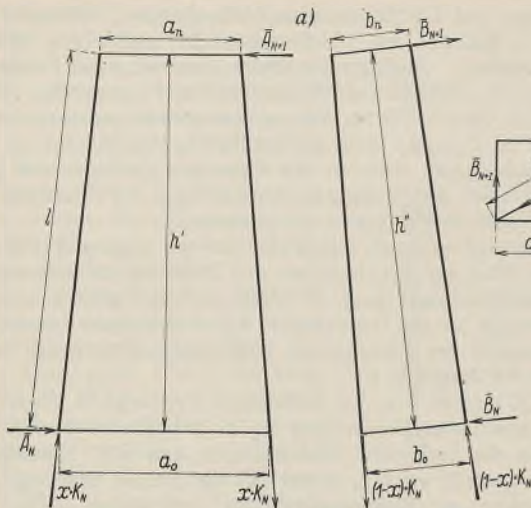


Abb. 5a u. b.

$$\begin{aligned}
 -\bar{A}_N - x K_N \cdot \frac{a_o - a_u}{l} &= -\bar{A}_{N+1} \\
 \bar{B}_N + (1-x) K_N \cdot \frac{b_o - b_u}{l} &= \bar{B}_{N+1} \\
 -A_{N+1} h' &= x K_N \cdot \frac{h'}{l} \cdot a_N \\
 B_{N+1} h'' &= (1-x) K_N \cdot \frac{h''}{l} \cdot b_N
 \end{aligned}$$

Nach Abb. 5b ist aber:

$$\begin{aligned}
 -\bar{A}_{N+1} &= \frac{a_{N+1}}{z} \cdot Z \\
 \bar{B}_{N+1} &= \frac{b_{N+1}}{z} \cdot Z, \text{ d. h.} \\
 -\bar{A}_{N+1} &= \frac{a_{N+1}}{b_{N+1}}
 \end{aligned}$$

Dies ist aber nur möglich, wenn $x = \frac{1}{2}$. Es wird also

$$\begin{aligned}
 -\bar{A}_{N+1} &= \frac{K_N}{2l} \cdot a_N \\
 \bar{B}_{N+1} &= \frac{K_N}{2l} \cdot b_N
 \end{aligned}$$

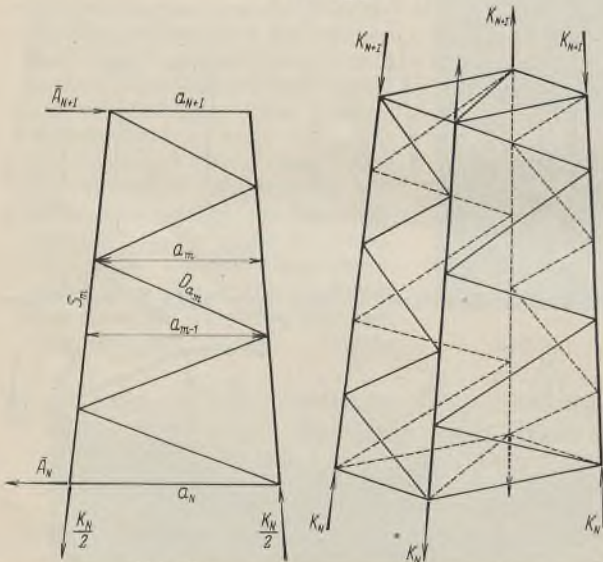


Abb. 6.

Abb. 7.

Hiermit ergeben sich gemäß Abb. 6 die Stabkräfte zu:

$$\begin{aligned}
 -\bar{D}_{am} &= K_N \cdot \frac{a_N a_{N+1}}{a_m a_{m-1}} \cdot \frac{d_{am}}{2l} = K_N \cdot \frac{b_N b_{N+1}}{b_m b_{m-1}} \cdot \frac{d_{am}}{2l} = -K_N D'_{am} \\
 +\bar{D}_{bm} &= K_N \cdot \frac{a_N a_{N+1}}{a_m a_{m-1}} \cdot \frac{d_{bm}}{2l} = K_N \cdot \frac{b_N b_{N+1}}{b_m b_{m-1}} \cdot \frac{d_{bm}}{2l} = K_N D'_{bm} \\
 \pm \bar{S}_m &= K_N \cdot \frac{a_N}{2n a_{m-1}} \left[(n-m) \left(\frac{a_{m-1}}{a_m} + 1 \right) + 1 \right] = K_N S'_{mN}
 \end{aligned}$$

In ganz ähnlicher Weise erhält man die Stabkräfte aus den Kräften K_{N+1} zu:

$$\begin{aligned}
 +\bar{D}_{am} &= K_{N+1} \cdot \frac{a_N a_{N+1}}{a_m a_{m-1}} \cdot \frac{d_{am}}{2l} = K_{N+1} D'_{am} \\
 -\bar{D}_{bm} &= K_{N+1} \cdot \frac{a_N a_{N+1}}{a_m a_{m-1}} \cdot \frac{d_{bm}}{2l} = -K_{N+1} D'_{bm} \\
 \pm \bar{S}_m &= \frac{K_{N+1} a_{N+1}}{2n a_{m-1}} \left[m \left(\frac{a_{m-1}}{a_m} + 1 \right) - 1 \right] \\
 &= K_{N+1} S'_{mN+1} = K_{N+1} (1 - S'_{mN})
 \end{aligned}$$

Die Verschiebungen der Eckpunkte aus der Querverbandebene heraus infolge der Verwindungsbeanspruchung ergeben sich für jedes Maststück zu:

$$\begin{aligned}
 (5) \quad E \delta_N^u &= -E \delta_{N+1}^o \\
 &= \sum \frac{D_{am}^o D'_{am} d_{am}}{F_{am}} + \sum \frac{D_{bm}^o D'_{bm} d_{bm}}{F_{bm}}
 \end{aligned}$$

denn es ist

$$\sum S_m^o S'_{mN} \cdot \frac{s}{F} = \sum S_m^o S'_{mN+1} \cdot \frac{s}{F} = 0$$

Zu Gl. 5 ist zu bemerken, daß die Kennzeichen u und o der δ -Werte andeuten, daß sie am unteren, bzw. oberen Ende des betreffenden Maststückes gemessen sind.

Die gegenseitige Verschiebung zusammengehöriger Eckpostenschnitte zweier zusammengehöriger Maststücke ist dann ganz allgemein:

$$(6) \quad \delta_N = \delta_N^o + \delta_N^u$$

Da δ_N^o und δ_N^u von entgegengesetztem Vorzeichen sind, ist δ_N in der Regel ein kleiner Wert.

Setzt man in Gl. 5 die Werte D und D' aus Gl. 3 u. 4 ein, dann erhält man:

$$\begin{aligned}
 (5a) \quad E \delta_N^u &= -E \delta_{N+1}^o = -\frac{M \cdot a_N a_{N+1}}{4l} \\
 &\quad \sum \frac{1}{a_m b_m a_{m-1}^2} \left(\frac{d_{am}^3}{F_{am}} - \frac{d_{bm}^3}{F_{bm}} \right)
 \end{aligned}$$

Hieraus erkennt man, daß die Querschnittsverwölbung des Mastes um so größer ist, je mehr der Mastquerschnitt von der quadratischen Form abweicht. Dabei ist die Richtung der Verschiebung derart, daß ein Zurückschieben der Eckpunkte in die Querschnittsebene durch Kräfte K , welche an den Eckposten angreifen, die Diagonalkräfte in den breiten Mastseiten vermindern und diejenigen in den schmalen Mastseiten vergrößern.

Die Verschiebungen der Mastecken aus der Querschnittsebene infolge alleiniger Wirkung der Kräfte $K_N=1$ errechnen sich für das in Abb. 7 dargestellte Maststück zu

$$\begin{aligned}
 (7) \quad E \delta_{NN}^u &= \sum \frac{D_{am}^{\prime 2} d_{am}}{F_{am}} \\
 &+ \sum \frac{D_{bm}^{\prime 2} d_{bm}}{F_{bm}} + \sum S_{mN}^{\prime 2} \cdot \frac{s}{F} \\
 -E \delta_{NN+1}^o &= \sum \frac{D_{am}^{\prime 2} d_{am}}{F_{am}} \\
 &+ \sum \frac{D_{bm}^{\prime 2} d_{bm}}{F_{bm}} \\
 &- \sum S_{mN+1}^{\prime 2} \cdot S_{mN+1}^{\prime} \cdot \frac{s}{F}
 \end{aligned}$$

und für die alleinige Wirkung der Kräfte $K_{N+1}=1 \dots$

$$\begin{aligned}
 (7a) \quad E \delta_{N+1N+1}^o &= \sum \frac{D_{am}^{\prime 2} d_{am}}{F_{am}} + \sum \frac{D_{bm}^{\prime 2} d_{bm}}{F_{bm}} + \sum S_{mN+1}^{\prime 2} \cdot \frac{s}{F} \\
 -E \delta_{N+1N}^u &= \sum \frac{D_{am}^{\prime 2} d_{am}}{F_{am}} + \sum \frac{D_{bm}^{\prime 2} d_{bm}}{F_{bm}} \\
 &- \sum S_{mN+1}^{\prime 2} \cdot S_{mN}^{\prime} \cdot \frac{s}{F} = -E \delta_{NN+1}^o
 \end{aligned}$$

Die gegenseitige Verschiebung zusammengehöriger Eckpostenschnitte zweier zusammengehöriger Maststücke ist nun ähnlich der Verwindungsformänderung ganz allgemein:

$$(8) \quad \delta_{NN} = \delta_{NN}^u + \delta_{NN}^o$$

da sie sich aus den Formänderungen der beiden aneinanderstoßenden Mastenden zusammensetzt.

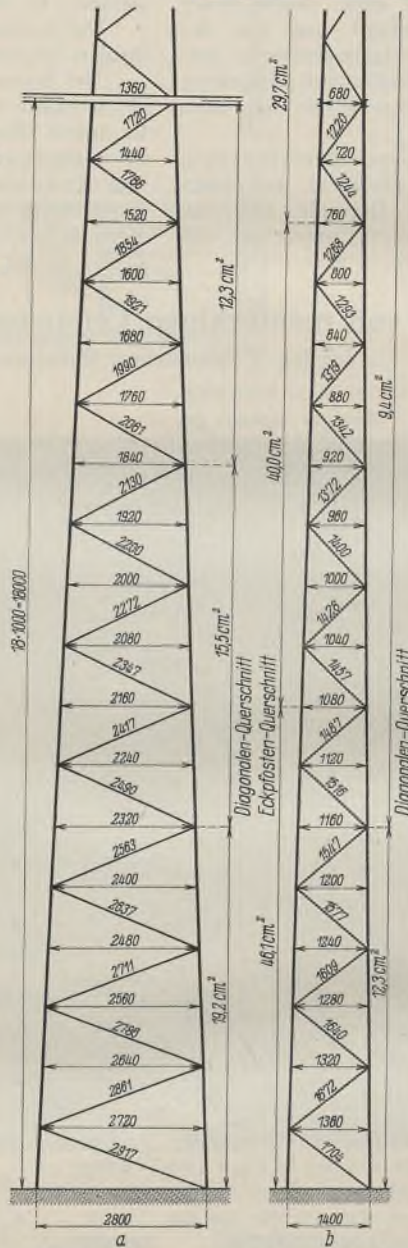


Abb. 8. Längens- und Querschnitte der Stäbe.

Die Verschiebungen $\delta_{NN+1} = \delta_{N+1N}$ nach Gl. 7 u. 7a erstrecken sich jeweils nur über ein Maststück und geben gleich auch die gegen- seitige Verschiebung aneinanderstoßender Maststücke an. Zu bemerken ist noch, daß der Wert δ_{NN+1} sein Vorzeichen wechselt, je nachdem die von S abhängige Summe größer oder kleiner als die beiden von D ab- hängigen Summen ist. Dies ist bedingt durch den Abstand der Quer- verbände, und zwar derart, daß bei kleinen Abständen die Summe der von S abhängigen Glieder klein, bei großen Abständen dagegen groß ist; während sich die von D abhängigen Summen umgekehrt ver- halten.

Es besteht nun die Bedingung, daß in jedem Querschnitt zwischen zwei Maststücken die Summe aller Formänderungen Null sein muß. Man erhält damit so viel Bedingungsgleichungen, als Querverbände oder als unbekannte Kräfte K vorhanden sind. Diese Bedingungsgleichungen, welche ein System dreigliedriger Gleichungen bilden, lauten (Gl. 9):

Durch die Auflösung dieses Gleichungssystems findet man alle unbekanntes Kräfte K , mit denen man den vollständigen Spannungszustand des Mastes ermittelt. — Die hier für eine Sonderform von Masten aufgestellten Formeln können natür- lich auch für beliebige andere Mastformen in sinn- gemäßer Weise entwickelt werden.

In nachstehendem Zahlenbeispiel ist ein Mast mit einem Seiten- verhältnis $\frac{a}{b} = 2$ gerechnet, und zwar einmal mit einem Abstand der Querverbände $h = 2,0$ m und einmal mit $h = 6,0$ m. Hierbei tritt deutlich der starke Einfluß der Querverbände hervor.

Zahlenbeispiel. Gegeben sei der in Abb. 8 dargestellte Mast, welcher durch ein Drehmoment $M = 6,0$ tm beansprucht ist. Unter An- wendung der Gl. 3 ergeben sich die Stabkräfte aus reiner Verwindungs- beanspruchung, wie in nachstehender Tabelle angegeben.

Stab	D_a^o	D_b^o	S^o	Stab	D_a^o	D_b^o	S^o
1	+ 2,298	+ 1,342	- 0,788	10	- 3,277	- 2,060	+ 1,442
2	- 2,396	- 1,400	+ 0,837	11	+ 3,437	+ 2,187	- 1,562
3	+ 2,473	+ 1,456	- 0,888	12	- 3,617	- 2,330	+ 1,698
4	- 2,562	- 1,521	+ 0,945	13	+ 3,819	+ 2,486	- 1,853
5	+ 2,658	+ 1,590	- 1,008	14	- 4,038	- 2,676	+ 2,029
6	- 2,762	- 1,667	+ 1,078	15	+ 4,288	+ 2,886	- 2,233
7	+ 2,875	+ 1,750	- 1,155	16	- 4,574	- 3,128	+ 2,467
8	- 2,997	- 1,844	+ 1,240	17	+ 4,896	+ 3,410	- 2,741
9	+ 3,134	+ 1,946	- 1,335	18	- 5,270	- 3,738	+ 3,064

Für den ersten Fall, daß $h = 2,0$ m, ergeben sich die durch $K = 1$ erzeugten Stabkräfte aus den Gl. 4 u. 4a zu:

Stab	D_a'	D_b'	S'	Stab	D_a'	D_b'	S'
K_o 1	- 0,7078	+ 0,4135	0,7574	9	+ 0,5440	- 0,3377	0,2404
2	+ 0,7363	- 0,4303	0,2574	10	- 0,5898	+ 0,3707	0,7404
K_v 1	+ 0,7078	- 0,4135	0,2426	11	- 0,5271	+ 0,3354	0,7604
2	- 0,7363	+ 0,4303	0,7426	12	+ 0,5547	- 0,3573	0,2604
K_i 3	- 0,6747	+ 0,3972	0,7578	11	+ 0,5271	- 0,3354	0,2396
4	+ 0,6989	- 0,4148	0,2578	12	- 0,5547	+ 0,3573	0,7396
K_{vi} 3	+ 0,6747	- 0,3972	0,2422	13	- 0,4918	+ 0,3202	0,7614
4	- 0,6989	+ 0,4148	0,7422	14	+ 0,5201	- 0,3447	0,2614
K_{ii} 5	- 0,6373	+ 0,3811	0,7583	13	+ 0,4918	- 0,3202	0,2386
6	+ 0,6621	- 0,3996	0,2583	14	- 0,5201	+ 0,3447	0,7386
K_{vii} 5	+ 0,6373	- 0,3811	0,2417	15	- 0,4564	+ 0,3072	0,7625
6	- 0,6621	+ 0,3996	0,7417	16	+ 0,4867	- 0,3328	0,2625
K_{iii} 7	- 0,6003	+ 0,3655	0,7589	15	+ 0,4564	- 0,3072	0,2375
8	+ 0,6258	- 0,3850	0,2589	16	- 0,4867	+ 0,3328	0,7375
K_{viii} 7	+ 0,6003	- 0,3655	0,2411	17	- 0,4217	+ 0,2937	0,7639
8	- 0,6258	+ 0,3850	0,7411	18	+ 0,4539	- 0,3219	0,2639
K_{iv} 9	- 0,5440	+ 0,3377	0,7596				
10	+ 0,5898	- 0,3707	0,2596				

K_o			K_i			K_{ii}					
Stab	D_a'	D_b'	S'	Stab	D_a'	D_b'	S'	Stab	D_a'	D_b'	S'
1	- 0,2373	+ 0,1211	0,8214	1	+ 0,2373	- 0,1211	0,1786	7	+ 0,1704	- 0,1038	0,0685
2	+ 0,2157	- 0,1261	0,7824	2	- 0,2157	+ 0,1261	0,2176	8	- 0,1777	+ 0,1093	0,2104
3	- 0,2231	+ 0,1314	0,6270	3	+ 0,2231	- 0,1314	0,3730	9	+ 0,1792	- 0,1112	0,3632
4	+ 0,2312	- 0,1372	0,4616	4	- 0,2312	+ 0,1372	0,5384	10	- 0,1943	+ 0,1221	0,5278
5	- 0,2398	+ 0,1434	0,2854	5	+ 0,2398	- 0,1434	0,7146	11	+ 0,2038	- 0,1297	0,7060
6	+ 0,2492	- 0,1504	0,0972	6	- 0,2492	+ 0,1504	0,9028	12	- 0,2145	+ 0,1382	0,8992
				7	+ 0,1704	- 0,1038	0,9315	13	- 0,1327	+ 0,0864	0,9356
				8	+ 0,1777	- 0,1093	0,7896	14	+ 0,1403	- 0,0930	0,8007
				9	- 0,1792	+ 0,1112	0,6368	15	- 0,1490	+ 0,1003	0,6852
				10	+ 0,1943	- 0,1221	0,4722	16	+ 0,1590	- 0,1087	0,4892
				11	- 0,2038	+ 0,1297	0,2940	17	- 0,1702	+ 0,1185	0,3082
				12	+ 0,2145	- 0,1382	0,1008	18	+ 0,1831	- 0,1299	0,1064

Mit ihrer Hilfe findet man gemäß den Gl. 5, 5a u. 6:

$$\begin{aligned} \delta_o &= -0,3510 & \delta_{iii} &= -0,0389 & \delta_{vii} &= -0,0067 \\ \delta_i &= +0,0157 & \delta_{iv} &= +0,0306 & \delta_{viii} &= +0,0299 \\ \delta_{ii} &= +0,0201 & \delta_v &= +0,0217 & & \end{aligned}$$

und aus den Gl. 7, 7a u. 8

$$\begin{aligned} \delta_{oo} &= +0,233\ 52 & \delta_{oi} &= -0,189\ 42 \\ \delta_{iI} &= +0,438\ 61 & \delta_{iII} &= -0,162\ 25 \\ \delta_{iiII} &= +0,385\ 93 & \delta_{iiIII} &= -0,136\ 71 \\ \delta_{iiiIV} &= +0,371\ 33 & \delta_{iiiIV} &= -0,147\ 62 \\ \delta_{ivV} &= +0,356\ 85 & \delta_{ivV} &= -0,115\ 59 \\ \delta_{vVI} &= +0,313\ 96 & \delta_{vVI} &= -0,098\ 34 \\ \delta_{vVII} &= +0,295\ 32 & \delta_{vVII} &= -0,096\ 89 \\ \delta_{viiiVIII} &= +0,274\ 39 & \delta_{viiiVIII} &= -0,077\ 42 \\ \delta_{viiiVIII} &= +0,239\ 00 & & \end{aligned}$$

$$(9) \left\{ \begin{aligned} K_o \delta_{oo} + K_i \delta_{oi} + \dots + \delta_o &= 0 \\ K_o \delta_{oi} + K_i \delta_{iI} + K_{ii} \delta_{iiII} + \dots + \delta_i &= 0 \\ \dots & \dots \\ K_{N-1} \delta_{N-1N} + K_N \delta_{NN} + K_{N+1} \delta_{N+1N} + \dots + \delta_N &= 0 \\ \dots & \dots \\ K_{M-1} \delta_{M-1M} + K_M \delta_{MM} + \dots + \delta_M &= 0. \end{aligned} \right.$$

Die Elastizitätsgleichungen lauten damit:

$$\begin{aligned} 0,233\ 52 K_o - 0,189\ 42 K_i - 0,3510 &= 0 \\ -0,189\ 42 K_o + 0,438\ 61 K_i - 0,162\ 25 K_{ii} + 0,0157 &= 0 \\ -0,162\ 25 K_i + 0,385\ 93 K_{ii} - 0,136\ 71 K_{iii} + 0,0201 &= 0 \\ -0,136\ 71 K_{ii} + 0,371\ 33 K_{iii} - 0,147\ 62 K_{iv} - 0,0389 &= 0 \\ -0,147\ 62 K_{iii} + 0,356\ 85 K_{iv} - 0,115\ 59 K_v + 0,0306 &= 0 \\ -0,115\ 59 K_{iv} + 0,313\ 96 K_v - 0,098\ 34 K_{vi} + 0,0217 &= 0 \\ -0,098\ 34 K_v + 0,295\ 32 K_{vi} - 0,096\ 89 K_{vii} - 0,0067 &= 0 \\ -0,096\ 89 K_{vi} + 0,274\ 39 K_{vii} - 0,077\ 42 K_{viii} + 0,0299 &= 0 \\ -0,077\ 42 K_{vii} + 0,239\ 00 K_{viii} + \dots + 0,0334 &= 0, \end{aligned}$$

woraus sich die Unbekannten errechnen zu:

$$\begin{aligned} K_o &= + 2,5519\ t & K_{iii} &= + 0,3425\ t & K_{vii} &= - 0,0653\ t \\ K_i &= + 1,2929\ t & K_{iv} &= + 0,0306\ t & K_{viii} &= - 0,1887\ t \\ K_{ii} &= + 0,6128\ t & K_v &= - 0,0783\ t & K_{viii} &= - 0,2009\ t. \end{aligned}$$

Die wirklich auftretenden Stabkräfte ergeben sich hiermit zu:

Stab	D_a	D_b	S_{max}	Stab	D_a	D_b	S_{max}
1	+ 1,407	+ 1,862	- 2,407	10	- 3,213	- 2,100	+ 1,508
2	- 1,469	- 1,942	+ 1,140	11	+ 3,444	+ 2,183	+ 1,605
3	+ 2,014	+ 1,727	- 1,719	12	- 3,624	- 2,325	+ 1,726
4	- 2,086	- 1,803	+ 1,068	13	+ 3,758	+ 2,525	+ 1,858
5	+ 2,486	+ 1,693	- 1,390	14	- 3,974	- 2,719	+ 2,151
6	- 2,583	- 1,775	+ 1,174	15	+ 4,282	+ 2,890	+ 2,329
7	+ 2,688	+ 1,864	- 1,408	16	- 4,568	- 3,132	+ 2,565
8	- 2,802	- 1,964	+ 1,306	17	+ 4,981	+ 3,341	+ 2,895
9	+ 3,074	+ 1,982	- 1,377	18	- 5,361	- 3,673	+ 3,117

Durch Vergleich der Diagonalenkräfte D mit D^o erkennt man erstens, daß die Einspannung des Mastfußes einen sehr erheblichen Einfluß auf das Verhältnis $\frac{A}{B}$ der aus dem Verwindungsmoment in den Mastwänden entstehenden Querkräfte hat. Zweitens ersieht man, daß dieser Einfluß nach dem oberen Mastende zu schnell verschwindet. Zur Verdeutlichung dieser Tatsachen sind die wirklich auftretenden Querkraftverhältnisse $\frac{A}{B}$ in der Abb. 9 für die einzelnen Maststücke zeichnerisch aufgetragen.

Für den zweiten Fall, daß der Abstand der Querverbände $h = 6,0$ m beträgt, ergeben sich die aus $K = 1$ entstehenden Stabkräfte zu:

Hiermit errechnen sich die Formänderungen zu:

$$\begin{aligned} \delta_o &= -0,332\ 39 & \delta_{oo} &= +0,145\ 123 & \delta_{o1} &= -0,011\ 424 \\ \delta_I &= +0,085\ 20 & \delta_{II} &= +0,284\ 992 & \delta_{III} &= +0,003\ 622 \\ \delta_{II} &= -0,050\ 23 & \delta_{IIII} &= +0,281\ 488 \end{aligned}$$

Die Elastizitätsgleichungen lauten damit:

$$\begin{aligned} 0,145\ 123 K_o - 0,011\ 424 K_I - 0,332\ 39 &= 0 \\ -0,011\ 424 K_o + 0,284\ 992 K_I + 0,003\ 622 K_{II} + 0,085\ 20 &= 0 \\ 0,003\ 622 K_I + 0,281\ 488 K_{II} \dots \dots \dots - 0,050\ 23 &= 0. \end{aligned}$$

Hieraus findet man: $K_o = +2,273\ 9\ t$
 $K_I = -0,209\ 30\ t$
 $K_{II} = +0,181\ 13\ t$

und damit die endgültigen Stabkräfte:

Stab	D_a	D_b	S_{max}	Stab	D_a	D_b	S_{max}
1	+1,708	+1,643	-2,617	10	-3,353	-2,012	+1,445
2	-1,861	-1,713	+2,571	11	+3,517	+2,136	+1,629
3	+1,919	+1,783	-2,235	12	-3,701	-2,276	-1,840
4	-1,993	-1,862	+1,882	13	+3,795	+2,502	-2,022
5	+2,063	+1,946	-1,508	14	-4,013	-2,693	+2,174
6	-2,143	-2,041	+1,110	15	+4,261	+2,904	-2,357
7	+2,942	+1,709	-1,338	16	-4,545	-3,148	+2,556
8	-3,066	-1,801	+1,367	17	+4,865	+3,432	-2,797
9	+3,204	+1,903	-1,402	18	-5,237	-3,762	+3,083

Auch hier ergibt sich, wie aus Abb. 10 ersichtlich, für den unteren Teil des Mastes eine erhebliche Änderung des Verhältnisses $\frac{A}{B}$ gegenüber der auch in den Vorschriften für Masten von Hochspannungsleitungen angegebenen üblichen Annahme, obgleich die Änderung bei geringer Anzahl der Querverbände nicht so erheblich ist wie bei zahlreichen Quer-

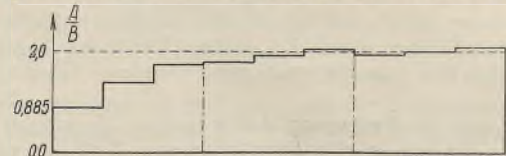


Abb. 9.

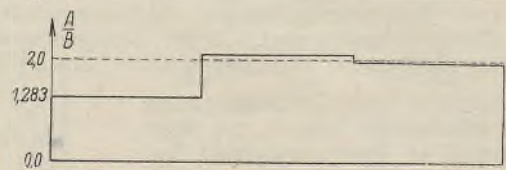


Abb. 10.

verbänden. Dann ist noch zu bemerken, daß die Spannungen in den Eckpfosten so erheblich sind, daß sie nicht, wie bisher üblich, vernachlässigt werden dürfen. Zur Abb. 9 ist noch zu bemerken, daß in den Drittpunkten der Mastlänge Unstetigkeiten in den Verhältnissen $\frac{A}{B}$ ersichtlich sind. Dies ist in dem an jenen Stellen vorhandenen Wechsel im Querschnitt der Diagonalstäbe begründet.

Verschiedenes.

Die größte Straßenbrücke Griechenlands ist im Mai dieses Jahres fertiggestellt worden. Es ist die Brücke über den Vardar-Fluß — von den Griechen „Axios“ genannt — im Zuge der Hauptverbindungsstraße von der Hafenstadt Saloniki nach Monastir im Innern des Landes. Die Straße überschritt bisher den unregulierten Fluß auf einer Brücke von rd. 170 m Länge und 4,50 m Breite. Die einzelnen Joche bestanden aus

Binder besteht außerdem aus drei durchlaufenden Zugbändern und zwölf kurzen Streben. Die Streben sind in den Pfettenanschlußpunkten an den Obergurt geschweißt. Je zwei von ihnen laufen am Untergurt zusammen; es entstehen somit sechs gleichschenklige Dreiecke. Die Enden der drei Zugbänder sind in korrespondierenden Punkten rechts und links von der Bindermitte an den Obergurt geschweißt. Sie verlaufen in diagonaler Richtung abwärts und einwärts bis zu den Treffpunkten der unmittelbar angeschlossenen Streben und bilden dann, parallel zum Obergurt weiterlaufend, den Untergurt des Binders. Während also im ersten Binderfeld der Untergurt von nur einem Zugband gebildet wird, tritt zu dem vorhandenen im zweiten Felde ein zweites und im Mittelfelde ein drittes hinzu. Der Querschnitt des Untergurtes nimmt infolgedessen von den Enden nach der Mitte des Binders hin derart zu, daß die auf die Flächeneinheit bezogenen Spannungen im Untergurt und auch in den Zugdiagonalen überall nahezu gleich groß sind. Die Werte dieser Spannungen liegen zwischen 12 500 und 13 500 lb./sq. inch. (879 und 949 kg/cm²). — Zwei dieser Binder wurden einer Belastungsprobe unterzogen, bei der auf jeden Binder 39 600 lb. (17,962 t) kamen. Die angestellten Messungen ergaben einen Unterschied von 5% zwischen den berechneten und den tatsächlich in den Stäben auftretenden Spannungen.



Straßenbrücke über den Vardar-Fluß.

Eisenrohrpfählen und waren durch die Hochwasser des Stromes schon stark in Mitleidenschaft gezogen worden. Die großen Meliorationsarbeiten für die untere Vardar-Ebene, welche die griechische Regierung der Foundation Company, New York, übertragen hat und die eine großzügige Uferregulierung des Axios in sich schlossen, machten die Beseitigung der alten Brücke und Ersatz durch einen Neubau unumgänglich nötig.

Die neue Brücke, wie die Abbildung sie darstellt, ist eine Stahlbrücke mit 14 Überbauten von je 39 m Stützweite und 6,32 m Breite. Hiervon liegen vier über dem eigentlichen Strom, während vier bzw. sechs zu beiden Seiten das Überschwemmungsgebiet zwischen den neuen Deichen überspannen. Die Pfeiler und Widerlager aus Beton auf Eisenbetonrammpfählen wurden von der Foundation Company in Saloniki hergestellt. Die Stahlüberbauten im Gesamtgewicht von rd. 1200 t wurden von der Hein, Lehmann & Co. A.G., Düsseldorf, geliefert. Mit ihrer Gesamtlänge von 560 m ist diese Brücke die längste Straßenbrücke des jetzigen Griechenland.

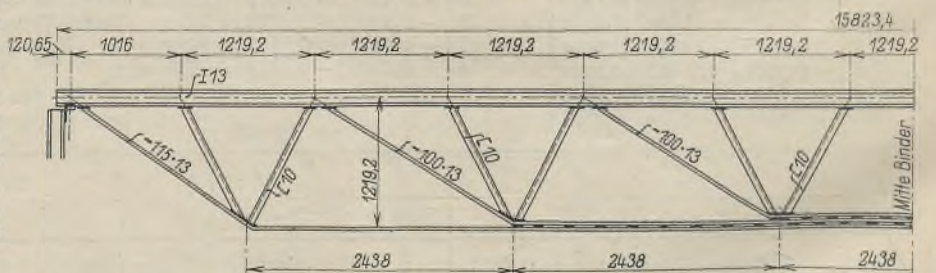
Dipl.-Ing. Ehrlich, Düsseldorf.

Eine neuartige Ausführung geschweißter Dachbinder. Die in Derry, Pa., und Mansfield, Ohio, für die Westinghouse Electric and Manufacturing Co. errichteten Fabrikbauten, die gänzlich in geschweißter Stahlkonstruktion ausgeführt wurden, erhielten Dachbinder von einer neuartigen Form, die gegenüber den bisher üblichen Ausführungen eine nicht unerhebliche Ersparnis an Schweißarbeit und eine beachtliche Gewichtsverminderung ergeben haben soll.

Der Obergurt des etwa 52 Fuß (rd. 15,8 m) weit gespannten Binders (s. Abb.) wird von einem 5" (127 mm) hohen I-Profil gebildet. Der

Das Gebäude in Derry erhielt 10 Binder von 52 Fuß (15,85 m) Spannweite, von denen jeder 2000 lb. (907 kg) wiegt, und außerdem 30 Binder gleicher Ausführung mit einer Spannweite von 30 Fuß (9,144 m.) (Eng. News-Rec. vom 4. August 1932).

Kl.



Geschweißter Dachbinder von 15,8 m Spannweite.

INHALT: Stahlskelettbau für ein Hochhaus und Tonfilmtheater in Köln. — Die Berechnung von rechteckigen Leitungsmasten auf Verdrehen. — Verschiedenes: Die größte Straßenbrücke Griechenlands. — Eine neuartige Ausführung geschweißter Dachbinder.

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.

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 ge-
samte Bauingenieurwesen

Preis des Jahrganges 10 RM und Postgeld

5. Jahrgang

BERLIN, 9. Dezember 1932

Heft 25

Alle Rechte vorbehalten.

Werkstoffuntersuchungen an der Hamburger Baakenbrücke.

Von Prof. Dr.-Ing. A. Pomp, Düsseldorf.

(Mitteilung aus dem Kaiser-Wilhelm-Institut für Eisenforschung.)

Durch den Deutschen Stahlbau-Verband, Berlin, war dem Institut der in Abb. 1 dargestellte Obergurtknotenpunkt eines mittleren Hauptträgers mit ansetzenden Pfosten- und Schrägenstummeln für Untersuchungszwecke zur Verfügung gestellt worden. Der Knotenpunkt entstammt der nach 35jähriger Betriebszeit abgebrochenen Baakenbrücke in Hamburg. Die Anregung zu dieser Werkstoffprüfung ging von Herrn Oberbaurat Baritsch, Baubehörde Strom- und Hafengebäude, Hamburg, aus und erfuhr auch durch den Verein Deutscher Eisenhüttenleute, Düsseldorf, bereitwilligste Unterstützung.

Wie aus einer Veröffentlichung von Weyrich aus dem Jahre 1895 in der Zeitschrift des Architekten- und Ingenieur-Vereins in Hannover hervorgeht, handelt es sich um die erste deutsche Brückenausführung in Flußstahl, und zwar Thomasstahl.

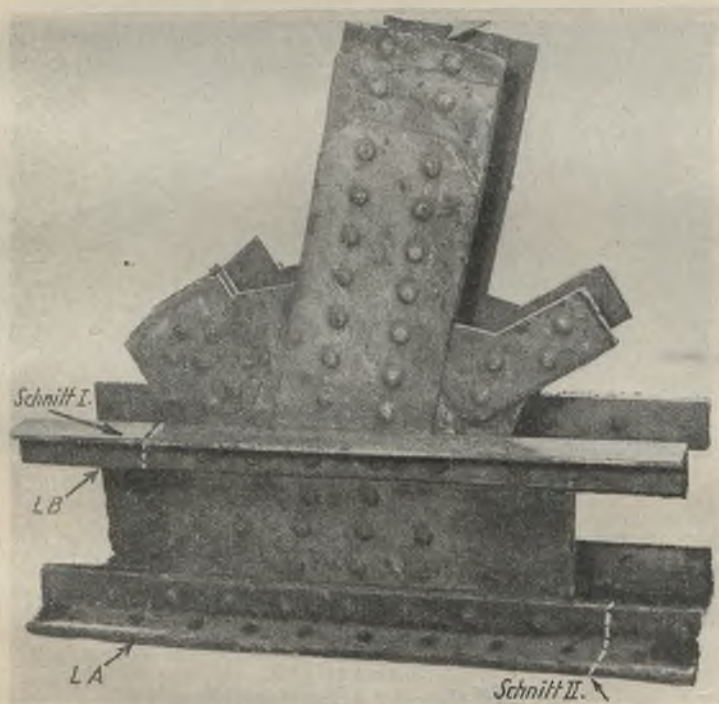


Abb. 1. Knoten aus einer Brückenkonstruktion.

Die vorgeschriebenen Werte für die chemische Zusammensetzung und die Festigkeitseigenschaften sind in Zahlentafel 1 zusammen mit den bei der Abnahme ermittelten Werten wiedergegeben. In der Veröffentlichung weist Weyrich darauf hin, daß der bei der Abnahme gefundene Schwefelgehalt die vorgeschriebene Grenze überschreitet.

Zahlentafel 1.

Vorgeschriebene und bei der Abnahme gefundene Werte für die chemische Zusammensetzung und die Festigkeitseigenschaften.

	Chemische Zusammensetzung				
	C %	Si %	Mn %	P %	S %
Vorgeschrieben . . .	0,10	0,02	0,35	0,05	0,02
Gefunden	0,092	0,012	0,357	0,050	0,038

	Festigkeitseigenschaften			
	Zugfestigkeit kg/mm ²	Elastizitätsgrenze ¹⁾ kg/mm ²	Dehnung ²⁾ %	Einschnürung %
Vorgeschrieben	40 bis 45	26	25	50
Gefunden	42,6	28,2	25,2	55,1

¹⁾ Wahrscheinlich ist die Streckgrenze gemeint.

²⁾ Zerreiquerschnitt 300 bis 500 mm². Meblnge 200 mm.

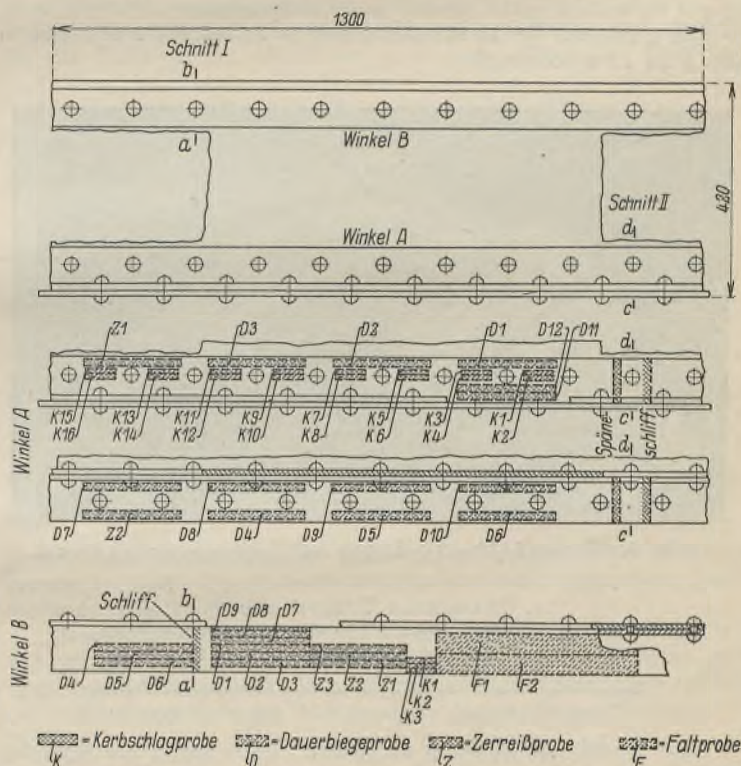


Abb. 2. Lage der Proben im Knotenpunkt (Abb. 1).

Die vom Institut durchgeführten Untersuchungen, die auf die beiden Winkel A und B und die zugehörigen Deckbleche des Obergurtes (Abb. 1 u. 2) beschränkt wurden, erstreckten sich auf folgende Feststellungen:

1. Chemische Untersuchung.
2. Mechanische Untersuchung.

- a) Zugfestigkeitsprüfung an Rundstäben von 8 mm Durchmesser und 80 mm Meblnge: Ermittlung der Zugfestigkeit, Streckgrenze, Dehnung und Einschnürung, ferner der Elastizitätsgrenze (0,01% bleibende Dehnung) und der 0,2-Grenze.
- b) Kerbschlagprüfung. Die Kerbschlagproben besaßen die Abmessungen 10 x 10 x 55 mm bei einem Bruchquerschnitt von 10 x 7 mm und einem Rundkerb von 2 mm Durchmesser. Sie wurden bei Raumtemperatur auf einem 15 mkg-Pendelhammer geschlagen.

- c) Dauerbiegeprüfung. Die Dauerbiegeprüfung wurde an polierten Probestäben auf der Schenckschen Maschine vorgenommen.
- d) Kaltversuche. Für die Kaltversuche wurden Proben von $40 \times 14 \times 420$ mm benutzt. Die Entnahmestelle der Proben geht aus Abb. 2 hervor.

Die Zugfestigkeit der fünf untersuchten Proben schwankt zwischen 38,6 und 39,6 kg/mm²; sie liegt einige kg/mm² niedriger als der bei der Abnahme gefundene Wert von 42,6 kg/mm².

Die Streckgrenzen- bzw. 0,2-Grenzwerte von 27,5 bis 29,2 kg/mm² stimmen mit dem als Elastizitätsgrenze bei der Abnahme ermittelten Wert

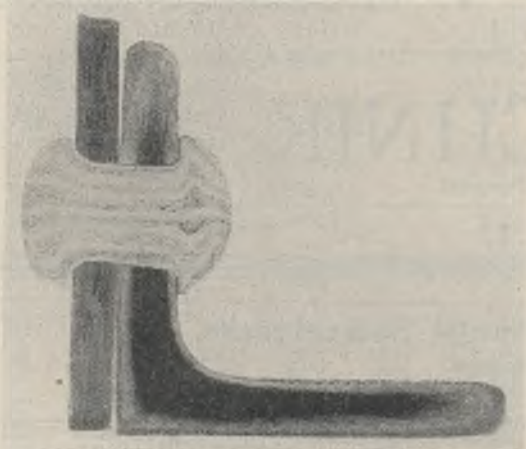


Abb. 3. Schnitt I (Abb. 1), Winkel B. Schwefelabdruck nach Baumann.

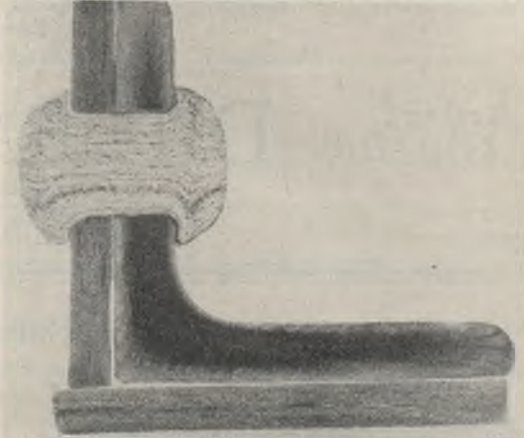


Abb. 4. Schnitt II (Abb. 1), Winkel A. Schwefelabdruck nach Baumann.

3. Metallographische Untersuchung.

Durch die aus Abb. 1 u. 2 zu ersehenden Stellen wurden Schnitte (I und II) durch den Obergurt gelegt. Von den Schnittflächen wurden Schwefelabdrucke nach Baumann genommen. Ferner wurden die Schnittflächen mit Kupferammoniumchlorid und nach einem fünfständigen Anlassen bei 200° nach Fry geätzt. Weiterhin wurden an einzelnen Stellen der Schnittfläche II Gefügebilder bei 100facher Vergrößerung von Schliffen, die mit Pikrinsäure geätzt worden waren, aufgenommen.

Die Ergebnisse der Untersuchung sind in Zahlentafel 2 u. 3 und in Abb. 3 bis 10 wiedergegeben.

von 28,2 kg/mm² gut überein. Die 0,01-Grenze (28,1 und 28,4 kg/mm²) fällt praktisch mit der Streckgrenze zusammen.

Die bei der Abnahme gefundenen Zugfestigkeitswerte liegen trotz gut übereinstimmender Streckgrenzenwerte etwas höher als die vom Institut ermittelten Zahlen, was nicht ohne weiteres erklärlich ist.

Die Dehnung, die zwischen 26,2 und 34,4% gefunden wurde, liegt höher als der bei der Abnahme gefundene Wert von 25,2%, was darauf zurückzuführen sein dürfte, daß bei der Abnahme keine Proportionalstäbe benutzt worden sind. Die Einschnürung, die zwischen 68,3 und 78,7%

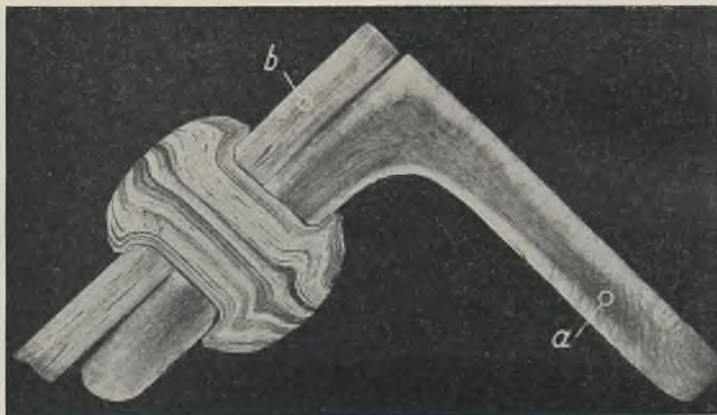


Abb. 5. Schnitt I (Abb. 1), Ätzung mit Kupferammoniumchlorid.

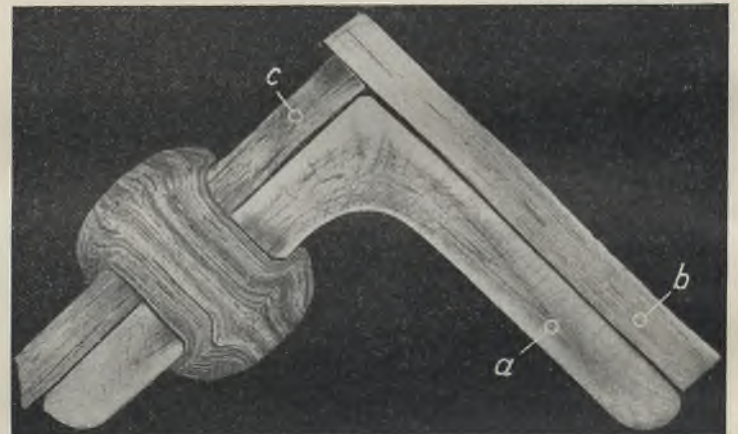


Abb. 6. Schnitt II (Abb. 1), Ätzung mit Kupferammoniumchlorid.

1. Chemische Untersuchung.

C	Si	Mn	P	S
%	%	%	%	%
0,03	Spuren	0,25	0,052	0,062

Wie bereits von Weyrich festgestellt, überschreitet der Schwefelgehalt den vorgeschriebenen Wert von 0,02%, der für Thomasstahl überhaupt nicht einzuhalten ist.

2. Mechanische Untersuchung.

a) Zugfestigkeitsprüfung (Zahlentafel 2).

Zahlentafel 2.

Ergebnis der Zugfestigkeitsprüfung.

Bezeichnung der Proben	Dehngrenzen		Streckgrenze	Zugfestigkeit	Dehnung	Einschnürung
	0,01%	0,2%				
	kg/mm ²	kg/mm ²	kg/mm ²	kg/mm ²	%	%
Winkel A Z ₁	—	—	28,8	39,0	28,8	78,6
" A Z ₂	—	—	27,5	38,6	34,4	78,7
" B Z ₁	—	—	28,6	38,8	26,3	78,6
" B Z ₂	28,1	29,2	—	38,8	26,2	68,5
" B Z ₃	28,4	28,8	—	39,6	28,8	68,3

liegt, übersteigt den bei der Abnahme ermittelten Wert von 55,1% erheblich, was mit der Querschnittsform des Zerreißstabes (bei der Abnahme wurden Vierkantstäbe, bei der Prüfung im Institut Rundstäbe verwendet) zusammenhängen dürfte.

b) Kerbschlagprüfung (Zahlentafel 3).

Zahlentafel 3.

Ergebnisse der Kerbschlagprüfung.

Probe	Kerbzähigkeit	Probe	Kerbzähigkeit
	mkg/cm ²		mkg/cm ²
Winkel A 1	13,1	Winkel A 11	9,9
" A 2	9,4	" A 12	10,3
" A 3	11,6	" A 13	11,4
" A 4	13,0	" A 14	11,7
" A 5	12,1	" A 15	13,6
" A 6	9,9	" A 16	11,8
" A 7	10,2	" B 1	21,4 ¹⁾
" A 8	13,1	" B 2	18,3
" A 9	11,3	" B 3	10,3
" A 10	11,1		

¹⁾ Zweimal geschlagen.

Die Kerbzähigkeit schwankt zwischen 9,4 und 21,4 mkg/cm². Die gefundenen Werte liegen für einen weichen Thomasstahl nicht ungünstig,

insbesondere wenn man berücksichtigt, daß der Werkstoff, wie auf Grund der metallographischen Untersuchung aus dem Vorhandensein zahlreicher Gleitlinien geschlossen werden muß, eine gewisse Kaltverformung und dadurch bedingte Alterung erfahren hat.

c) Dauerbiegeprüfung.

Die Dauerbiegefestigkeit wurde zu rd. 22 kg/mm² ermittelt, ein Wert, der etwa 55% der Zugfestigkeit entspricht. Bemerkenswert ist, daß ein

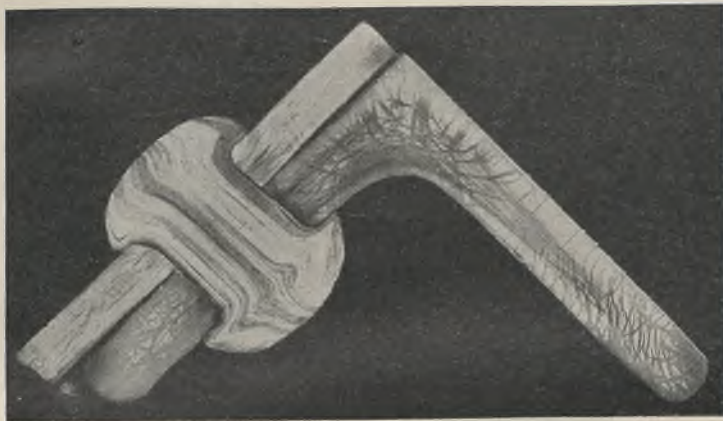


Abb. 7. Schnitt I (Abb. 1), 5 h bei 200° angelassen. Ätzung nach Fry.

tritt die Seigerungszone in den Winkeln weniger deutlich hervor. Bemerkenswert ist, daß durch diese Ätzung Gleitschichten, wenn auch schwach, zum Vorschein gebracht werden.

Sehr klar treten die zahlreichen Gleitschichten nach einem fünfständigen Anlassen bei 200° und Behandeln der Proben mit dem Fry-



Abb. 8. Schnitt II (Abb. 1), 5 h bei 200° angelassen. Ätzung nach Fry.

Stab bei 26 und ein anderer bei 27 kg/mm² Belastung über 5 Millionen Lastwechsel aushielt, ohne zu brechen. Die verhältnismäßig hohe Dauerbiegefestigkeit kann mit der bereits erwähnten Kaltverformung und Alterung, die das Material erfahren hat, zusammenhängen, die in ihrer Wirkung dem bekannten Hochtrainieren des Probestabes bei der Dauerbiegeprüfung gleichkommt.

d) faltversuch.

Die Proben ließen sich um 180° biegen, ohne daß Anrisse auftraten.

Ob die zur Hervorrufung der Gleitschichten notwendigen, die Streckgrenze überschreitenden Beanspruchungen schon beim Zusammenbau der Brücke oder erst nach deren Inbetriebnahme eingetreten sind, läßt sich nicht in allen Fällen mit Sicherheit sagen. Die starke Dunkelung in der Nähe der Nietlöcher bei den Winkeln dürfte mit dem Nietdruck zusammenhängen.

Die Ausbildung des Kornes ist fein und gleichmäßig und entspricht für die Stellen *b* der Abb. 5 und *a, b, c* der Abb. 6 der Darstellung

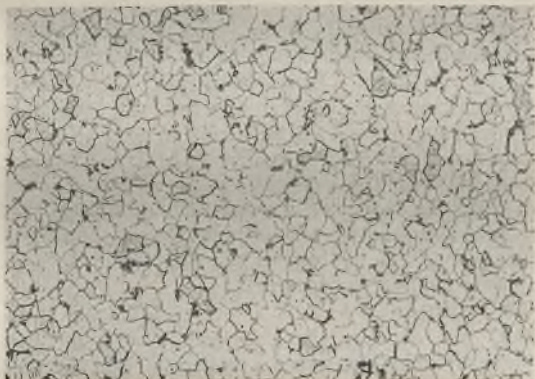


Abb. 9. Mikrogefüge bei *a* (Abb. 5), geätzt. $V = \times 100$.



Abb. 10. Mikrogefüge aus einem Niet, geätzt. $V = \times 100$.

3. Metallographische Untersuchung.

Die Schwefelabdrucke (Abb. 3 u. 4) lassen erkennen, daß die Winkel eine stark ausgeprägte Seigerungszone aufweisen, während bei den Flachstäben, abgesehen von den Gasblasenseigerungen, der Schwefel gleichmäßig über den Querschnitt verteilt ist. Die schweißeisernen Nieten sind verhältnismäßig schwefelarm.

Bei den mit Kupferammoniumchlorid geätzten Schliffen (Abb. 5 u. 6)

Die schweißeisernen Niete weisen größere Schlackeneinlagerungen auf (Abb. 10). Kohlenstoffärmere und kohlenstoffreichere Stellen wechseln miteinander ab.

Zusammenfassend kann gesagt werden, daß die mechanischen Eigenschaften des Werkstoffs nach 35jähriger Betriebszeit als recht befriedigend bezeichnet werden müssen. Vom materialtechnischen Standpunkt aus hätte ein Außerbetriebsetzen der Brücke noch nicht zu erfolgen brauchen.

Beitrag zur Berechnung von fahrbaren Portalen für Schwenkabsitzer und Schwenkbagger.

Alle Rechte vorbehalten.

Von Dr.-Ing. Rasper, Lübeck.

I. Allgemeines.

Schwenkabsitzer und Schwenkbagger sind neuzeitliche, leistungsfähige Fördergeräte zur Durchführung großer erdbaulicher Arbeiten. Eine ausgedehnte Verwendung finden sie in der Abraumtechnik moderner Braunkohlentagebaue. Der Oberbau von Schwenkabsitzern ist entweder um 35° oder 45° nach links und nach rechts aus der Mittelstellung ausschwenkbar oder aber wie bei Schwenkbaggern um 360° drehbar. Die folgenden Ableitungen gelten zunächst nur für Typen der erstgenannten Art. Die Berechnung für vollständig schwenkbare Geräte bietet grundsätzlich nichts Neues und läßt sich unmittelbar aus den dargebotenen Ausführungen ableiten.

Portale für Geräte mit schwenkbarem Oberbau müssen Dreipunkt-abstützung besitzen und als Raumtragwerke durchgebildet sein. Von

einer dem heutigen Stande der Technik entsprechenden Konstruktion verlangt man nicht nur, daß sie standsicher auf den Fahrwerken gelagert ist, sondern auch, daß alle Portalauflegerreaktionen statisch bestimmbar sind. Dies ist nur möglich, wenn gerade soviel Stützbedingungen vorhanden sind, als es die Beseitigung der sechs Freiheitsgrade eines starren Körpers erfordert.

II. Beschreibung eines Portalaufbaues.

Das auf drei Punkte abgestützte Portal der Abb. 1 zeigt eine praktische Ausführungsform dieser Abstützung. In *A* und *B* ruht das Portal mittels Kugelstützpunkten auf doppelschienigen Fahrwerken. Im allgemeinen sind sowohl die Fahrwerke *A* als auch *B* mit abbremsbaren Antrieben versehen, so daß nicht nur das Lager *A*, sondern auch das

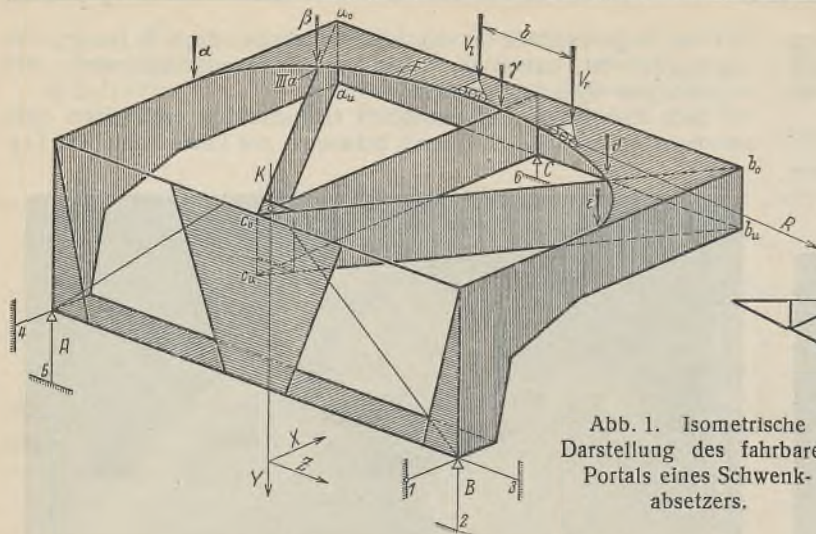


Abb. 1. Isometrische Darstellung des fahrbaren Portals eines Schwenkabsitzers.

Lager B in der Z-Richtung des dargestellten räumlichen Koordinatensystems festgehalten wird. Dadurch entsteht allerdings eine statische Unbestimmtheit. Diese ist aber von sehr einfacher Art: Bis zur Überwindung der gleitenden und rollenden Reibung aller Räder der Fahrwerke A oder B wirkt der Fronträger AB als Zweigelenrahmen. Der Lagerpunkt C ruht auf einer Pendelstütze, welche nur eine lotrechte Stützreaktion überträgt. Dadurch wird die Portalkonstruktion freigehalten von Zusatzbeanspruchungen, welche sich aus den Unregelmäßigkeiten der Gleisspur oder beim Durchfahren von Gleiskurven ergeben.

Der schwenkbare Oberbau, welcher das in Abb. 1 dargestellte Portal belastet, stützt sich selbst in statisch bestimmter Weise auf den Königstuhl K und mittels zweier Fahrwerkgruppen V_l und V_r auf eine Fahrschiene F. Diese wird aus einem Kreisbogenstück mit dem Mittelpunkt K und dem Radius r gebildet. Der Königstuhl überträgt räumlich wirkende Kräfte, die durch drei mit den Achsen des räumlichen Koordinatensystems zusammenfallende Kraftkomponenten K_x , K_y und K_z dargestellt werden sollen. Durch das am Oberbau befestigte Schwenkritzeln werden auf dem Zahnkranz, welcher am Außenbogen der Fahrschiene angegossen ist, horizontale, tangential zur Fahrschiene wirkende Kräfte R übertragen. Es ist wesentlich, daß die Fahrbahnplatte \overline{KF} des Portals drehfest durchgebildet ist, damit am Königstuhl und an der Fahrschiene angreifende Horizontal- und Vertikalkräfte, welche beim Schwenken asymmetrisch zu der durch \overline{CK} gehenden, vertikalen Symmetrieebene auftreten, übertragen werden können. Einfach und zweckmäßig erreicht man dies durch den Einbau eines aus drei Blech- oder Fachwerkträgern gebildeten dreiseitigen Prismas $a_o, b_o, c_o, a_u, b_u, c_u$. Im übrigen hängt die konstruktive Durchbildung von den gegebenen Verhältnissen ab.

III. Angreifende Kräfte.

Als Belastungen treten auf: das lotrecht wirkende Eigengewicht des Oberbaues und des Portals; die Kräfte aus Nutzlast, aus Winddruck und aus den durch Abweichungen der vertikalen Geratachse vom Erdlot (Schrägstellung) auftretenden Horizontalkomponenten des Eigengewichtes und der Nutzlast.

Wie in Abb. 2 angedeutet, unterliegt der Schwerpunkt des Oberbaues beim Auftreten der Nutzlast gewissen Verschiebungen, so daß zwischen einem „beladenen“ und einem „unbeladenen“ Zustand unterschieden werden muß.

Berücksichtigt man, daß der Oberbau nach jeder Seite bis zu 35° oder 45° aus der Mittellage herausgeschwenkt werden kann, so entsteht eine große Zahl möglicher Lastzustände. Es erwächst die Aufgabe, für jeden Querschnitt der verschiedenen Träger des Portals, die jeweils ungünstigste Laststellung aufzufinden.

IV. Einfluß einer wandernden, lotrecht wirkenden Lasteinheit.

Die Lasteinheit greift im Schwerpunkt des Oberbaues an. Sie wirkt erst indirekt durch den Königstuhl K und die Fahrwerkgruppen V_l und V_r auf das Portal. Befindet sich die Lasteinheit über der Königstuhlmitte, so werde auf einen willkürlich herausgegriffenen Trägerquerschnitt s die Wirkung K_1^s ausgeübt. Steht die Lasteinheit über der Mitte der Fahrschiene F, so entstehe in dem betrachteten Querschnitt s die Wirkung V_1^s . Die Untersuchung muß in jedem Querschnitt für das Biegemoment, die Querkraft und die Längskraft getrennt durchgeführt werden. In Abb. 2 sind diese Wirkungen in einem geeigneten Maßstab über einem durch den Königstuhl und durch die Fahrschiene gelegten Radialschnitt aufgetragen. Der Endpunkt der unterhalb der Abszissenachse aufgetragenen Ordinate V_1^s wird durch eine gerade Linie mit dem Punkt $V_1^s = 0$ und

der Endpunkt der Ordinate K_1^s mit dem Punkt $K_1^s = 0$ verbunden. Für eine beliebige Schwerpunktlage gilt:

$$(1) \quad \eta_s = K_1^s + \frac{x}{r} (V_1^s - K_1^s).$$

Diese Gleichung zeigt, daß, solange $V_1^s > K_1^s$, der Leerzustand des Gerätes den größten Einfluß ergibt. In allen Querschnitten, für welche $V_1^s < K_1^s$, zeitigt der beladene Zustand des Gerätes die

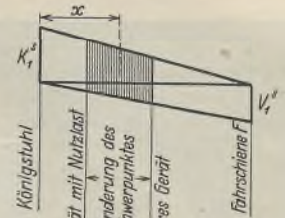
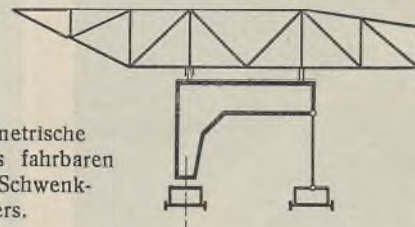


Abb. 2. Einfluß einer Schwerpunktsbewegung in der Symmetrieebene des Oberbaues.

größten Beanspruchungen. Die Querschnittsbeanspruchungen K_1^s erhält man für die verschiedenen Träger aus deren Zustandslinien für die Belastung $K_y = 1$ t.

Schwieriger ist die Ermittlung von V_1^s . Beim Schwenken des Oberbaues wandert die Lasteinheit V von einem Ende der Fahrschiene bis zum anderen. V kann sich auf mehrere Laufräder verteilen, welche durch Schwingen zu einer Fahrwerkgruppe vereinigt sind. Die Wirkungen des Schwenkens von V müssen mittels Einflußlinien verfolgt werden. Der Schwenkwinkel φ wird von der Mittelstellung des Oberbaues nach links und nach rechts gezählt. Der Wechsel der Schwenkrichtung drückt sich in einer Umkehrung des Vorzeichens von φ aus. Der Fahrschieneenträger schneidet die Träger der Plattform in den Punkten $\alpha, \beta, \gamma, \delta, \epsilon$ (s. Abb. 1). Diese Schnittpunkte bilden die Unterstützungen des Fahrschieneenträgers. Konstruktiv läßt er sich leicht als kontinuierlicher Träger durchbilden.

Die Ermittlung der Einflußlinien der Stützdrücke $\alpha_\varphi, \beta_\varphi, \gamma_\varphi, \delta_\varphi, \epsilon_\varphi$ verursacht bei Benutzung eines geeigneten Tabellenwerkes (z. B. Tabellen von Griot, erschienen im Selbstverlag, Zürich) kaum größere Arbeit als die Aufstellung der Stützdruckeinflußlinien für zwischen den Lagerpunkten frei aufliegende Einzelträger. Ein kontinuierlicher Träger ist sehr empfindlich gegen Stützensenkungen. Die unvermeidbare gegenseitige elastische Verschiebung der Portalträger wird bestimmt zu einer teilweisen und möglicherweise sogar zu einer vollständigen Aufhebung der Kontinuitätswirkung führen. Die durch die Kontinuität entstehende vielfache statische Unbestimmtheit wirkt deshalb erschwerend auf die richtige Erfassung der auftretenden Beanspruchungen. Es ist aus diesem Grunde die „Balkenabstützung“ der einzelnen Teilträger der Fahrschiene einer Durchbildung als kontinuierlicher Träger vorzuziehen.

Jeder der Trägerpunkte $\alpha, \beta, \gamma, \delta, \epsilon$ wird in einem besonderen Belastungszustand mit der Lasteinheit belastet. Steht die Lasteinheit im Punkte α , so werde der Lastzustand α genannt. Für die Stellungen der Lasteinheit bei $\beta, \gamma, \delta, \epsilon$ sollen sinngemäß auch die Bezeichnungen: Lastzustand $\beta, \gamma, \delta, \epsilon$ eingeführt werden. Für diese verschiedenen Belastungen werden für alle Träger des Portals die Zustandslinien ermittelt. Die Wirkungen der Lastzustände $\alpha, \beta, \gamma, \delta, \epsilon$ auf einen Querschnitt seien mit A, B, C, D und E bezeichnet.

Die Gleichung der Einflußlinie einer wandernden Lasteinheit V für den Trägerquerschnitt s lautet dann:

$$(2) \quad \eta_V^s = \alpha_\varphi A_s + \beta_\varphi B_s + \gamma_\varphi C_s + \delta_\varphi D_s + \epsilon_\varphi E_s.$$

Die Einflußlinie ist die Summenlinie der „verzerrten“ Stützdruckeinflußlinien des Fahrbahnträgers.

Der größte Einfluß für beide Fahrwerkgruppen V_l und V_r zusammen ist durch Addition der zu den verschiedenen Rädern gehörenden Einflußordinaten leicht auffindbar. Der Summenwert ist als V_1^s in Gleichung (1) einzuführen.

Nach diesen Vorbereitungen kann für jeden Querschnitt in einem geschlossenen Ausdruck der Einfluß einer im Schwerpunkt des schwenkbaren Oberbaues angreifenden Last unter Festlegung des ungünstigsten Schwenkwinkels angegeben werden. In Abb. 5a ist der Verlauf der Einflußlinien für den Querschnitt a des Trägers III und für eine wandernde Einzellast angegeben. Die gestrichelte Linie gilt für frei aufliegende Teilträger der Fahrbahn. Die stark ausgezogene Linie gilt für einen kontinuierlichen Fahrbahnträger auf unverschieblichen Stützen. In Abb. 5b ist die Summenlinie der zu den Laufrädern der Fahrwerkgruppen V_l und V_r gehörenden Ordinaten dargestellt.

V. Einfluß des Windes.

Der Einfluß der Windkraft soll nur für eine Windrichtung senkrecht zur Längsachse des schwenkbaren Oberbaues entwickelt werden. Die

Bestimmung des Einflusses der Windkraft für eine Windrichtung parallel zur Längsachse des schwenkbaren Oberbaues bietet dann nichts Neues mehr.

Das am Oberbau wirkende Vertikalkippmoment der Windkraft bringt am Portal die Reaktionen hervor (s. Abb. 3):

$$(3) \quad V_l = -\frac{Wh}{b}; \quad V_r = \frac{Wh}{b}$$

Die Kraft am Zahnkranz sei R , r_a sei der Teilkreisdurchmesser des Zahnkranzes. Am Königstuhl greift die Horizontalkraft $W-R$ an.

Die Wirkung von V_l und V_r ist nach der bereits im Abschnitt IV entwickelten Methode zu ermitteln und bedarf keiner weiteren Erläuterung.

Es ist nun an die Bestimmung der am Zahnkranz und am Königstuhl angreifenden Kräfte zu schreiten. Die Angriffsrichtungen beider Kräfte laufen mit dem Winkel φ um. Man ersetzt beide Kräfte durch in ihrer Richtung feste, aber in ihrer Größe veränderliche Kräfte R_a, R_b, R_z, K_x und K_z (s. Abb. 3).

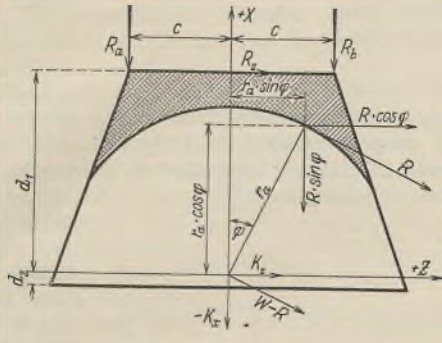
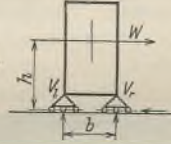


Abb. 3.



Mit den in dieser Abbildung stehenden Bezeichnungen gilt:

$$(4) \quad \begin{cases} R_z = R \cdot \cos \varphi; \\ R_a = -\frac{R}{2c} (c \cdot \sin \varphi + d_1 \cdot \cos \varphi - r_a); \\ R_b = \frac{R}{2c} (-c \cdot \sin \varphi + d_1 \cdot \cos \varphi - r_a); \\ K_x = -R \left(\frac{W}{R} - 1 \right) \cdot \sin \varphi; \\ K_z = R \left(\frac{W}{R} - 1 \right) \cdot \cos \varphi. \end{cases}$$

Dann werden mit den Belastungen:

$$R_z = 1 = R_z^1; \quad R_a = 1 = R_a^1; \quad R_b = 1 = R_b^1; \\ K_x = 1 = K_x^1; \quad K_z = 1 = K_z^1$$

die Zustandslinien für alle Querschnitte der Träger des Portals ermittelt. Die Kraft R_z^1 bringe in einem Querschnitt s die Wirkung R_z^s , die Kraft R_a^1 die Wirkung R_a^s usw. und die Kraft K_x^1 die Wirkung K_x^s hervor.

Die Gleichung der Einflußlinie für alle Horizontalkräfte lautet dann für einen beliebigen Querschnitt:

$$(5) \quad \eta_H^s = R \left[\frac{r_a}{2c} (R_a^s - R_b^s) - \cos \varphi \cdot \frac{d_1}{2c} (R_a^s - R_b^s - \frac{2c}{d_1} \cdot R_z^s + \frac{2c}{d_1} \cdot K_x^s \left(\frac{W}{R} - 1 \right)) - \frac{\sin \varphi}{2} (R_a^s + R_b^s - 2 \left(\frac{W}{R} - 1 \right) K_z^s) \right]$$

oder gekürzt:

$$(5a) \quad \eta_H^s = R(A + B \cdot \cos \varphi + C \cdot \sin \varphi).$$

Der Gesamteinfluß des Windes auf einen Querschnitt s ist:

$$(5b) \quad \eta_W^s = \eta_{V_l}^s + \eta_{V_r}^s + \eta_H^s.$$

Das Maximum tritt für jeden Querschnitt bei einem ausgezeichneten Schwenkwinkel ein, der sich aus der Gleichung bestimmt:

$$\frac{d \eta_H}{d \varphi} = 0.$$

In Abb. 5d ist der Verlauf der Einflußlinie für Winddruck für den Querschnitt a des Trägers III angegeben.

VI. Einfluß einer Schrägstellung.

Die möglichen Grenzneigungen des Gerätes müssen durch Betriebsbeobachtungen bekannt sein. Die mögliche Neigung senkrecht zur Gleisachse, d. h. in der X -Richtung, wird einen anderen Wert aufweisen als die mögliche Neigung in der Gleisachse, d. h. in der Z -Richtung. Man kann die der Praxis entstammenden Werte annehmen:

$$n_x = 10\%; \quad n_z = 5\%;$$

dann sind die zugehörigen Horizontalkomponenten der Vertikallasten:

$$N_x = 0,1 G; \quad N_z = 0,05 G;$$

wobei G das Gewicht des schwenkbaren Oberbaues bedeutet.

Nach Abb. 4 ist in dem um den Schwenkwinkel φ gedrehten Koordinatensystem:

$$(6) \quad \begin{cases} N_x = N_x \cdot \cos \varphi + N_z \cdot \sin \varphi; \\ N_z = -N_x \cdot \sin \varphi + N_z \cdot \cos \varphi. \end{cases}$$

Bei der Umkehr der Neigungsrichtung ändern sich die Vorzeichen von N_x und von N_z ; die Umkehr der Schwenkrichtung wird bei V durch die Änderung des Vorzeichens von φ berücksichtigt.

Das am Oberbau wirkende Vertikalkippmoment ergibt als Fahr-schienenbelastung:

$$(7) \quad \begin{cases} V_l^{\varphi} = \frac{h}{2br} (bN_z + 2rN_x) \cdot \cos \varphi \left(\frac{bN_x - 2rN_z}{bN_z + 2rN_x} + \operatorname{tg} \varphi \right); \\ V_r^{\varphi} = \frac{h}{2br} (bN_z - 2rN_x) \cdot \cos \varphi \left(\frac{bN_x + 2rN_z}{bN_z - 2rN_x} + \operatorname{tg} \varphi \right). \end{cases}$$

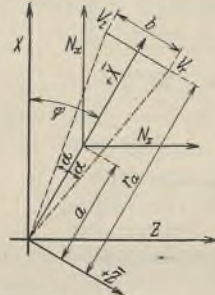
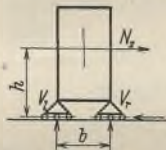


Abb. 4.



Es ist zu beachten, daß der Winkel φ von der Mitte des schwenkbaren Oberbaues aus gezählt wird. Der Winkelraum zwischen V_r und dem Anfangsstrahl ist nach Abb. 4 $\varphi + \alpha$, der von V_l und dem Anfangsstrahl dagegen $\varphi - \alpha$.

Die Einflußlinie für die aus der Schrägstellung herrührende Fahr-schienenbelastung ist für den Querschnitt s

$$(8) \quad \eta_{\Sigma V}^s = V_l^{\varphi - \alpha} \eta_{V_l}^s + V_r^{\varphi + \alpha} \eta_{V_r}^s,$$

wobei V_l, V_r aus Gleichung (7) und $\eta_{V_l}^s, \eta_{V_r}^s$ aus Gleichung (2) zu entnehmen ist.

Jede Ordinate der Kurve (7) ist zu multiplizieren mit der zugeordneten Ordinate aus Gleichung (2). Die Addition der beiden auf diese Weise gewonnenen neuen Einflußlinien ergibt die gesuchte Einflußlinie (8).

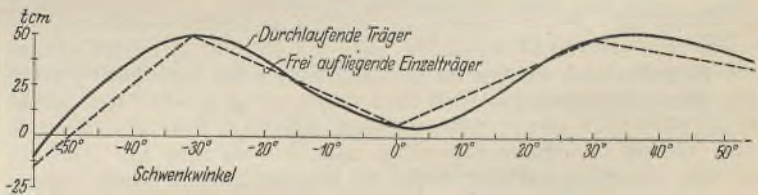


Abb. 5a. Einflußlinie für das Biegemoment im Trägerquerschnitt IIIa infolge Lasteneinheit $V = V_l + V_r$.

Abb. 5a bis d. Einflußlinien für die Biegemomente von Querschnitt IIIa.

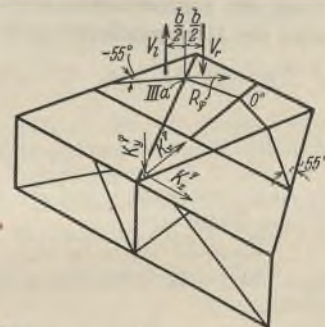
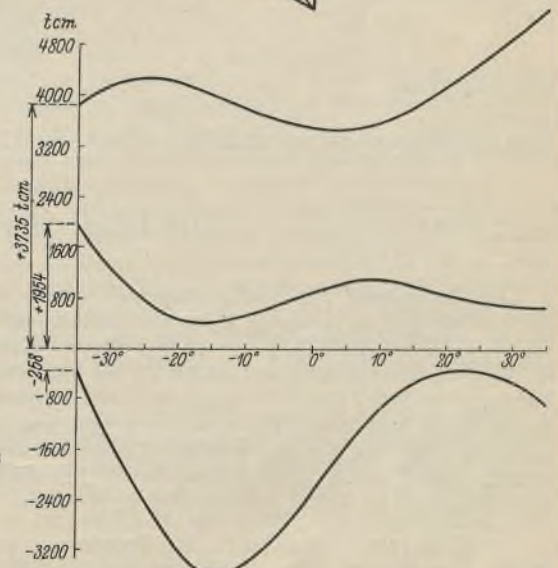


Abb. 5b. Vertikallasten.

Abb. 5c. Schrägstellung (Gl. 12).

Abb. 5d. Windkraft 125 kg/m² (Gl. 5).



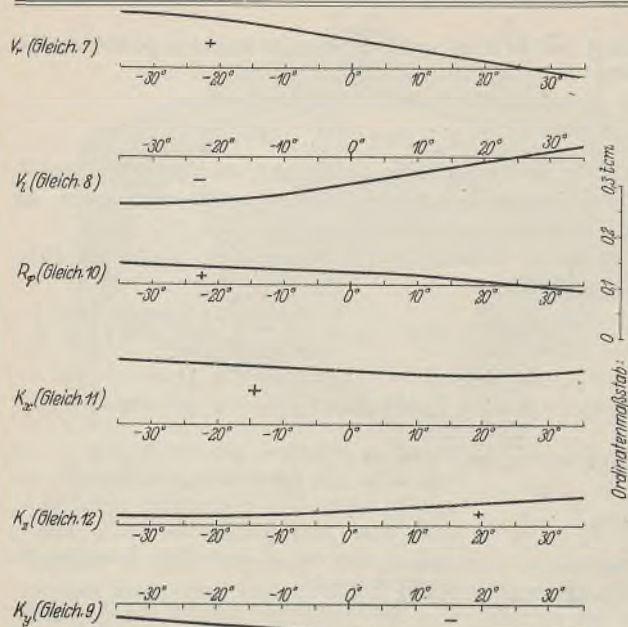


Abb. 6. Einflußlinien für die Biegemomente von Trägerquerschnitt IIIa infolge der bei Schrägstellung auftretenden Fahrschienendrucke, Schwenkritzeldrucke und Königstuhlkräfte.

Am Königstuhl greifen die Vertikalkräfte an

$$(9) \quad K_y^q = -\frac{N_z \cdot h}{r} \cdot \cos \varphi \left(\frac{N_x}{N_z} + \operatorname{tg} \varphi \right).$$

Die Gleichung der Einflußlinie für den Querschnitt s lautet:

$$(9a) \quad \eta_{K_y}^s = K_1^s \cdot K_y^q.$$

Der Einfluß beider Vertikalkippmomente in der $\bar{Y} = \bar{Z}$ - und $\bar{Y} = \bar{X}$ -Ebene ergibt sich durch Addition von (8) und (9a)

$$(9b) \quad \eta_V^s = \eta_{K_y}^s + V_l^{q-\alpha} \cdot \eta_V^s + V_r^{q+\alpha} \cdot \eta_V^s.$$

Es bleibt noch die Ermittlung des Einflusses der Horizontalmomente. Die Ritzelkraft ist:

$$(10) \quad R_\varphi = -\frac{a}{r_a} \cdot N_x \cdot \cos \varphi \left(\operatorname{tg} \varphi - \frac{N_z}{N_x} \right).$$

Die Gleichung der Einflußlinie der Ritzelkraft:

$$(10a) \quad \eta_R = R^q \cdot \eta_R^s = R^q (A + B \cdot \cos \varphi + C \cdot \sin \varphi).$$

Die Lösung der Aufgabe läuft auf die Multiplikation der Ordinaten von Gleichung (10) mit den zugeordneten der Gleichung (5) hinaus.

Die Komponenten der Horizontalkraft des Königstuhles sind:

$$(11) \quad K_z^q = N_z - R_\varphi \cdot \cos \varphi = N_z + \frac{a}{r} \cdot N_x \cdot \cos 2\varphi \left(\operatorname{tg} \varphi - \frac{N_z}{N_x} \right),$$

$$K_x^q = N_x - R_\varphi \cdot \sin \varphi = N_x + \frac{a}{2r_a} \cdot N_x \cdot \sin 2\varphi \left(\operatorname{tg} \varphi - \frac{N_z}{N_x} \right).$$

Die Einflußlinie für den Querschnitt s und für die Horizontalkräfte des Königstuhles besitzt die Gleichung:

$$(11a) \quad \eta_H^s = K_z^1 \cdot K_z^q + K_x^1 \cdot K_x^q.$$

Der Gesamteinfluß aus Schrägstellung für einen beliebigen Trägerquerschnitt kann angegeben werden:

$$(12) \quad \eta_s = V_l^{q-\alpha} \cdot \eta_V^s + V_r^{q+\alpha} \cdot \eta_V^s + K_1^s \cdot K_y^q + R^q (A + B \cdot \cos \varphi + C \cdot \sin \varphi) + K_z^1 \cdot K_z^q + K_x^1 \cdot K_x^q$$

oder abgekürzt:

$$(12a) \quad \eta_s = (9b) + (10a) + (11a),$$

wobei die eingeklammerten Zahlen die entsprechenden Gleichungen angeben.

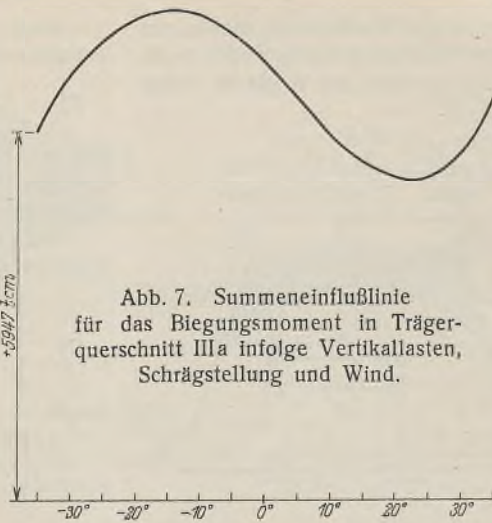


Abb. 7. Summeneinflußlinie für das Biegemoment in Trägerquerschnitt IIIa infolge Vertikallasten, Schrägstellung und Wind.

Der Verlauf der Einflußlinien für K_y , K_x , K_z , R , V_l und V_r ist in Abb. 6 aufgezeichnet. Der Gesamteinfluß der Schrägstellung für Trägerquerschnitt IIIa ist in Abb. 5c dargestellt. Die Abb. 7 zeigt das Ergebnis der Addition von 5b, 5c und von 5d.

In Abb. 8 ist das Lichtbild des in Abb. 1 isometrisch gezeichneten fahrbaren Portals dargestellt. Es handelt sich um den Unterbau eines Großschwenkabsetzers mit 40 m Ausladung (gemessen von Königstuhlmitte bis Abwurfstelle), 800-l-Eimern und einer theoretischen stündlichen Leistung von 1300 m³ losen Abraums. Die Zahlenwerte der Einflußlinien für die Vertikallasten, für Schrägstellung und für Windkraft sind dieser Ausführung entnommen. Das Gerät wurde von der Lübecker Maschinenbau-Gesellschaft für den Tagebau eines deutschen Braunkohlenunternehmens geliefert.

Das Gerät wurde von der Lübecker Maschinenbau-Gesellschaft für den Tagebau eines deutschen Braunkohlenunternehmens geliefert.

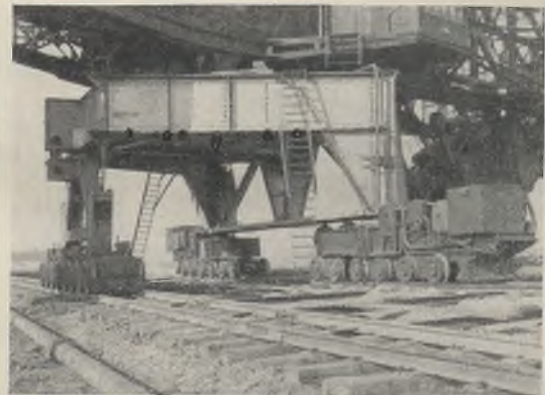


Abb. 8. Portal eines Großschwenkabsetzers mit 40 m Ausladung und 800-l-Eimern.

VII. Ergebnis.

Auf die angegebene Weise ist es möglich, für jeden Trägerquerschnitt jene Stellung des schwenkbaren Oberbaues zu finden, welche dort die größten Momente, Längskräfte oder Querkkräfte ergibt. Die dargestellte Methode erfordert umfangreiche Hilfsermittlungen. Wird eine größere Anzahl von Querschnitten tabellarisch ausgewertet, wie es bei der praktischen Durchführung der Rechnung der Fall sein wird, so ergeben sich allerdings zahlreiche Vereinfachungen und Wiederholungen.

Dagegen führen alle Näherungsverfahren, bei welchen zwar maximale, jedoch nicht gleichzeitig auftretende Lastgruppen zusammen kombiniert werden, sicher zu unrichtigen Ergebnissen, aus denen nicht mehr festzustellen ist, ob der Fehler zu einer zu reichlichen oder zu einer zu schwachen Bemessung führt. — Es muß deshalb in Anbetracht der schwierigen Belastungsweise für derartige Portale eine möglichst einfache, klare Anordnung des Tragwerkes gewählt werden.

Wenn die Gleisanlage von Kranbahnen auf verhältnismäßig schlechtem Boden verlegt werden muß, bei dem Setzungen möglich wären, so empfiehlt es sich auch, die Portale von Kranen auf drei Punkte abzustützen.

Die abgeleiteten Beziehungen können dann auf diese Fälle sinngemäß ausgedehnt werden.

Alle Rechte vorbehalten.

Zur Frage der Berechnung abgestufter Blockfundamente.

Von Dr.-Ing. K. Hajnal-Kónyi, Darmstadt.

Die Berechnung von Blockfundamenten wurde im Laufe der letzten Jahre wiederholt in mehreren Aufsätzen erörtert, zuletzt in dieser Zeitschrift, 1932, Heft 19, S. 149, von Dr. Stötzner. Während der Ermittlung der äußeren Abmessungen im Hinblick auf die Verdrehung der Fundamentkörper schon seit Fröhlich immer sehr viel Aufmerksamkeit gewidmet wurde, ist die Aufnahme der inneren Spannungen und die damit zusammenhängende Sicherung des einheitlichen Zusammenhanges des Fundamentkörpers selbst bisher sehr stiefmütterlich behandelt worden. Außer Kleinlogel¹⁾ ist keiner der zahlreichen Verfasser auf diese wichtige

Frage näher eingegangen. In der Arbeit von Kleinlogel wurde klar bewiesen, welche Bedeutung den inneren Spannungen für den Bestand des Fundamentes zukommt. Trotzdem sind die aus dieser Erkenntnis gezogenen Folgerungen weder in den „Vorschriften für den Bau von Starkstrom-Freileitungen“²⁾, noch in den verschiedenen, in der Literatur inzwischen bekannt gewordenen Beispielen hinreichend beachtet worden. Die „Vorschriften“ verlangen in III. Ziff. 6 § 28a hinsichtlich der inneren Spannungen folgendes:

arbeiten auf dem Gebiete des Ingenieurwesens, Heft 295, S. 43 ff., Festgabe Carl von Bach zum achtzigsten Geburtstag. Berlin 1927, VDI-Verlag.

²⁾ VDE 442 V. S. V./1930. Verband Deutscher Elektrotechniker. E. V.

¹⁾ Kleinlogel, Zur Frage der Berechnung von Mastgründungen großer Abmessungen unter schwierigen Bodenverhältnissen. Forschungs-

„Fundamente sind nach Fröhlich „Beitrag zur Berechnung von Mastfundamenten“, 2. Aufl. (Verlag von Wilh. Ernst & Sohn, Berlin) zu berechnen. Außerdem sind die inneren Spannungen zu berücksichtigen bei außergewöhnlich großen Fundamenten, bei Fundamenten für Rohr- und Betonmaste, sowie bei Fundamenten mit Fußplatten, bei denen die Auskragungen der Fußplatte größer als ihre Stärke sind.“

Um die Frage beantworten zu können, ob die Einhaltung dieser Vorschrift zur Gewährleistung der erforderlichen Sicherheit eines Mastfundamentes genügt, soll hier untersucht werden, wie sich ihre Anwendung in einigen typischen Fällen auswirkt.

Hierzu eignen sich sehr gut die zwei Beispiele im Aufsatz von Stötzner, sowie ein drittes, dem zweiten ähnliches Beispiel von Taenzer³⁾, dessen Buche auch das zweite Beispiel von Stötzner entnommen ist.

Der Begriff eines „außergewöhnlich großen“ Fundamentes ist zwar in den Vorschriften nicht festgelegt, doch wird man praktisch keinen Zweifel haben, daß das zweite Beispiel von Stötzner, wie auch sämtliche Beispiele des Taenzer'schen Buches nicht unter diesen Begriff fallen, während das im ersten Beispiel von Stötzner behandelte Fundament als „außergewöhnlich groß“ angesprochen werden muß. Bei nicht außergewöhnlich großen Fundamenten braucht sich der Konstrukteur nach den Vorschriften um die inneren Spannungen überhaupt nicht zu kümmern, wenn nur die Vorkragung der Fußplatte nicht größer ist als ihre Stärke an der Einspannstelle, wenn also die Bedingung

$$(1) \quad t_u \geq \frac{b_u - b_o}{2}$$

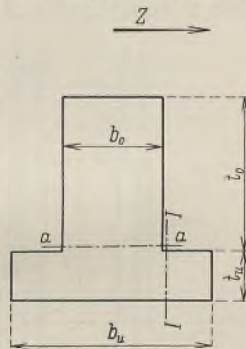


Abb. 1.

erfüllt ist (Abb. 1). Diese Bedingung wird in allen Beispielen sowohl von Stötzner als auch von Taenzer eingehalten. Ergibt sich rechnerisch ein kleinerer Wert für t_u , was häufig vorkommt, so wird die Plattenstärke trotzdem zu $\frac{b_u - b_o}{2}$ gewählt, oder es wird dieses Maß wenigstens an der Einspannstelle durch Anordnung einer Voute erreicht.

Damit ist die Vorschrift erfüllt und der Konstrukteur braucht auf die inneren Spannungen nicht einzugehen. Ihre Berücksichtigung kann also, wie man sieht, bei nicht außergewöhnlich großen Fundamenten immer sehr leicht umgangen werden.

Bei außergewöhnlich großen Fundamenten ist die Entlastung des Konstrukteurs von der Berücksichtigung der inneren Spannungen auch bei Erfüllung der Bedingung (1) nicht so einfach, da nach dem Wortlaut der Vorschriften eine solche Untersuchung in allen derartigen Fällen, unabhängig vom Verhältnis der Vorkragung zur Plattenstärke, erforderlich ist, ja sogar auch dann, wenn eine Fußplatte gar nicht vorhanden, der Block also gar nicht abgestuft ist. Das erste Beispiel von Stötzner zeigt aber, daß diese Vorschrift praktisch nicht weiter beachtet wird, und daß man sich auch bei außergewöhnlich großen Fundamenten mit der Erfüllung der Bedingung (1) begnügt. Die von Stötzner behandelte Aufgabe hat zwar mit den inneren Spannungen nichts zu tun, doch werden — in Ermangelung eines besonderen Hinweises — die wenigsten Leser auf den Gedanken kommen, daß der Fundamentblock noch einer weiteren Untersuchung bedarf. Durch den angeführten Wortlaut wird tatsächlich der Eindruck erweckt, als ob es allgemein nur auf die Sicherung der Fuge I—I ankommen würde (Abb. 1), denn für die Fuge a—a ist es gleichgültig, ob sie durch die Bedingung (1) etwas höher gerückt wird oder nicht. Allerdings ist eine Fuge I—I bei nicht abgestuften Blöcken, deren innere Spannungen bei außergewöhnlich großen Fundamenten unabhängig vom Vorhandensein einer Fußplatte berücksichtigt werden müßten, gar nicht vorhanden; wenn aber die Vorschriften die Berücksichtigung der inneren Spannungen auch in einem waagerechten Schnitte verlangen würden, hätte es keinen Sinn, darauf bei Erfüllung von (1) zu verzichten. Es besteht also hier eine Unklarheit. Die folgenden Beispiele mögen zeigen, daß man die inneren Spannungen in der Fuge a—a unbedingt berücksichtigen muß und daß es dabei durchaus nicht darauf ankommt, ob das Fundament außergewöhnlich groß ist oder nicht.

1. Beispiel.

$$b_u = 6,3 \text{ m}, \quad b_o = 4,3 \text{ m}, \quad t_o = 2,6 \text{ m}, \quad t_u = 1,0 \text{ m}^4),$$

$$F = 4,3^2 = 18,49 \text{ m}^2, \quad W = \frac{4,3^3}{6} = 13,68 \text{ m}^3.$$

Das Mastgewicht einschließlich Ausrüstung wird von Stötzner nicht angegeben, der genaue Wert spielt in diesem Zusammenhang auch keine

³⁾ W. Taenzer, Eiserne Gittermaste für Starkstrom-Freileitungen. Berechnung und Beispiele. Berlin 1930, Verlag Springer.

⁴⁾ Die Maße t_o , t_u beziehen sich hier auf die Höhenlage der Fuge a—a, wo der Schaft in die Platte übergeht, und nicht auf die Plattenstärke am Rande, wie bei Stötzner.

Rolle; es sei geschätzt zu $G = 40 \text{ t}$. Daraus entsteht in a—a eine Betondruckspannung von nur $0,22 \text{ kg/cm}^2$. Hierzu kommt die Eigengewichtsspannung des Betons mit $2,6 \cdot 0,2 = 0,52 \text{ kg/cm}^2$. Es ist also in a—a ohne Spitzenzug — je nach dem wirklichen Wert von G — eine gleichmäßig verteilte Druckspannung von etwa $0,7$ bis $0,75 \text{ kg/cm}^2$ vorhanden.

Moment infolge des Spitzenzuges:

$$M_a = 20,0 \cdot 40,60 = 812 \text{ tm},$$

somit

$$\sigma_b = \pm \frac{812}{13,68} = \pm 59,4 \text{ t/m}^2.$$

Größte Zugspannung: $\sigma_{bz} = 5,94 - 0,74 = 5,20 \text{ kg/cm}^2$, ein für unbewehrten Beton unzulässiger Wert.

Dieser Fall liegt aber trotz der „außergewöhnlichen Größe“ des Fundamentes, ja gerade wegen der verhältnismäßig großen Breite des oberen Teiles ($b_o > t_o$) sogar noch sehr günstig, wie dies aus dem nachfolgenden

2. Beispiel hervorgeht. Hier ist

$$b_u = 2,80 \text{ m}, \quad b_o = 1,60 \text{ m}, \quad t_o = 1,90 \text{ m}, \quad t_u = 0,60 \text{ m},$$

$$F = 1,6^2 = 2,56 \text{ m}^2, \quad W = \frac{1,6^3}{6} = 0,683 \text{ m}^3.$$

Die gleichmäßig verteilte Pressung ohne Spitzenzug beträgt schätzungsweise rd. $0,5 \text{ kg/cm}^2$.

$$M_a = 4,36 \cdot 14,9 = 65,0 \text{ tm}, \quad \sigma_b = \pm \frac{65,0}{0,683} = \pm 95,0 \text{ t/m}^2,$$

$$\sigma_{bz} = 9,5 - 0,5 = 9,0 \text{ kg/cm}^2.$$

Das vorstehende Beispiel hat Stötzner dem Buche von Taenzer entnommen (S. 35), in welchem auf S. 25 für denselben Spitzenzug ($Z = 4360 \text{ kg}$), jedoch um 2 m höher angreifend, ein ganz ähnliches Fundament berechnet wird:

3. Beispiel.

$$b_u = 2,90 \text{ m}, \quad b_o = 1,60 \text{ m}, \quad t_o = 1,85 \text{ m}, \quad t_u = 0,65 \text{ m},$$

$$M_a = 4,36 \cdot 16,85 = 73,4 \text{ tm}, \quad \sigma_b = \pm \frac{73,4}{0,683} = \pm 107,5 \text{ t/m}^2,$$

$$\sigma_{bz} = 10,75 - 0,50 = 10,25 \text{ kg/cm}^2.$$

Aus diesen Beispielen geht somit deutlich hervor, daß gerade in solchen Fällen, in welchen die heute geltenden Vorschriften eine Untersuchung überhaupt nicht verlangen und in welchen infolgedessen eine solche Untersuchung in der Praxis auch nicht angestellt wird, in einem Magerbeton rechnerische Zugspannungen von über 10 kg/cm^2 (!) auftreten, und zwar an derjenigen Stelle, wo infolge der bei der Ausführung kaum zu vermeidenden — kürzeren oder längeren — Arbeitsunterbrechung die Betonzugfestigkeit — wenn eine solche überhaupt vorhanden ist — jedenfalls viel kleiner bleibt als an anderen normalen Stellen.

Gegen die vorstehende Berechnung wird vielleicht eingewendet, daß dabei der obere Teil des Fundamentblockes stillschweigend als freistehend vorausgesetzt und der günstige Einfluß des Erddruckes außeracht gelassen wurde.

Es sei daher noch gezeigt, daß der passive Erddruck, auch wenn man ihn bei dieser Spannungsberechnung berücksichtigen würde, lange nicht ausreicht, um die Zugspannungen zu beseitigen.

Mit $C_o = 1,25 \text{ kg/cm}^3$ (Annahme Stötzner im zweiten Beispiel) ergibt sich bei Annahme des Drehpunktes in der Fuge a—a (Näherung) mit $\text{tg } \alpha = 0,01$

$$M'_a = \frac{0,01 C_o b t^3}{8} = \frac{0,01 \cdot 1,25 \cdot 160 \cdot 190^3}{8} = 17,2 \text{ tm. Daraus}$$

$$\sigma'_b = \pm \frac{17,2}{0,683} = \pm 25,4 \text{ t/m}^2.$$

Die vorhin ermittelte Zugspannung von 9 kg/cm^2 würde sich also nur auf $6,5 \text{ kg/cm}^2$ ermäßigen, im dritten Beispiel wäre der Einfluß noch kleiner und es bliebe noch eine Zugspannung von rd. 8 kg/cm^2 übrig.

Abgesehen von der hier nachgewiesenen Wirkungslosigkeit des Erddruckes ist aber seine Berücksichtigung in diesem Zusammenhang grundsätzlich abzulehnen, weil sein Auftreten an eine vorherige Verdrehung des Fundamentkörpers gebunden ist, welche Formänderung aber nur dann entstehen kann, wenn der Block als solcher ein einheitlicher Körper bleibt. Der bei einer Verdrehung von $\text{tg } \alpha = 0,01$ angenommene Erdwiderstand wird überhaupt erst dann ausgelöst, wenn die inneren Kräfte vom Block schon vorher ohne Mitwirkung des Erddruckes aufgenommen werden und der Block nicht vor Ausführung der Drehbewegung auseinandergerissen wird.

Hierauf könnte wiederum eingewendet werden, daß eine solche Gefahr nicht bestehe, da ja die in den Fundamentbeton eingebetteten Ständer des Mastes ausreichen, um alle Zugkräfte aufzunehmen, und daß sie den Zusammenhang zwischen Platte und Schaft sichern. Daß dem aber in Wirklichkeit nicht so ist, wurde in der Arbeit von Kleinlogel überzeugend bewiesen.

In der Tat wird die Zugkraft der Ständer zuerst oberhalb der Fuge $a-a$ so gut wie vollständig in den Beton übertragen, so daß in diesem Zustand die Ständer auf der Zugseite bis zur Fuge $a-a$ ganz entlastet werden. Reicht aber die Zugfestigkeit des Betons nicht aus, um die ihm zukommenden Spannungen aufzunehmen, so entsteht ein Riß, welcher zur Folge hat, daß der Ständer bei $a-a$ wieder die volle oder nahezu volle Zugkraft erhält. Diese hängt dann an dem kurzen einbetonierten Stück unterhalb der Fuge $a-a$, welches auf seiner Länge von 25 bis 30 cm (Beispiel 2 und 3) durch die Haftspannungen nur einen Bruchteil seiner Zugkraft auf den Beton übertragen kann. Letzten Endes kommt also die Zugkraft auf die Nieten oder Schrauben, mit welchen die Ständer an die Fußwinkel angeschlossen sind, welche Verbindung aber im allgemeinen für solche Kräfte nicht bemessen wird.

Daraus folgt, daß die „Vorschriften“ in ihrer heutigen Form zur Gewährleistung der Standsicherheit von abgestuften Mastfundamenten nicht ausreichen. Es müßte eine Untersuchung der Spannungen in der Fuge $a-a$ in allen Fällen verlangt werden, in welchen der Anschluß der Ständer an die Fußwinkel nicht so stark ist, daß dort die volle Zugkraft übertragen werden kann, unabhängig davon, ob das Fundament „außergewöhnlich groß“ ist. In allen solchen Fällen muß dafür gesorgt werden, daß die Zugspannungen der Fuge $a-a$ ohne Zuhilfenahme der Betonzugspannungen einwandfrei aufgenommen werden können, was im allgemeinen schon mit einer schwachen lotrechten Bewehrung geschehen kann, ohne daß dadurch die Kosten der Gründung nennenswert erhöht werden.

Das Fehlen einer besonderen Sicherung der Fuge $a-a$ hat schon manchen Einsturz verursacht.

Die vorstehenden Darlegungen waren der Schriftleitung dieser Zeitschrift bereits eingereicht, als der Verfasser das mit Datum vom „September 1932“ abgeschlossene Buch von Süberkrüb: „Die Gründung von Masten für Freileitungen und für Bahnfahrleitungen und Bahnspiseleitungen“⁵⁾ zu Gesicht bekam. Dieses an sich verdienstvolle Buch liefert eine besonders anschauliche Bestätigung dafür, wie dürrig die Frage der inneren Spannungen von abgestuften Blockfundamenten auch dort behandelt wird, wo ausdrücklich von der Aufnahme dieser Spannungen die Rede ist. Da die diesbezüglichen Angaben von Süberkrüb nicht nur unvollständig, sondern geradezu irreführend sind, sei hier auf seinen Abschnitt „Ausführung der Fundamente. A. Anordnung der Eisenbewehrung“ (S. 72 u. 73) näher eingegangen. Süberkrüb sagt:

„Bei Einsetzmasten ist das Fundament genügend durch die Masten verstärkt. Werden jedoch Stufenfundamente verwendet, so ist es vorteilhaft, die Stufe auf der Druckseite durch einige Rundeisenstangen zu bewehren.“

Die Ansicht, daß die Masten zur Sicherung des Bestandes von abgestuften Blockfundamenten genügen, wurde vorstehend — noch ohne Kenntnis der hier wiedergegebenen Stelle — bereits widerlegt.

Über Aufsatzmaste sagt Süberkrüb unter Hinweis auf seine Abb. 38 (vgl. nebenstehende Abb. 2) folgendes:

„Bei dieser Ausführung wurden die Rundanker nur so lang gemacht, daß die Zugkraft der Anker durch die Haftspannung auf das

⁵⁾ Berlin 1932, Verlag Julius Springer.

Verschiedenes.

Vorsicht! Verjährung am 31. Dezember! Eine Materie, deren Reich durchaus von dieser Welt ist. Ohne Problematik und Sentimentalität dient sie am laufenden Band unseres Alltagslebens dem nüchternen Zweck der Rechtssicherheit. Wohin sollte es führen, wollte man noch nach Jahr und Tag längst erledigt geglaubte Ansprüche zulassen! Einmal muß „Schluß“ sein, gibt es doch selbst in geldknappen Zeiten Gläubiger, die sich in ihrem „zielbewußten Zuwartens“ desto mehr vom wohlthätigen Dunkel der fortschreitenden Zeit beschützt glauben, als Bankkonto und Gedächtnisschwäche des Schuldners sich die Waage halten („Konsumkredit“).

Welche Ansprüche verjähren am 31. Dezember 1932? Vor allem die Ansprüche aus 1930 aus dem allgemeinen täglichen Verkehr. Am 15. Dezember 1929 hat jemand für seinen Haushalt mit 1 Monat Ziel Waren bezogen; Fälligkeit: 15. Januar 1930; Verjährungsablauf: 31. Dezember 1932. Dagegen beträgt die Frist bei Lieferungen für den Gewerbebetrieb und bei Zinsen, Hausmiete, Landpacht 4 Jahre. Hier tritt also am 31. Dezember 1932 die Verjährung erst bei Ansprüchen aus 1928 ein. Erst in 30 Jahren verjähren rechtskräftige Schuldtitel und vor allem das Darlehen, aber nur der Hauptanspruch. Die Umwandlung in ein solches ist daher ein wirksames Mittel zur Verhinderung der zwei- oder vierjährigen Verjährung.

Aber nicht unter allen Umständen arbeitet die Zeit für den Schuldner. Während der Stundung z. B. ist die Verjährung „gehemmt“; die Zeit vorher zählt mit, und die Frist läuft hernach weiter. Wichtiger ist die „Unterbrechung“, nach der der Fristlauf neu beginnt. Entgegen weitverbreiteter Meinung genügt dazu niemals Rechnung, Postnachnahme, Kontoauszug oder Mahnung, auch nicht unter „Einschreiben“ oder durch

Fundament übertragen werden kann. Dabei ist die Länge der einzelnen Zuganker so gewählt, daß sich die Ankerkräfte auf verschiedene Querschnitte des Fundamentes verteilen. Die Bewehrung des Betons wird durch einfache Rundeisenstücke erreicht, welche in die Anker eingehängt werden. Es genügt auch, diese Bewehrungseisen so einzubetonieren, daß sie ein Stück der unteren Ankerlänge überschneiden.

Bei schlechtem Beton ist es vorteilhaft, die Stufe an der Fundamentsohle auf der Druckseite durch einige Eisenbeilagen zu verstärken.“

Hier hätte vor allem betont werden müssen, daß es sich nicht nur um die Übertragung der Zugkraft der Anker auf das Betonfundament, sondern ebenso um die Sicherung der Fuge $a-a$ handelt. Die „einfachen Rundeisenstücke, welche in die Anker eingehängt werden“, müssen also so tief in die Sohle heruntergeführt werden, daß sie in der Fuge $a-a$ schon mit ihrer vollen Zugkraft beansprucht werden können, was aber an der angeführten Stelle mit keinem Wort gesagt wird. Mit dem in der Abb. 2 eingetragenen Maß von 750 mm hat diese Forderung gar nichts

zu tun, da die Wirksamkeit der in Rede stehenden Eiseneinlagen nicht von ihrer Gesamtlänge, sondern nur von ihrer Länge unterhalb der Fuge $a-a$ abhängig ist. Bei Verwendung von stärkeren Rundeisen ist z. B. die in Abb. 2 dargestellte Länge unter $a-a$ durchaus ungenügend! Eine solche Anordnung ist mit der Gefahr verbunden, daß die unteren Rundeisenstücke aus der Grundplatte einfach herausgerissen werden und der Schaft (mit den darin befindlichen Ankern und Rundeisen) in der Fuge $a-a$ von der Platte abgetrennt wird. Die Anordnung ist natürlich einwandfrei,

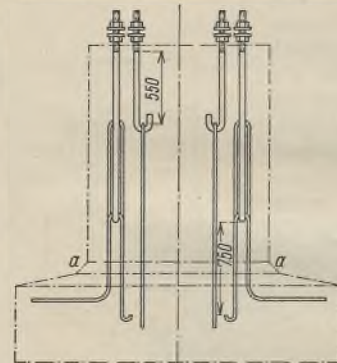


Abb. 2.

wenn die Rundeisen unter $a-a$ die ihrem Durchmesser entsprechende Haftlänge erhalten.

Die Verlegung von Eiseneinlagen auf der Druckseite der Fundamentsohle wird wiederholt als „vorteilhaft“ empfohlen, und zwar ausdrücklich bei „schlechtem Beton“. Hierzu ist zu bemerken, daß ein „schlechter Beton“ keinen schlimmeren Feind hat als seine eigene Bewehrung. Es können aus der Praxis zahlreiche Fälle genannt werden, daß bewehrte Magerbetonkonstruktionen durch die sprengende Wirkung ihrer verrostenden Eiseneinlagen beschädigt oder sogar ganz zerstört worden sind. Die Rostgefahr ist in Fundamentkörpern, die dem Grundwasser ausgesetzt sind, besonders groß, so daß die „Vorteile“ einer Bewehrung der Sohle bei schlechtem Beton recht zweifelhaft sind.

Nach den Vorschriften des VDE kann eine Bewehrung der Sohle dadurch vermieden werden, daß die Sohlendicke an der Einspannstelle der Vorkragung mindestens gleichgesetzt wird. Muß die Dicke hier ausnahmsweise kleiner gewählt werden als die Vorkragung — was praktisch kaum vorkommen dürfte —, so ist dafür zu sorgen, daß die dann erforderliche Bewehrung gegen die Rostgefahr auf die Dauer zuverlässig geschützt wird. Andernfalls wird ein an und für sich schon „schlechter Beton“ durch die Eiseneinlagen nur noch schlechter.

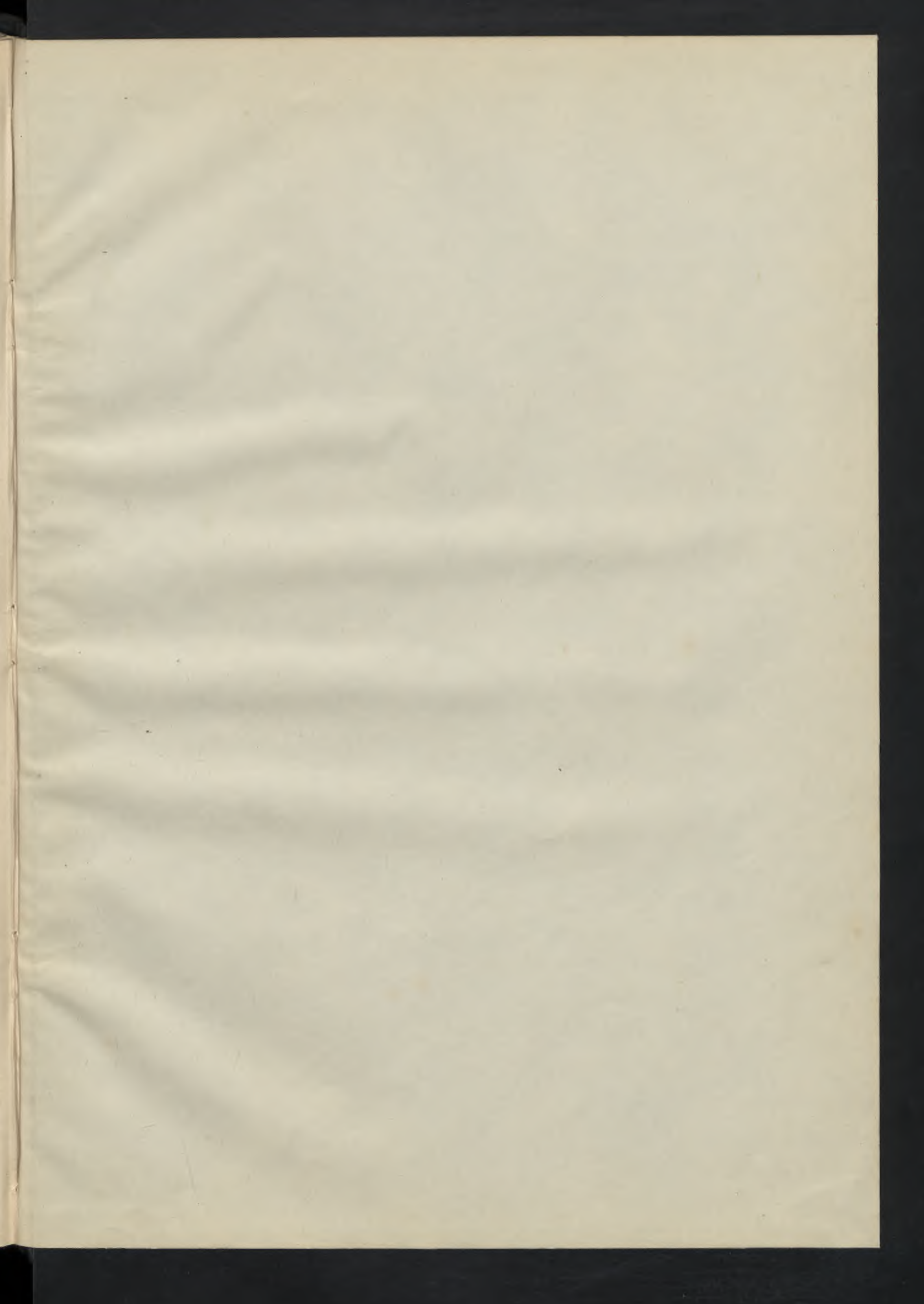
den Rechtsanwalt, wohl aber Abschlags-, Zins-, Sicherheitsleistungen, Stundungsbitte oder ausdrückliches, sei es schriftliches oder — Zeugen! — mündliches Anerkenntnis. Die sicherste Art der Unterbrechung aber ist Klage, Güteantrag und — als bequemstes und billigstes Mittel — der Zahlbefehl. Für ihn ist das Amtsgericht unbegrenzt zuständig. Rechtzeitiger Eingang genügt; auf die Zeit der Zustellung kommt es — wiederum entgegen verbreiteter Meinung — nicht an. Erfolgt kein Widerspruch, so gilt die Unterbrechung nur dann als erfolgt, wenn der Gläubiger binnen 6 Monaten Vollstreckungsbefehl beantragt. Gegen diesen ist Einspruch nach Ablauf einer Woche nach Zustellung nicht mehr zulässig. Damit ist dann die 30jährige Frist erreicht, der allein zuliebe mancher einen zahlungsunfähigen oder -unwilligen Schuldner verklagt. Man suche also von Schuldnern solcher Forderungen, die am 31. Dezember 1932 verjähren, bis dahin eine Abschlagzahlung oder schriftliche Anerkennung zu erreichen. Gelingt das nicht, so beantrage man gegen die Privatkunden wegen der Forderungen aus 1930, gegen Schuldner, für deren Gewerbebetrieb geliefert ist, wegen der Forderungen aus 1928 spätestens bis zum 31. Dezember Zahlbefehle.

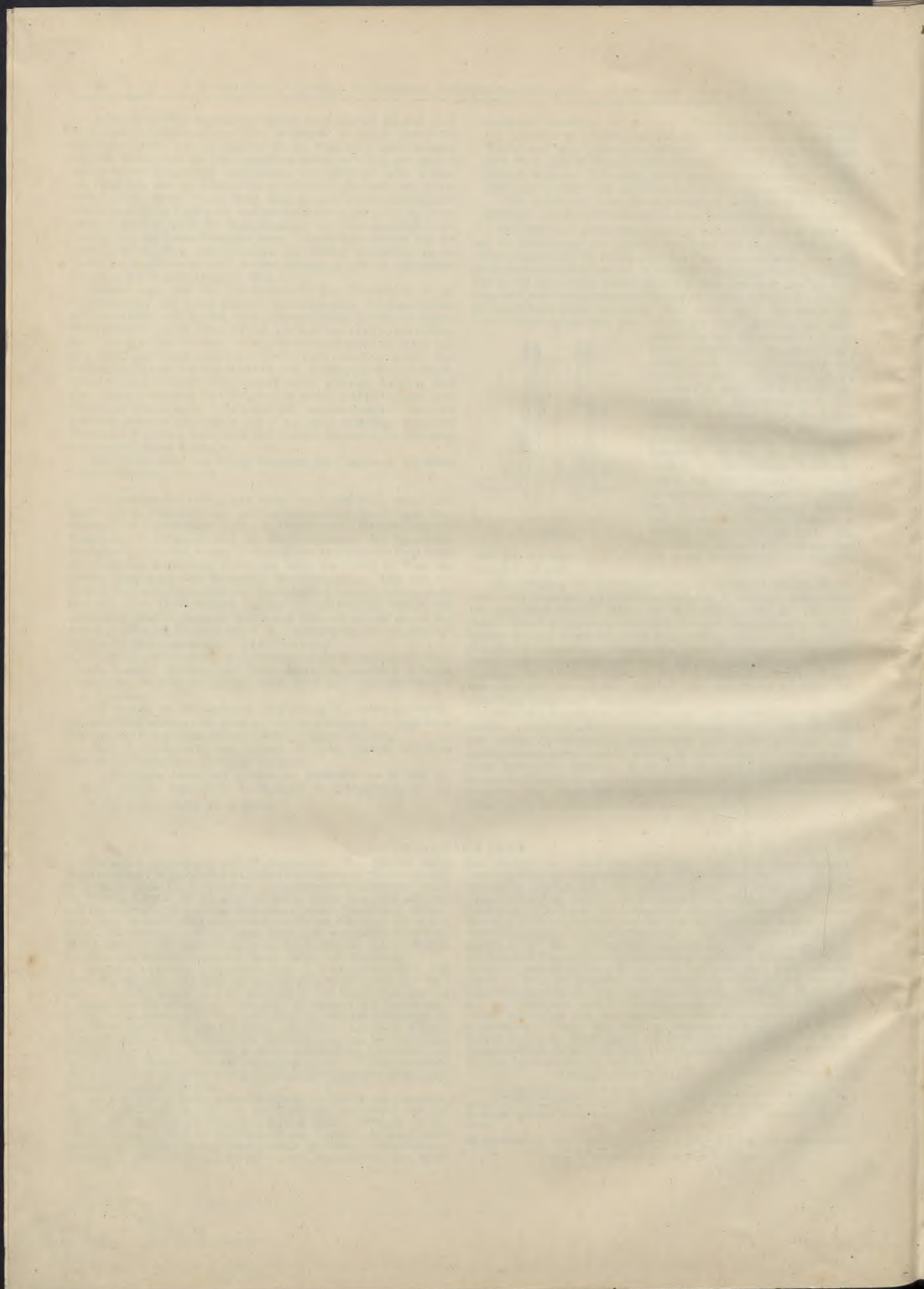
Amtsgerichtsrat Dr. Karl Ludwig Schimmelbusch.

INHALT: Werks(öffnungs)untersuchungen an der Hamburger Baakenbrücke. — Beitrag zur Berechnung von fahrbaren Portalen für Schwenkabsitzer und Schwenkbagger. — Zur Frage der Berechnung abgestufter Blockfundamente. — Verschiedenes: Vorsicht! Verjährung am 31. Dezember.

Für die Schriftleitung verantwortlich: Geh. Regierungsrat Prof. A. Hertwig, Berlin-Charlottenburg. Verlag von Wilhelm Ernst & Sohn, Berlin W8. Druck der Buchdruckerei Gebrüder Ernst, Berlin SW 68.

BIBLIOTEKA KATEDRY
ZELBETNICTWA POLITECHNIKI
GDAŃSKIEJ
Nr. inw. III/678.





150,-

Biblioteka Główna

III 0911

Politechniki Gdańskiej