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, 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 — $\lambda \sim 50$ und $\lambda \sim 100$ — hatten ergeben, daß Q_{max} auftritt bei einer Last $P \sim 0{,}45\,\sigma_S F$. 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 stoffreie 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 stoffreie 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

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

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

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

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

$$\alpha = \frac{\lambda_i}{\sqrt{\omega_i}}\sqrt{\frac{\mu\,\sigma_{zul}}{4E}}$$

$$= \lambda_i\sqrt{\frac{\sigma_{d\,zul}}{\sigma_{zul}}\cdot\frac{\mu\,\sigma_{zul}}{4E}} = \lambda_i\sqrt{\frac{\pi^2 E}{3{,}5\,\lambda_i^2}\cdot\frac{\mu}{4E}}$$

$$\alpha = \frac{\pi}{\sqrt{14}}\sqrt{\mu} = 0{,}8396\sqrt{\mu}.$$

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 Biegungsproblem. 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:

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

mit

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

Für das elastische Bereich lautet sie

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

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

Die Größen p_B stellen die Querkraft beim Bruch in Hunderttellen 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 $W = \frac{F h}{2}$

zu

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

für $\mu = 1$ zu

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

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

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

$$= \varkappa \cdot h$$

mit

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

Tafel 3. $\varkappa$-Werte für St 37.

λ_i	$\varkappa$	λ_i	$\varkappa$
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 $\varkappa$ 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 Überschlagsrechnungen 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.

Alle Rechte vorbehalten.

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

Von Dr.-Ing. ehr. 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 betriebstechnischen Vorstudien von dem Direktor der Hille-Werke, Herrn Dr.-Ing. Mehner, durchgeführt waren und der Maschinenaufstellungsplan 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, während das Fabrikgrundstück für eine später vorgesehene Vergrößerung der Fabrikhallen um etwas über 8000 m² ausreicht.

Das Verwaltungsgebäude wurde in den Hallenkomplex in der Weise einbezogen, daß es den Abschluß nach der Otto-Mohr-Straße hin bildet.

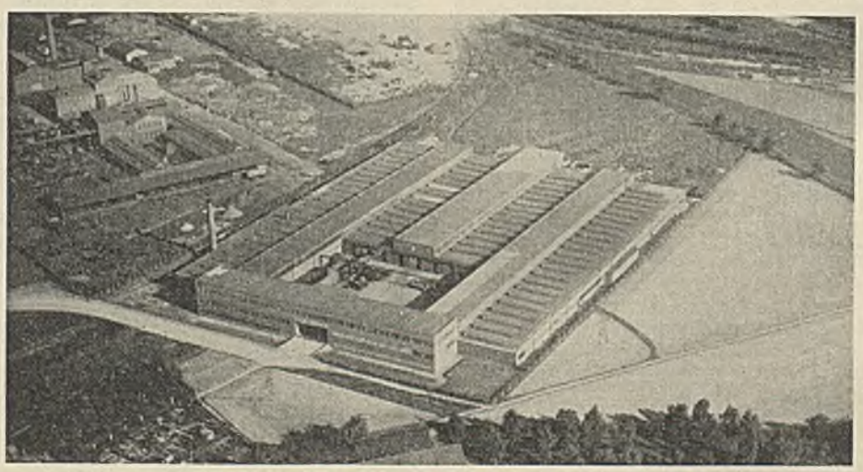


Abb. 1. Luftbild der Fabrikanlage mit Verwaltungsgebäude.

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.

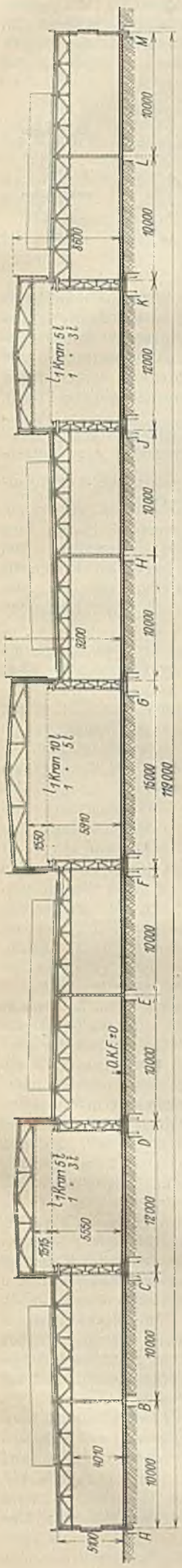


Abb. 2. Querschnitt durch die Fabrikhallen.

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, welch 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.

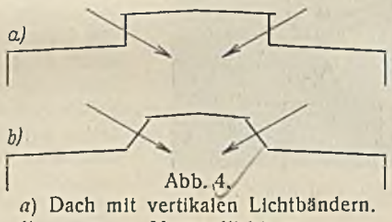


Abb. 4.
a) Dach mit vertikalen Lichtbändern.
b) „ „ Mansardlichtern.

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 Oberlichte 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.

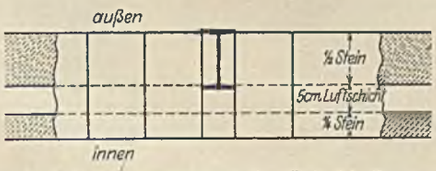


Abb. 5. Ausmauerung der Fabrikhallen.

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.

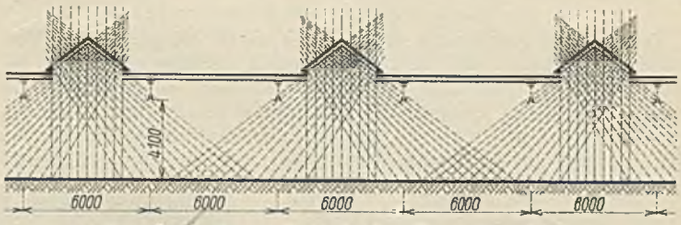


Abb. 3. Lichtverteilung in den Bearbeitungshallen.

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 Oberlichte der Bearbeitungshallen	2700 m²
bei 9600 m² Grundfläche der Bearbeitungshallen (d. i. 28 %)	
vertikale Lichtbänder der Zusammenbauhallen	1840 „
bei 4900 m² Grundfläche der Zusammenbauhallen (d. i. 37 %)	
Lichtbänder in den Umfassungswänden	634 „
bei 14 500 m² Hallengrundfläche	5174 m².

Der Durchschnitt der Lichtflächen ist demnach 35½ % 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 Baumessehalle 19 in Leipzig[1]), die mit ihren ausschließlich vertikalen Lichtflächen allen anderen Leipziger Messehallen 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 ½ 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.

Nach den sächsischen Gewerbepolizeivorschriften sind $^1/_2$ 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 Patentpfetten[2]) (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 Anlieferung der auf Maß geschnittenen ⊏-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 Stützenmoment $M_2 = \frac{Q \cdot l}{12}$ entsprechend der Querschnitt in einfachster Weise verdoppelt, indem die vorgesehenen ⊏-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.

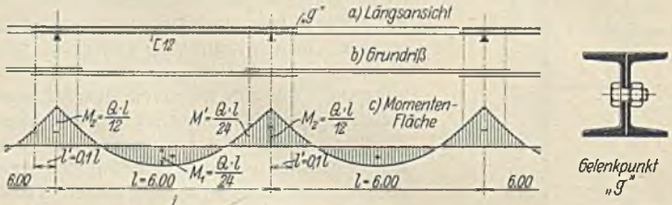


Abb. 6. Pfettenkonstruktion.

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 Querausteifung. 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 I P 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-

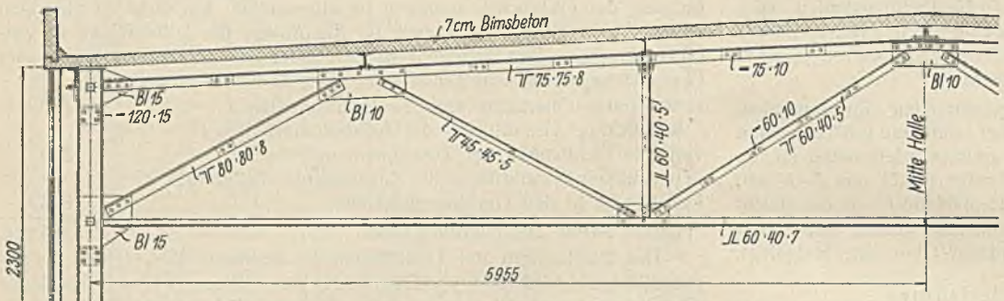


Abb. 7. Binder und Stütze der Hallen *C—D* und *J—K*.

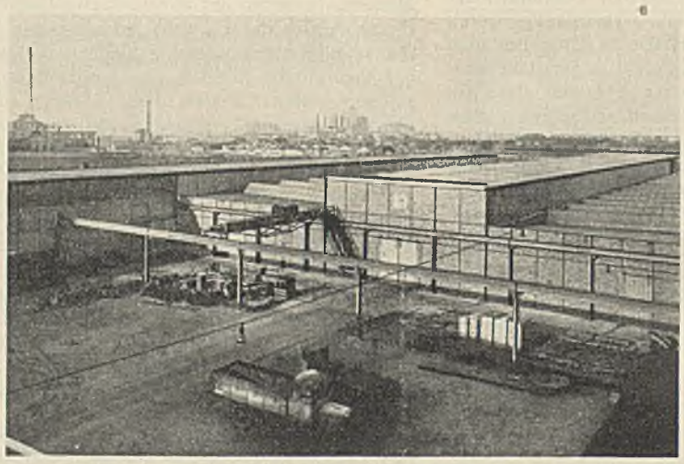


Abb. 8. Hof zwischen Verwaltungsgebäude und Fabrik.

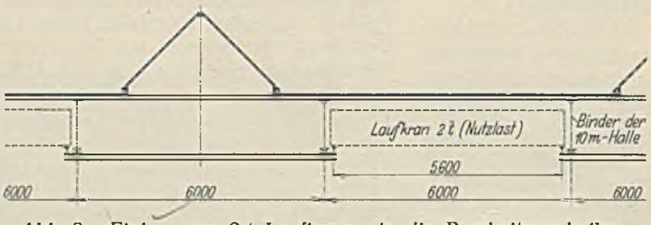


Abb. 9. Einbau von 2 t-Laufkranen in die Bearbeitungshallen.

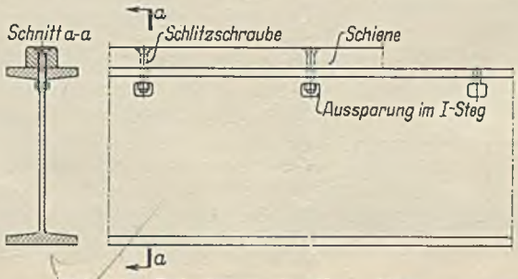


Abb. 10. Befestigung der Kranschienen.

[2]) Das Patent ist erloschen.

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

Da die Kranbahnebene von der Portalebene waagerecht 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

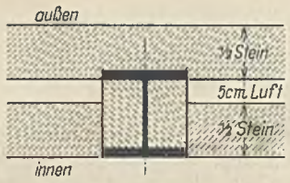


Abb. 11. Außenwände des Verwaltungsgebäudes.

Stützen berechnet worden (I 32). Ihre waagerechte Aussteifung erfolgt durch ein an den Kranträger angenietetes ⊏ 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 ⊏ 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 ersparen 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 Deckennutzlasten 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).

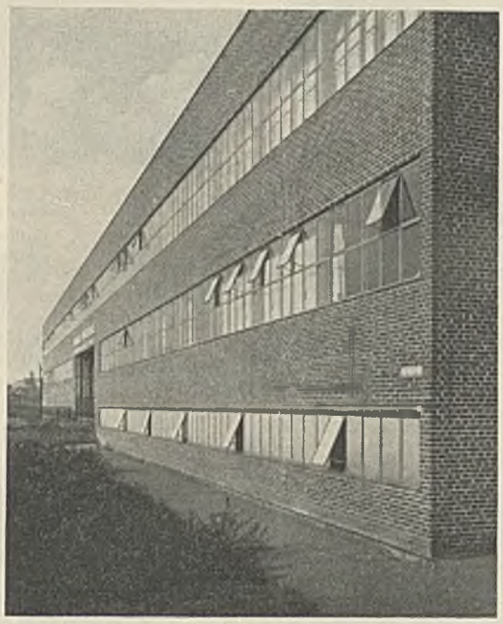


Abb. 12. Front des Verwaltungsgebäudes.

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.

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 enggewordenen 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 vollkommenster 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 $3\frac{1}{2}$ m hohen Zwischenbau verbunden.

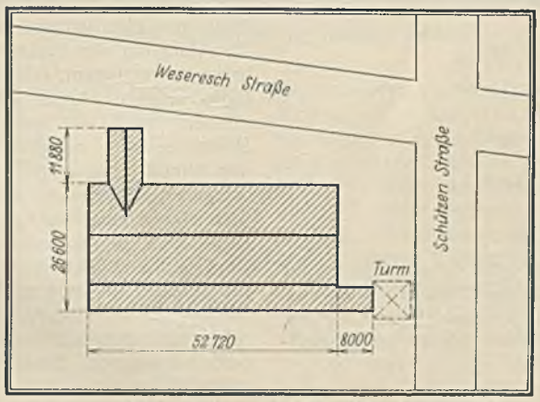
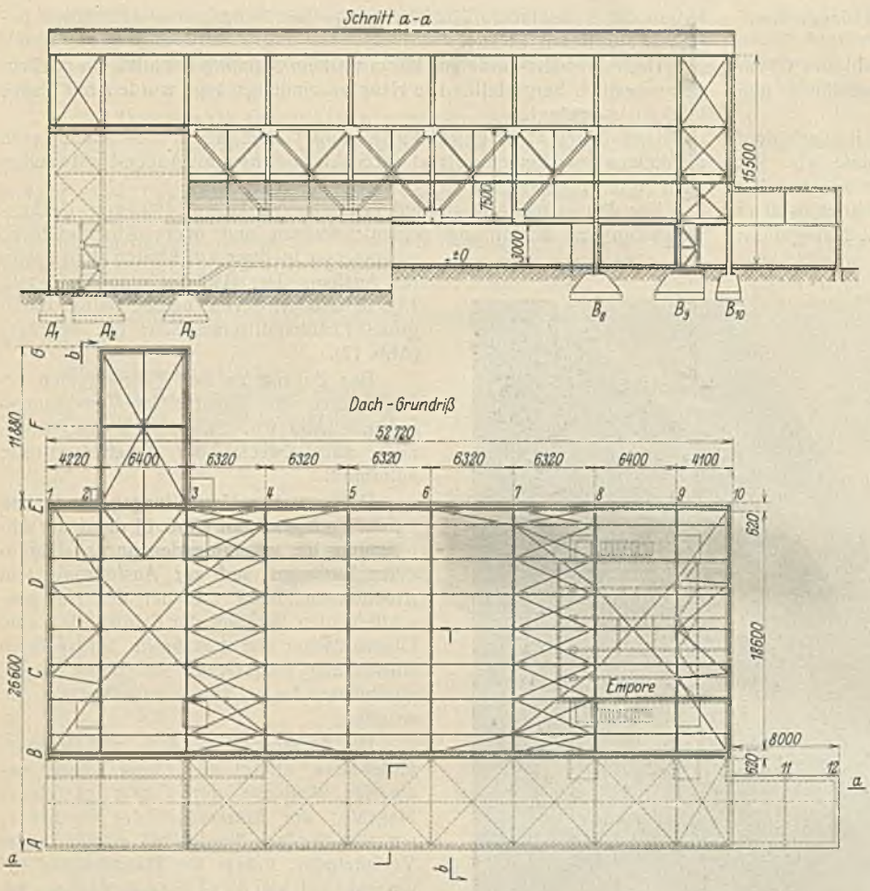


Abb. 1. Lageplan der Kirche.

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



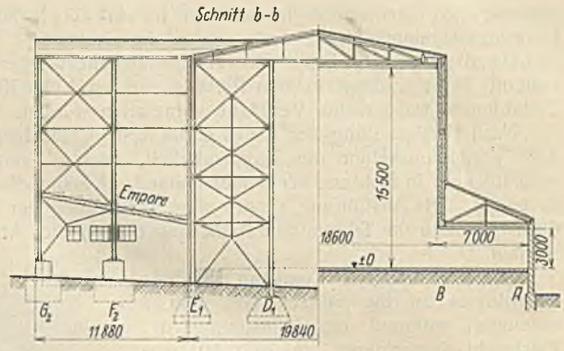


Abb. 2. Grundriß, Längsschnitt und Querschnitt des Stahlskeletts der Kirche.

eine Wand voneinander getrennt. Der zusammenhängende Kirchengrundriß 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 $^1/_2$ 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).

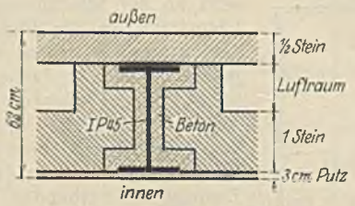


Abb. 3. Wandausbildung.

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 reinster Form.

Die Verbände sind in dem Luftzwischenraum zwischen den beiden Mauerschalen 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 $^1/_1$ Stein starke Mauerschale wegen der erforderlichen großen Stabquerschnitte leider nicht durchführen. Um hier 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 $^1/_2$ 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 Biegungsmomente 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.

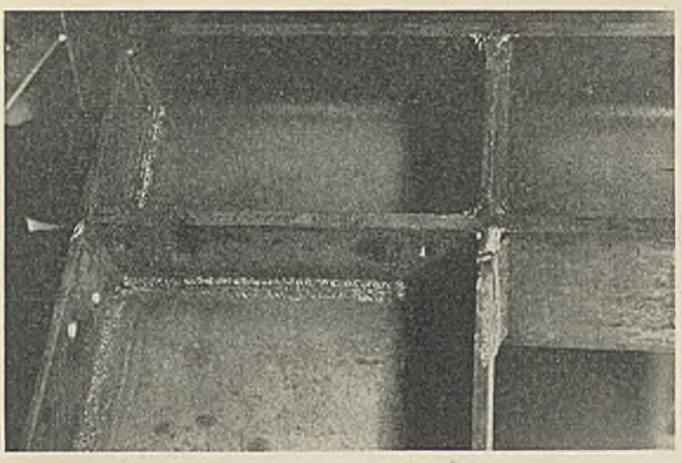


Abb. 4. Geschweißter Stützenkopf mit Eckversteifung.

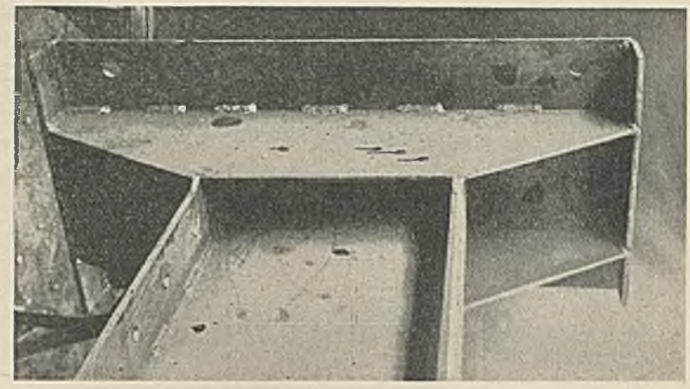


Abb. 5. Geschweißter Stützenfuß.

Für die Schweißarbeiten wurden im Werk Kalk dünn ummantelte „Humbold-Elektroden" von 5 und 6 mm Durchmesser verwendet. Mit diesen Elektroden wurden auf Grund zahlreicher Zerreißversuche, die sich über die Zeit vom Mai 1931 bis Juli 1932 verteilten, Zerreißfestigkeiten 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 Zerreißversuche 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 $\varrho = 250$ 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 $\varrho = 480$ 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 $\varrho = 520$ kg/cm².

Der obere Kragarm der Stütze wurde aus I P 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 aufzunehmen: $M = 1830$ 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

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

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

Der gewählte Stützenquerschnitt mußte bei den verhältnismäßig geringen Querkräften 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.

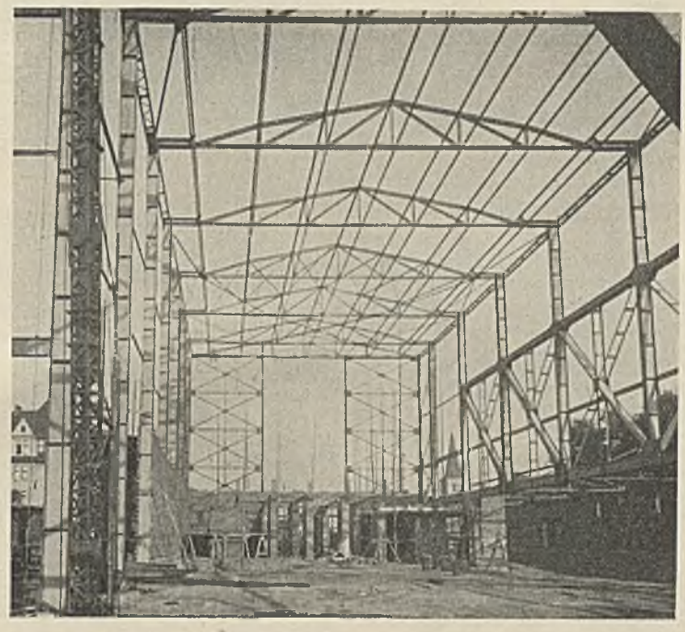


Abb. 6. Das Stahlskelett im fertigen Zustand.

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 Querschnit 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.

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 Abfangekonstruktion 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 (Abbild. 2). Da eine Fundierung auf dem tiefliegenden Fels unmöglich war, mußte eine gleichmäßige Übertragung der großen Stützendrücke 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 vermittels 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 zwangläufig gegebene Konstruktionsform für die Hallenbinder der allseitig geschlossene, dreifach statisch unbestimmte Rahmen mit beiderseitigem Kragarm (Abb. 2).

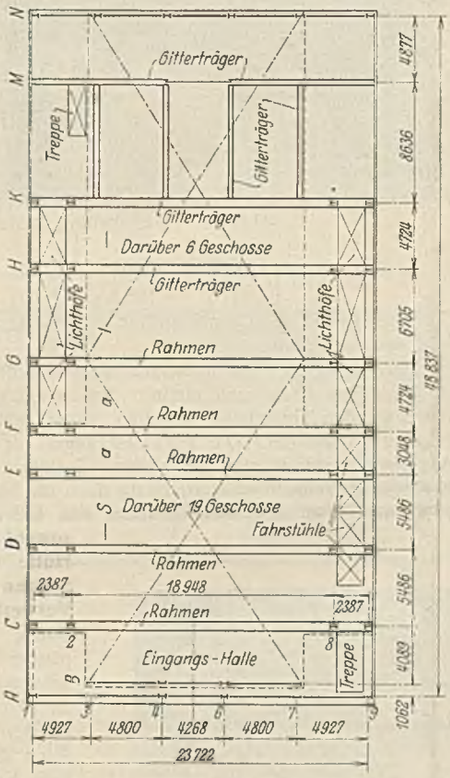


Abb. 1. Erdgeschoßgrundriß.

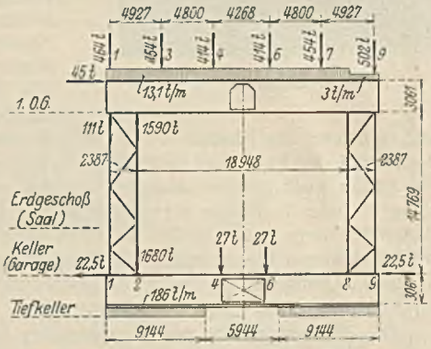


Abb. 2. Rahmenbinder *D*.

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 Winkelverstrebungen 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	
Scherkraft in der Mitte . .	2,7 t	0	16,2 t
Endmoment	1440 tm	640 tm	265 tm bzw. 0
Mittelmoment	3350 tm	3150 tm	133 tm
Scherkraft (Wind)	45 t		22,5 t
Moment (Wind)	202 tm	202 tm	202 tm

Die Fundamentträger binden in eine 1,05 m starke doppeltarmierte Eisenbetonplatte ein und sind mit den Umfassungswänden verankert. Umfassungswände und Grundplatte sind durch eine starke Bewehrung biegungsfest miteinandnr verbunden. Man erwartet von dieser Maßnahme eine Entlastung des Kragarmes und eine Erhöhung des Mittelmomentes im Fundamentbalken, d. h. eine gleichmäßige Verteilung der Baugrundpressung. 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.

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 Schliffbildern 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 ¼jährliche Wiederholung der Schweißerprüfung 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-Schinkel. 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.

Ende des Jahrgangs 1932.

POLITECHNIKA ŚLĄSKA Biblioteka Główna